

T-98



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DESVIO DE COLECTORES EN LAS INTERFERENCIAS DE LA AMPLIACION DE LA LINEA TRES DEL METRO DE LA DIUAD DE MEXICO

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A
MANUEL MERCADO TAPIA
MEXICO, D. F. 1979



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

C O N T E N I D O .

- I. ANTECEDENTES.
 - A. Reseña Histórica del Metropolitano.
 - B. Instalaciones Subterráneas.
- II. ALTERNATIVAS DEL PROYECTO PARA SIFONES.
 - A. Sifones a Cielo Abierto.
 - B. Sifones en Túnel.
- III. ESTUDIOS DEL SUBSUELO
 - A. Subsuelo de la Ciudad de México.
 - B. Exploración y Pruebas de Laboratorio.
 - C. Estatigrafía y Propiedades del Subsuelo.
- IV. ESTUDIOS HIDRAULICOS.
- V. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.
 - A. Trabajos Preliminares.
 - a) Estructura de Contención. Muro colado en Sitio.
 - b) Abatimiento del N.A.F.
 - B. Excavación, Troquelamiento y Construcción.
 - C. Relleno.
- VI. PRESUPUESTOS DE LAS ALTERNATIVAS.
- VII. CONCLUSIONES.

I. ANTECEDENTES

A.- Reseña Histórica del Metropolitano de la Ciudad de México.

En el ámbito de una área metropolitana, los individuos pueden juzgar provechoso para sus actividades sociales, culturales o de trabajo, el desplazarse de un lugar a otro, generalmente - todos los días. Unos se trasladan a pie (los peatones), otros por los diferentes medios de transporte (automóviles, camiones, autobuses, etc.).

En los últimos 60 años el Distrito Federal ha crecido de un millón a catorce millones de habitantes; Abarca una superficie de 1 500 kilómetros cuadrados aproximadamente y una área - urbanizada mayor de 400 kilómetros cuadrados.

Día a día el movimiento de personas en una área metropolitana, se convierte en uno de los problemas más complejos, debido a la centralización de las actividades humanas en las ciudades y al crecimiento explosivo del número de habitantes y vehículos. Es en estos lugares donde se acentúan los problemas de vialidad, las calles con mayor demanda de tránsito (generalmente la zona central comercial) son anacrónicas, debido a que fueron construidas para una época ya pasada.

Por tal motivo el Departamento del Distrito Federal por medio de su organismo público descentralizado, S.T.C. (sistema de transporte colectivo) está llevando a cabo estudios e investigaciones para hallar la solución adecuada a los mencionados problemas, los cuales se orientan hacia la construcción de una vía

rápida subterránea que, sin suprimir ninguno de los servicios de superficie existentes, ayudara eficazmente, mediante el transporte masivo y rápido.

En Junio de 1967 se iniciaron los trabajos que vendrian a formar la primera etapa de la red de transporte masivo formado por tres lineas que satisfacen los requerimientos basicos que la capital exige.

La Línea No. 1 construida de Oriente-Poniente, desde la calzada Ignacio Zaragoza y Rio Churubusco hasta Tacubaya; la Línea No. 2 de Norte a Sur, desde la calzada México Tacuba hasta la calzada Taxqueña y la Línea No. 3 desde el conjunto habitacional Tlatelolco hasta la estación Hospital General en la colonia Doctores.

La red del Metropolitano, consta de 38 kilómetros en operación y 3.5 kilómetros para maniobras y vías secundarias. De sus 48 estaciones operativas, 19 corresponden a la línea uno, 22 a la línea dos y 7 a la línea tres.

El 27 de Agosto de 1977 se inicia la segunda etapa del sistema de transporte masivo con la ampliación de la línea tres y la construcción de tres nuevas líneas que son:

LINEA NUMERO CUATRO

Su trazo Norte-Sur irá de Inguarán hasta Plutarco Elias Calles. Tiene una extensión de 10.4 kilómetros, con diez estaciones: Gustavo A. Madero, Talismán Bondoquito, Rio Consulado (correspondencia con la línea 5), Emilio Carranza, Morelos, Cande-

laria (correspondencia con la línea 1), Fray Servando, Jamaica y, como estación terminal Plutarco Elías Calles. Este tramo será elevado en su totalidad.

LINEA NUMERO CINCO

Se inicia en la Avenida Hangares, a un costado del Aeropuerto Internacional, tendrá una longitud de 14.2 kilómetros y conectará a la zona Norte, en la delegación Gustavo A. Madero, -- con la zona Oriente, en colindancia con Nezahualcoyotl, que tiene el cuarto lugar en densidad demográfica de la República.

Esta línea se construirá subterránea y elevada y tendrá un total de 12 estaciones: Churubusco, Hangares, Aeropuerto Internacional, Oceania, San Juan de Aragón, Eduardo Molina, Río Consulado, Ferrocarril Hidalgo, Guadalupe, La Raza, Terminal Autobuses del Norte y Fortuna, que será de correspondencia con la línea 6.

LINEA NUMERO SEIS

Ramal autónomo de comunicación Oriente - Poniente.

Se inicia en la Estación Fortuna, que ahora será de transbordo con la misma línea 5, y se encuentra en la influencia de la avenida Cien Metros y en la antigua carretera Azcapotzalco--La Villa; continua al poniente hasta parque vía (hoy radial - Lázaro Cárdenas), hasta la unidad habitacional El Rosario en Azcapotzalco.

Tendrá una extensión de 8.3 kilómetros con 7 estaciones: Fortuna, Vallejo, Norte 45, Ferrería, Azcapotzalco, Tezozómoc y el Rosario; y será subterránea en su totalidad..

La Ampliación de la Línea 3 se realizará hacia el NORTE y hacia el SUR; Hacia el Norte contará con 4 estaciones más: La Kaza, Potrero, Basílica y como estación terminal Zacatenco. Su construcción será subterránea y superficial.

En dirección Sur, su crecimiento empezó en Enero de 1978, a la altura del Centro Médico, la cual terminará en el cruce de la Avenida Universidad y Félix Cuevas, con una longitud de 5.2 kilómetros de construcción subterránea. Las estaciones de que constará son: Centro Médico, Etiopia, Eugenia, División del Norte y como estación final Emiliano Zapata.

La experiencia internacional manifiesta que un problema de carácter evidentemente dinámico como es del del transporte, no tiene una solución o soluciones integrales inmediatas, y que el desarrollo de una red de transportación colectiva se va logrando con una integración paulatina, regida por los resultados y las experiencias, que se obtienen tanto en el proyecto como en la construcción y en la operación misma de cada línea propuesta

Lo anterior implica por lo tanto que aún, los trazos idóneos teóricamente planteados, para ubicar las líneas iniciales de una red subterránea de transporte masivo, están sujetos a modificaciones tendientes a localizaciones más adecuadas.

Paralelamente a los trabajos del Metro se han venido realizando otros, que solucionan problemas propios de la ciudad tales como obras viales, localizaciones de terminales de autobuses, reestructuración del transporte de superficie, etc. y en los cuales se ha venido trabajando intensamente, debido a la im

portancia que tienen estos trabajos por el gran beneficio que acarrearán a la ciudad.

B.- Instalaciones Subterráneas.

La construcción del Metro genera una diversidad de trabajos auxiliares, que si bien no son espectaculares, no por ello son de menor importancia, se trata de los servicios públicos ya establecidos, que no solo no deben interrumpirse, sino que además deben adaptarse al curso de la vía subterránea y a las modalidades de su ejecución y que a la vez si no se realizan con la premura y eficiencia necesarias, la población sufriría sencillos perjuicios por la suspensión de tales servicios y el avance de la construcción del metro se vería afectado.

Las obras de desvío que se realizan al mismo tiempo que la construcción del metro, han requerido detallado estudio y planeamiento y consisten en desplazamientos y cambios de cables aéreos y subterráneos de alta tensión, líneas de teléfonos y alumbrado, tuberías de agua potable, alcantarillado, semáforos, colectores, etc..

Son tan importantes estas obras de movimiento de instalaciones, que tramo a tramo se les va dando la solución previa --mente aprobada, conforme se va atacando cada problema en especial, por ser básica en el buen desempeño y funcionamiento de la obra principal.

A lo largo de la Avenida Cuauhtémoc, en el cruce con las calles de Morena, Romero de Terreros, Eugenia y División del Norte, se encontró con tuberías de alcantarillado a una profundidad tal que interferirá con el paso del cajón del metro en la ampliación de la línea 3 sur.

Debido a las características que presentan estos colectores que, además de ser de dimensiones poco comunes deberá de salvar un obstáculo de la magnitud que es el cajón del metro, fué necesario proceder a la elaboración de un proyecto para el cruce de los elementos antes mencionados.

Dicho cruce se hará con depresiones en esas tuberías, denominado SIFON INVERTIDO, por quedar en posición inversa a la de un sifón verdadero; sin embargo una denominación más correcta sería la de ATARJEAS DEFRIMIDA. En el caso de atarjeas y algunos subcolectores, ha sido posible canalizarlos hacia otros conductos, evitando así el cruce con el metro.

La construcción de estos Sifones deberá hacerse con un máximo de seguridad y a la par con la celeridad con que se construye el cajón del metro de igual manera y ratificando la necesidad de construir con rapidéz dichos sifones.

Los Sifones en estudio y motivo de esta Tesis son los siguientes:

SIFON MORENA, lo forma el colector 12B localizado en la esquina de Morena y Avenida Cuauhtémoc.

SIFON ROMERO DE TERREROS, formado por el colector 14 localizado en el cruce de la Av. Cuauhtémoc y la calle de Romero de Terreros.

SIFON EUGENIA, se encuentra localizado en el cruce de la Avenida Cuauhtémoc con la calle de Eugenia y lo forma el colector Núm. 16.

SIFON MATIAS ROMERO, formado por el colector número 18 localizado en la calle de Matias Romero y la Av. Cuauhtémoc en la Glorieta de Francisco Villa.

Las Características y procedimientos constructivos de cada uno de ellos, se describirán más detalladamente en los capítulos siguientes.

II. ALTERNATIVAS DEL PROYECTO PARA SIFONES

Se ha visto la necesidad de modificar algunos colectores en cuanto a su ubicación, cuando su trazo se ha encontrado dentro de la zona de construcción del metro, dicha modificación se realizó mediante el procedimiento de Sifón Invertido.

Estos sifones constan generalmente de dos tuberías de diámetro diferente; la de menor diámetro trabaja con el gasto diario de aguas negras y el conjunto con el gasto máximo combinado

Para la construcción se han seguido los diferentes procedimientos, según las peculiaridades de cada sitio; estos son:

A.- SIFONES A CIELO ABIERTO

- 1.- Utilizando atagüía metálica
- 2.- Utilizando atagüía de madera
- 3.- Utilizando atagüía mixta (viguetas y madera)
- 4.- Utilizando atagüía de concreto (cajas de entrada y salida).

Este tipo de sifón es factible en lugares donde se tiene el espacio suficiente para realizar la excavación a cielo abierto.

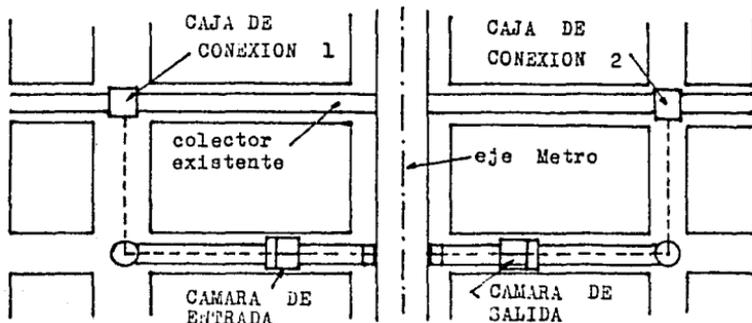
En la elaboración de un proyecto deberá contarse con:

Perfil del colector. En donde deberán estar marcados puntos tales como cambios de diámetro, aliviadores, unión de colectores, localización del cruce, etc.

Existen dos formas principales de realizar el cruce del colector:

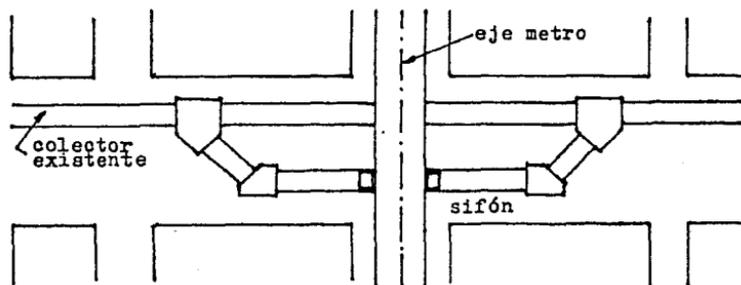
a) Cruce de Rectificación.

Es aquel en donde la calle en que está alojado el colector existente es demasiado estrecha para hacer la desviación allí mismo; razón por la cual, el cruce deberá hacerse por una calle paralela al colector como lo muestra la figura.



b) Cruce Paralelo.

Este cruce se hace cuando la calle en que se encuentra el colector existente es lo suficientemente ancha, o bien, que por particularidades del proyecto sea necesario, el cruce se hará - como se muestra en la figura.



De las figuras anteriores podemos observar que las estructuras que forman un Sifón son las siguientes:

- 1.- Cajas de conexión 1 y 2.
- 2.- Cámaras de entrada y salida.
- 3.- Ramales de bajada y subida
- 4.- Pozos de Inspección.
- 5.- Ductos.
- 6.- Otras estructuras.

1.- Cajas de Conexión 1 y 2

Las cajas de conexión son estructuras que se construyen montadas sobre el colector existente aguas arriba y aguas abajo, con el fin de evitar interrumpir el servicio de alcantarillado y, una vez construidas las demás partes del sifón se pondrá en servicio por lo que son objeto de un diseño especial.

Las características a considerar para el diseño de estas cajas son las siguientes:

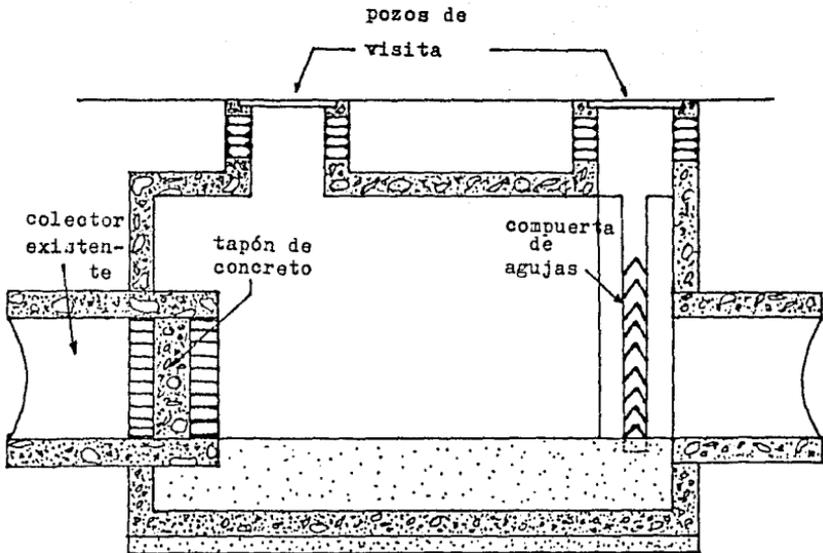
Curvas de Transición. Serán de radio igual al diámetro del tubo y se formarán con curvas circulares y con rectas, evitando en lo posible los tipos de curvas cónicas.

Dimensiones. Están sujetas a los diámetros de los tubos y al desarrollo de la curva de transición, así como las medidas que aparecen en la figura siguiente, cuyo objeto es de proporcionar espacio de trabajo cuando el colector existente aún esté funcionando.

Pozos de visita. Se colocarán centrados en la intersección de los ejes de los colectores.

Compuerta de Agujas. Tiene el objeto de que al momento de hacerse el desvío pueda lograrse un cierre provisional mientras se construye el tapón. La compuerta consta de madera y guías.

Tapón de Concreto. Su finalidad es la de cerrar definitivamente la tubería.



2.- Cámaras de Entrada y Salida.

Estas cámaras sirven de transición del colector al sifón. Como se sabe un sifón debe garantizar una velocidad tal que permita el arrastre de las partículas y disminuya así la sedimentación debiendo ser mayor de 1.0 m/seg., sobretodo en la rama descendente del mismo. Se debe garantizar que por lo menos la totalidad de las aguas negras escurran por el tubo de menor diámetro que deberá ser de 0.91 m. como mínimo. Lo anterior se logra colocando un vertedor en la caja que obligue al caudal de aguas negras escurrir por dicho tubo.

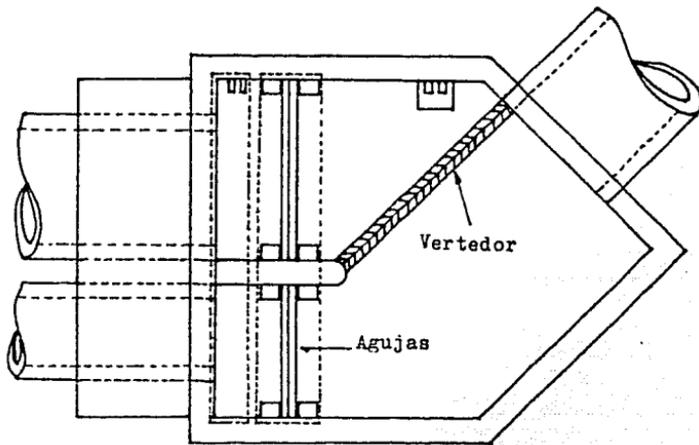
La cota del vertedor y la longitud del mismo, tanto en la cámara de entrada como en la de salida se fijan de acuerdo con el perfil hidráulico.

Deberán estar provistos de un pozo de visita para el colector únicamente y registros formados con tapas tipo de aguas negras para poder introducir cualquier tipo especial de herramienta para limpieza.

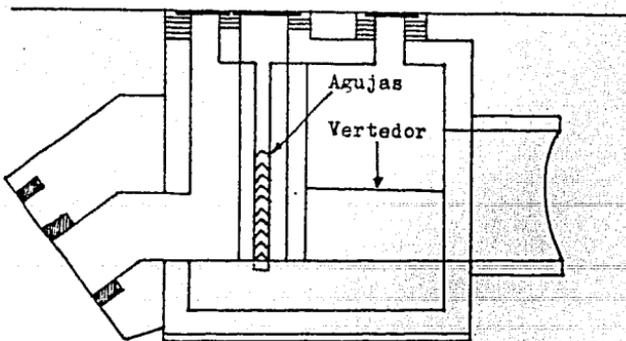
En la misma caja deberá darse la curva vertical, como se muestra en la figura.

3.- Ramales de Bajada y Subida.

Los ramales serán por lo regular de dos tubos y se construirán de tubería Lock-la de junta profunda flexible en tramos no mayores de 2.50 m. En la unión de los ramales con el ducto y con las cámaras se colocarán juntas flexibles. Podrán utili-



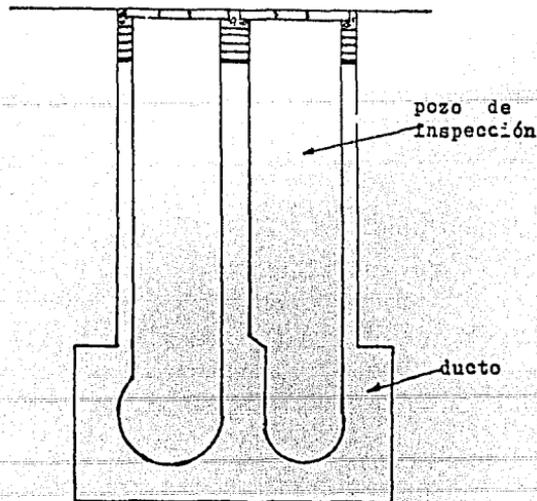
Registro de acceso



zarse también tubos de concreto reforzado para baja presión que cumplan con las especificaciones de la D.G.O.H. del D.D.F..

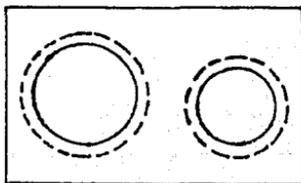
4.- Pozos de Inspección.

Tendrán un muro intermedio que evite la comunicación entre las dos tuberías, y serán como se indica en la figura. Los pozos de visita deberán colocarse según los ejes de la tubería y en las zonas críticas, como son los cambios de dirección en la parte profunda.



5.- Ducto.

El ducto es la parte del sifón que va abajo de la estructura del metro. Dentro de él van alojados las tuberías que sirven como cimbra al ducto. La parte superior del ducto puede o no integrarse a la losa inferior del metro.



6.- Otras Estructuras.

Son estructuras especiales como pozos de visita, cajas especiales, plantillas, rellenos, etc. , que se construirán de manera tal como se indican en los planos y especificaciones.

B.- SIFONES EN TUNEL.

Para la elaboración de un proyecto para la construcción de un sifón en túnel, se deberá contar con la misma información de los elementos descritos en Sifones a Cielo Abierto; la variante que existe en éste caso se deriva únicamente de la forma de los ductos y del procedimiento de construcción empleado.

Para la excavación de este tipo de sifón se empleará el método de escudo, en virtud de que, la excavación para un sifón a cielo abierto, trae consigo diversos tipos de problemas como son el tránsito, servicios públicos, comercios, etc.

CAPITULO III

ESTUDIOS DEL SUBSUELO

A. SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO

B. EXPLORACION Y PRUEBAS DE LABORATORIO

III. ESTUDIOS DEL SUBSUELO

A.- Subsuelo de la Ciudad de México.

Debido a que los suelos, sobre los que se desplantan las estructuras de cualquier tipo de obra civil, son el resultado de procesos geológicos sucedidos en forma irregular en el espacio y en el tiempo el ingeniero debe conocer las características geológicas del lugar, de tal manera que pueda asociarlas a los diferentes aspectos de la Mecánica de Suelos y con ésto lograr mejores resultados en los problemas que se pretendan resolver.

Las exploraciones realizadas con el objeto de estudiar cimentaciones de estructuras en la Ciudad de México, nos proporcionan una exacta información de las características estadigráficas y mecánicas, que presenta el subsuelo en el área urbana; partiendo de ésta información se ha dividido a la ciudad en tres zonas estadigráficas:

a).- Zona del Lago.

El subsuelo sobre el que está cimentada la zona central de la Ciudad de México, consta de las siguientes capas:

1.- Depósitos Areno-arcillosos o limosos con abundancia de restos arqueológicos, o bien una capa de material de relleno que varía entre 1 y 10 metros.

2.- Una formación arcillosa, originada por la descomposición de cenizas volcánicas, compresibles de variados colores y

consistencias comprendidas entre blanda y media, intercaladas con pequeñas capas ó lentes de arena; su espesor oscila entre 15 y 32 metros. La primera capa de gran compacidad de unos 3m. de espesor, constituida por suelos arcillosos ó limoarenosos, se encuentra a 33m. bajo la superficie aproximadamente.

3.- Arcillas volcánicas de características semejantes a la de la formación superior, aunque más compactas y resistentes; el manto tiene un espesor comprendido entre 1 y 14 metros.

Llegan a tener contenidos de agua hasta de 500% por lo que existe una baja resistencia al corte y alta compresibilidad; al descargarlos producen fuertes expansiones.

Hacia el centro de la Ciudad han estado sujetos a un prolongado proceso de consolidación a consecuencia de cargas superficiales y de extracción de agua.

b).- Zona de Lomas.

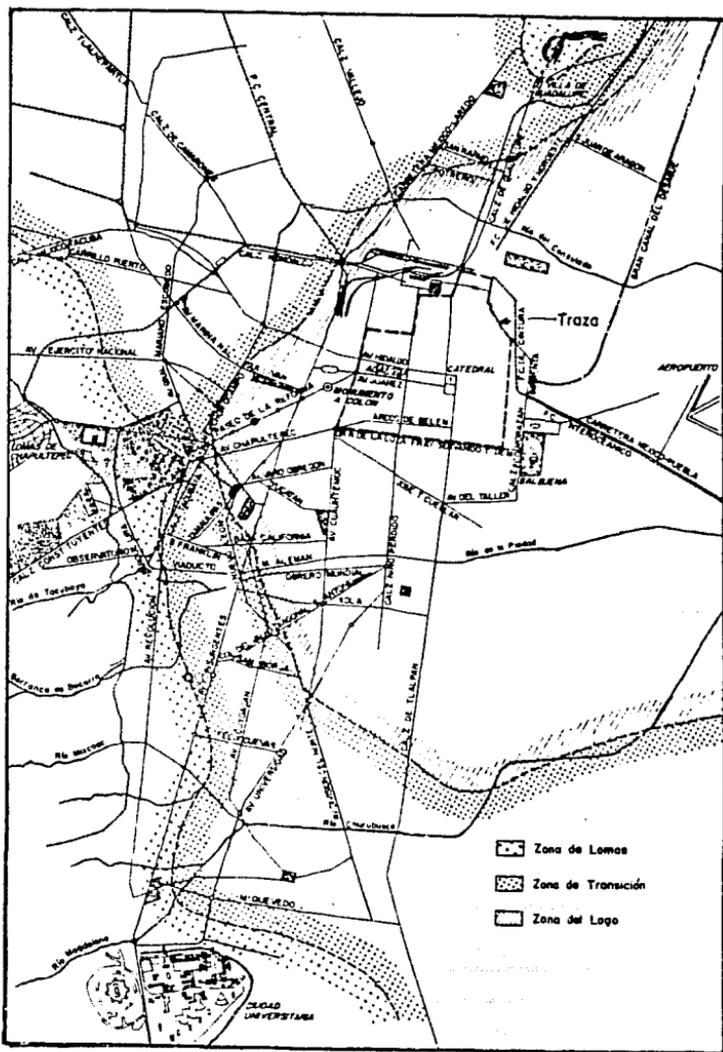
Formada por lomeros localizados hacia el poniente y sur de la Ciudad, constituida por terrenos compactos, arenolimosos con alto contenido de grava unas veces, y otras por tobas pumfíticas bien cementadas. En el sur, en las faldas del ajusco, las formaciones son derrames basálticos de diferentes espesores que forman el pedregal. A ésta zona por su altitud relativa, se le denomina "Las Lomas", y en general se caracteriza porque la capacidad de carga del terreno es elevada y con condiciones favorables para cimentar estructuras, así como por la ausencia de capas de arcilla compresibles que puedan causar asentamien -

tos de gran magnitud. Una precaución que debe observarse es la presencia de cavernas u oquedades entre emisiones lavíticas, o bien bolsas de arena y asentamientos bruscos por saturación. Los efectos sísmicos son relativamente menores.

c).- Zona de Transición.

Está formada superficialmente por depósitos arcillosos o limosos orgánicos, cubriendo estratos de arcilla volcánica muy compresibles y de espesores variables, intercalados con capas de arena limosa compacta ó arena limpia, las cuales descansan sobre potentes mantos en los que predominan la grava y la arena. En algunas partes, las condiciones estratigráficas varían en forma considerable, aún en un mismo predio. El nivel freático se haya profundo en algunos lugares. Las capacidades de carga son intermedias y los efectos sísmicos variables, dependiendo de la estatigrafía.

Las arcillas alcanzan espesores de 10 a 15 metros y contenidos de agua hasta de 200%, son más resistentes y menos compresibles.



B. - Exploración y Pruebas de Laboratorio.

Durante la ejecución de una obra es necesario contar con - datos firmes, seguros y abundantes respecto al suelo con el que se está tratando. El propósito de las investigaciones subsuperficiales es el determinar la extensión y naturaleza de la capa principal de suelo, determinar la profundidad donde se encuentra el agua y obtener muestras de los varios suelos encontrados para ser identificados; Es en el laboratorio de mecánica de Suelos en donde se obtienen los resultados definitivos al estudio de las muestras del suelo realizadas en campo.

El objeto principal de estas muestras era el de analizar - las propiedades mecánicas del medio donde será excavado el -- Sifón y en función de ellos verificar el procedimiento constructivo más adecuado.

Para determinar la estatigrafía y propiedades del subsuelo en el lugar, se practicarón Sondeos por medio de tubos de pared delgada, a fin de obtener muestras inalteradas; Desde luego de - ningún modo y bajo ninguna circunstancia puede obtenerse una muestra de suelo que pueda ser rigurosamente considerada como - inalterada, siempre será necesario extraer al suelo de un lugar con alguna herramienta que inevitablemente alterará las condiciones de esfuerzo en su vecindad, pero se tratará de hacer - mínimos los cambios en las condiciones de la muestra "in situ".

La recuperación de muestras inalteradas se hizo mediante - el sistema Shelby en los suelos blandos y el Denisón en los medianamente compactos; en ambos casos el diámetro del tubo mues-

treador fué de 10 cm.

El cañón de doble tubo tipo Denison, consiste en un cañón doble dentro del cual se tendrá un cañón estacionario que se - extenderá un poco abajo del cañón exterior de rotación, el espacio para el cañón es limpiado por los cortadores rotatorios y - por el proceso de lavado.

Los aparatos de este tipo han dado muy buenos resultados en suelos cohesivos. También es el tipo de muestreador que se - ha encontrado para arcillas duras, para suelos muy compactados con cierta plasticidad, y para arena compacta a poca profundi - dad.

El muestreador tipo Shelby consiste en un tubo de acero - sin costura de 80cm a 1.0m de largo y en cuya parte superior se enrosca a la tubería de perforación. Su hincado se realiza - ejerciendo presión y velocidad constante que le trasmite una - máquina perforadora.

También se realizarón muestreos del tipo alterado por me - dio del Método de penetración Estándar en suelos puramente fric - cionantes.

El equipo necesario para aplicar el procedimiento consta de un muestreador especial ó penetrómetro estándar. Es normal - que el penetrómetro sea de media caña, para facilitar la extrac - ción de la muestra. El penetrómetro se enrosca al extremo de - la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo pe - netrar a golpes dados por un martinete de 63.5 kg (140 libras) que cae desde 76cm (30"), contando el número de golpes necesá -

rios para lograr una penetración de 30cm. En cada avance de 60cm debe retirarse el penetrómetro, removiendo al suelo de su interior.

Otro método usado fué el Peso Herramienta que consiste en un muestreador de forma cónica que se hinca aplicando presión estática a la parte superior de la tubería de perforación con un gato hidráulico, empleando un marco fijo de carga que pueda estar sujeto al ademe necesario para proteger la tubería de perforación de la presión lateral. La velocidad de penetración sugiere ser constante y del orden de 1.0 cm/seg.

Todas las muestras fueron etiquetadas con la profundidad y sondeo de obtención, y protegidos para evitar pérdidas de humedad y deterioro durante su transporte al laboratorio.

Analizando las muestras en el laboratorio, se clasifican los materiales de los distintos estratos y se determinan sus propiedades índice como son:

Peso específico húmedo.

Por definición:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

Se valorará:

El W_m puede conocerse pesando la muestra de suelo;

el V_m se valorará, o bien labrando la muestra original a una forma geométrica simple o bien por inmersión de la muestra en mercurio (el peso del mercurio desalojado entre el peso específico de ese elemento, da el volumen desplazado, igual al volumen de la muestra).

Peso Específico seco. Se obtiene de la misma manera que el peso específico húmedo una vez que la muestra haya sido secada en horno.

Se determinarán también las oquedades inicial y final, los contenidos de agua obtenidos pesando primeramente la muestra - para obtener W_m . A continuación se seca al horno y se vuelve a pesar, obteniéndose W_s , con la diferencia de ambos, se obtiene $W_w = W_m - W_s$; aplicando la fórmula $w(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100$ queda determina el contenido de agua. Los Límites de Consistencia en los suelos plásticos y Granulometrias en los predominantemente arenosos.

El Límite Líquido se determinó mediante el uso de la Copa de Casagrande; Sobre la copa se coloca el suelo con un espesor máximo de 1 cm., se forma en él una ranura trapezoidal y se golpea secamente la copa sobre su base a razón de dos golpes por segundo, se cuenta el número de golpes necesarios para que la parte inferior del talud de la ranura se cierre determinando de inmediato su contenido de agua que se llevará a una gráfica Contenido de Agua - Número de Golpes para varias pruebas hechas a la muestra. La ordenada correspondiente a los 25 golpes será el Límite Líquido del suelo.

El Límite Plástico se determinó haciendo rollito una muestra de suelo sobre una hoja de papel para acelerar la pérdida de humedad del material, o sobre una placa de vidrio o metal con la mano. Cuando el rollito llega a un diámetro de 3 mm (1/8"), se dobla y presiona, formando una pastilla que vuelve a rolarse hasta que en los 3mm justo ocurra el desmoronamiento y agrietamiento; en tal momento se determinará su contenido de agua, que es el límite plástico.

El Índice Elástico se determina con la diferencia del límite líquido y el límite plástico.

Los datos obtenidos del Límite Líquido e Índice plástico se grafican sobre la carta de plasticidad y se determinan las características particulares del suelo. Se determinó también la cohesión mediante Torcómetro en los suelos cohesivos y la Compresibilidad realizada sobre un aparato llamado consolidómetro que está constituido por un cilindro y un pistón. La muestra de suelo es comprimido entre dos piedras porosas que permite la expulsión de agua. Se mide el asentamiento bajo carga y después el abudamiento cuando la descarga y se presentan los resultados del ensayo en los ejes $e - \log p$.

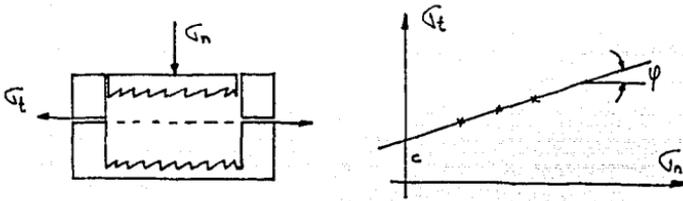
En suelos arcillosos se ejecutaron pruebas de resistencia al corte en las modalidades de Compresión Simple y Corte Directo. Se hicieron también ensayos de Compresión Triaxial para los diferentes estratos; Para materiales Cohesivo-friccionantes se efectuó la prueba Rápida-Consolidada y para materiales cohesivos la Rápida-rápida que son los recomendados.

La prueba de Compresión Simple se realiza, aplicando un esfuerzo axial a un espécimen, sin la etapa previa de presión hidrostática. Prácticamente sólo existe la etapa de carga, que conduce el suelo a la falla.

Existen diferentes tipos de aparatos para Corte Directo, el más conocido es el de Casagrande. La muestra de suelo se encierra en dos medias cajas pudiendo deslizarla una sobre la otra; Un esfuerzo normal al plano de deslizamiento es aplicado por un pistón y se mide el esfuerzo máximo de corte registrando una curva esfuerzo-deformación.

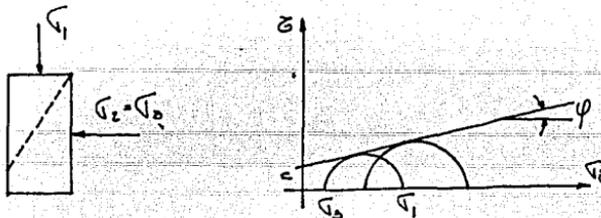
El corte directo da entonces a la ruptura un par de valo-

res (σ_n , σ_t) que define un punto en la gráfica de Mohr. El lugar de estos puntos es la curva intrínseca, que es una recta según la relación de Coulomb. Esta recta determina el campo de los esfuerzos que el suelo puede soportar sin ceder.



En el ensayo Triaxial, una muestra cilíndrica en una funda es sometida a la presión de un fluido ($\sigma_2 = \sigma_3$) y axialmente a la carga de un pistón (σ_1).

Se registra la curva esfuerzo axial - deformación axial, - la ruptura es materializada por una deformación excesiva o por un plano de deslizamiento. Este ensayo permite determinar el - Círculo de Mohr del equilibrio último. La envolvente de los círculos de Mohr es la curva intrínseca, es decir para los suelos la recta de Coulomb.



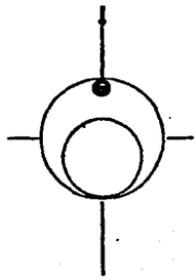
Con los datos de campo y laboratorio se formaron las columnas estatigráficas que se muestran en las figuras siguientes correspondientes a cada uno de los sifones en estudio.

De las columnas estatigráficas se puede observar que los sifones de Eugenia, Romero de Terreros y Morena las características del suelo son muy semejantes, encontrándose con una capa de material de relleno a 0.60m de profundidad. Le sigue otra de 2.0m de limo y arcilla orgánicos de alta compresibilidad; siguiendo a ésta capa, otra de arcilla limosa compresible de alta -- plasticidad y consistencia suave.

De lo anterior se puede deducir que el suelo presenta propiedades favorables para realizar una excavación a cielo abierto. En la práctica se pudo comprobar la veracidad de los datos proporcionados por el laboratorio de Mecánica de Suelos durante el proceso de ejecución de la obra.

El sifón de Matias Romero presentaba un suelo con gran contenido de arena fina suelta. Los primeros 0.80m de profundidad correspondieron a una capa de relleno, siguiendo una capa de 1.1.0m de arcilla compresible intercalada de capas de arena con grava y limo arenoso; Una capa de 2.0m correspondiente a una -- profundidad de 13 a 15 mts. por donde atravesó el túnel de material limo arenoso y arena limosa de baja plasticidad en unas zonas y otras de arcilla y arcilla con fósiles.

Durante la construcción del túnel, la excavación se dificultó al atravesar las capas de arena al igual que durante la excavación de las lumbreras en donde los trabajos fueron más lentos al atravesar esas zonas.



CUAUHTEMOC

Camellón

910 mts.
8,00 +1,10 +



Sondeo 3S-6



Pozo N.F.

+3.35 +2.55 +

EUGENIA

Camellón

Camellón

EUGENIA

Camellón

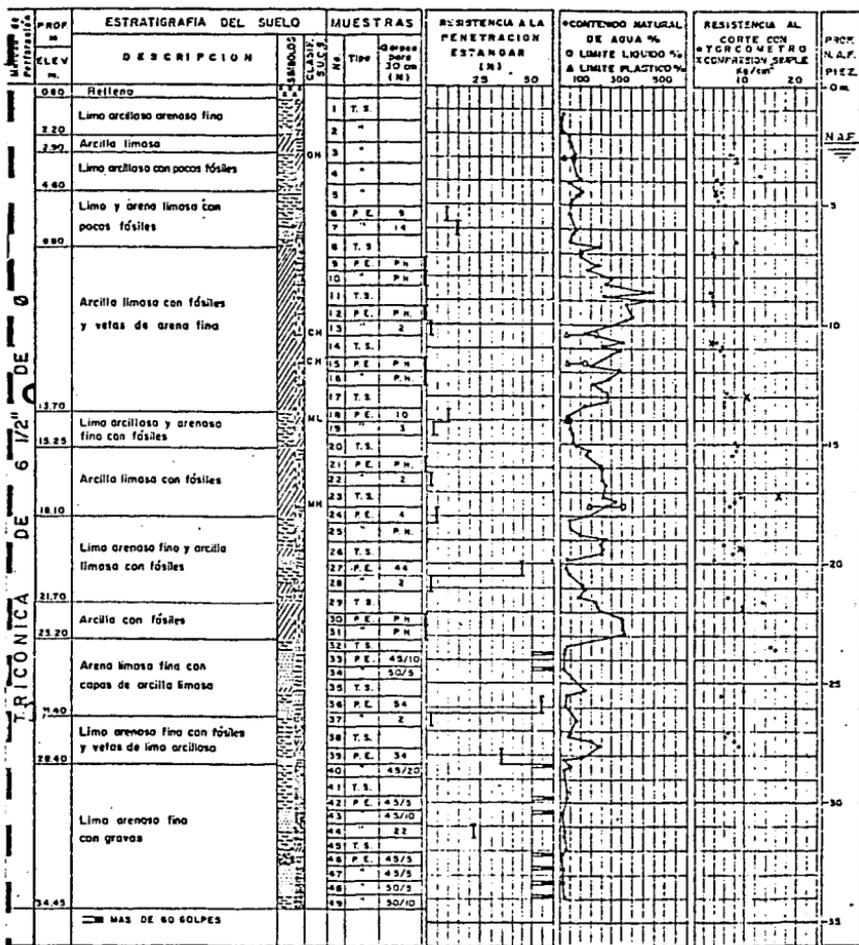
CUAUHTEMOC

METRO LINEA-3
SONDEO 3S-6

CROQUIS DE LOCALIZACION

TESIS PROFESIONAL

Fig. 1



SIMBOLOGIA

- | | | | |
|--|---------|--|------------------|
| | RELLENO | | GRAVA |
| | ARCILLA | | FÓSILES |
| | LIMO | | VIDRIO VOLCANICO |
| | ARENA | | |

Penetración estándar
Peso del martillo 64 kg.
Altura de caída 15cm.

METRO LINEA-3
SONDEO 35-6

PRESENTACION GRAFICA DE LOS DATOS
MAYO 1959 Fig. 2

SONDEO	PROF. MEDIA	W	LL	LP	IP	Cr.	CLASIF.
	m	%	%	%	%	---	S. U. C. S.
35-6	3.00	60.4	64.6	33.8	30.8	0.13	OH
"	10.40	125.1	171.80	29.31	142.49	0.32	CH
"	11.70	148.9	121.2	39.8	81.4	0.34	CH
"	14.00	52.6	47.8	33.3	14.5	0.33	ML
"	17.60	218.7	306.0	144.4	161.6	0.54	MH

W = CONTENIDO NATURAL DE AGUA

LL = LIMITE LIQUIDO

LP = LIMITE PLASTICO

IP = INDICE PLASTICO

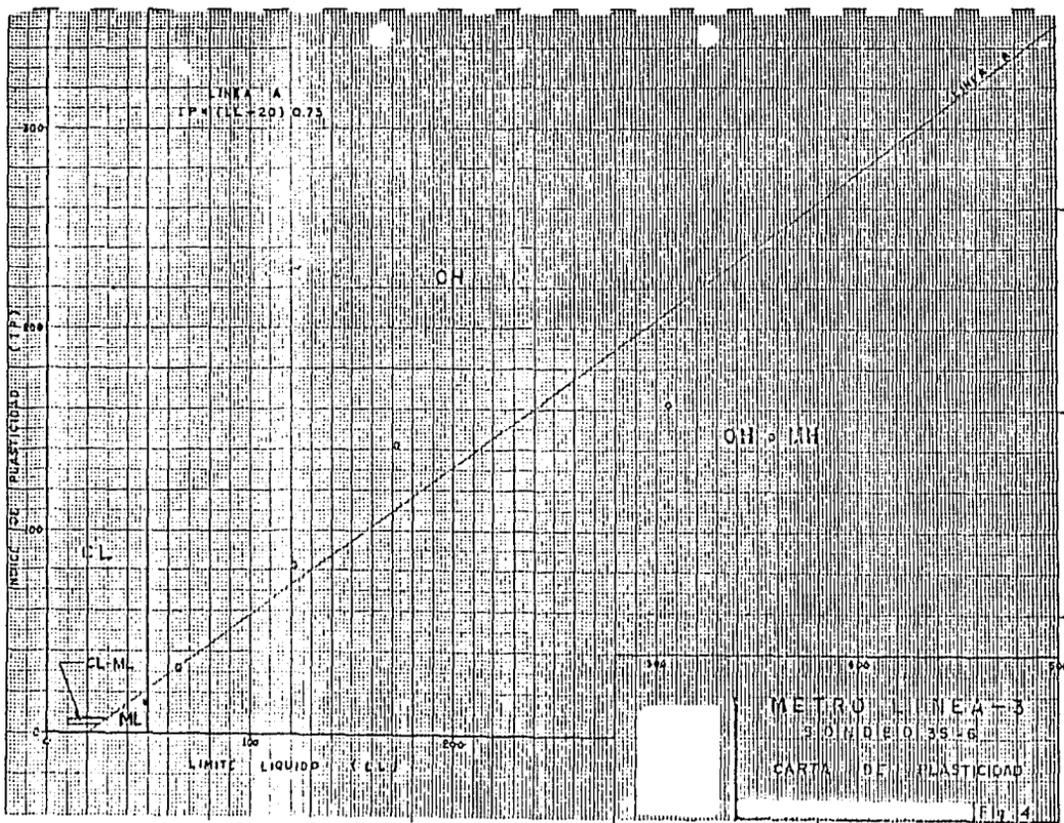
Cr. = CONSISTENCIA RELATIVA = $\frac{LL-W}{I.P.}$

METRO LINEA - 3

SONDEO 35-6

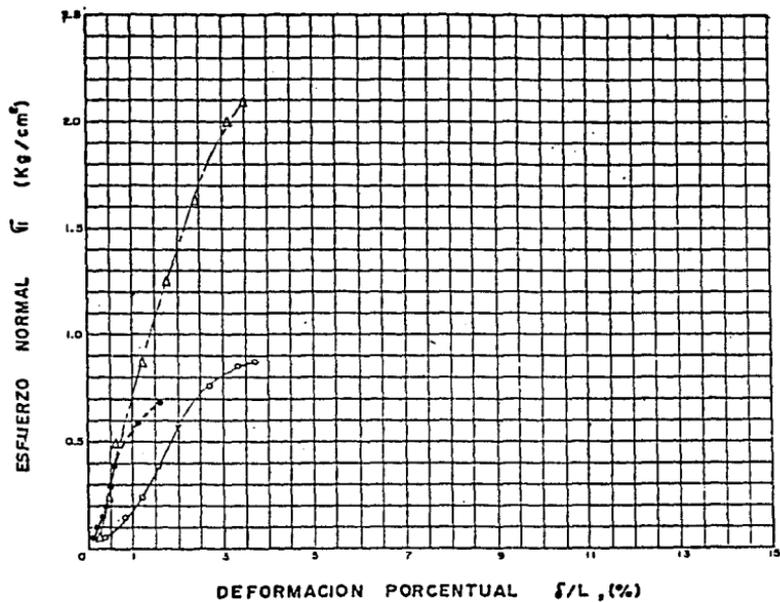
TABLA DE LIMITES
DE CONSISTENCIA

Fig. 3



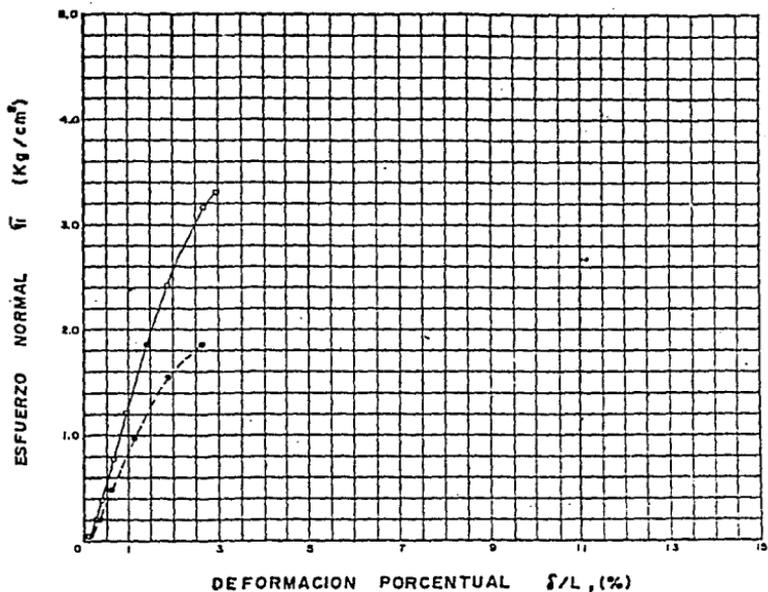
PROF.	DENSIDAD DE LOS SÓLIDOS ρ_s	RELACION DE VACIOS INICIAL e_1	CONTENIDO NATURAL DE AGUA W	GRADO DE SATURACION INICIAL G_r	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE σ_r	DEFORMACION A LA CAPTURA δ_r	PESO VOLUMETRIC		CLASIFICACION S.U.C.S.
							hMEDIO γ_o	SECO γ_d	
m.	—	—	%	%	kg cm ⁻²	%	kg m ⁻³	kg m ⁻³	—
1.20	—	—	15.0	—	—	—	1627	1413	—
1.90	—	—	412.5	—	—	—	1715	1214	—
3.00	—	—	184.8	—	—	—	1190	418	OH
3.20	—	—	76.2	—	—	—	1343	762	—
3.90	—	—	67.4	—	—	—	1526	912	—
4.43	2.12	2.45	112.7	97.5	0.88	3.703	1309	615	—
4.80	—	—	57.3	—	—	—	1566	995	—
7.10	—	—	121.9	—	—	—	1540	694	—
10.73	2.26	7.76	341.6	99.5	0.69	1.586	1140	258	—
11.10	—	—	295.3	—	—	—	1164	294	—
13.00	2.27	5.83	255.1	99.3	2.09	3.487	1181	332	—
17.20	2.22	6.32	290.4	102.0	3.31	2.971	1184	303	—
19.45	2.32	5.96	258.2	100.5	1.85	2.663	1194	333	—

METRO LINEA - 3
 SONDEO 3S-6
 RESULTADOS DE ENSAYES
 EN COMPRESION SIMPLE



SIMBOLOGIA	PROF. m.
○ ——— ○	4.43
□ ——— □	10.73
△ ——— △	13.00

METRO LINEA-3
 SONDEO 3S-6
 COMPRESION SIMPLE
 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION



SIMBOLOGIA	PROF. m.
○—○	17.20
□—□	19.45
△—△	

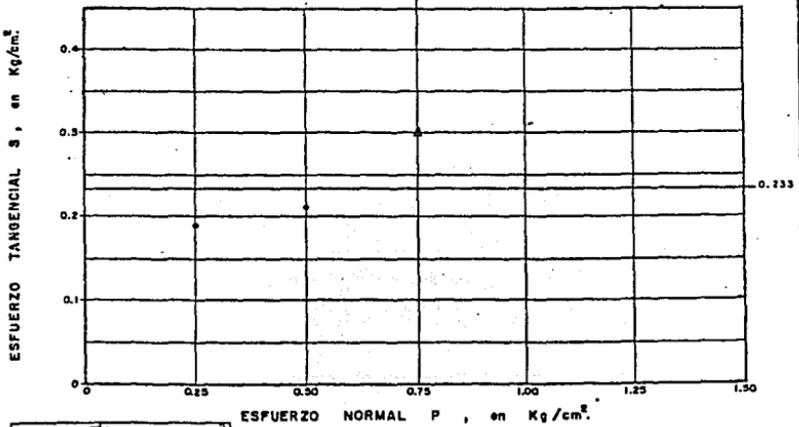
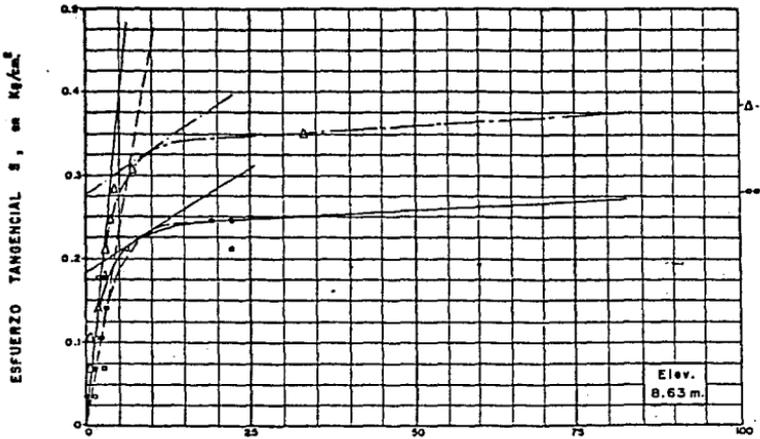
METRO LINEA-3
 SONDEO 3S-6
 COMPRESION SIMPLE
 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION

PROF. MEDIA	DENSIDAD DE SÓLIDOS			RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE DE CONSISTENCIA			INDICE DE		CLASIFICACION S.U.C.S.	
	S _s	e	e _f	NATURAL	FINAL	NATURAL	FINAL	NATURAL	FINAL	LIQUIDO	PLASTICO	PLASTICO	I _p	P _n		S _r
				W	W _f	G	G _f	LL	LP	%	%	%				
m				%	%	%	%	%	%	%	%	%	kg cm ⁻²	kg cm ⁻²		
8.63	2.35	9.60	9.48	393.5	388.5	96.3	96.3						0.25	0.19	---	
	2.68	10.93	10.75	394.8	388.0	96.8	96.7						0.50	0.21		
	2.34	9.61	9.44	398.6	391.3	97.1	97.0						0.75	0.30		
12.82	2.45	6.36	6.25	250.5	246.1	96.5	96.5						0.25	0.28	---	
	2.38	5.75	5.59	239.0	232.0	98.9	98.8						0.50	0.41		
	2.34	5.28	5.23	220.0	218.0	97.5	97.5						0.75	0.37		

METRO LINEA-3
SONDEO 39-6

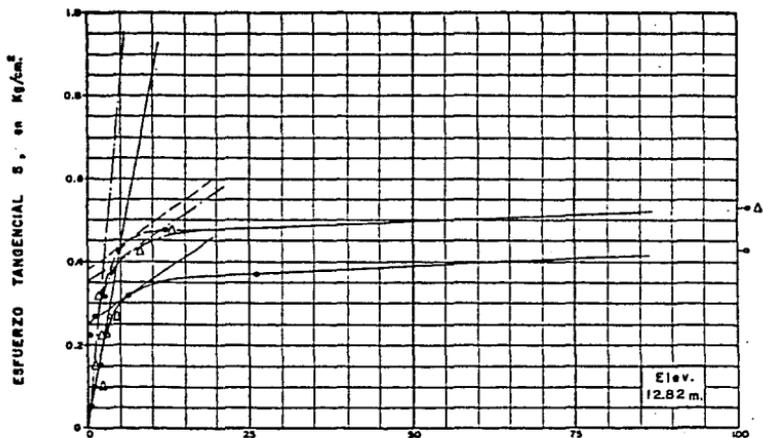
ENSAYES DE CORTE DIRECTO-NO DRENADO

Fig. 8

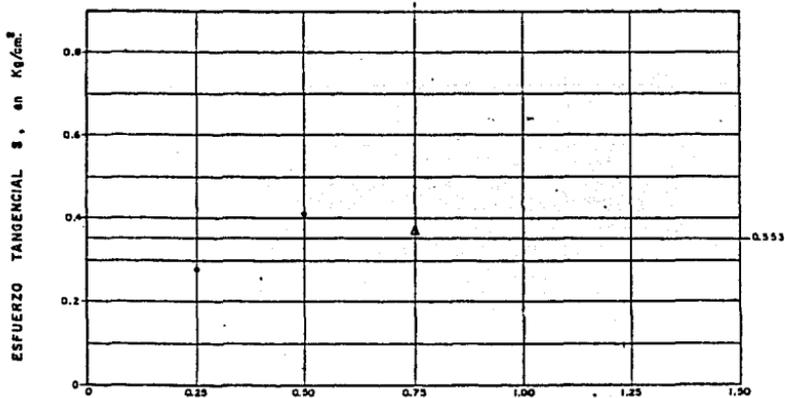


○	0.25 Kg/cm^2
●	0.50 Kg/cm^2
△	0.75 Kg/cm^2

VIAS RAPIDAS
METRO LINEA - 3
SONDEO 35-6
ENSAYES DE CORTE DIRECTO NO DRENADO



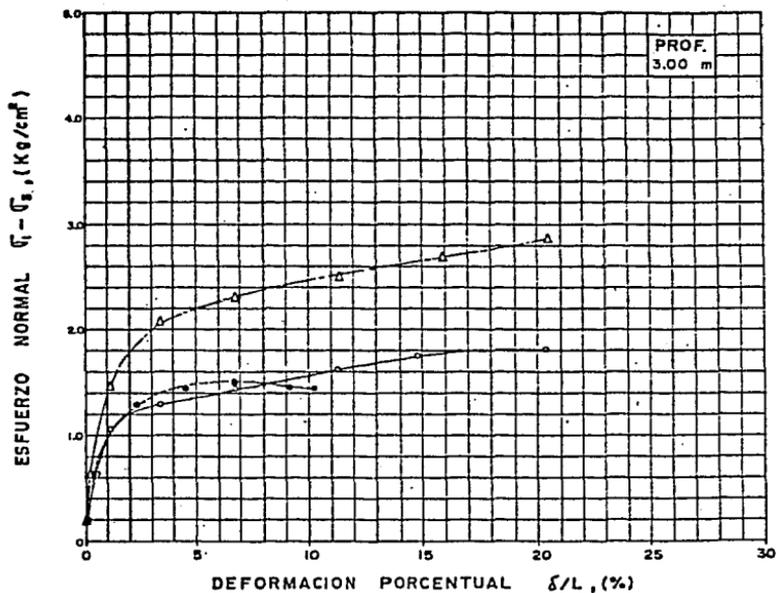
VEL. DE DEFORM. EN LOS ÚLTIMOS 3 MINS. DE CADA INCREMENTO , en micras/min.



—○—	0.25 Kg/cm ²
- - -□- - -	0.50 Kg/cm ²
- · -△- · -	0.75 Kg/cm ²

ESFUERZO NORMAL P , en Kg/cm².

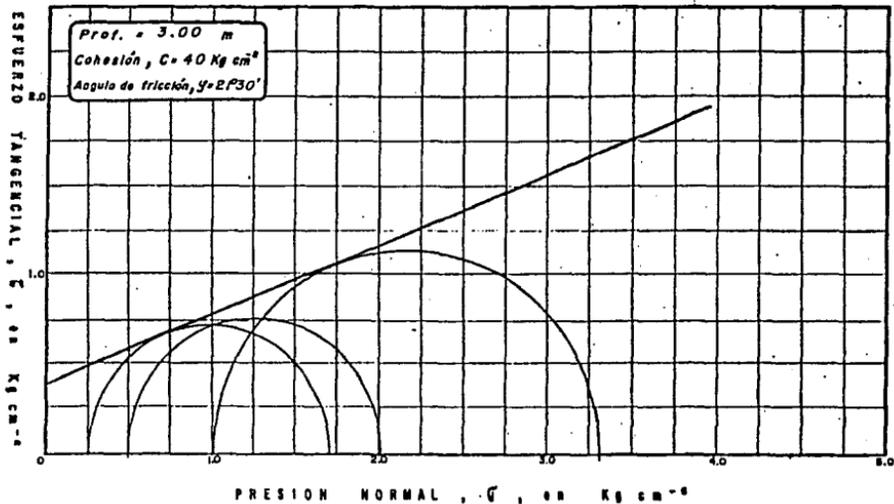
VIAS RAPIDAS
METRO LINEA - 3
SONDEO 35-6
ENSAYES DE CORTE DIRECTO NO DRENADO



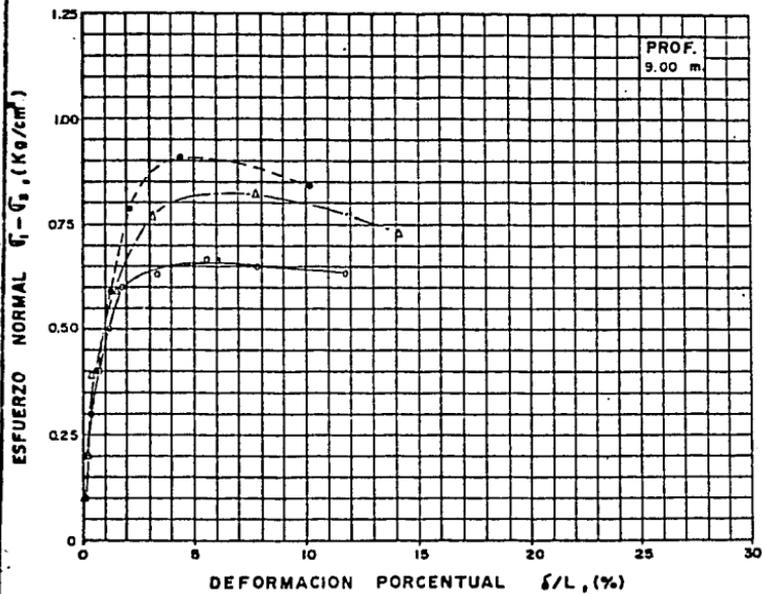
SIMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE σ_3 (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $\sigma_1 - \sigma_3$ (Kg/cm ²)	DEFORMACION δ/L , (%)
○—○	0.25 Kg/cm ²	1.45	6.7
●—●	0.50 " "	1.50	6.8
△—△	1.00 " "	2.30	6.8

METRO LINEA-3
 SONDEO- 3S-6
 CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION

PROF.	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO LL	INDICE PLASTICO I _p	DENSIDAD DE SOLIDOS S _s	RELACION DE VACIOS		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO NATURAL γ _n	ESFUERZO PRINCIPAL EN LA FALLA		DEFORMACION ESPATARIA AXIAL EN LA FALLA ε	CLASIFICACION S.U.C.S.
	NATURAL W _i	FINAL W _f				NATURAL e _i	FINAL e _f	NATURAL g _i	FINAL g _f		MEJOR σ _{III}	MAJOR σ _I		
	%	%	%	%	—	—	—	%	%	Kg m ⁻³	Kg cm ⁻²	Kg cm ⁻²	%	
3.00	64.4	68.7	64.6	30.8	2.44	1.69	1.60	93.0	100.2	1490	0.25	1.70	6.7	OH
	64.8	64.9			2.30	1.54	1.49	96.8	100.2	1493	0.50	2.00	6.8	
	65.0	65.1			2.25	1.53	1.47	95.6	99.6	1470	1.00	3.30	6.8	



METRO LINEA-3
SONDEO 35-6
COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADA-RAPIDA
Fig. 12



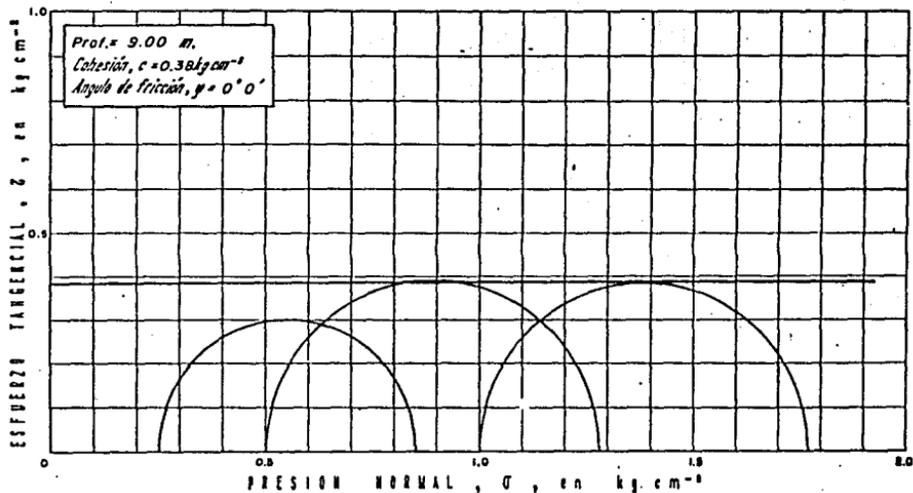
SIMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE σ_3 (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $\sigma_1 - \sigma_3$, (Kg/cm ²)	DEFORMACION δ/L , (%)
○—○	0.25 Kg./cm. ²	0.60	1.80
◇—◇	0.50 " "	0.78	2.08
△—△	1.00 " "	0.77	3.02

METRO LINEA — 3
SONDEO- 35-6

CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION
COMPRESION TRIAXIAL

México D. F. 1955 Fig. 13

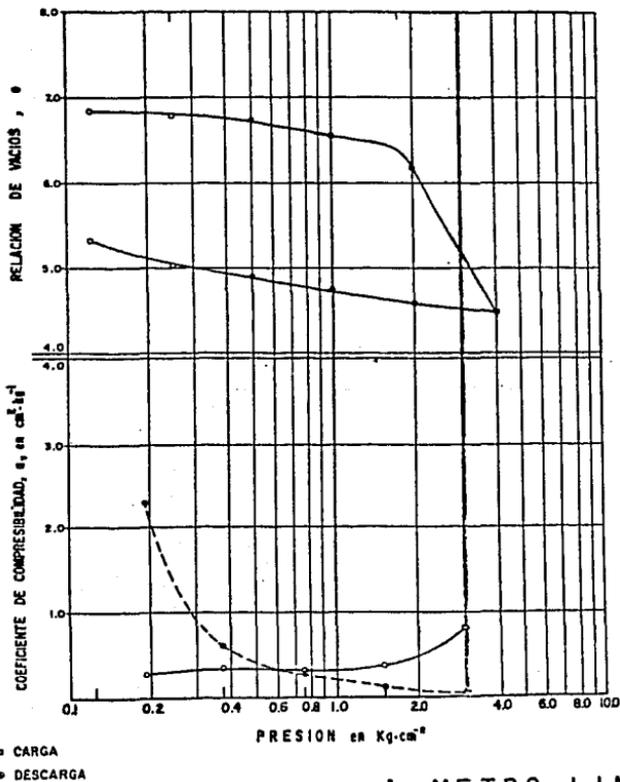
PROF.	RELACION DE SOLIDOS S_r	RELACION DE VACIOS e	CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO LL	LIMITE PLASTICO LP	INDICE DE PLASTICIDAD Ip	REFERENCION δ/L	ESFUERZO PRINCIPAL		PESO VOLUMETRICO		CLASIFICACION S.U.C.S.
			INICIAL W_1	FINAL W_f	INICIAL G_1	FINAL G_f					MEJOR G_x	MAJOR G_z	HEMERO γ_s	SECO γ_d	
m.	—	—	%	%	%	%	%	%	—	%	kg cm ⁻²	kg cm ⁻²	kg m ⁻³	kg m ⁻³	
9.00	2.41	8.53	356.0	357.7	100.6	101.1				1.80	0.25	0.85	1152	253	
	2.23	7.87	355.6	357.3	100.8	101.2				2.08	0.50	1.28	1145	251	
	2.35	8.57	363.2	360.8	99.6	98.9				3.02	1.00	1.77	1137	246	



METRO LINEA - 3
 SONDEO 39-6
 ENSAYES DE COMPRESION TRIAXIAL-RANOA

E.S. 14

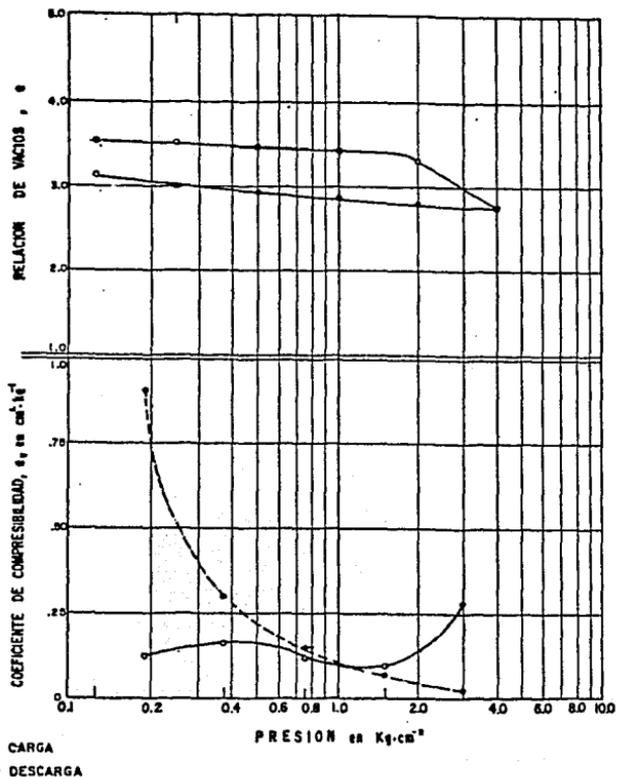
SONDEO	DENSIDAD DE SÓLIDOS	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO NATURAL DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO	INDICE PLASTICO	PESO VOLUMETRICO γ_m	INDICE DE RECOM-PRESION C_r	INDICE DE COMPRESION C_c	PRESION VERTICAL EFECTIVA P_o	CARGA DE PRECOSO-VIDACION P_c	REL. DE PRECOSO-VIDACION RPC	CLASIFICACION S.U.C.S.
		INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL									
7.40	2.26	6.921	299.8	249.6	97.8	104.1	—	—	1139	—	—	—	—	—	—	—



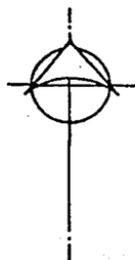
METRO LINEA-3
 SONDEO 35-6
 ENSAYES DE COMPRESIBILIDAD

Fig. 15 (ob.)

SONDEO	DENSIDAD DE SÓLIDOS	RELACION DE VACIOS INICIAL	CONTENIDO NATURAL DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO	INDICE PLASTICO	PESO VOLUMETRICO	INDICE DE PRESION	INDICE DE COMPRESION	PRESION EFECTIVA VERTICAL	CARGA DE RECORDACION	REL. DE RECORDACION	REL. DE RECORDACION	CLASIFICACION S.U.C.S.	
			W _I	W _F	G _I	G _F											LL
21.95	2.29	3.561	153.5	145.6	98.7	104.9	—	—	1.272	—	—	—	—	—	—	—	—



METRO LINEA-3
SONDEO 3S-6
ENSAYES DE COMPRESIBILIDAD



CUAUTEMOC

ROMERO DE TERREROS

ROMERO DE TERREROS

3.64 403

3.60

0.20

Pozo N.F.

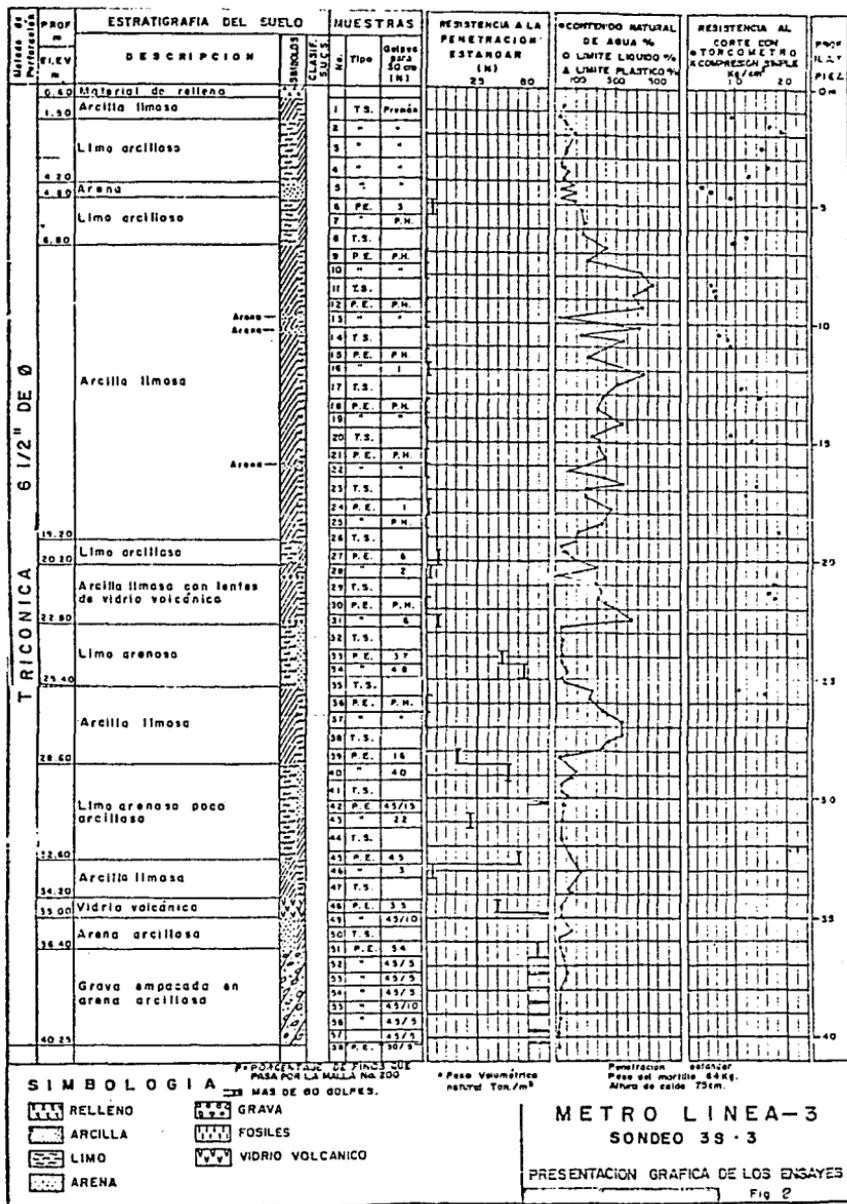
SONDEO 35-3

CUAUTEMOC

METRO LINEA-3
SONDEO 35-3

CROQUIS DE LOCALIZACION

Fig. 1



SONDEO	PROF. MEDIA	W	L.L.	L.P.	I.P.	Cr.	CLASIF.
3-S-3	m	%	%	%	%	---	S. U. C. S.
3-S-3	3.50	49.2	39.0	25.65	13.35	-0.764	ML
3-S-3	6.25	137.8	108.0	51.95	56.05	-0.532	OH - MH
3-S-3	16.75	264.8	203.2	56.10	147.10	-0.419	CH
3-S-3	19.85	92.3	68.9	22.30	46.60	-0.502	CH
3-S-3	21.45	204.2	281.2	57.05	224.15	0.344	CH
3-S-3	27.25	314.9	316.0	23.60	292.40	0.004	CH

W = CONTENIDO NATURAL DE AGUA

L.L. = LIMITE LIQUIDO

L.P. = LIMITE PLASTICO

I.P. = INDICE PLASTICO

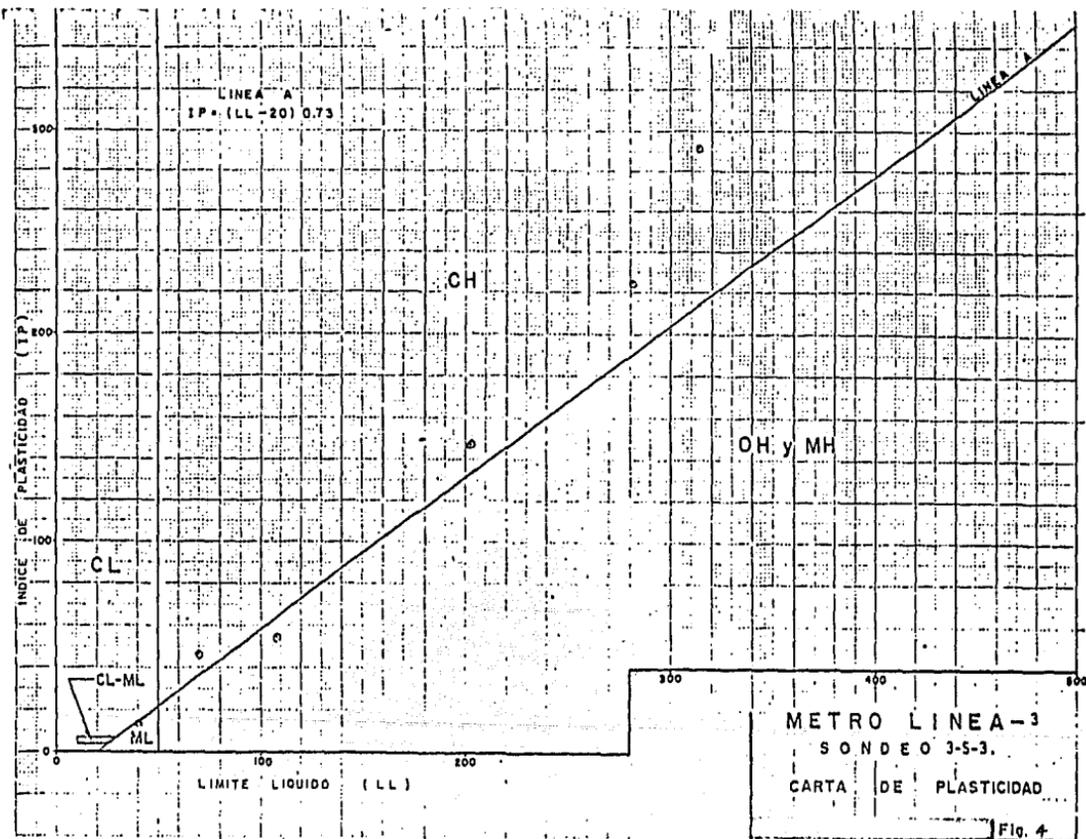
C.r. = CONSISTENCIA RELATIVA = $\frac{L.L.-w}{I.P.}$

METRO LINEA - 3

SONDEO 3-S-3.

TABLA DE LIMITES
DE CONSISTENCIA

INSTR. D. 11110 1978 Fig. 3



PROF.	DENSIDAD DE LOS SÓLIDOS s_s	RELACION DE VACIOS INICIAL e_1	CONTENIDO NATURAL DE AGUA W	GRADO DE SATURACION INICIAL G_s	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE σ_r	DEFORMACION A LA RUPTURA δ_r	PESO VOLUMETRICOS		CLASIFICACION
							HEMEDO γ_s	SECO γ_d	
m.	—	—	%	%	kg cm ⁻²	%	kg m ⁻³	kg m ⁻³	

1.15							1450	1112	
1.95							1390	824	
2.60							1370	845	
3.50							1474	948	
4.20							1356	724	

PESO VOLUMETRICO NATURAL.

METRO LINEA - 3
SONDEO 3-S-3.
RESULTADOS DE ENSAYES
EN COMPRESION SIMPLE

Fig. 5

PROF.	DENSIDAD DE LOS SÓLIDOS s_s	RELACION DE VACIOS INICIAL e_1	CONTENIDO NATURAL DE AGUA W	GRADO DE SATURACION INICIAL S_L	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE σ_r	RESISTENCIA A LA RUPTURA σ_r	PESO VOLUMETRICOS		CLASIFICACION
							MOJADO γ_w	SECO γ_d	
m.	—	—	%	%	kg cm ⁻²	%	kg m ⁻³	kg m ⁻³	

			102.4		2.71	1.40	1301.4	643.0	
			206.9		0.64	4.00	1216.0	396.0	
			200.3		0.74	3.38	1247.0	416.0	
			205.6		0.65	3.18	1223.0	400.0	
10.95	2.250	5.92	263.6	100.2	0.77	2.65	1188.4	326.8	
10.95	2.250	5.70	250.7	99.0	-0.76	2.56	1184.6	337.8	
10.95	2.250	5.76	258.3	100.9	0.77	3.00	1197.6	334.2	
12.55			219.0		1.24	4.25	1217.0	381.0	
12.55			216.9		1.16	3.30	1276.0	403.0	
12.55			224.7		1.14	3.35	1209.0	372.0	
15.15			186.5		1.16	4.10	1253.6	437.6	
15.15			200.0		1.19	3.72	1233.6	411.2	

MÉTRO LINEA - 3
 SONDEO 3-S-3.
 RESULTADOS DE ENSAYES
 EN COMPRESION SIMPLE

México, D.F., 1950

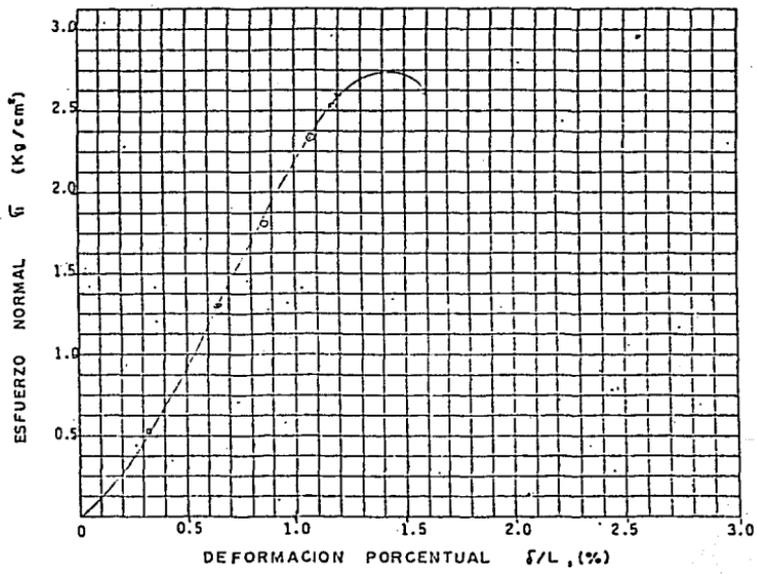
Fig. 6

PROF.	DENSIDAD DE LOS SÓLIDOS	RELACION DE TACIOS INICIAL	CONTENIDO NATURAL DE AGUA	ESTADO DE SATURACION INICIAL	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE	RESISTENCIA A LA TORSION	PESO VOLUMETRICOS		CLASIFICACION
	ρ_s	e_i	W	G_c	G_r	δ_r	γ_s	γ_d	
m.	—	—	%	%	kg cm ⁻²	%	kg m ⁻³	kg m ⁻³	

15.15			204.0		1.20	3.09	1221.7	401.9	
18.87			191.0		1.61	3.43	1235.0	424.0	
18.87			186.1		1.54	2.90	1251.0	437.3	
18.87			191.1		1.64	2.70	1238.0	425.3	
21.45	2.407	5.03	200.2	95.8	2.42	4.04	1217.0	405.0	
21.45	2.407	4.81	194.6	97.8	1.91	2.72	1218.0	414.0	
21.45	2.407	5.79	242.3	100.7	1.85	3.18	1214.0	355.0	
25.40			66.9		0.94	5.70	1519.8	910.6	
25.40			78.4		0.88	5.50	1473.6	826.0	
25.40			63.7		1.72	3.60	1550.9	947.4	
25.40			46.4		2.61	4.65	1566.4	1069.4	

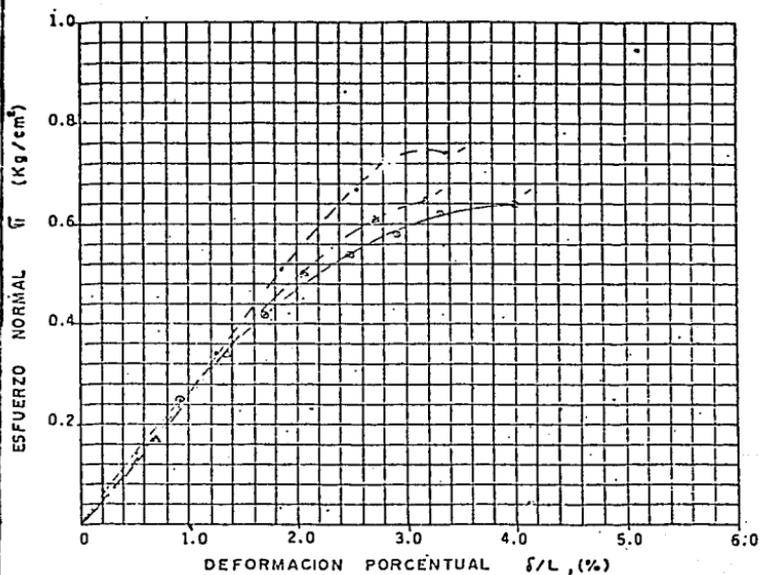
METRO LINEA - 3
 SONDEO 3-S-3
 RESULTADOS DE ENSAYES
 EN COMPRESION SIMPLE

Fig. 7



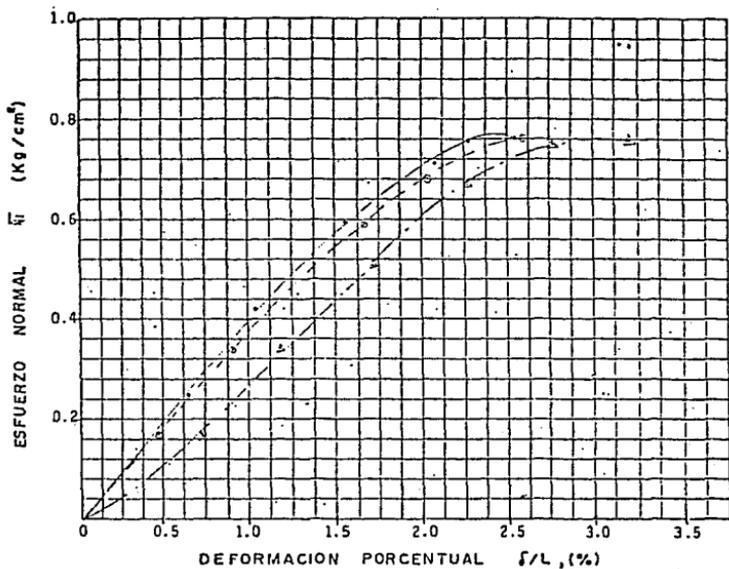
SIMBOLOGIA	PROF. m.
● ——— ●	4.40
○ - - - - ○	
△ - - - - △	

METRO LINEA - 3
 SONDEO 3-5-3.
 COMPRESION SIMPLE.
 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION



SIMBOLOGIA	PROF. m.
○ — ○	6.75
□ - - □	6.75
△ - · - △	6.75

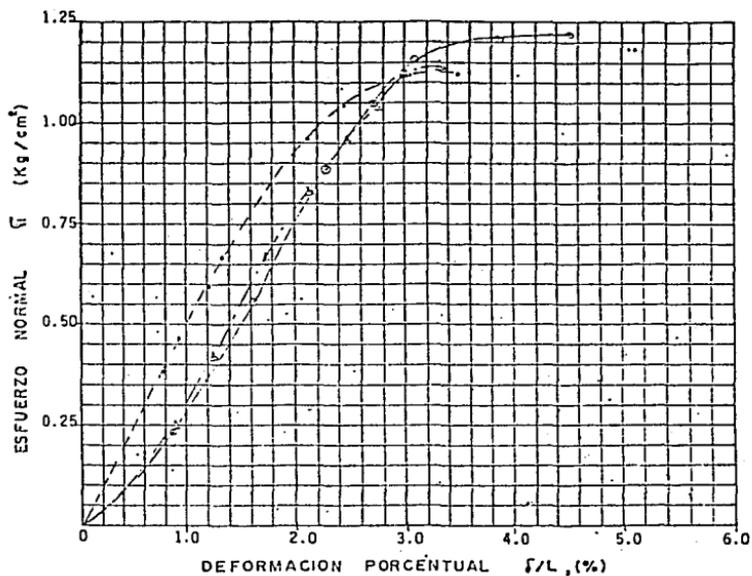
METRO LINEA-3
 SÓNDEO 3-S-3.
 COMPRESION SIMPLE.
 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION



SIMBOLOGIA	PROF. m.
○	10.95
□	10.95
△	10.95

METRO LINEA-3
 SONDEO 3-S-3.
 COMPRESION SIMPLE.
 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION

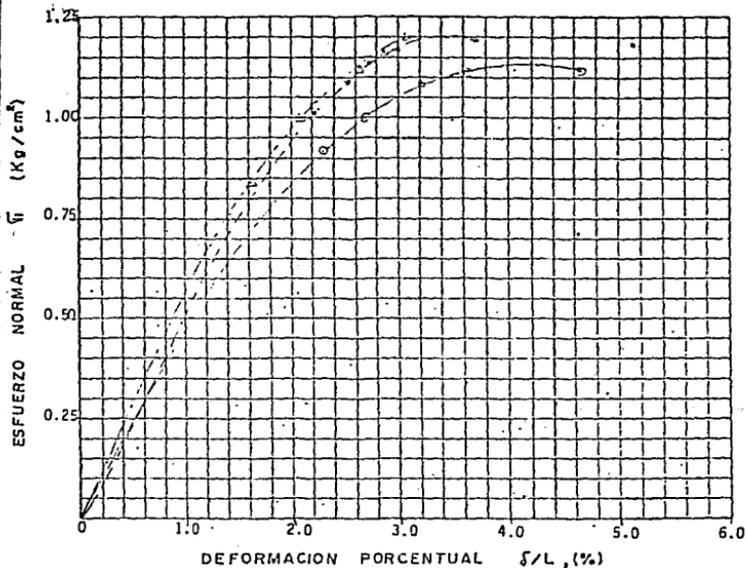
Fig. 10



SIMBOLOGIA	PROF. m.
—○—	12.55
- - -□- - -	12.55
- · - · -△- · - ·	12.55

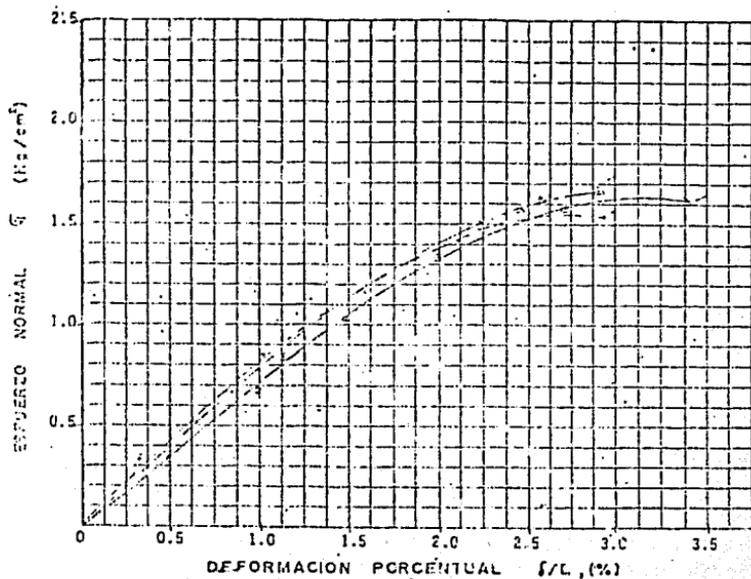
METRO LINEA-3
 SONDED 3-5-3.
 COMPRESION SIMPLE.
 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION

Fig. 11



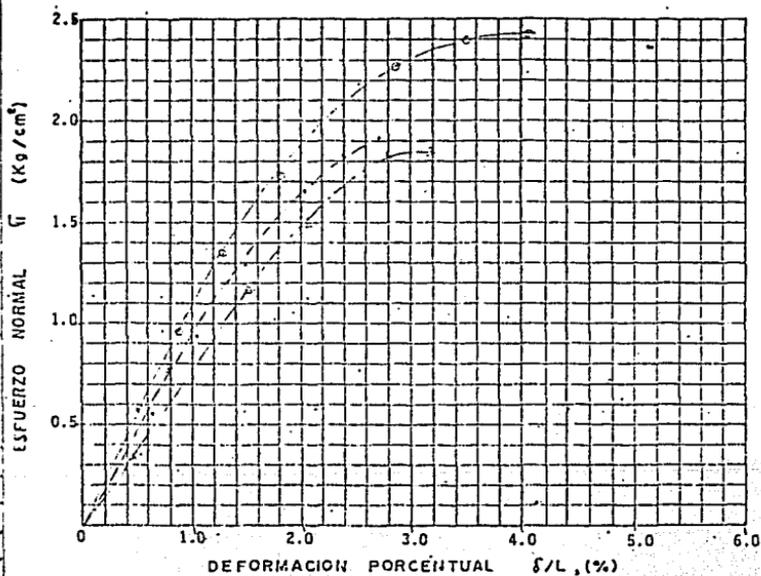
SIMBOLOGIA	PROF. m.
○—○	15.15
●-●	15.15
△-△	15.15

METRO LINEA-3
 SONDEO 3-5-3.
 COMPRESION SIMPLE.
 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION



SIMBOLOGIA	PROF. m
—○—	15.67
- - -○-	18.87
- · -△-	18.87

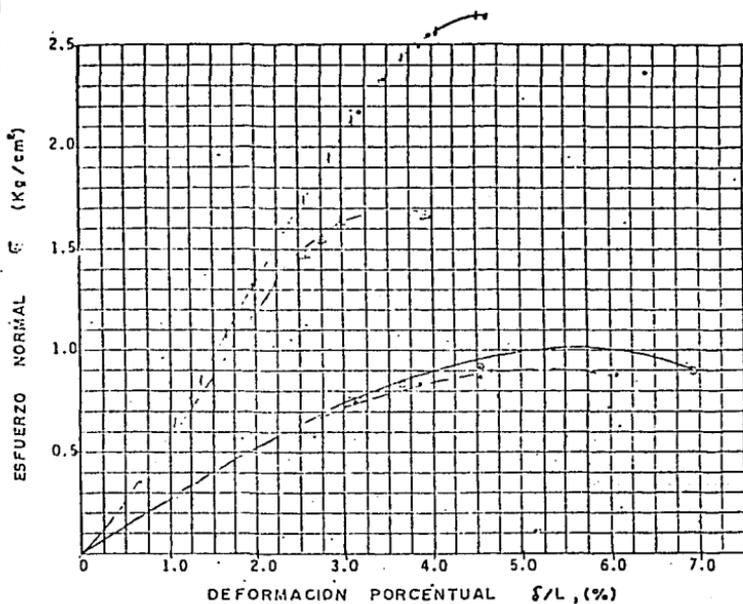
METRO LINEA-3
 SONDEO 3-5-3.
 COMPRESION SIMPLE-
 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION



SIMBOLOGIA	PROF. m.
○—○	21.45
○- - -○	21.45
△- · -△	21.45

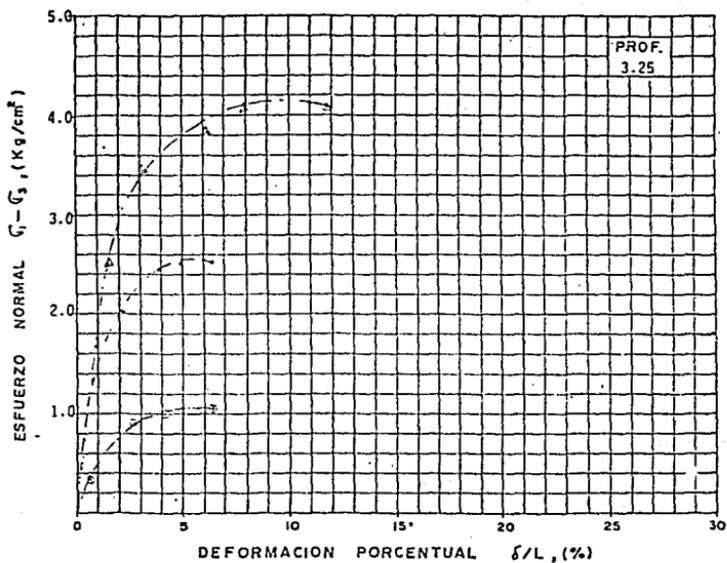
METRO LINEA-3
 SONDEO 3-S-3.
 COMPRESION SIMPLE.
 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION

Fig. 14



SIMBOLOGIA	PROF. m.
○—○	25.40
●—●	25.40
△—△	25.40
▬	25.40

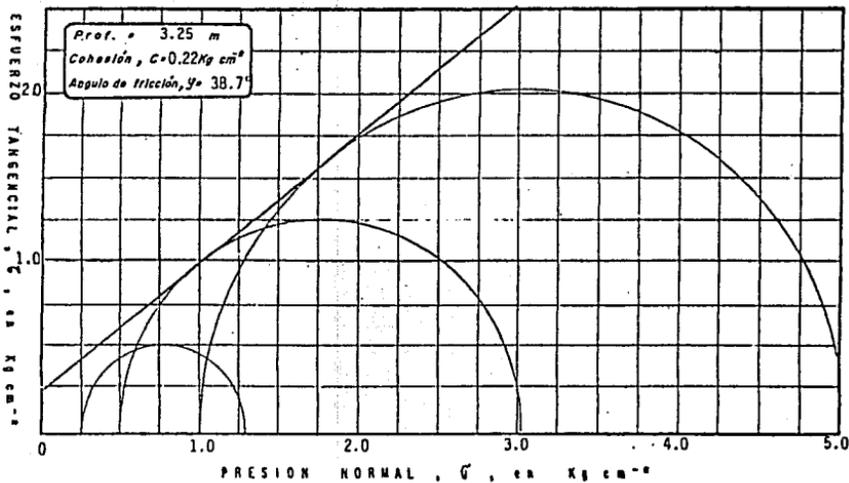
METRO LINEA-3
 SONDEO 3-5-3.
 COMPRESION SIMPLE.
 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION



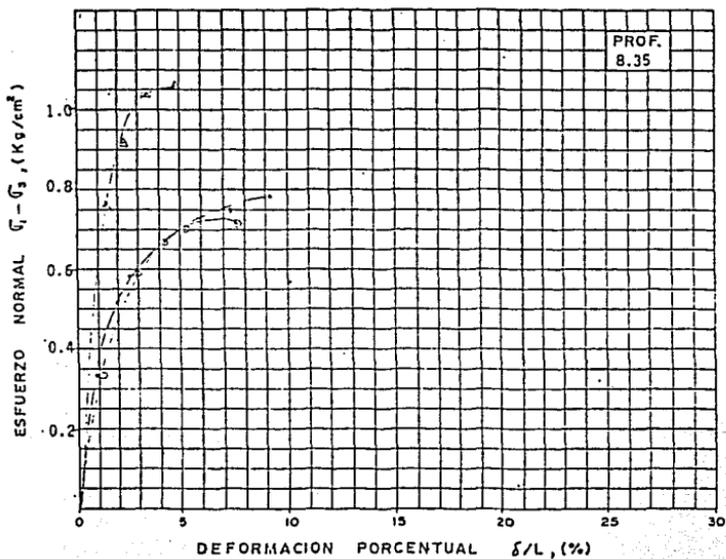
SIMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE σ_3 (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $\sigma_1 - \sigma_3$ (Kg/cm ²)	DEFORMACION δ/L (%)
○—○	0.25 Kg./cm ²	1.06	6.45
□—□	0.50 " "	2.53	5.65
△—△	1.00 " "	4.10	11.10

METRO LINEA - 3
 SONDEO- 3-S-3.
 CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION

PROF.	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO	INDICE PLASTICO	DENSIDAD DE SOLIDOS	RELACION DE VACIOS		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRIC	ESFUERZO PRINCIPAL EN LA FALLA			FORMACION EN LA FALLA	CLASIFICACION S.U.C.S.
	NATURAL	FINAL				NATURAL	FINAL	NATURAL	FINAL		MEJOR	WATOR	EN LA FALLA		
	w_i	w_f	L.L.	I_p	s_g	e_i	e_f	G_i	G_f	γ_s	G_{III}	G_I	ϵ		
m	%	%	%	%	—	—	—	%	%	$Kg\ m^{-3}$	$Kg\ cm^{-2}$	$Kg\ cm^{-2}$	%		
3.25	46.5	46.4								16299	0.25	1.31	6.45		
	46.5	46.6								16338	0.50	3.03	5.65		
	46.5	52.7								15356	1.00	5.10	11.10		



METRO LINEA 3
 SONDEO 3-S-3.
 COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADA-RAPIDA
 Fig. 17

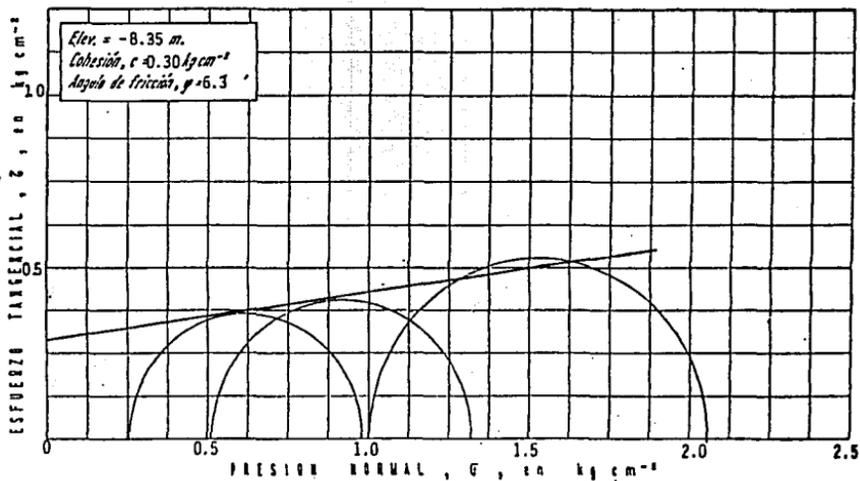


SIMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE σ_3 (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $\sigma_1 - \sigma_3$, (Kg/cm ²)	DEFORMACION δ/L , (%)
○—○	0.25 Kg/cm ²	0.72	7.88
□-□-□	0.50 " "	0.78	7.24
△-△-△	1.00 " "	1.05	4.84

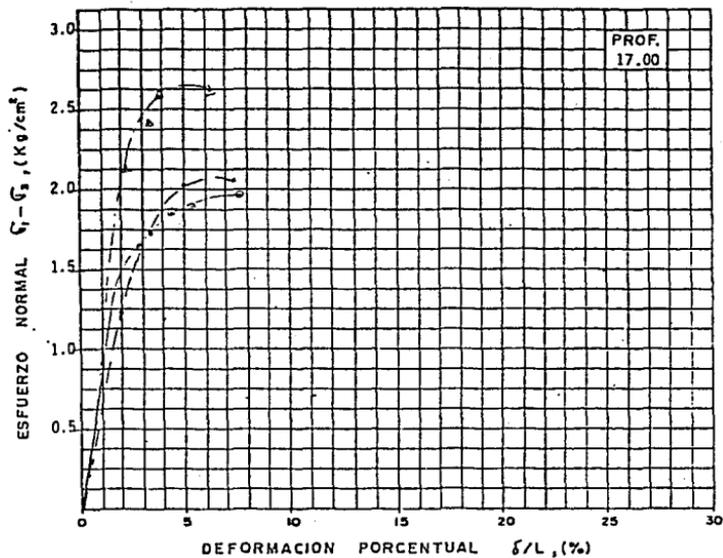
METRO LINEA -- 3
SONDEO - 3-S-3.
CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION

Fig. 18

PROF. ELEV. MEDIA	DENSIDAD DE SOLIDOS s_s	RELACION DE VACIOS e_1	CONTENIDO DE AGUA		GRADA DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO LL	LIMITE PLASTICO LP	INDICE DE PLASTICIDAD I_p	HUMEDAD PRECENTUAL w/L	ESFUERZO PRECITAL		PESO VOLUMETRICO		CLASIFICACION
			INICIAL w_1	FINAL w_2	INICIAL G_1	FINAL G_2					MEJOR G_x	MAJOR G_y	EXPRESO γ_s	SECO γ_d	
m.	—	—	%	%	%	%	%	%	—	%	kg cm ⁻²	kg cm ⁻²	kg m ⁻³	kg m ⁻³	
8.35			380.5	369.4						7.88	0.25	0.97	1167.1	242.9	
			380.5	362.0						9.24	0.50	1.28	1142.8	237.3	
			380.5	307.0						4.84	1.00	2.06	1153.6	241.3	



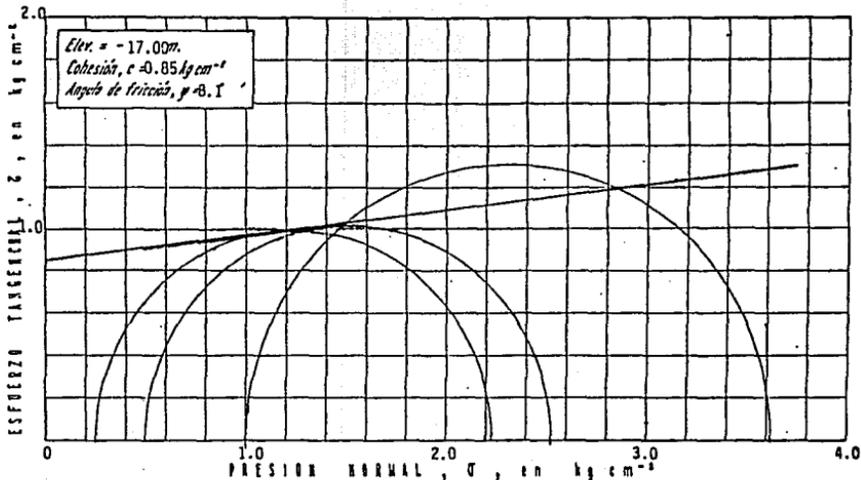
SONDO 3-5-3
 ENSAYES DE COHESION TRIAXIAL-RAPIDA
 METRO LINEA 3
 Fig. 19



SIEMBLOS	ESFUERZO CONFINANTE σ_3 (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $\sigma_1 - \sigma_3$ (Kg/cm ²)	DEFORMACION δ/L (%)
○—○	0.25 Kg/cm ²	1.98	6.70
□—□	0.50 " "	2.05	6.40
△—△	1.00 " "	2.63	4.95

METRO LINEA — 3
SONDEO- 3-5-3.
CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION

ELEV. MEDIA	GRADO DE SATURACION	RELACION DE VACIOS e ₁	CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO LL	LIMITE PLASTICO LP	INDICE DE PLASTICIDAD Ip	PERMEABILIDAD δ/L	ESFUERZO PRINCIPAL		PESO VOLUMETICO		CLASIFICACION
			INICIAL W _i	FINAL W _f	INICIAL G _i	FINAL G _f					MEVCA G _m	MAXI G _x	MEVCA γ _m	SECA γ _s	
m.	—	—	%	%	%	%	%	%	—	%	kg cm ⁻²	kg cm ⁻²	kg m ⁻³	kg m ⁻³	
17.00	2.327		193.6	210.2						6.70	0.25	2.23	227.6	395.7	
	2.327		193.6	165.4						6.40	0.50	2.54	256.6	473.5	
	2.327		193.6	200.6						4.95	1.00	3.63	230.7	409.4	



PROF. MEDIA	DENSIDAD DE SOLIDOS		RELACION DE VACIOS		CONTENION DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITES DE CONSISTENCIA		INDICE DE		P _n	S _f	CLASIFICACION	
	s _s	e	e _f	NATURAL	FINAL	NATURAL	FINAL	LIQUIDO	PLASTICO	PLASTICO	I _p	P _n				S _f
				W	W _f	G	G _f	LL	LP	%						
m				%	%	%	%	%	%	%	%	kg cm ⁻²	kg cm ⁻²			

10.70 2.25 6.41 6.29 147.8 291.8 51.9 104.3 0.25 0.32

10.70 2.25 6.70 5.82 147.8 144.5 51.0 55.9 0.75 0.40

14.90 2.33 5.60 5.58 229.6 251.3 95.4 104.9 0.25 0.39

14.90 2.33 5.69 5.56 229.6 250.8 94.0 105.0 0.50 0.51,

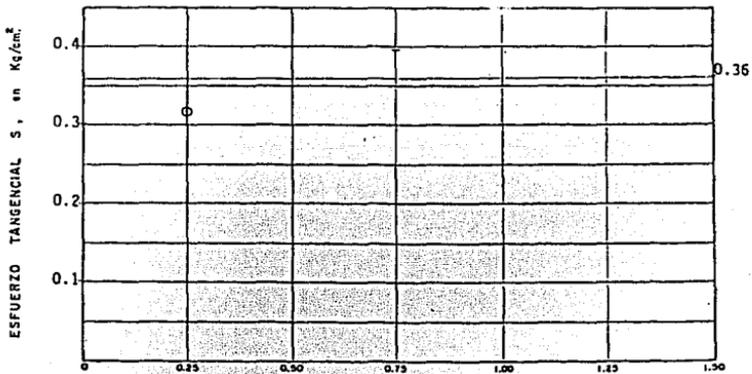
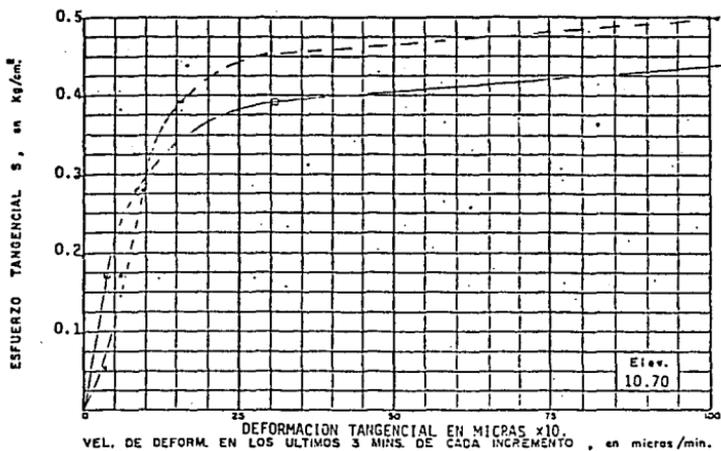
14.90 2.33 5.68 5.36 229.6 250.3 94.0 108.6 0.75 0.56

METRO LINEA - 3

SONDEO 3-5-3.

ENSAYES DE CORTE DIRECTO-NO DRENADO

fin. 22

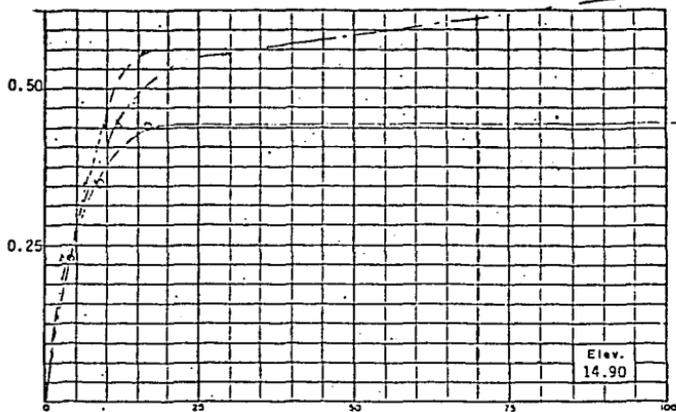


— 0.25 kg/cm²

- - - 0.75 " "

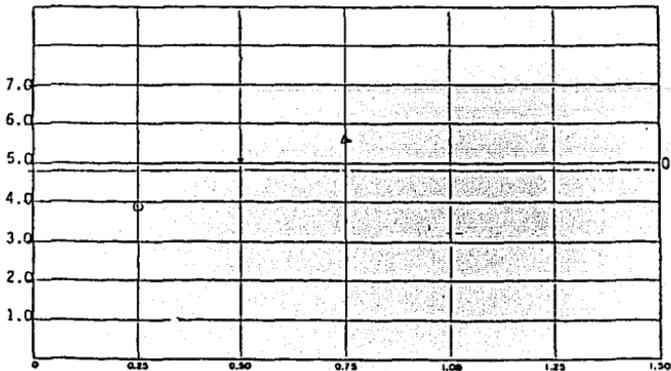
VIAS RAPIDAS
METRO LINEA - 3
SONDEO 3-5-3.
ENSAYES DE CORTE DIRECTO NO DRENADO

ESFUERZO TANGENCIAL S, en Kg/cm²



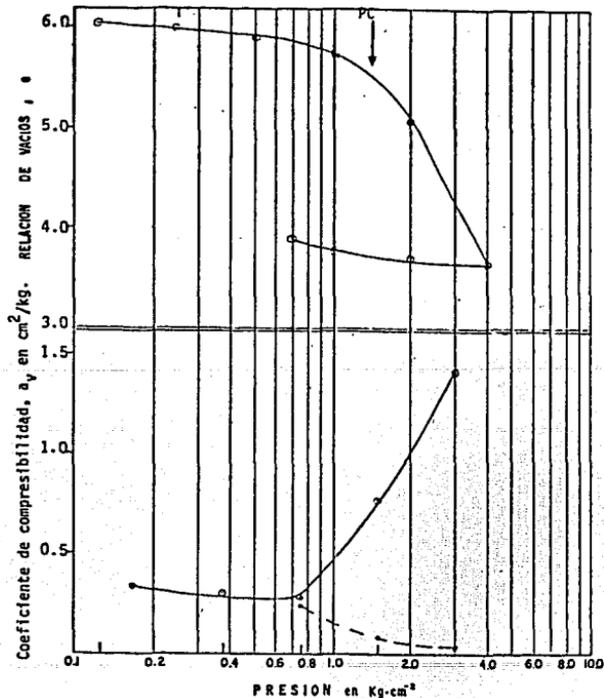
VEL. DE DEFORM. EN LOS ULTIMOS 3 MINS. DE CADA INCREMENTO*, en micras/min.

ESFUERZO TANGENCIAL S, en Kg/cm²



VIAS RAPIDAS
METRO LINEA - 3
SONDEO 3-S-3.
ENSAYES DE CORTE DIRECTO NO DREJACO
fig. 24

SONDEO	DENSIDAD DE SOLIDOS	RELACION DE VACIOS INICIAL	CONTENIDO NATURAL DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO	INDICE PLASTICO	PESO VOLUMETRICO	INDICE DE RECONPRESION	INDICE DE COMPRESION VERTICAL	PRESION EFECTIVA	CARGA DE RECOGIDA	REL. DE RECOGIDA	CLASIFICACION
			W _i	W _f	G _i	G _f									
PROF. M.	—	—	%	%	%	%	%	%	Kg·m ³	—	—	Kg·cm ⁻²	Kg·cm ⁻²	—	
6.75	2.327	6.047	269.1	194.6	103.6	103.3	203.2	147.1	218.9				1.45		CH

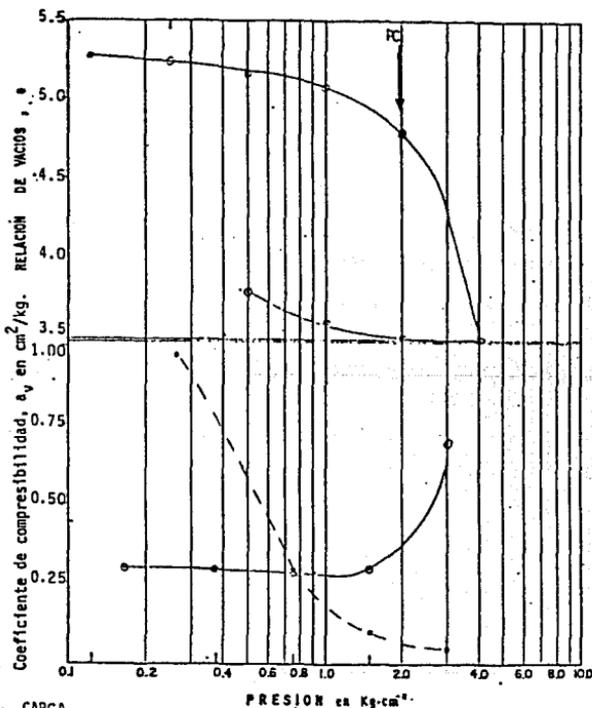


—○— CARGA.
- - -△- - - DESCARGA.

METRO LINEA-3
SONDEO 3-5-3.
ENSAYES DE COMPRESIBILIDAD

Fig 25 [ob.

ESTADO	DENSIDAD DE SÓLIDOS	RELACION DE VACIOS INICIAL	CONTENIDO NATURAL DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO %	INDICE PLASTICO %	PESO VOLUMETICO γ_m Kg·m ⁻³	INDICE DE PRESION Cr	INDICE DE COMPRESION Cc	PRESION EFECTIVA P_o Kg·cm ⁻²	CARGA DE ELASTICIDAD P_c Kg·cm ⁻²	RELACION DE PRECARGA RPC	CLASIFICACION
			INICIAL %	FINAL %	INICIAL %	FINAL %									
21.21	2.407	5.301	234.8	191.4	106.6	109.1			1278.7				2.0		

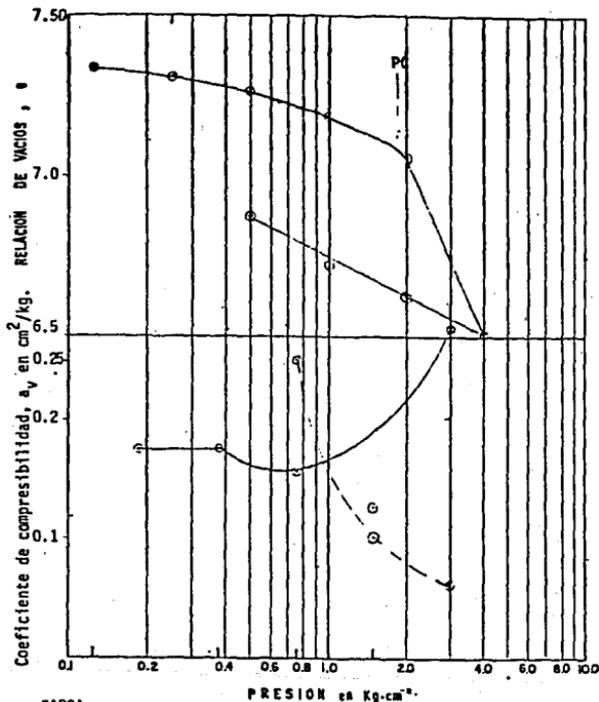


○ — ○ CARGA.
 ● - - - ● DESCARGA.

METRO LINEA-3
 SONDEO 3-5-3.
 ENSAYES DE COMPRESIBILIDAD

Fig. 26 (ob.)

NÚMERO	DESCARGA DE SólIDOS	RELACION DE VACIOS INICIAL	CONTENIDO NATURAL DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO	INDICE PLASTICO	PESO VOLUMETRICO	INDICE DE RECOM-PRESION	INDICE DE COMPRESION	PRESION EFECTIVA	CARGA DE RECOM-PRESION	RELACION DE RECOM-PRESION	CLASIFICACION
			Wf	Wi	Gf	Gi									
PROY.	Ss	ei	%	%	%	%	%	%	Kg-m ³	—	—	Kg-cm ⁻²	Kg-cm ⁻²	—	
27.75	2.538	7.369	279.7	283.3	96.39	99.96			151.6				1.90		

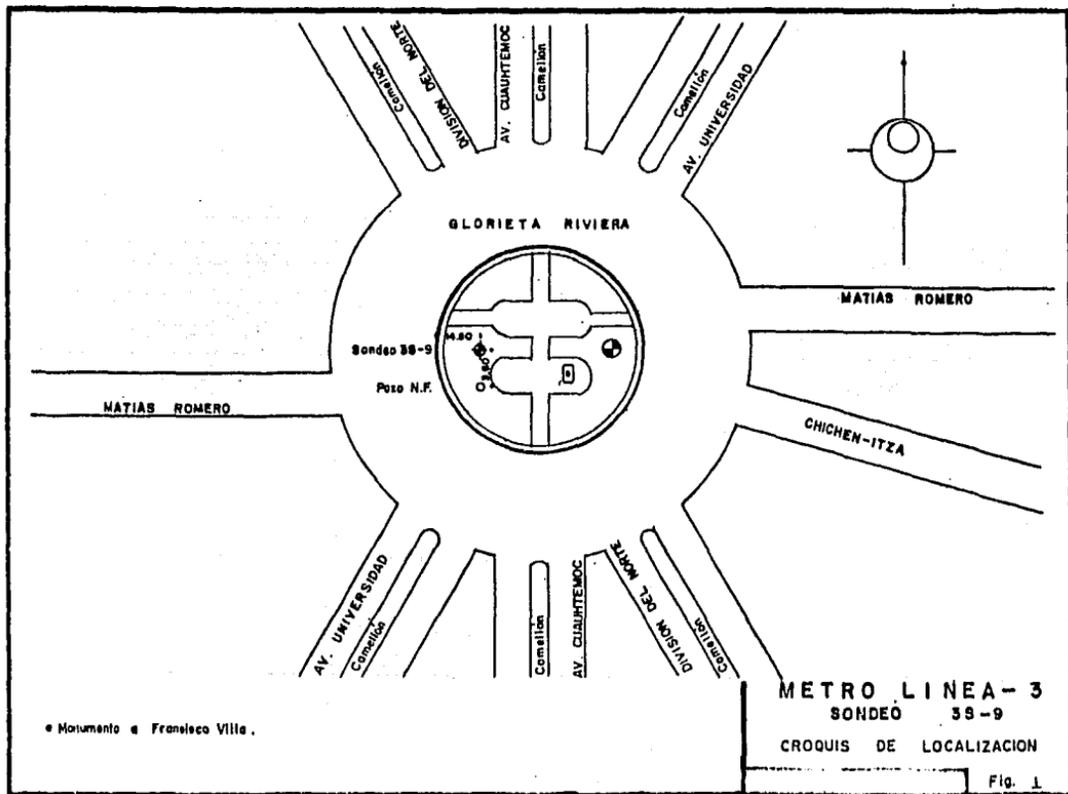


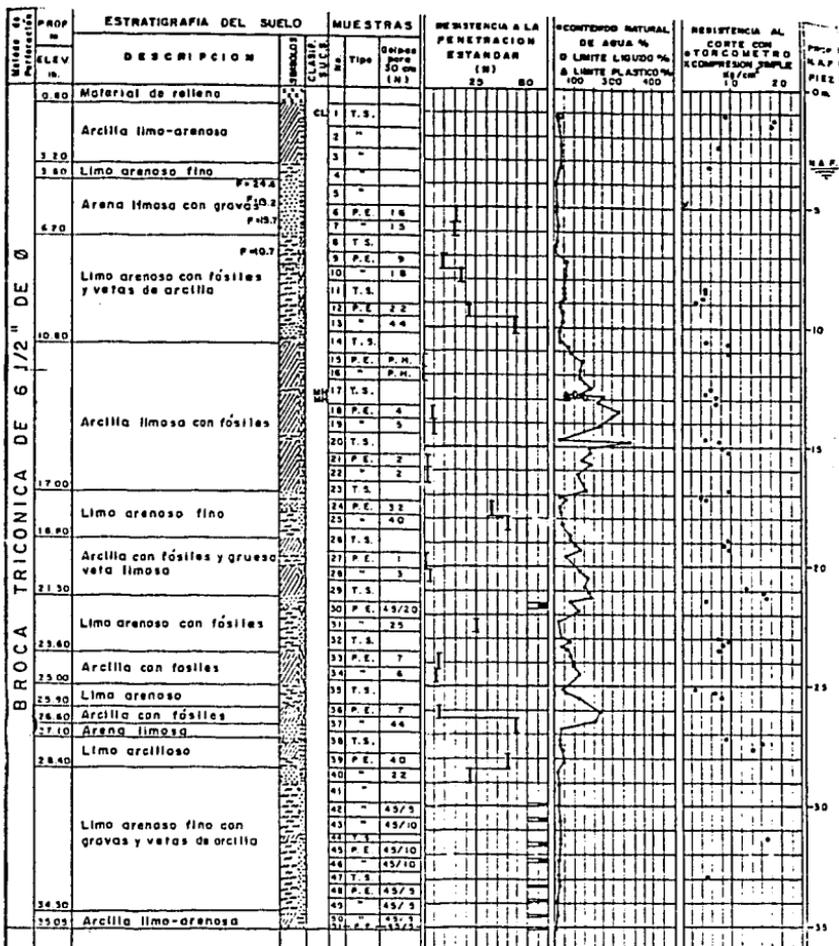
—●— CARGA.
- - - - - DESCARGA.

METRO LINEA-3
SONDEO 3-5-3.

ENSAYES DE COMPRESIBILIDAD

México, D.F. Mayo 30 1970 Fig. 27 | p. b.





SIMBOLOGIA

	RELLENO		GRAVA
	ARCILLA		FÓSILES
	LIMO		VIDRIO VOLCÁNICO
	ARENA		

* PORCENTAJE DE FINES POR PASA POR LA MALLA Nº 200 MAS DE 60 GOLPES.

* Peso Volumétrico natural Ton./m³

Penetración estándar
Peso del martillo 63.5 kg.
Altura de caída 75 cm.

METRO LINEA-3
SONDEO 35-9

PRESENTACION GRAFICA DE LOS ENSAYES
Fig 2

SONDEO	PROF. MEDIA	W	L.L.	L.P.	I.P.	Cr.	CLASIF.
35-9	m	%	%	%	%	---	S. U. C. S.
"	1.20	17.3	33.2	19.9	13.3	1.20	CL
"	3.40						
"	12.75	131.7	101.3	57.3	43.9	- 0.89	MH
"	12.95	254.0	158.0	69.5	88.4	- 1.09	MH

W = CONTENIDO NATURAL DE AGUA

L.L. = LIMITE LIQUIDO

L.P. = LIMITE PLASTICO

I.P. = INDICE PLASTICO

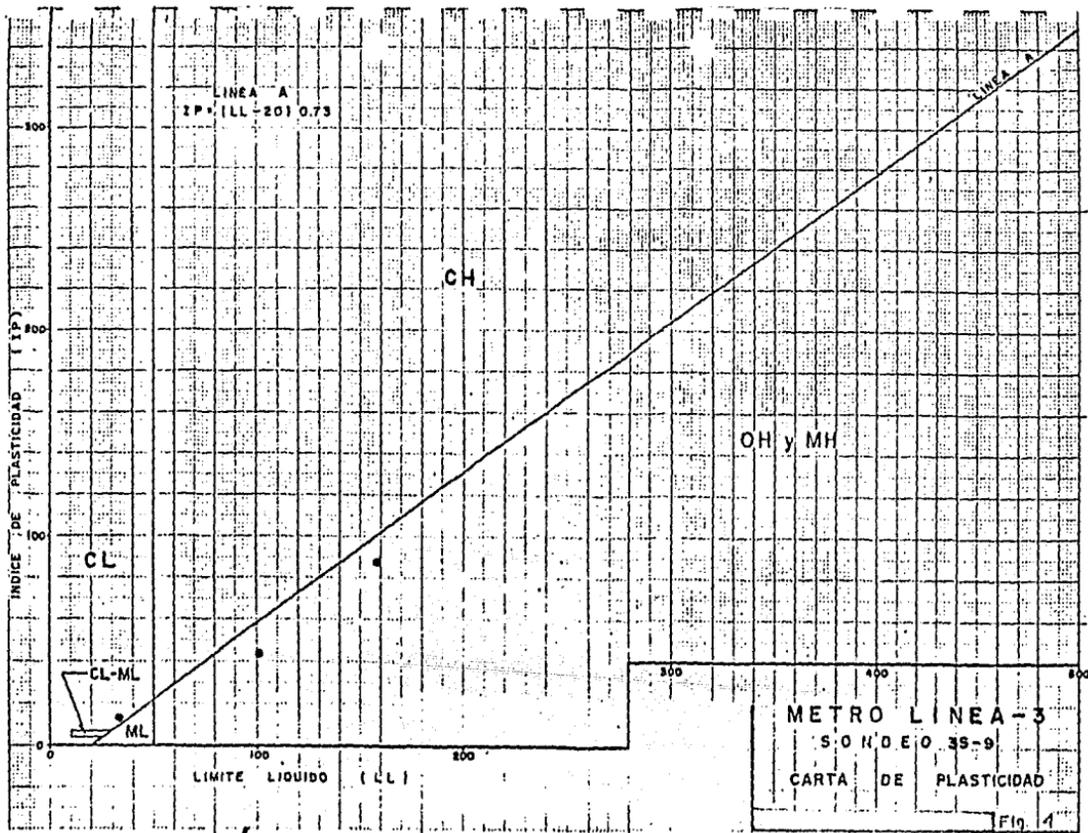
Cr. = CONSISTENCIA RELATIVA = $\frac{L.L.-W}{I.P.}$

METRO LINEA -3

SONDEO 35-9

TABLA DE LIMITES
DE CONSISTENCIA

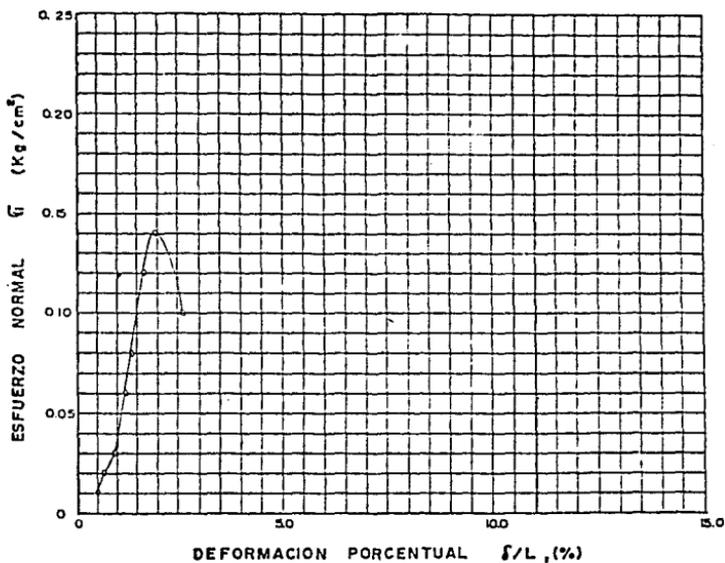
Fig. 3



PROF.	DENSIDAD DE LOS SUELOS	RELACION DE VACIOS INICIAL	CONTENIDO NATURAL DE AGUA	GRADO DE SATURACION INICIAL	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE	RESISTENCIA A LA DEFORMACION EN TUBERA	PESO VOLUMETICO		CLASIFICACION S.U.C.S.
	ρ_s	e_i	W	G_i	Gr	δ_r	MOJADO γ_w	SECO γ_d	
m.	—	—	%	%	kg cm ⁻²	%	kg m ⁻³	kg m ⁻³	—
1.60	—	—	32.9	—	—	—	1833	1379	—
3.40	—	—	30.9	—	—	—	1766	1349	—
4.00	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4.90	2.67	0.66	12.5	50.6	0.14	1.968	1812	1621	—
6.45									
11.05									

METRO LINEA -3
 SONDEO 3S-9
 RESULTADOS DE ENSAYES
 EN COMPRESION SIMPLE

Fig. 5



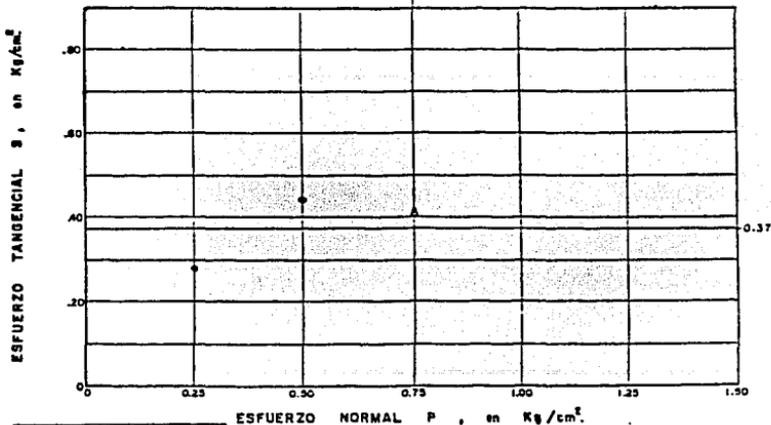
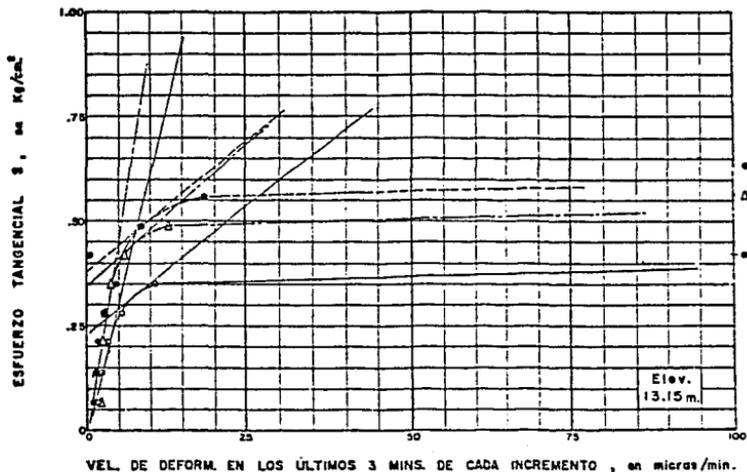
SIMBOLOGIA	PROF. m.
—○—	4.90
—●—	
—△—	

METRO LINEA-3
 SONDEO 3S-9
 COMPRESION SIMPLE
 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION

Fig. 6

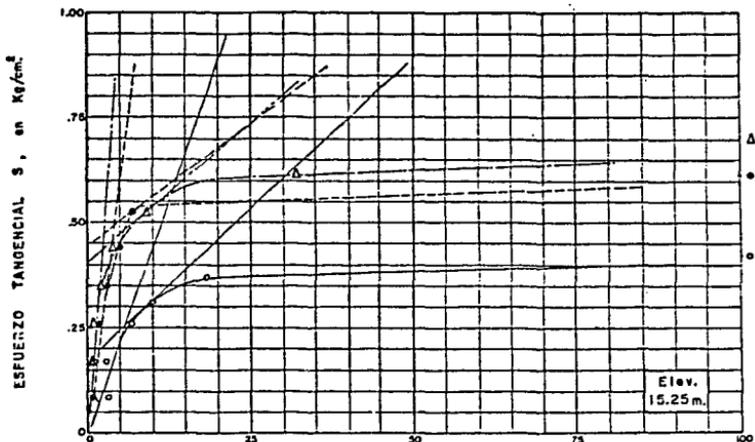
PROF. MEDIA	DENSIDAD DE SOLIDOS		RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE DE CONSISTENCIA			INDICE DE		CLASIFICACION S.U.C.S.
	S_s	e	NATURAL	FINAL	NATURAL	FINAL	NATURAL	FINAL	LIQUIDO	PLASTICO	PLASTICO	I_p	P_n	
m					%	%	%	%	%	%	%	kg cm^{-3}	kg cm^{-3}	
13.15	2.21	6.62	6.59	288.2	287.0	96.2	96.2					0.25	0.28	---
	2.26	6.58	6.54	285.3	283.6	98.0	98.0	---	---	---		0.50	0.44	
	2.07	6.00	5.95	279.7	277.4	96.5	96.5					0.75	0.41	
15.25	2.20	4.11	4.10	178.4	177.8	95.5	95.4					0.25	0.26	---
	2.24	4.12	4.08	180.7	178.9	98.3	98.2	---	---	---		0.50	0.49	
	2.17	4.05	4.03	179.7	179.1	96.3	96.4					0.75	0.44	

METRO LINEA-3
 SONDEO 3S-9
 ENSAYES DE CORTE DIRECTO-NO DRENADO
 FIG. 7

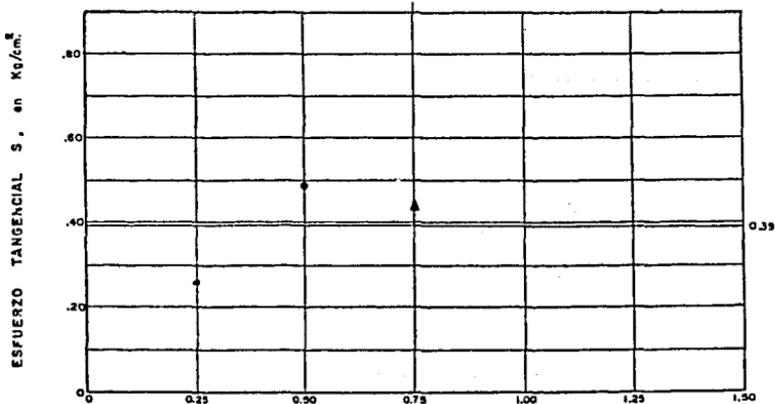


○	0.25 Kg/cm^2
●	0.50 Kg/cm^2
△	0.75 Kg/cm^2

VIAS RAPIDAS
METRO LINEA -3
SONDEO 35-9
ENSAYES DE CORTE DIRECTO NO DRENADO
fig. 8



VEL. DE DEFORM. EN LOS ÚLTIMOS 3 MINS. DE CADA INCREMENTO , en micros/min.

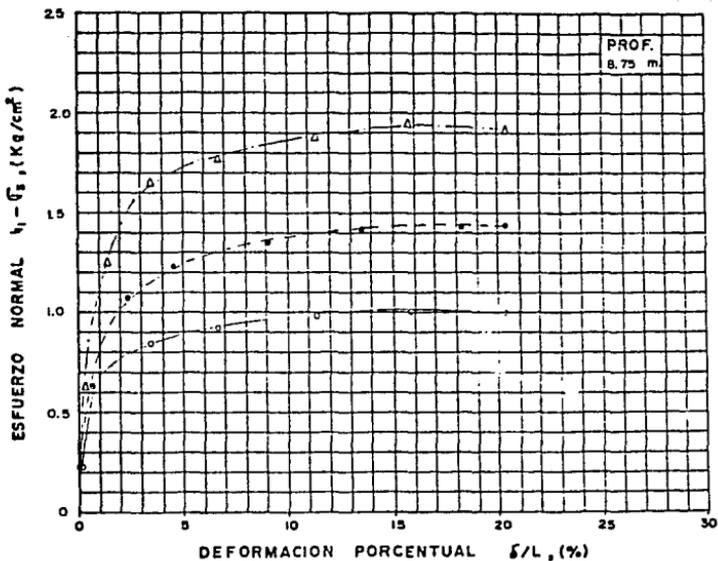


○	0.25 Kg/cm ²
□	0.50 Kg/cm ²
△	0.75 Kg/cm ²

ESFUERZO NORMAL P , en Kg/cm².

VIAS RAPIDAS
METRO LINEA - 3
SONDEO 3S-9

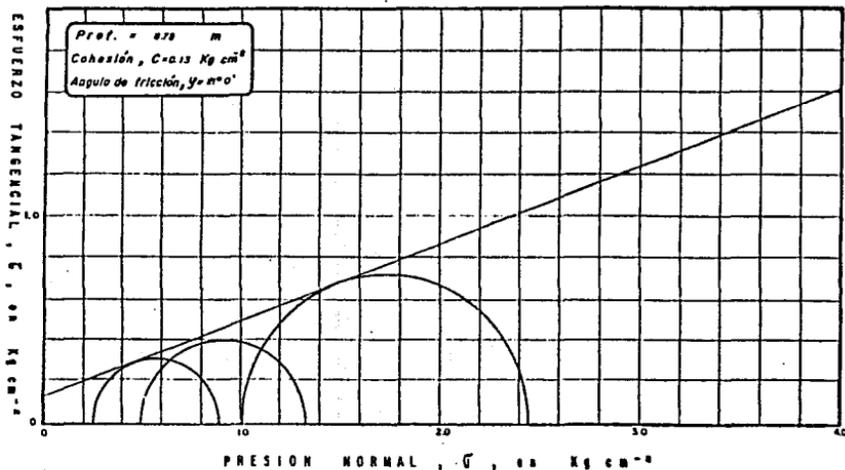
ENSAYES DE CORTE DIRECTO NO DRENADO



SIMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE $\bar{\sigma}_3$ (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3$, (Kg/cm ²)	DEFORMACION δ/L , (%)
○—○	0.25 Kg/cm ²	0.63	0.70
□—□	0.50 " "	0.85	1.00
△—△	1.00 " "	1.45	2.00

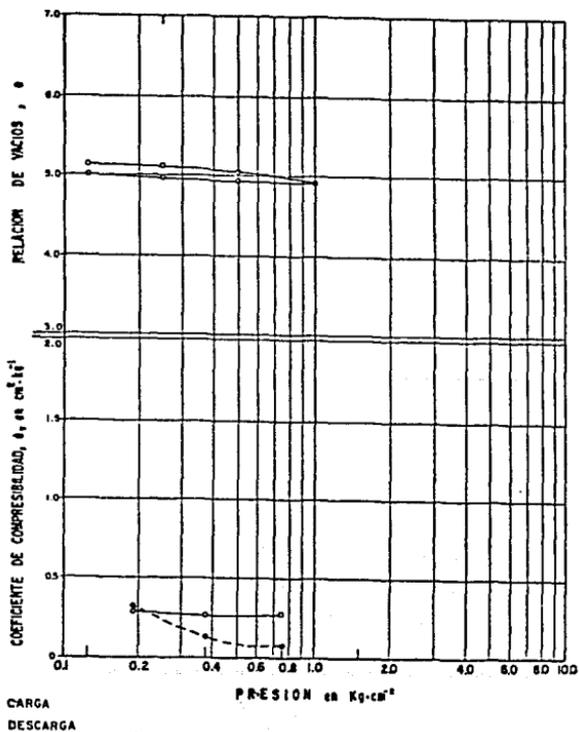
METRO LINEA -3
SONDEO-35-9
CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION
COMPRESION TRIAXIAL

PROF.	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO LL	INDICE PLASTICO I _p	DENSIDAD DE SOLIDOS S _s	RELACION DE VACIOS		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO X _b	ESFUERZO PRINCIPAL EN LA FALLA		DEFORMACION UNITARIA EN LA FALLA E	CLASIFICACION S.U.C.S.
	NATURAL W _i	FINAL W _f				NATURAL e _i	FINAL e _f	NATURAL G _i	FINAL G _f		MENOR G _{III}	MAIOR G _I		
	%	%	%	%	—	—	—	%	%	Kg m ⁻³	Kg cm ⁻²	Kg cm ⁻²	%	
8.75	52.0	54.4	—	—	253	154	153	85.4	90.0	1510	0.25	0.88	0.70	—
	531	53.4			263	160	157	87.3	89.5	1548	0.50	1.35	1.00	
	481	50.0			259	147	142	84.7	91.2	1557	1.00	2.45	2.00	



METRO LINEA-3
 SONDEO -35-9
 COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADA-RAPIDA
 Fig. II

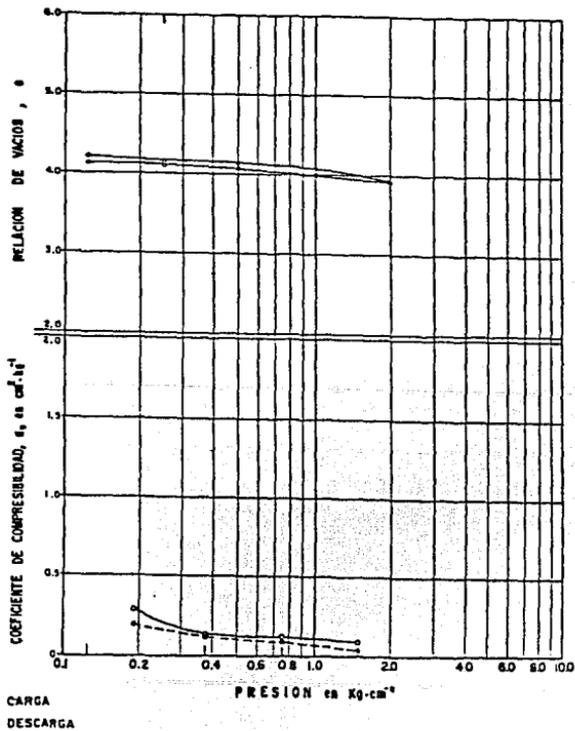
SONDEO	DENSIDAD DE SOLIDOS	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO NATURAL DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO	INDICE PLASTICO	PESO VOLUMETRICO	INDICE DE HONCE DE RECONSTRUCCION		PRESION CARGA DE RETEN. DE		CLASIFICACION S.U.C.S.
		INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL				Cr	Cc	VERTICAL	PRECEDENTE	
PROF.	Ss	ei	Wi	Wf	Gi	Gf	LL	IP	Tm	Cr	Cc	Po	Pc	RPC	
12.95	2.46	5.177	182.4	201.9	86.7	97.3	158.0	89.4	1125						MM



METRO LINEA-3
SONDEO 3S-9
ENSAYES DE COMPRESIBILIDAD

Fig 12 10b

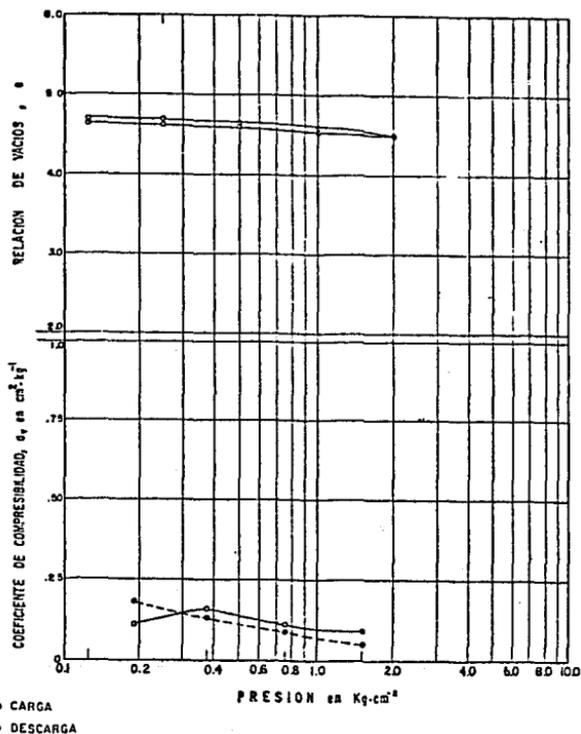
SONDEO	DENSIDAD DE SOLIDOS	RELACION DE VACIOS	CONTENIDO NATURAL DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO	INDICE PLASTICO	PESO VOLUMETRICO	INDICE DE RECON- PRESION	INDICE DE COMPRESION	PRESION (CARGA DE RECON- PRESION)		REL. DE PRECISION	CLASIFICACION S.U.C.S.
	Ss	e _i	W _i	W _f	G _i	G _f	LL	IP	Y _m	Cr	Cc	P ₀	P _c	RPC	
16.85	2.25	4.242	183.8	185.2	97.5	99.8	—	—	1231	—	—	—	—	—	—



METRO LINEA-3
 SONDEO 3S-9
 ENSAYES DE COMPRESIBILIDAD

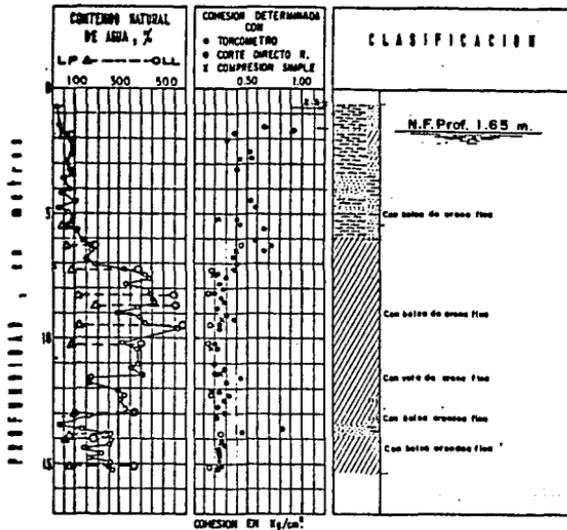
Fig. 13.12b.

SONDEO 35-9	DENSIDAD DE SOLIDOS	RELACION DE VACIOS INICIAL	CONTENIDO NATU- RAL DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO	INDICE PLASTICO	PESO VOLUME- TRICO	INDICE DE RECIM- PRESION	INDICE DE COMPRESION	PRESION EFFECTIVA	CARGA DE REACCION	REL. DE REACCION	CLASIFICACION S. U. C. S.
			W _i	W _f	G _i	G _f									
m.	—	—	%	%	%	%	%	%	Kg·m ⁻³	—	—	Kg·cm ⁻²	Kg·cm ⁻²	—	—
21.25	2.25	4.706	20.2	21.3	96.8	101.4	—	—	1.192	—	—	—	—	—	—



METRO LINEA-3
SONDEO 35-9
ENSAYES DE COMPRESIBILIDAD

Fig. 14 (ob.)



SIÑOS CONVENCIONALES:

- FLENO
- ARELLA
- LIMO
- AREN
- GRAVA
- PUEBLES
- MARCHA PUEBLES

VIAS RAPIDAS
 LINEA NARVARTE-LA VILLA
 LA MORENA
 PRESENTACION GRAFICA DE LOS ENSAYES
 Fig.

ELEVACION MEDIA	DENSIDAD DE LOS SOLIDOS s ₀	RELACION DE VACIOS INICIAL e ₁	CONTENIDO NATURAL DE AGUA W	GRADO DE SATURACION INICIAL G _L	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE Gr	RESISTENCIA A LA TORTURA Gr	PESO VOLUMETRICO		CLASIFICACION
							NUMERO Y ₀	SECO Y ₀	
m.	—	—	%	%	kg cm ⁻²	%	kg m ⁻³	kg m ⁻³	
- 2.85	2.48	1.74	64.5	91.9	0.83	1.85	1488	904	Limo arenoso, café
- 5.25	2.36	2.62	107.2	96.6	0.44	4.51	1350	625	Limo arenoso, gris verdoso
- 6.45	2.14	3.22	126.7	84.2	0.79	3.16	1202	530	Arcilla café rojiza
- 7.45	2.17	9.80	451.7	100.0	0.39	3.51	1108	200	Arcilla café
- 9.25	2.08	9.39	463.6	102.7	0.52	4.01	1128	200	
- 10.45	2.12	9.15	444.5	102.9	0.34	3.28	1137	208	Arcilla café rojiza.
- 11.43	2.29	9.22	401.8	99.8	0.49	5.36	1123	223	Arcilla café rojiza.
- 12.11	2.55	7.00	270.5	98.5	0.47	2.71	1182	319	Arcilla café grisáceo.
- 14.21	2.32	4.94	208.8	98.1	0.51	2.84	1204	391	Arcilla café rojiza.
- 15.08	2.09	9.98	519.1	108.7	0.51	5.08	1178	190	

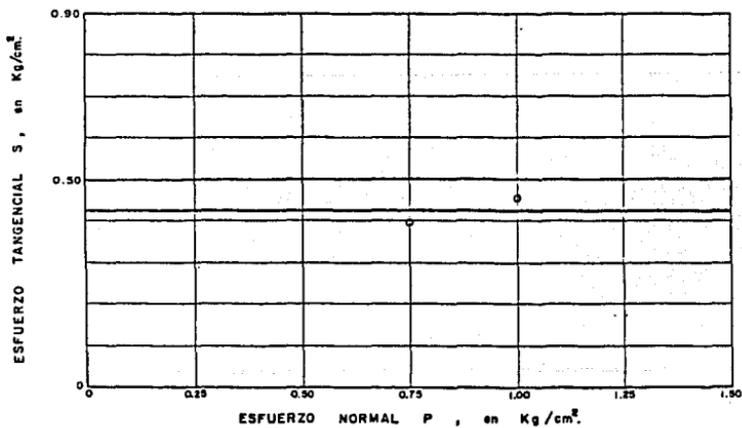
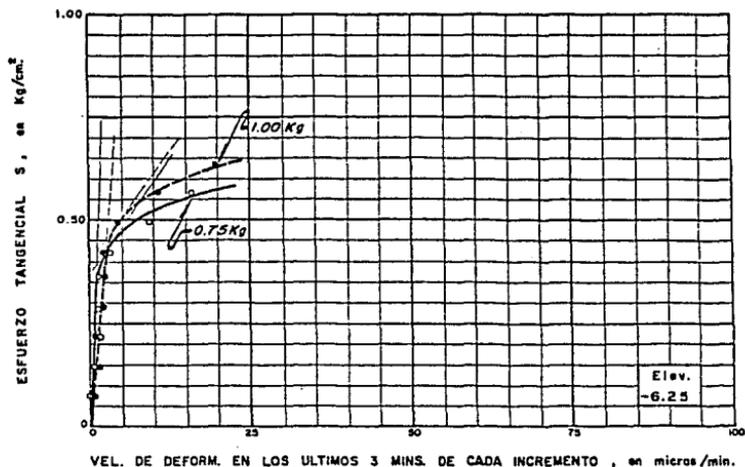
VIAS RAPIDAS
LINEA NARVARTE-LA VILLA
LA MORENA
RESULTADOS DE ENSAYES
EN COMPRESION SIMPLE

Fig.

PROF. MEDIA	DENSIDAD DE SOLIDOS		RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITES DE CONSISTENCIA		INDICE DE PLASTICIDAD		P _n		S _f	CLASIFICACION
	s _s	e	e _f	W	W _f	G	G _f	LL	LP	I _p	P _n	S _f				
m				%	%	%	%	%	%	%	kg cm ⁻²	kg cm ⁻²				
6.25	2.31	3.12	3.07	137.1	135.2	101.5	101.7	184.0	58.0	126.0	0.75	0.390	Arcilla gris verdosa			
	2.2	3.23	3.20	146.0	144.7	102.6	102.6				1.00	0.456				
7.25	2.39	10.35	10.27	423.8	417.8	97.9	97.2	387.4	85.4	302.0	0.75	0.175	Arcilla café'			
	2.28	7.97	7.81	362.4	356.6	103.7	104.1				1.00	0.175				
8.25	2.06	7.67	7.63	387.5	385.0	104.1	104.1	546.2	117.7	425.5	0.75	0.103	Arcilla café'			
	2.06	8.70	8.60	435.1	429.8	103.0	103.0				1.00	0.140				
9.45	2.33	5.85	6.89	236.1	280.7	94.0	94.9	584.8	119.8	465.0	1.00	0.150	Arcilla café' rojiza.			
	2.07	10.28	10.17	508.2	503.0	102.3	102.4				1.25	0.150				
10.25	2.14	7.80	7.70	368.6	364.0	101.1	101.2	405.0	96.8	308.2	1.00	0.107	Arcilla café' rojiza.			
	2.24	6.44	6.37	301.1	297.8	104.7	104.7				1.25	0.138				
12.28	2.33	7.30	7.24	324.0	321.6	103.4	103.5				1.00	0.186	Arcilla café' verdosa			
	2.90	5.19	5.15	220.3	218.6	101.9	101.9				1.50	0.186				
13.86	2.23	4.96	4.90	228.2	225.8	102.6	102.8				1.00	0.145	Arcilla gris verdosa			
	2.39	5.21	5.12	211.8	208.0	97.2	97.1				1.50	0.375				
15.08	2.13	5.31	5.27	265.9	263.6	106.7	106.5	365.7	82.0	283.7	1.00	0.175	Arcilla café' rojiza.			
	2.21	11.66	11.55	592.7	587.7	112.3	112.5				1.50	0.159				

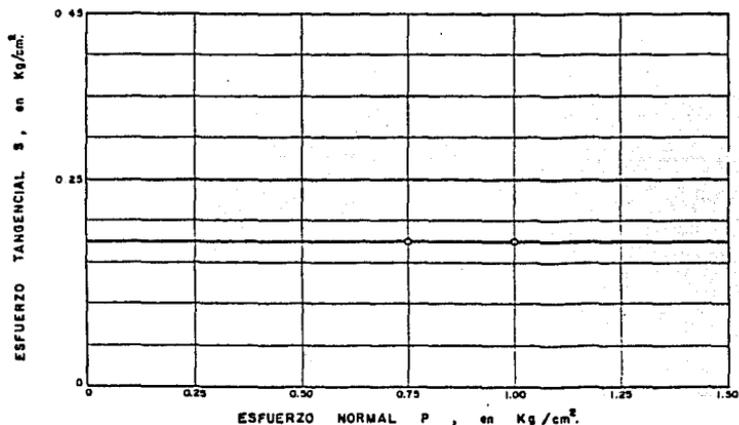
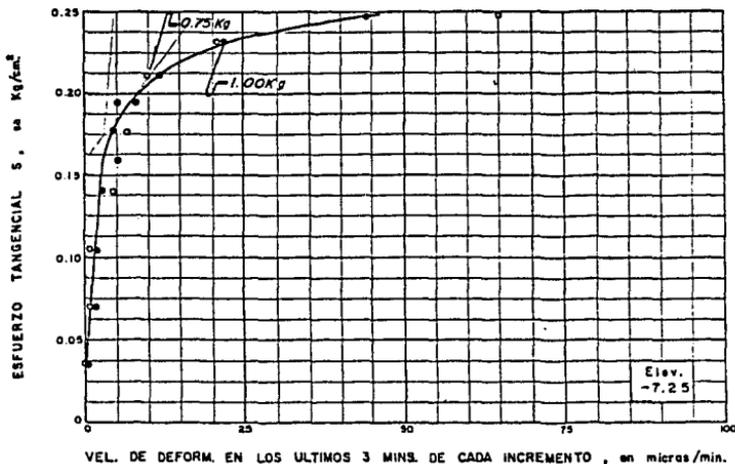
VIAS RAPIDAS
LINEA NARVARTE-LA VILLA
LA MORENA
ENSAYES DE CORTE DIRECTO-NO DRENADO

fig.



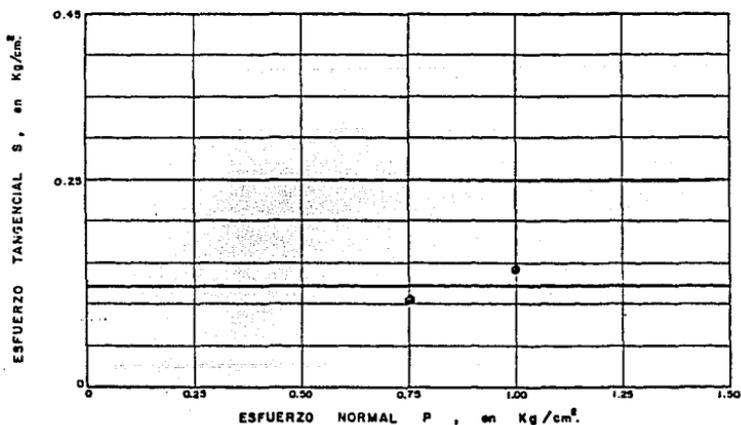
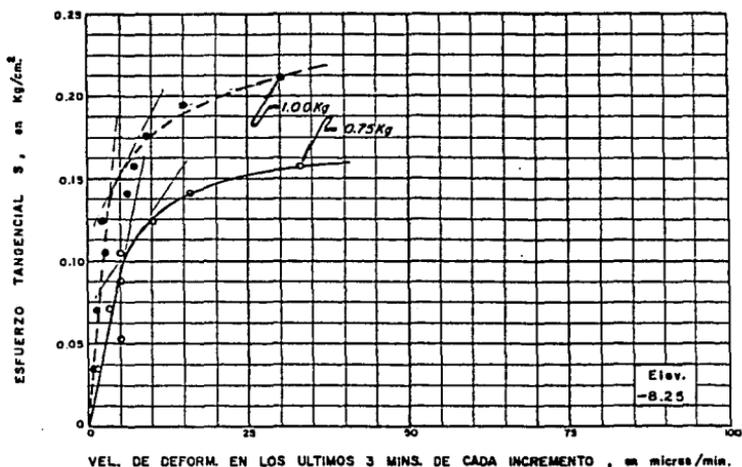
VIAS RAPIDAS
 LINEA NARVARTE-LA VILLA
 LA MORENA
 ENSAYES DE CORTE DIRECTO NO DRENADO

Fig.



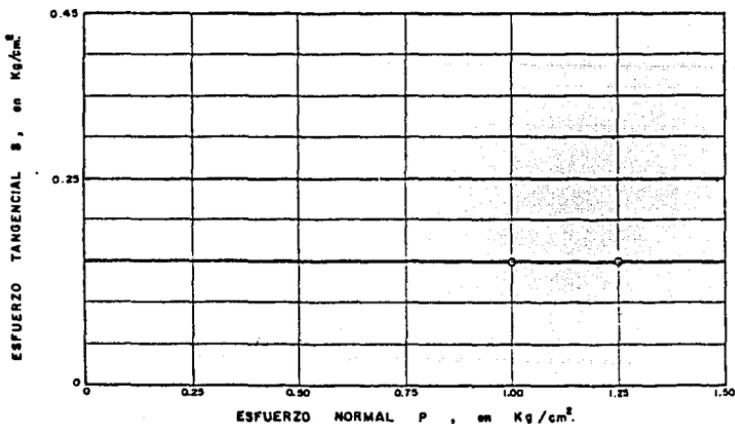
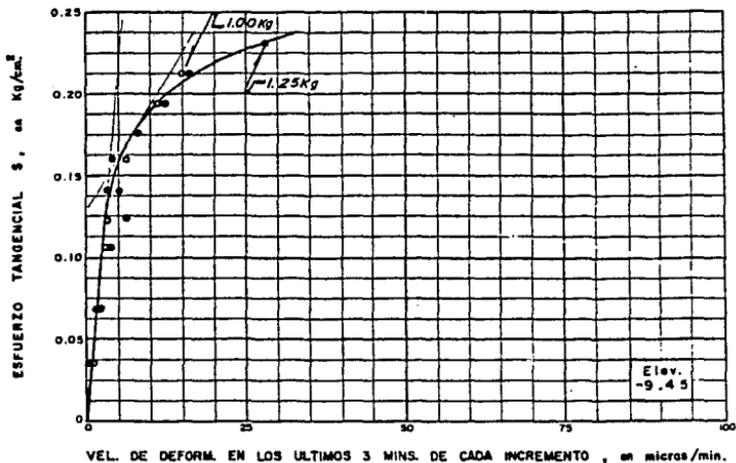
VIAS RAPIDAS
 LINEA NARVARTE—LA VILLA
 LA MORENA
 ENSAYES DE CORTE DIRECTO NO DRENADO

fig.

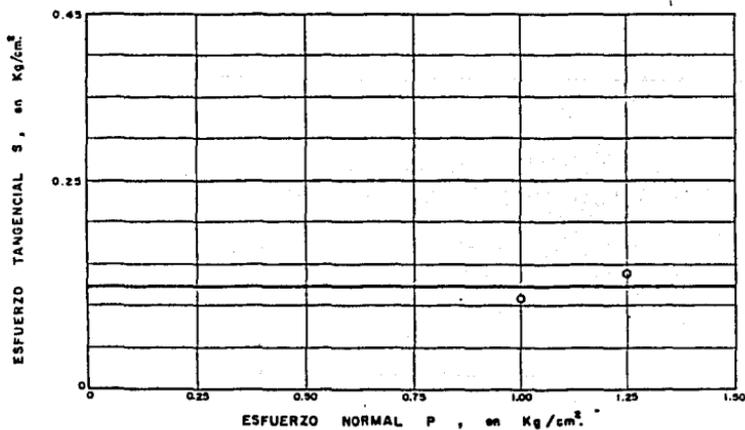
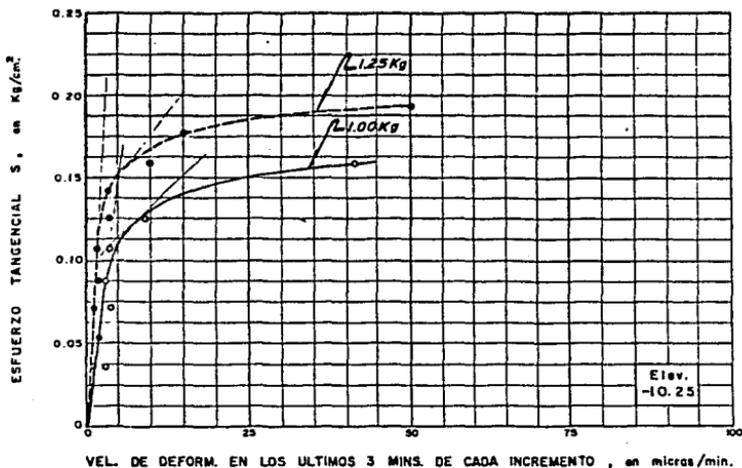


VIAS RAPIDAS
 LINEA NARVARTE-LA VILLA
 LA MORENA
 ENSAYES DE CORTE DIRECTO NO DRENADO

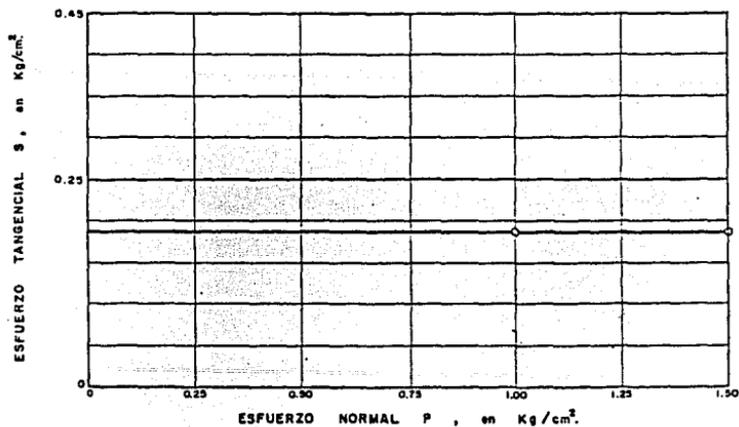
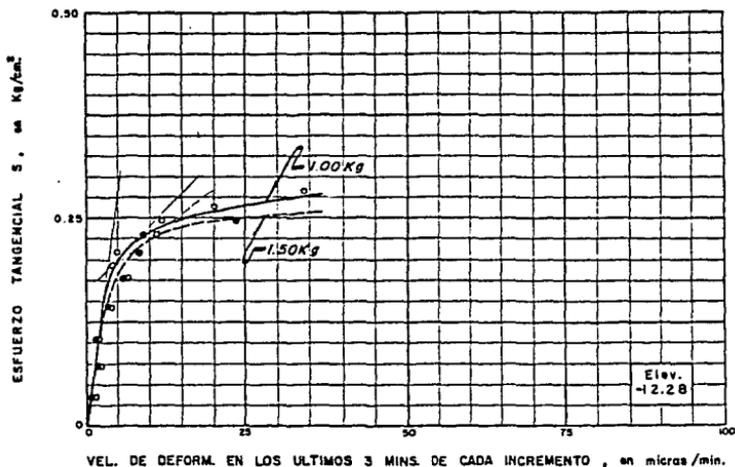
Fig.



VIAS RAPIDAS
 LINEA NARVARTE-LA VILLA
 LA MORENA
 ENSAYES DE CORTE DIRECTO NO DRENADO
 Fig.

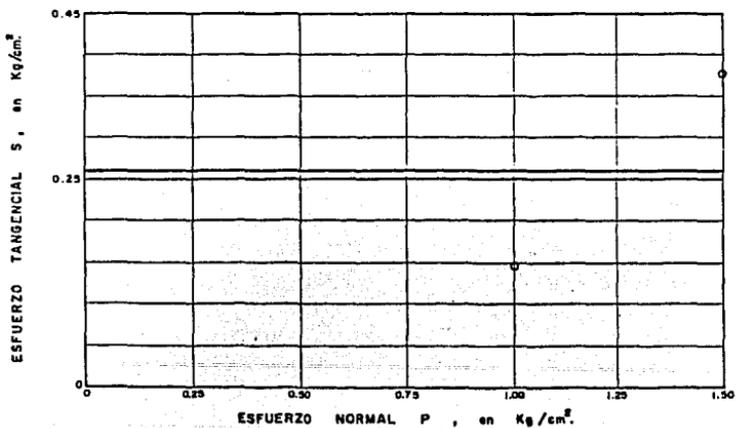
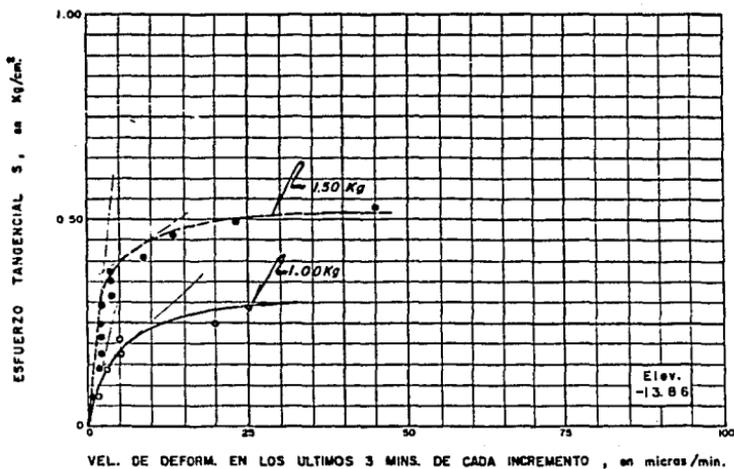


VIAS RAPIDAS
 LINEA NARVARTE-LA VILLA
 LA MORENA
 ENSAYES DE CORTE DIRECTO NO DRENADO
 fig.

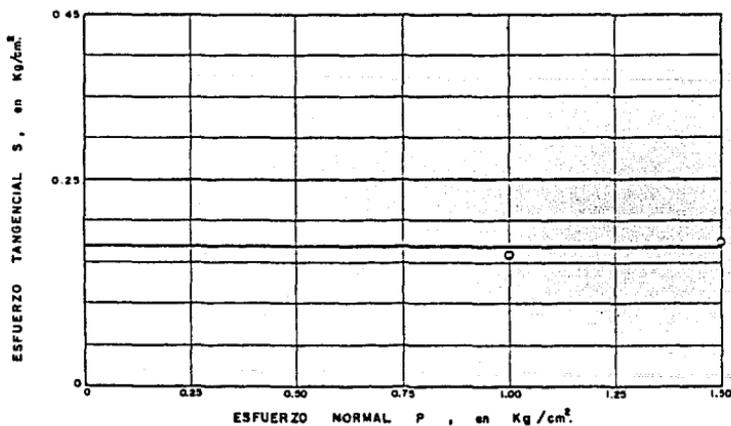
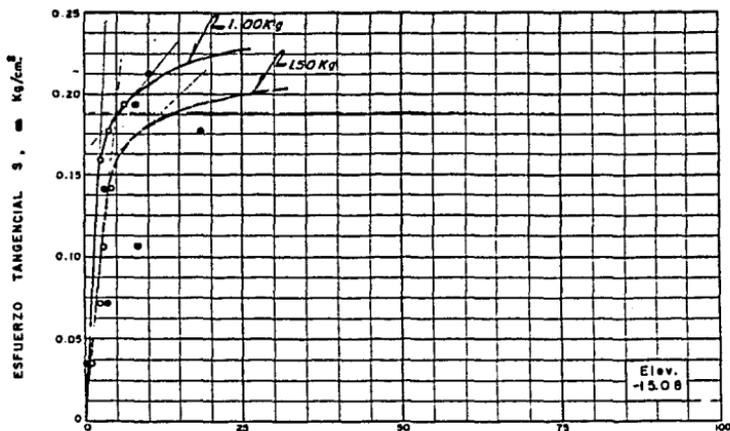


VIAS RAPIDAS
 LINEA NARVARTE — LA VILLA
 LA MORENA
 ENSAYES DE CORTE DIRECTO NO DRENADO

Fig.



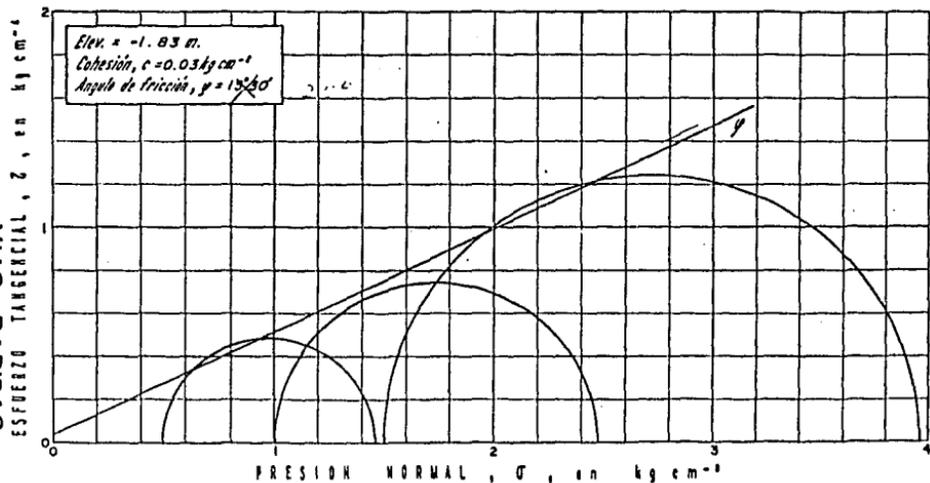
VIAS RAPIDAS
 LINEA NARVARTE - LA VILLA
 LA MORENA
 ENSAYES DE CORTE DIRECTO NO DRENADO
 Fig.



VIAS RAPIDAS
 LINEA NARVARTE—LA VILLA
 LA MORENA
 ENSAYES DE CORTE DIRECTO NO DRENADO

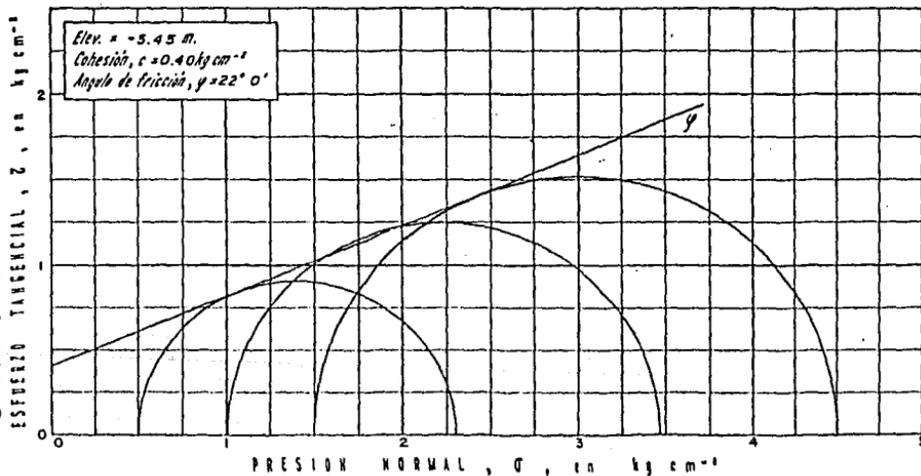
Fig.

ELEV. MEDIA	DENSIDAD DE SOLIDOS S_s	RELACION DE VACIOS		CENTENOS DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO LL	LIMITE PLASTICO LP	INDICE DE PLASTICIDAD I_p	ESFUERZO PRINCIPAL		PESO VOLUMETRICO		CLASIFICACION	
		INICIAL e_i	FINAL e_f	INICIAL W_i	FINAL W_f	INICIAL G_i	FINAL G_f				MINOR σ_u	MAYOR σ_v	MOJADO Y_w	SECO Y_s		
m.	---	---	---	%	%	%	%	%	%	---	%	$kg\ cm^{-2}$	$kg\ cm^{-2}$	$kg\ m^{-3}$	$kg\ m^{-3}$	
-1.03	2.31	1.79	1.70	73.16	69.22	94.41	94.06	73.00	51.00	22.00	17.84	0.50	1.46	1433	827	Limo arcillosa, gris
	2.39	1.93	1.77	72.85	65.79	90.21	88.84				15.71	1.00	2.47	1407	814	
	2.35	1.82	1.58	72.58	62.42	93.71	92.84				15.84	1.50	3.97	1438	833	



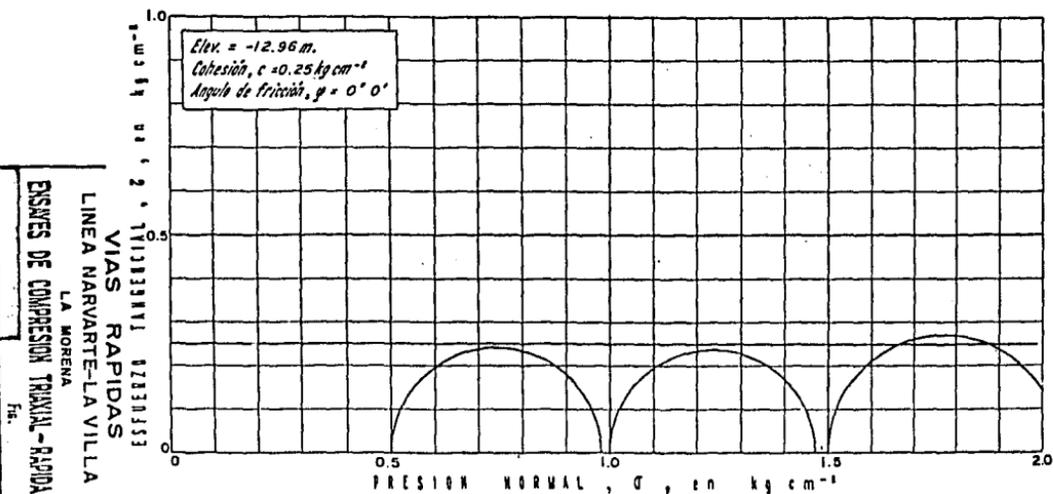
SERVICIOS DE CONSULTORIA TECNICA Y AMBIENTAL
 LINEA NAVARTE-LA VILLA
 LA MORENA
 Fig.

ELEV. MEDIA	RELACION DE VALEOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO LL	LIMITE PLASTICO LP	INDICE DE PLASTICIDAD I _p	DEFORMACION PORCENTUAL δ/L	ESFUERZO PRINCIPAL		PESO VOLUMETRICOS		CLASIFICACION	
	INICIAL e _i	FINAL e _f	INICIAL W _i	FINAL W _f	INICIAL G _i	FINAL G _f					MEJOR G _m	MAJOR G _s	HUMEDOS Y _w	SECO Y _s		
m.	—	—	%	%	%	%	%	%	—	%	kg cm ⁻²	kg cm ⁻²	kg m ⁻³	kg m ⁻³		
- 5.45	2.27	2.56	2.54	112.6	111.8	99.8	99.9	78.9	45.2	33.7	11.32	0.50	2.50	1355	630	Limo arenoso, grs. verdoso
	2.19	2.69	2.57	120.2	114.5	97.9	99.6				10.66	1.00	3.46	1305	592	
	2.34	2.78	2.16	116.8	105.3	98.3	100.2				10.21	1.50	4.51	1344	619	

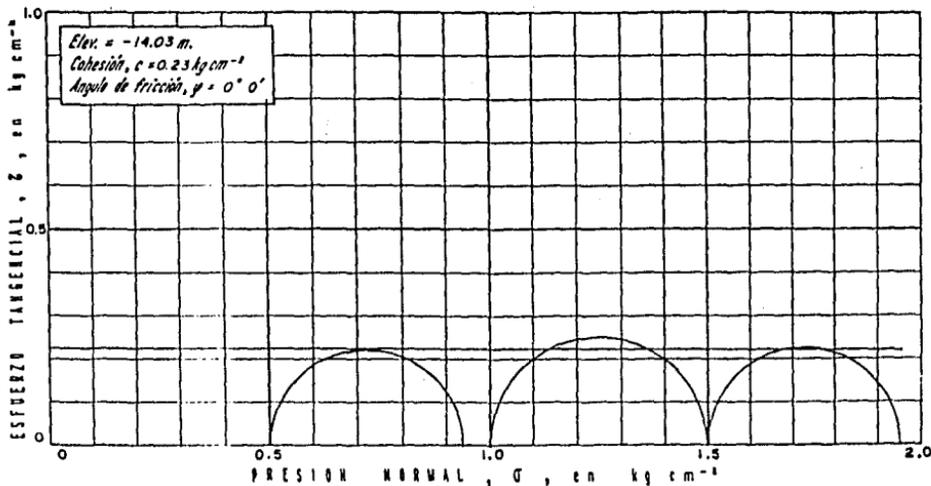


SERVICIOS DE CONSULTORIA Y OBRAS CIVILES
 LA MORENA
 LINEA NARVARTE-LA VILLA
 VIAS RAPIDAS
 52.

ELEV. MEDIA	DENSIDAD DE SÓLIDOS ρ_s	RELACION DE VACIOS e_i	CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO LL	LIMITE PLASTICO LP	INDICE DE PLASTICIDAD Ip	DEFORMACION PERCENTUAL ϵ/L	ESFUERZO PRINCIPAL		PESO VOLUMÉTRICO		CLASIFICACION
			INICIAL W_i	FINAL W_f	INICIAL G_i	FINAL G_f					MEJOR G_x	MAJOR G_z	HUMEDO γ_w	SECO γ_d	
m.	—	—	%	%	%	%	%	%	—	%	kg cm ⁻¹	kg cm ⁻¹	kg m ⁻³	kg m ⁻³	
-12.96	2.22	7.28	324.5	323.9	99.0	98.8	378.0	100.4	277.6	5.20	0.50	0.98	1139	268	Arcilla gris verdosa
	2.24	7.21	316.1	316.7	98.2	98.4				3.33	1.00	1.47	1135	273	
	2.22	7.04	311.5	310.5	98.2	97.9				2.83	1.50	2.04	1137	276	



ELEV. MEDIA	DENSIDAD DE SÓLIDOS ρ_s	RELACION DE VACIOS e	CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO LL	LIMITE PLASTICO LP	INDICE DE PLASTICIDAD Ip	ESFUERZO DE DEFORMACION δ/L	ESFUERZO PRINCIPAL		PESO VOLUMETRICO		CLASIFICACION
			INICIAL W_i	FINAL W_f	INICIAL G_i	FINAL G_f					MEJOR G_u	MAJOR G_z	NUMERO Y_u	SECA Y_z	
m.			%	%	%	%	%	%		%	kg cm ⁻²	kg cm ⁻²	kg m ⁻³	kg m ⁻³	
14.03	25.1	3.99	173.7	172.9	100.6	100.1				4.71	6.50	0.94	1267	463	Arcilla gris verdosa
	2.28	4.13	190.4	189.7	105.1	104.7				3.91	1.00	1.50	1290	444	
	2.30	4.53	195.6	195.6	99.3	99.3				2.98	1.50	1.95	1229	2116	



ENSAYES DE COMPRESION TRIAXIAL-RAPIDA

Fig.

LINEA NAVARTE-LA VILLA
LA MORENA

IV. ESTUDIO HIDRAULICO

El Sistema de alcantarillado de la Ciudad de México es combinado, es decir, desaloja al mismo tiempo aguas negras y aguas pluviales.

El primer proceso se desarrolla sin interrupción durante todo el año, con variaciones normales en los caudales de agua conducidos, mientras que el segundo se caracteriza por las tremendas concentraciones en unas cuantas semanas, en unos cuantos días y a veces, en solo unas horas. En estos espacios tan cortos de tiempo, las cantidades de agua que se tienen que conducir a través de la ciudad, superan en diez veces o más la cantidad normal de aguas negras.

El sistema de colectores, ha seguido los asentamientos diferenciales de la ciudad y portanto sus pendientes son irregulares lo que ha traído como consecuencia que su gasto sea variable en todos los tramos del colector y aún dentro de un tramo del mismo diámetro.

Debido a que los colectores en estudio, mencionados en capítulos anteriores, interfieren con la estructura del cajón del metro fué necesario hacer sus desvíos por medio de la construcción de Sifones Invertidos. Se comprende que en una tubería deprimida los peligros de taponamiento son mayores, que en las atarjeas ordinarias y las obstrucciones que ocasionan son más difíciles de remover.

El objeto primordial del Estudio Hidráulico consiste en la determinación de los gastos de aguas negras y pluviales que nos

permitan conocer el funcionamiento del colector.

Para evitar la formación de obstrucciones, se consigue dando las velocidades tan altas como sea posible, empleando por lo tanto 0.9 m/seg. o mayores para aguas negras y de 1.2 m/seg. a 15.0 m/seg. para sistemas combinados cuando menos.

A. DETERMINACION DEL GASTO DE AGUAS NEGRAS.

El cálculo del gasto de aguas negras de cada colector, se calculó con base en las áreas tributarias de cada uno de ellos, considerando que es dependiente de la dotación de agua potable de la ciudad, considerandose el 75%.

Los gastos de aguas negras se calculan para la población esperada de la fecha a los 15 años. Se contó para su cálculo con una planta del colector y su red de atarjeas tributarias, y un perfil del mismo.

Pasos a seguir:

a) Delimitación de la zona drenada.

Esto se hace sobre el plano de la planta del colector siguiendo las cabezas de atarjea que representen el parte aguas entre el colector en estudio y sus adyacentes.

b) Determinación de los puntos necesarios.

Estos puntos son aquéllos en los cuales se va a determinar el gasto ya sea porque en ellos se va a proyectar alguna estructura como sifon, etc., o bien porque son puntos de cambio de diámetro, conexión de tributarios a cambio de cuartel (límite de zonas de diferente densidad de población).

c) Determinación de Areas Tributarias.

Entre los puntos antes mencionados se tendrán tramos de tuberías para los cuales hay que determinar y valorar su área. Esto se hace sobre el plano en planta del colector.

d) Fórmulas usadas.

Se determinarán los siguientes gastos:

Actuales.- Q_{mín}, Q_{med}, Q_{máx}.

Futuros .- Q_{mín}, Q_{med}, Q_{máx}.

El proceso a seguir para obtener dicho gasto de aguas negras se simplificará mediante el uso de la siguiente tabla.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
TRAMO	Area	Densidad	Nº de	Habits	Coef de	Q _{med}	Q _{mín}	Q _{máx}
DE.....	Hsg.	Población	habits.	acumuladas	Harmon			
A.....		1978 1993	1978 1993	1978 1993	1978 1993	1978 1993	1978 1993	1978 1993

Las columnas de ésta tabla se irán llenando de la manera siguiente:

- 1) Se coloca el tramo del colector comenzando de aguas arriba hacia abajo.
- 2) Se anota el área tributaria del tramo en estudio.
- 3) Densidad de Población. Estas densidades son variables en los diferentes cuarteles. Las mencionadas densidades son las del año de 1960 y para obtener las adecuadas para 1978 y 1993 se aplicará la siguiente fórmula:

$$D_{futura} = K^n D_{1960}$$

D_{futura} - Densidad futura en 100 km².

K - Coeficiente encontrado para los diferentes cuarteles.

basado en el estudio de la población del área metropolitana efectuado por medio del método logístico.

n - Número de años, 18 para 1978 y 33 para 1993.

D₁₉₆₀ - Densidad de población en 1960.

- 4) Número de habitantes. Se obtiene con el producto de la densidad por el área.
- 5) Población acumulada.
- 6) Coeficiente de Harmon. Se obtiene de la fórmula:

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

donde:

M: coeficiente de Harmon.

P: población en miles de habitantes.

NOTA: M = 2 para todo valor de P > 100

- 7) Gasto medio. Se obtiene con la fórmula:

$$Q_{\text{med}} = \frac{P \times A}{86400}$$

donde:

P: población en hab.

A: aportación igual al 75% de la dotación en lt/hab/día.

Q_{med}: gasto medio en lt/seg.

- 8) Gasto mínimo de aguas negras. Se calcula como el cociente del gasto medio entre el coeficiente de Harmon

$$Q_{\text{mín}} = \frac{Q_{\text{med}}}{M}$$

donde:

- 1.- Calles entre las que se encuentra el tramo en consideración
- 2.- Area del tramo en Has.
- 3.- Area acumulada.
- 4.- Area acumulada elevada a la 3/4.
- 5.- Pendiente del terreno desde el principio del colector hasta el punto en estudio.
- 6.- La pendiente anterior, en milésimos, elevada a la 1/4
- 7.- Gasto pluvial.
- 8.- $Q_{max\ max}$, es el gasto total máximo que se puede presentar y se obtiene sumando el gasto pluvial más el gasto máximo de aguas negras.

$$Q_{max\ max} = Q_{max} + Q_{pluvial}$$

En base a los valores ya obtenidos del Gasto Máximo de aguas negras y del gasto total se puede trazar el perfil hidráulico, pero afectados cada uno de las pérdidas de carga en el Sifón.

PERDIDAS EN SIFONES.

Se calculan en dos partes, pérdidas con escurrimiento del gasto máximo de aguas negras y pérdidas con el gasto total.

1. PERDIDAS CON $Q_{máx\ A.N.}$

a.- Pérdida por fricción. Se calcula con la fórmula de Manning de la siguiente manera:

partiendo de: $Q = v \cdot a ; \quad v = \frac{Q}{a}$

$$\therefore v = \frac{Q_{\text{máx}}}{\frac{\pi d^2}{4}}$$

donde: d- diámetro del tubo pequeño

fórmula de Manning:

$$v = \frac{1}{n} \cdot r^{2/3} s^{1/2}$$

$$s = \frac{h_f}{L} \quad \dots \text{pendiente}$$

despejando:

$$h_f = \left[\frac{nv}{r^{2/3}} \right]^2 L \quad \dots \text{pérdidas por fricción.}$$

b.- Pérdidas en Cajas de Conexión.

Cada caja requiere un cálculo particular pero en general será:

$$h_{\text{curva}} = K \frac{\Delta v^2}{2g} \quad \text{Borda para cambio brusco}$$

$$K = 0.9$$

se puede usar también en curvas graduales:

$$h_{\text{curva}} = K \frac{v^2}{2g}$$

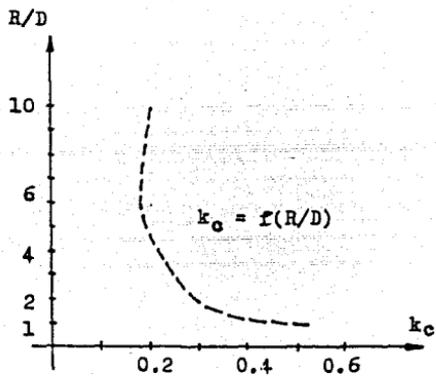
en la que: $K = K_c \eta$

k_c : es función del radio de la curva, en los proyectos u usamos siempre $\frac{R}{D} = 1$ para la que $k_c = 0.5$; η depende de la deflexión en grados de la curva de acuerdo a la tabla I.

c.- Pérdidas en cámara de entrada y salida.

Quando exista curva, esta se calculará como en el caso anterior, y se le agregará la pérdida por transición que se cal

R/D	k_c
1	0.52
2	0.29
4	0.23
6	0.18
10	0.20



θ°	η
10	0.20
20	0.40
30	0.55
40	0.70
60	0.85
90	1.00
135	1.15
150	1.20
180	1.30

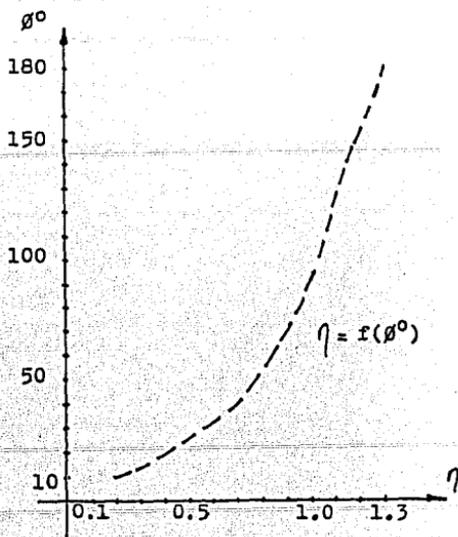


TABLA I

cula con la siguiente fórmula:

1) Pérdidas por reducción.

$$h_{\text{reducción}} = K_R \frac{v_1^2}{2g}$$

en donde: v_1 : es la velocidad aguas arriba en reducciones

K_R : es un factor, que depende de la relación del ángulo de reducción " ϕ ".

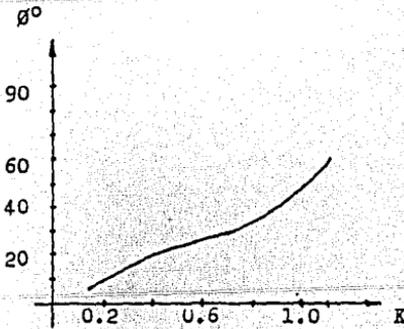
2) Pérdidas en ampliación.

$$h_{\text{ampliación}} = K_a \frac{v^2}{2g}$$

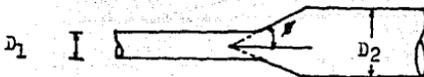
en la que v : velocidad aguas abajo

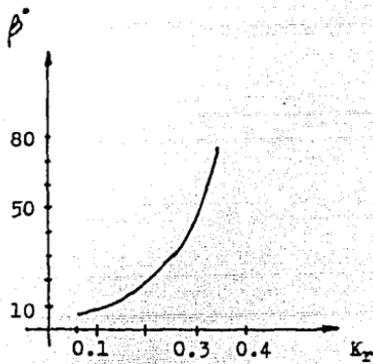
$$y: K_a = \left[\frac{A_2}{A_1} - 1 \right]^2$$

en la que K se encuentra en la tabla siguiente.

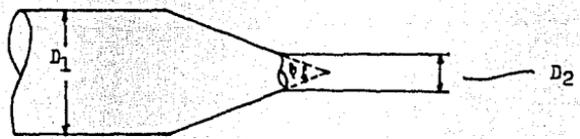


ϕ°	K
6	0.14
10	0.20
20	0.40
30	0.70
40	0.90
50	1.00
60	1.10
a	
90	1.10





β°	K_r
5	0.06
15	0.18
20	0.20
25	0.22
30	0.24
45	0.30
60	0.32
75	0.34



Perfil Hidráulico para Qmáx. A.N.

Conocidas las pérdidas en el sifón, se procede al cálculo del Perfil hidráulico, el cuál se calcula, de preferencia de aguas abajo hacia aguas arriba, debiendose establecer las secciones de control que existan (como pozos caída, etc.) para con ellas tener puntos de tirante conocido y a partir de ellos aplicar la fórmula de Hazen Williams ó el teorema de Bernoulli si el colector trabaja a tubo lleno, o bien obtener una curva de remanso si el colector trabaja como canal como sucede en nuestro caso.

Esta curva de remanso se obtiene de la siguiente manera; se escogen tramos del colector con pendiente, diámetro y gasto uniforme para cada tramo; y cada tramo se analiza de la forma siguiente:

Conociendo una sección crítica en el colector, se determina el tirante crítico y también el tirante normal (a partir de la relación de gastos), posteriormente se determina a que distancia de la sección crítica se presenta el tirante normal; distancia que puede ser mayor a la del tramo en estudio, pero de la curva calculada se obtiene el tirante "t" que corresponde a la longitud del tramo considerado; dicho tirante "t" servirá como base para el cálculo del siguiente tramo en lugar del tirante crítico, y así sucesivamente hasta llegar a la cámara de salida del colector; en la que, a la cota del tirante con que se llegue, corresponderá la cota del vertedor de salida.

Por último, se aplica el teorema de Bernoulli entre las cámaras de salida y entrada (ya que el tubo trabaja a tubo lleno,

tomando en cuenta las pérdidas en el sifón ya calculadas) y a la cota del tirante que se obtenga en la cámara de entrada, corresponderá la cota del vertedor de entrada.

Perfil Hidráulico para el Gasto Total ($Q_{\text{máx máx}}$)

Su finalidad será checar, mediante los tirantes obtenidos a partir de una curva de remanso (de aguas abajo hacia aguas arriba), si las elevaciones correspondientes a dichos tirantes no exceden las elevaciones del terreno, correspondientes a las cámaras de entrada y salida y cajas de conexión, así como a algunos puntos (coladeras, etc) aguas arriba del sifón.

C A P I T U L O V

P R O C E D I M I E N T O

C O N S T R U C T I V O

A.) TRABAJOS PRELIMINARES

a). Estructura de Contensión. Muros colados en sitio.

b). Abatimiento del N.A.F.

H.) EXCAVACION, TROQUELAMIENTO Y CONSTRUCCION.

C.) RELLENO.

A. TRABAJOS PRELIMINARES.

a.- Estructura de Contensión.

La necesidad de construir estructuras subterráneas en suelos blandos o granulares, en ocasiones bajo el nivel de aguas freáticas obliga a buscar métodos que conjuguen por un lado la ejecución de la obra y por otro mantengan inalterado el estado de esfuerzos en el suelo vecino, evitando así su colapso.

Para lograr lo anterior, se ha elaborado un sinnúmero de procedimientos desde el tablestacado metálico hasta el ademado progresivo durante la excavación, pasando por el método incorporado más o menos reciente a la experiencia constructora de México, que consiste en colar concreto en el seno de un fluido, generalmente lodo bentonítico.

Entre los elementos estructurales de concreto que pueden colarse bajo lodo se encuentran: pilas, pilotes, muros, losas, etc.

Los muros colados en lodo se han empleado en la mayoría de las estructuras subterráneas del "METRO" de la ciudad de México de igual forma éste procedimiento constructivo fué utilizado en las obras de Desvíos de Colectores: #12B en Morena y Cuauhtémoc #14 en Romero de Ferreros y Cuauhtémoc y el #16 en Eugenia y Cuauhtémoc, que interfieren con el cruce del metro en la ampliación de la Línea No. 3, como estructura de contensión.

El procedimiento constructivo consiste en el colado del concreto en el seno de un fluido más ligero que el concreto, mediante el uso de trompas; Si el concreto se deja caer a volteo

en el seno de un fluido, indudablemente que llegará a su destino totalmente segregado. Las gravas más grandes serán las primeras en llegar al fondo, a continuación los tamaños más finos hasta llegar a la arena, la cual tendrá un poco de cemento. Gran parte del cemento permanecerá en suspensión.

En resumen se obtendrá una acumulación ordenada de los constituyentes del concreto, sin cementantes entre ellos con propiedades físicas totalmente diferentes de las que originalmente se pretendían.

Durante el proceso de colado deben observarse las siguientes etapas:

- 1.- Brocales.
- 2.- Excavación
- 3.- Lodo Bentonítico.
- 4.- Trompa de colado
- 5.- Proceso de Colado.

Una vez efectuado el trazo topográfico en el terreno, se procederá a construir los brocales que son zanjas cuya función es de servir de guía a la almeja que ejecuta la excavación. La longitud del faldon del brocal será la suficiente para que exista entre su paño inferior y el paño superior del muro tablestaca un traslape de 0.50m.

En virtud de que dentro de los dos primeros metros bajo la superficie, se encuentran la mayoría de los tubos y ductos de los servicios municipales, la excavación de las zanjas guías donde quedarán alojados los brocales deberá hacerse con precaución ya sea a mano o con maquinaria, para no dañarlos.

Una vez contruidos los brocales, se procederá a la excavación de las zanjas hasta el nivel de desplante de los muros, éstos deberán hacerse con equipo ó maquinaria cuya herramienta de corte sea guiada, con objeto de ofrecer una amplia garantía en la verticalidad, alineamiento e integridad de las paredes de la zanja y que permita alcanzar sin problemas la profundidad media del muro.

La longitud y profundidad de la excavación de las zanjas será la indicada en el proyecto, con un ancho de 0.60m ya que anchos menores se dificultan notablemente los trabajos de colado de concreto con trompa.

Las excavaciones de las zanjas se harán en forma alternada, es decir no deberán excavar tableros contiguos en forma simultánea.

Simultáneamente con el proceso de excavación, el hueco resultante debe irse llenando con lodo bentonítico de buena calidad, cuyas propiedades físicas, especialmente su viscosidad y peso volumétrico, garanticen la estabilidad de las paredes de los tableros excavados. El espesor de la costra de bentonita que se forma en las paredes, debe ser el mínimo necesario para sostener los materiales arenosos vecinos a la excavación. las costras gruesas de bentonita pueden provocar la contaminación del concreto fresco al desprenderse de las paredes, durante el colado o bien durante la colocación del acero de refuerzo.

Al terminar la excavación debe realizarse una extracción exhaustiva del azolve para evitar que al contaminar el concreto se formen zonas estructuralmente débiles.

Cuando se haya concluido la excavación y verificado la profundidad se procederá a introducir las juntas metálicas, que son tubos metálicos que sirven para limitar la longitud de los tableros, una parrilla de refuerzo que servirá para armar el muro y la tubería de acero, acoplable en tramos del orden de 2m cuyo diámetro es de 30cm; tiene en su parte superior una tova para recepción del concreto y su parte inferior permanece embebida un mínimo de 0.50m dentro del concreto fresco.

Su estanqueidad debe ser perfecta para evitar que durante el colado penetre bentonita o salga lechada de cemento lo cual provoca en el primer caso contaminación del concreto y en el segundo taponamiento de la tubería.

Al iniciarse el colado debe colocarse un tapon en el extremo inferior de la trompa, o bien si ello no es posible debido a la flotación de la tubería en casos en que el colado sea profundo, usar un tapón deslizante ó diablo ajustado al diámetro interior del tubo y colado desde la tova. Lo anterior tiene como fin evitar la segregación del concreto durante el inicio del colado. El conjunto debe tener solidez suficiente para soportar movimientos bruscos y ser fácilmente desacoplable.

Se recomienda utilizar una mezcla fluida cuyo revenimiento sea del orden de 18cm., rica en contenido de cemento y con un porcentaje de arena cercano al 45%. El tamaño máximo de agregado es de 40mm para grandes colados de concreto y de 20mm en trabajos menores; la grava no debe ser angulosa.

Es aconsejable usar retardadores de fraguado para garantizar su fluidéz del concreto fresco durante su colocación.

La velocidad de colocación del concreto debe de ser relativamente rápida y continúa, evitando suspensiones. El interior de la trompa debe observarse a intervalos regulares mediante un haz de luz, con ello debe asegurarse que la trompa permanezca estanca y embebida en el concreto.

Se aconseja controlar el nivel del concreto fresco mediante sondas apropiadas y llevar un registro gráfico que muestre la variación del nivel del concreto con respecto al volumen colocado y el nivel de la trompa de colado.

Si por accidente llegase a salir la trompa del concreto fresco, el colado debe reanudarse usando un tapon deslizante o diablo y añadiendo lentamente el nuevo concreto para evitar un efecto de soplete sobre el concreto ya colado.

Los problemas que pueden surgir al colar estructuras de concreto en el seno de un fluido son principalmente debidas a manejo inapropiado de la trompa de colado, lodo defectuoso, falta de limpieza en la excavación y juntas entre muros, etc.

Si la mezcla de concreto es pobre, no trabajable, o de bajo revenimiento, ello puede dar lugar a taponamientos en la tubería y flujo irregular en su colocación.

El peso volumétrico del lodo de perforación es esencial para la estabilidad de la zanja, y su viscosidad debe ser compatible con el proceso de colado; debe ser desplazado fácilmente por el concreto sin dejar "costras" de gran espesor en el concreto previamente colado, en las paredes de la excavación, o en el acero de refuerzo. Si tiene grumos en suspensión pueden quedar atrapados contra el armado y ser rodeados por el concreto -

fresco, originando así bolsas de bentonita.

Si la viscosidad y tixotropía del lodo no son suficiente, la cantidad de partículas arenosas o de azolve que pueda mantener en suspensión es sumamente pequeña y ello ocasionará azolves en el fondo de la excavación, que a su vez durante el colado contaminarán el concreto.

Durante el colado merced al flujo ascendente del concreto, se provocan fuerzas que tienden a levantar el armado; es necesario anclarlo o lastrarlo para evitar que se mueva.

b.- Abatimiento del N.A.F.

Con frecuencia es necesario excavar a profundidades abajo del Nivel Freático para construir una cimentación; cuando esto sucede el agua freática fluye hacia la zona excavada y es entonces indispensable conducirla por las zanjas colectoras hasta cárcamos de bombeo, esta forma de abatimiento del nivel freático puede ser tolerable en algunos casos, cuando el gasto que fluye hacia el interior de la excavación es relativamente pequeño, es decir 5 a 10 lt/seg. y no se produce el arrastre de partículas de suelo por el agua. Tales condiciones se presentan cuando se excava en suelos cohesivos como arcillas, limos arcillosos, arenas arcillosas, gravas arcillosas; es decir, todos aquellos suelos con algún contenido de arcilla que produce cierta cohesión entre las partículas y ofrece cierta resistencia a la erosión.

Sin embargo, en cualquiera de estos casos las filtraciones que se generan hacia la excavación producen fuerzas de filtración que tienden a provocar el deslizamiento de los taludes, lo que obliga a construirlos con pendientes muy tendidos.

Por el contrario, cuando se excava con este procedimiento en suelos no cohesivos, tales como los limos no plásticos, las arenas limosas y las arenas finas, se produce el deslizamiento y la erosión de los taludes y del fondo de la excavación, aún cuando la profundidad sea apenas de uno o dos metros bajo el nivel freático. Además, las filtraciones ascendentes en el fondo de la excavación, al tratar de levatar las partículas de suelo, aflojan su estructura y lo convierten en un material suelto, -

con lo que se reduce importantemente la capacidad de carga y se aumenta la compresibilidad del suelo que queda bajo el fondo de la excavación. Si el gradiente hidráulico a la salida de las filtraciones del fondo es cercano a la unidad, las partículas de suelo no cohesivo entran en ebullición, es decir, se produce la condición de una arena movediza; las fuerzas de filtración ascendente provocan el levantamiento del material del fondo comprendido entre las tablestacas, lo cual puede anular el empuje pasivo que actúa en el empotramiento, dando por resultado la falla de las tablestacas por "pateo". Si la excavación se hace en suelos de alta permeabilidad, como las gravas y las arenas gruesas, el gasto de filtración se vuelve tan grande que se convierte en un serio inconveniente para la seguridad y la buena ejecución de la obra. De aquí, la necesidad de controlar en todos estos casos las filtraciones, a fin de eliminar los efectos de inestabilidad de ebullición o de arrastre de los suelos durante la excavación.

Otro procedimiento más usual es, el de mediante instalaciones convenientes de bombeo que permiten abatir el nivel freático, en forma local, en el sitio en que se excava, previamente a la ejecución de la excavación. Este procedimiento fue el utilizado en la construcción de los Sifones debido a la gran saturación de agua del subsuelo de México, y a la necesidad de estabilizar el fondo de las excavaciones que se van a efectuar en el interior de la tablestaca.

Cada pozo de bombeo constará con los siguientes elementos:

- Perforación
- Colocación de Ademe
- Colocación de Filtro
- Bombas de pozo profundo.

Localización de los pozos de Bombeo:

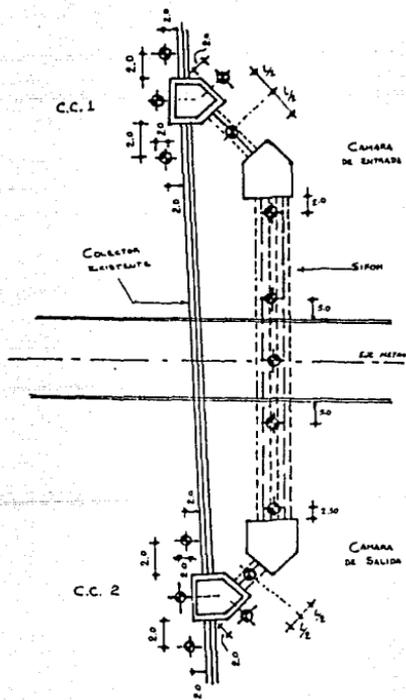
Su ubicación se indicará en las especificaciones que será diferente para cada caso en particular, ya que ella depende de las cualidades del subsuelo, en nuestro caso se usarón una serie de pozos a lo largo del sifón y otros alrededor de las cajas de conexión como se muestra en la fig. # 1 , el número y distribución se especificará para cada caso en particular.

Así mismo la profundidad de perforación de los pozos variará en cada tramo del sifón y para cada caso se especificará.

Los pozos serán de 30 cm. de diámetro y se perforarán con broca tricónica o de dientes, con cualquiera de las dos herramientas se lavará y limpiará con agua a presión.

Una vez terminadas las perforaciones, y con objeto de mantener a éstas en estado de poder instalar el equipo de bombeo dentro de ellas, deberán tenerse limpias y libres de azolve; Para su limpieza se emplearán cucharas de percusión para extraer el azolve grueso y posteriormente se lavará la perforación con agua a presión y se considerará limpia ésta, cuando el agua retorne libre de partículas.

Los ademes de los pozos serán tubos de fierro de 4" de diámetro ranurado en toda su longitud excepto en 2.0m en ambos



 POZO DE BOMBEO
 ACOTACIONES EN METROS
 Fig. # 1

extremos y estarán provistos de tres aletas formadas por varillas de 3/4", cuyo diámetro circunscrito deberá ajustarse a las paredes de la perforación; Estas aletas se localizarán en puntos equidistantes a lo largo del ademe.

Con el objeto de evitar que el filtro pase al interior del ademe, se deberá colocar una malla del número 8 alrededor de este, de manera tal, que cubra perfectamente las ranuras, y de que, la misma no vaya a sufrir desprendimientos durante las maniobras.

Entre las paredes del pozo y las del ademe, se llenará de arena y grava fina limpias, cuya granulometría será máximo 1.0 centímetros y mínimo 0.25 cm. se criba y lava para eliminar el polvo que pueda obstruccionar al filtro durante su funcionamiento.

Con el fin de establecer el flujo hidráulico en el pozo y hacer con ello más eficaz el bombeo, después de colocado el ademe y el filtro, se agitará el interior del ademe con una cuchara de percusión, o se echará "hielo seco" para que el monóxido de carbono liberado destape los espacios entre partículas - que hayan sido bloqueados.

Para la extracción del agua del interior de los pozos se utilizarán bombas de pozo profundo del tipo eyector de 1" x 1 1/4", cuyo ademe será tubo de fierro de 4" de diámetro, operadas a una presión de 5 kg/cm² en todos nuestros casos. El nivel de succión de las bombas se colocará 2.0m abajo de la profundidad máxima de excavación.

Para el control del abatimiento del nivel freático se registrarán en cada turno, la presión de operación de las bombas y el gasto de extracción. Con los datos anteriores se llevarán gráficas tiempo-presión de operación y tiempo-gasto extraído.

El bombeo se iniciará seis días antes de la excavación y se suspenderá una vez colada la losa inferior en el tramo excavado.

B. EXCAVACION TROQUELAMIENTO Y CONSTRUCCION

Para protección de colindancias y edificaciones vecinas durante la construcción de cimentaciones ó excavaciones en proceso, se emplean tablestacas como elementos de retención; Tal es el caso de los Sifones construidos en el cruce con la Avenida Guauhtémoc para dar paso al cajón del metro.

A continuación se detallarán los diferentes procedimientos seguidos en la construcción de estos Sifones, según sus características particulares.

SIFON HOMERO DE TERREROS (Colector #14)

SIFON EUGENIA (Colector #16)

Las características presentadas en las zonas donde se localizaron estos Sifones son idénticas, por lo que el procedimiento constructivo realizado fué el mismo.

El desvío de estos colectores se construyó formando un conjunto con el cajón del metro. En virtud de que la losa de techo de la galeria del colector, es la losa de piso del cajón del metro.

En base al proyecto original los sifones mencionados tienen las características siguientes:

a.- Profundidad máxima	11.00 m.
b.- Diámetro del conducto	Øint. = 1.83 m.
c.- Longitud	46.80 m.
d.- Pendiente de ascenso	27° 57' - 48.4%

- e.- Pendiente de descenso $30^{\circ} 35'$ - 53.5 %
- f.- Una cámara de entrada al Poniente.
- g.- Una cámara de salida al Oriente.
- h.- Dos pozos de Inspección.
- i.- Tubería de concreto reforzado prefabricada para los conductos.

Ambas estructuras estan formadas por un solo conducto, debido a un estudio hidráulico realizado de la zona y del que se concluyó que un solo conducto de $\phi = 1.83m$ sería suficiente para desalojar satisfactoriamente las aguas negras y pluviales.

Procedimiento Constructivo.

Para definir el procedimiento constructivo se ha considerado al Sifón constituido por una zona central (zona más profunda) dos rampas laterales (oriente y poniente respectivamente) y dos Cámaras; una de entrada y una de salida.

La excavación se realizará a cielo abierto, entre una estructura de contención constituida por muros tablestaca armados y colados en el sitio y según procedimiento descrito en el capítulo anterior.

Antes de proceder a excavar en el área comprendida entre los muros tablestaca, será necesario abatir el nivel freático mediante la instalacion de pozos de bombeo localizados según especificaciones y procedimiento visto anteriormente.

El procedimiento de excavación, apuntalamiento entre los muros tablestaca y la construcción del Sifón se realizará de la forma siguiente:

Se procederá a excavar en el area comprendida entre los muros tablestaca del Sifón; la excavación se realizará en siete etapas, iniciandose en la zona central y continuando hacia las rampas. (fig.#2).

Conforme la excavación avance, se colocarán los niveles de puntales según especificaciones fig.#4 .

El apuntalamiento entre los muros tablestaca del Sifón se hará con tubos de acero cédula 40 de 12" de diámetro, colocados a cada lado de la junta de construcción y formando cuatro niveles de puntales como nos muestra la fig.#4 .

Los puntales deberán instalarse inmediatamente después que la excavación descubra sus puntos de aplicación y se colocarán con una precarga de 30 toneladas.

Cuando la excavación alcance el nivel de plantilla de las cámaras de entrada y salida, se iniciara la construcción de las mismas. Simultáneamente con la construcción de las cámaras, se continuará con el proceso de excavación del sifón.

Al realizar la excavación en las zonas de las rampas, esta deberá hacerse de tal manera que la superficie del terreno sobre la que se apoyará la estructura del sifón, quede con el angulo de inclinación especificado en el plano correspondiente del Departamento de obras Hidráulicas.

A medida que se alcance la máxima profundidad de excavación en la zona central de sifón, inmediatamente se procederá a colar una plantilla de 10cm. de espesor de concreto simple pro visto de aditivo acelerante de fraguado. Tres horas después de haber colado la plantilla, se iniciará la construcción de la losa de piso , la que deberá tener un ancho igual al que existe

entre los paños interiores de los muros tablestaca. El armado y colado de esta losa se efectuará por etapas como se indica en la fig. #3, como puede observarse primero deberá construirse el tercio medio central de la zona más profunda del sifón, continuándose posteriormente con los dos tercios restantes y con las rampas.

El tiempo máximo a transcurrir entre la llegada a la máxima profundidad de excavación y la construcción total de la losa de piso en todo el desarrollo del sifón no será mayor de 72 hr.

Transcurridas 48 horas de haber colado totalmente la losa de piso se iniciará la colocación de la tubería del sifón en su posición definitiva, para lo cual será necesario retirar los puntales que interfieran con la colocación de los tramos de la tubería.

Una vez colocados totalmente los tramos de la tubería, se iniciará el armado de la caja que contendrá dicha tubería tanto en la zona central como en las rampas.

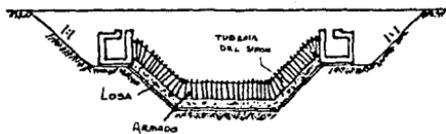
Una vez armado se procederá a colar monolíticamente la caja y los tubos del sifón, el concreto a utilizar deberá ser de un esfuerzo a la compresión $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$.

Durante el armado y colado de la caja que contendrá los tubos, se deberán dejar las preparaciones necesarias en los sitios donde se construirán los pozos de inspección.

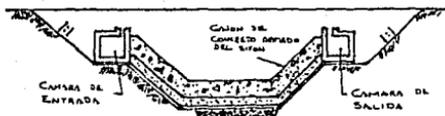
Una vez terminada la construcción de los pozos de inspección y la caja que contendrá la tubería, se procedió a rellenar el espacio comprendido entre los muros tablestaca con tepetate que deberá cumplir con las especificaciones proporcionadas por COVITUR.



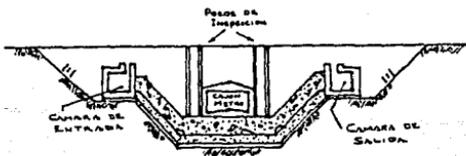
7a ETAPA



8a ETAPA

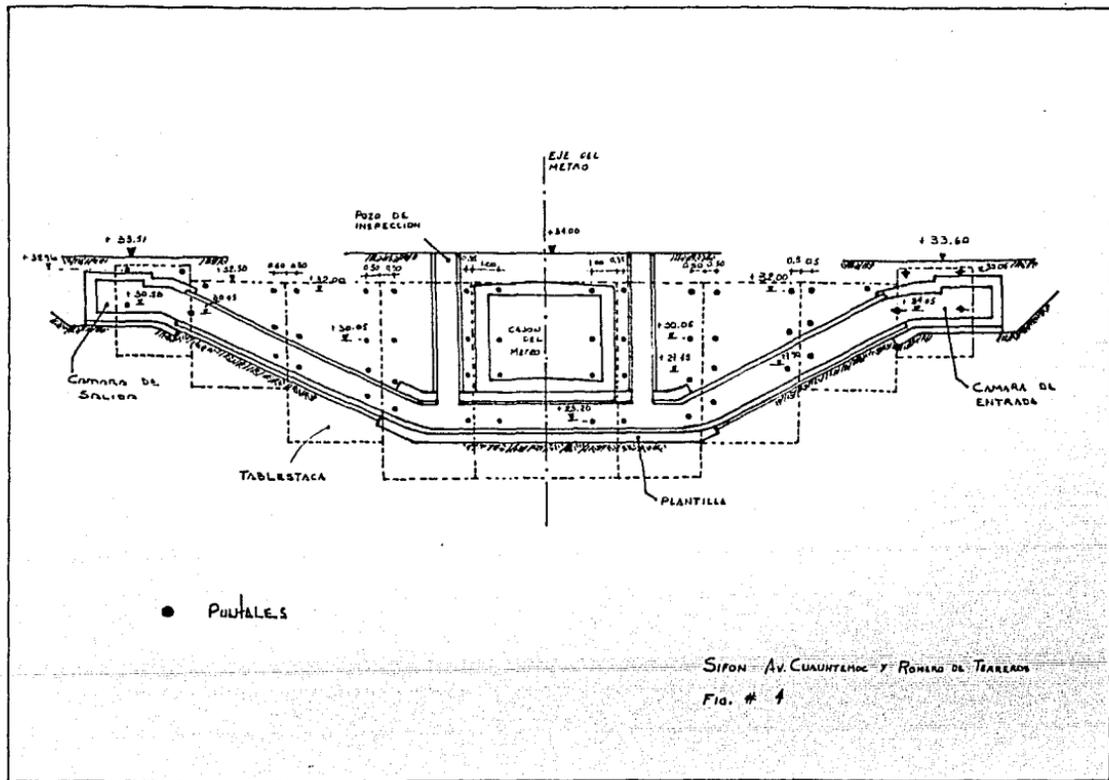


9a ETAPA



10a ETAPA

TESIS: Desvío de Colectores en las interfe-
rencias de la ampliación de la línea
tres del Metro de la Cd. de México.
Fig. # 3



Cámaras de Entrada y Salida.

La construcción de las cámaras se deberá iniciar cuando la excavación haya alcanzado el nivel de desplante de la plantilla y, colocando los puntales inmediatamente después que la excavación descubra sus puntos de aplicación.

En la máxima profundidad de proyecto se procederá a colar una plantilla de 10cm. de espesor de concreto pobre con aditivo acelerante de fraguado.

Tres horas después de haber colado la plantilla se iniciará el armado y colado de la losa inferior, dejando preparativos necesarios para su unión con los muros perimetrales de la cámara. 24 horas después del colado de la losa de piso, se armarán y colarán los muros laterales dejando las preparaciones necesarias para su unión con el sifón y las cajas de conexión.

Transcurridos siete días de colados los muros, se procederá a armar y colar la losa superior. Todos los detalles para el armado y colado de las estructuras que integran el sifón, serán detallados en los planos estructurales correspondientes.

El relleno sobre la losa superior, se colocará únicamente cuando esta adquiera su resistencia especificada.

Cajas de Conexión 1 y 2.

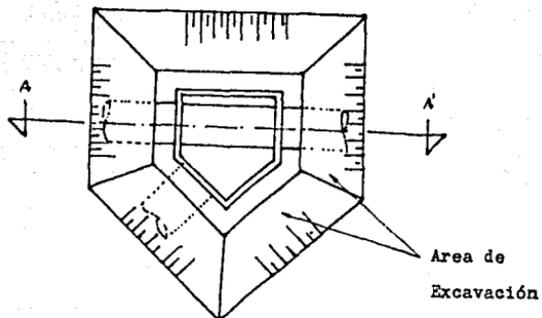
La excavación para la construcción de las cajas se realizó a cielo abierto por medio de taludes con una inclinación de 0.5:1 horizontal a vertical.

Teniendo en cuenta que estas cajas se construirán sobre el colector existente, el procedimiento para su construcción - fué el siguiente:

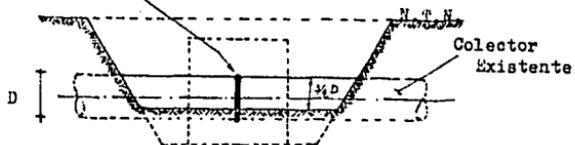
- 1.- Una vez que se defina el area de excavación de cada una de las cajas según se muestra en la fig. #5, se excavará hasta descubrir las tres cuartas partes del colector existente. el cual como se pudo ver estaba construido por tramos de tubo precolados.
- 2.- Habiendo descubierto las tres cuartas partes del diámetro del colector se procederá a hacer zanjas transversales al eje longitudinal de este, abajo de sus juntas de unión. Las zanjas deberán tener 1.0m de ancho por 3.19m de longitud y una profundidad de excavación de 0.20m abajo de la máxima profundidad de proyecto y se ubicaran simétricamente abajo de cada junta como se muestra en la fig. #6 .
- 3.- Terminada la construcción de las zanjas, se colocará dentro de ellas un relleno de concreto simple con el fin de formar silletas de concreto que sostengan al colector para poder - continuar con la excavación.
Las silletas deberán tener un ancho de 0.40m y una longitud igual a la zanja.

- 4.- Transcurridas 72 horas de coladas las silletas se continúa con la excavación hasta alcanzar la máxima profundidad y al llegar a este nivel se colocó una cama de grava de 15 cm de espesor como plantilla que serviría como dren y facilitaría los trabajos de armado de la losa inferior.
- 5.- Inmediatamente después de colocada la plantilla de grava, se se armará y colará la losa de piso. La union de esta losa - con las silletas deberá impermeabilizarse.
- 6.- 24 horas después de haber terminado el colado de la losa - inferior se armarán y colaran los muros de las cajas, debiéndose dejar las preparaciones necesarias en las zonas donde de las cajas tendran salidas o entradas del colector.
- 7.- El relleno de concreto simple en el interior de las cajas, se colocará 24 horas después de haberse colado los muros.
- 8.- Siete dias despues de haber colado los muros, se armará y - colará la losa superior.
- 9.- 24 horas después de haber terminado el colado de la losa superior, se continuará con la colocación del material de relleno. El material de relleno sobre la losa superior se colocará hasta que el concreto alcance su resistencia especificada.
Cuando el relleno alcance el nivel de subrasante, se iniciará la restitución del pavimento en las zonas donde haya sido afectado por la excavación.

PLANTA



Junta de unión del
Colector existente



CORTÉ A - A'

Area de Excavación para las
Cajas de Conexión 1 y 2.

Fig. # 5

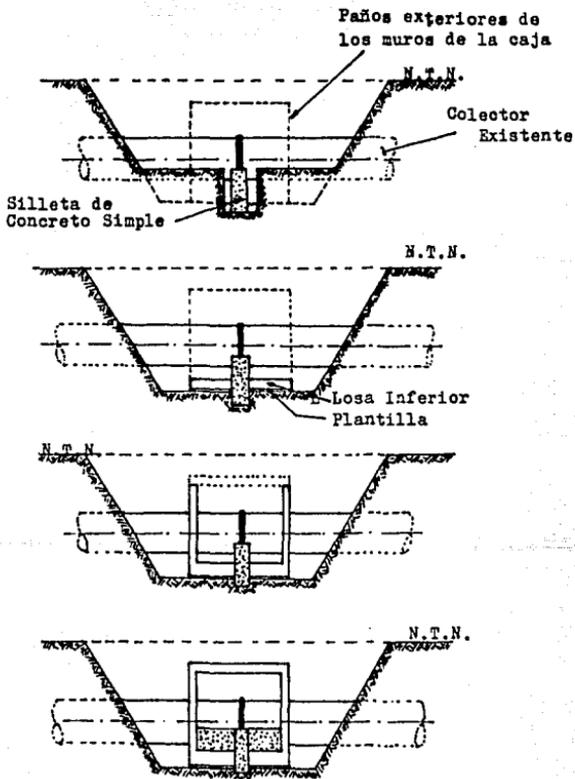


Fig. # 6

SIFÓN MORENA (Colector 12B)

El colector 12B se localiza en el cruce de la Avenida Cuauhtémoc y la calle de Morena, viene sobre Morena de Poniente a Oriente por lo que fué necesario hacer su desvío para dar paso al cajón del metro.

Las características de este Sifón son las siguientes:

- a.- Profundidad máxima 11.00m.
- b.- Diámetro de los conductos $\emptyset = 2.13\text{m}$ y $\emptyset=1.22\text{m}$.
- c.- Longitud 43.00m.
- d.- Pendiente de ascenso. 56.38%
- e.- Pendiente de descenso. 57.73%
- f.- Una cámara de entrada al Poniente.
- g.- Una cámara de salida al Oriente.
- h.- Dos pares de pozos de Inspección.
- i.- Tubería de concreto reforzado prefabricada para los conductos.

El Sifón Morena consta de dos conductos de diferente diámetro, el menor trabaja con el gasto diario de aguas negras y - el conjunto con el gasto máximo combinado (aguas negras y aguas pluviales).

El procedimiento constructivo utilizado fué a base de muros colados en sitio como estructura de contención y que se trató en el inciso anterior al igual que el sistema de bombeo para el abatimiento del nivel freático.

Seis días después de haber iniciado el bombeo se comenzará la excavación del sifón y se realizará en tres etapas:

1a. ETAPA. Comprenderá la excavación para la construcción de una de las cámaras y de la parte del sifón adyacente a dicha cámara hasta donde se inicia la zona central como se muestra en la fig. # 7a.

El talud en el frente de excavación deberá tener una inclinación de 1:1.

Conforme avanza la excavación deberán apuntalarse los muros tablestaca, una vez que esta descubra sus puntos de aplicación, por medio de tubos de acero de cédula 40 de 12" de diámetro como se muestra en la fig.

Una vez alcanzado la profundidad de proyecto de inmediato se colará una plantilla de concreto pobre con aditivo de fraguado de 10cm de espesor.

Tres horas después de colada la plantilla se iniciará el armado y colado de la losa de piso sobre la que se apoyarán los tubos del sifón.

2a. ETAPA. Comprenderá la excavación y construcción de la cámara localizada en el extremo opuesto al inicio de la excavación como se muestra en la fig. # 7b.

La secuencia de excavación es igual que la realizada en la 1a. Etapa.

3a. ETAPA. Excavación y construcción de la zona central del sifón. fig. # 7c.

Una vez alcanzada la profundidad máxima de excavación y procediendo a colar la plantilla, se registró -

3a. ETAPA. un levantamiento del material del fondo de la excavación debido a las grandes filtraciones que provocaron la falla del muro central-sur por "pateo".

Debido a la falla del muro fué necesario rellenar toda el área con material producto de excavación colocado a volteo hasta alcanzar una altura de 1.0m abajo de la superficie actual - del pavimento e iniciar con el nuevo procedimiento constructivo a base de hincado de viguetas de acuerdo a la siguiente secuencia.

Se Hincaron viguetas de acero I-10 a una distancia de 2.0m atrás de la tablestaca sur del sifón; Las viguetas se hincarán una junto a la otra hasta una profundidad de 4.0m abajo de la - máxima profundidad de excavación como se muestra en la fig.# 8.

A continuación se procede a excavar en el área comprendida entre las viguetas hincadas y el muro tablestaca norte del sifón, la excavación se realizó por etapas iniciándose en la zona central y continuándose hacia las rampas. fig.# 9.

El muro tablestaca fallado que se localiza en el interior de la zona por excavar, fué demolido por medio de perforadoras neumáticas a medida que progresaba la excavación.

Conforme la excavación avanza, se colocan los niveles de - vigas mdrinas y puntales; Los puntales de la zona central están apoyados en un extremo sobre el muro tablestaca norte y en el otro sobre las vigas mdrinas tal como se muestra en la fig. Núm. 10.

A medida que se alcanza la máxima profundidad de excavación en la zona central del sifón, inmediatamente se colará una

plantilla de concreto simple de 10cm de espesor con aditivo acelerante de fraguado. Tres horas después de colada la plantilla, se iniciará el armado y colado de la losa de piso por etapas, primero deberá construirse el tercio central de la zona más profunda continuandose posteriormente con los dos tercios restantes. fig. # 9E.

Unicamente en la zona más profunda del sifón (zona central), se construirá losa de piso. Esta losa servirá de base a la tubería y su construcción abarca un ancho igual al que existe entre las paredes de la excavación.

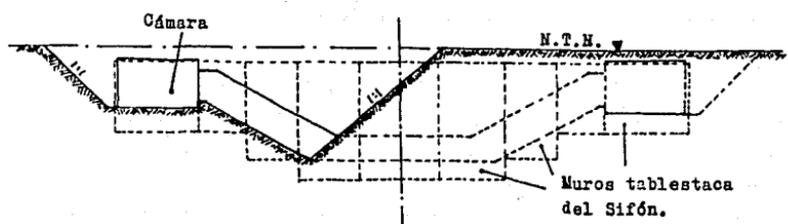
En las rampas, los tubos del sifón se apoyarán directamente sobre la plantilla.

Transcurridas 48 horas de haber colado la losa de piso, se retirará el último nivel de puntales de la zona central y se colocará en su posición definitiva los tramos de tubería correspondiente.

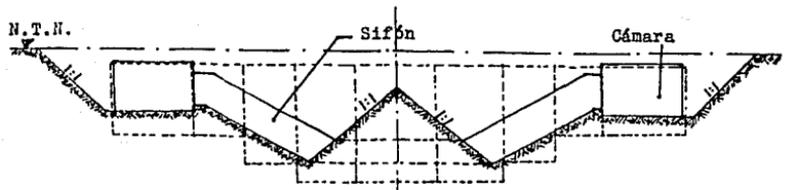
Debido al espacio reducido entre los puntales en la zona central del sifón, no fué posible colocar la tubería y se armó la caja que contendría a dichos tubos con un incremento de espesor igual al de estos. fig. # 11.

Durante el armado y colado de la caja, se deberán dejar las preparaciones necesarias en los sitios donde se construirán los pozos de inspección.

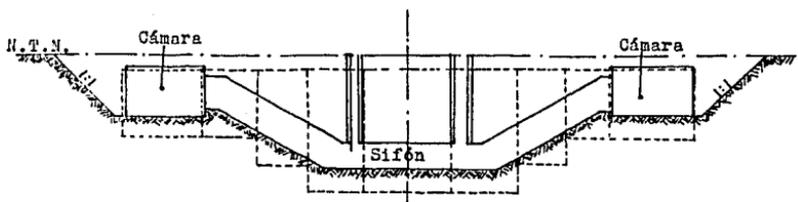
Terminada la construcción del Sifón se iniciará con la construcción del cajón del metro; para esto será necesario efectuar simultáneamente la excavación en los lados norte y sur y demoler el muro tablestaca localizado en el área de construcción.



a) 1ª ETAPA

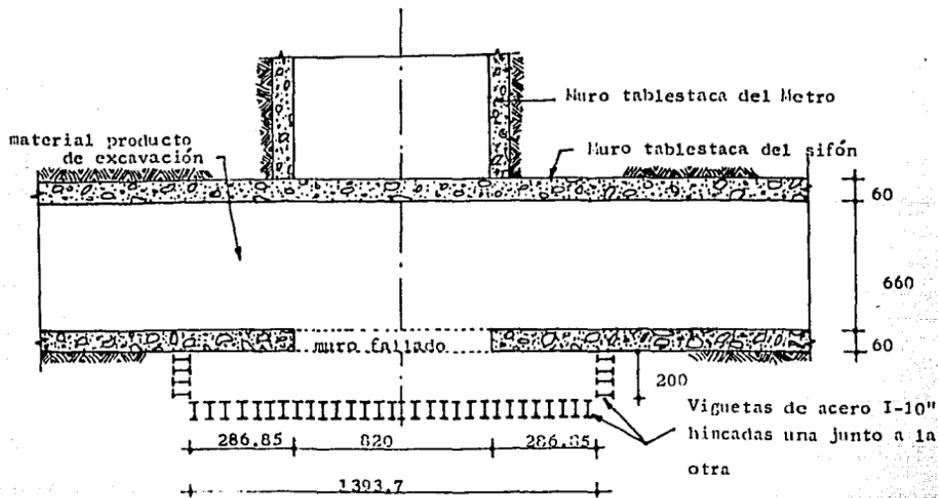


b) 2ª ETAPA



c) 3ª ETAPA

FIG. # 7



Acotaciones - Centimetros

Fig. # 8

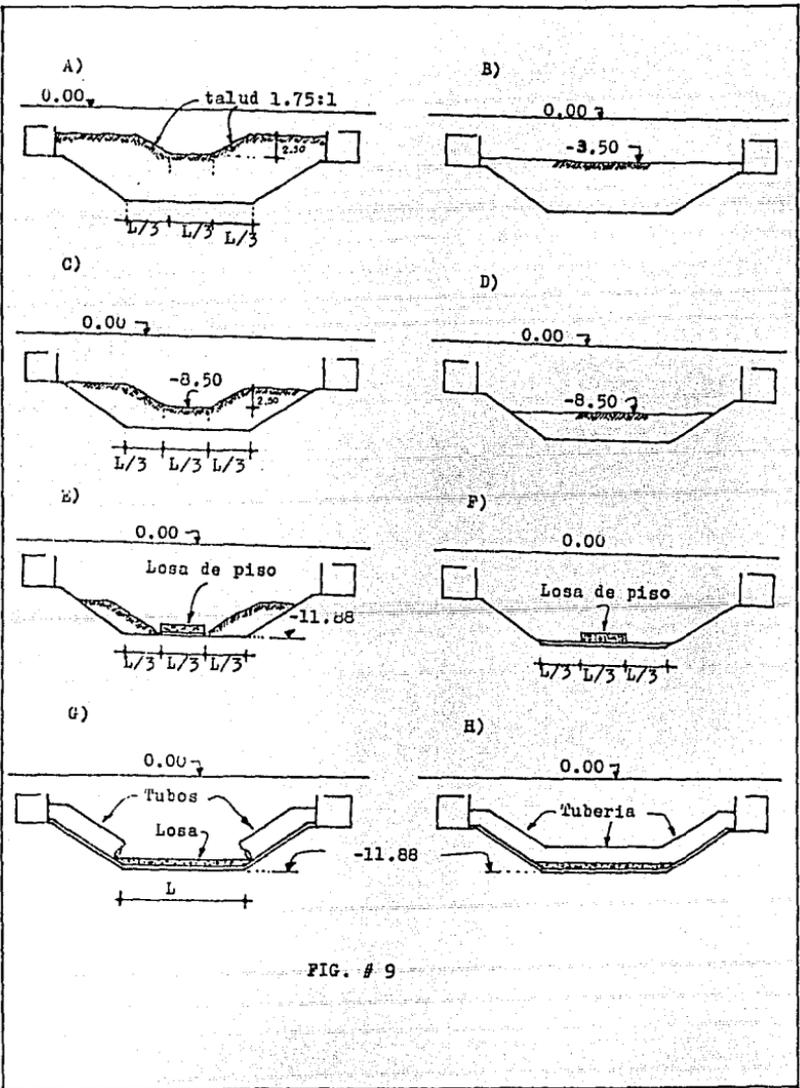


FIG. # 9

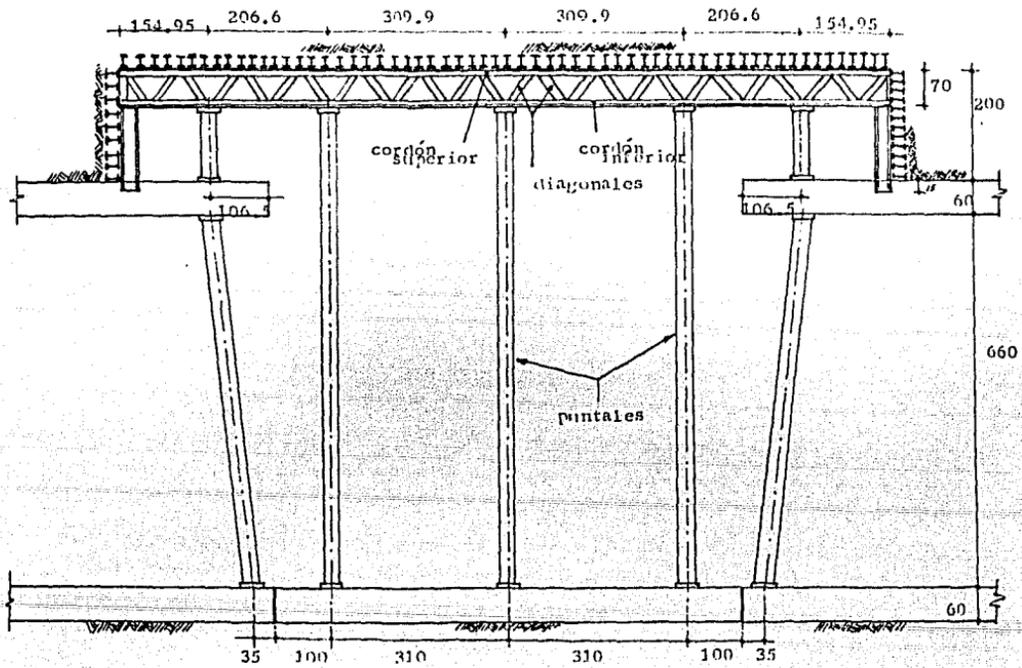
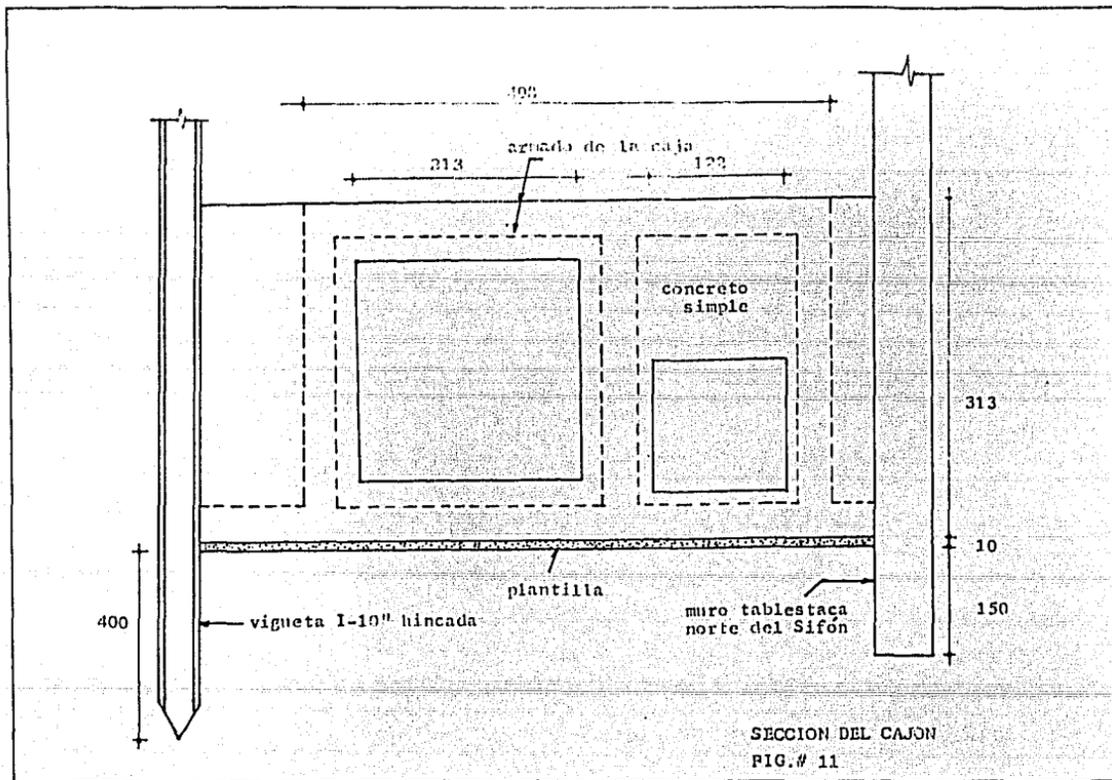
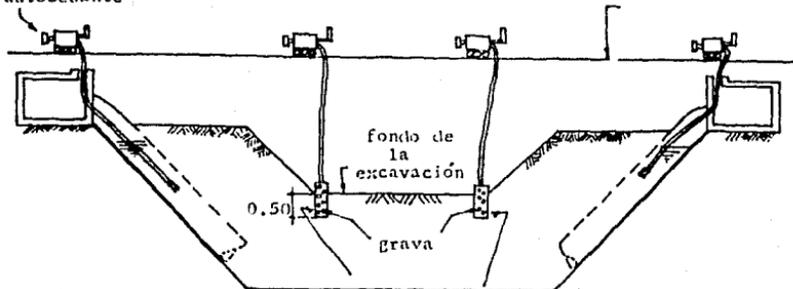


Fig. # 10



bomba autocebante

nivel actual de pavimento



tubo de albañal
 $\varnothing 45 \text{ cm.}$

SISTEMA DE DÓMBO

FIG. # 12

El agua producto de las filtraciones que se presentaron durante la excavación, fué extraída por medio de bombas autocebantes desde el interior de la tubería instalada en las rampas y desde dos cárcamos de bombeo construidos en cada etapa de excavación como se muestra en la fig. # 12, de manera de mantener el fondo de la excavación siempre estanco.

CAJAS DE CONEXIÓN 1 y 2

Antes de iniciar la excavación para la construcción de las cajas será necesario abatir el nivel freático, para lo cual se instalaron tres pozos de bombeo como se muestra en la fig. #13.

La excavación de las cajas se realizará a cielo abierto - por medio de taludes con una inclinación de 0,5:1 horizontal a vertical.

Una vez definida el área de excavación, se descubrirán las tres cuartas partes del colector y se pudo observar que su construcción era armado y colado en el sitio. fig. # 14a.

Se procedió a localizar el tercio central del colector y - continuar la excavación en ese sitio en el sentido transversal al eje del colector hasta alcanzar la máxima profundidad, procediendo a colocar una plantilla de grava de 15cm de espesor, - ya que había gran aportación de agua por filtraciones y por la existencia de un dren abajo del colector lo que obligó a utilizar además del bombeo local una bomba autocebante de 4" Ø en - la descarga para mantener estanca la excavación.

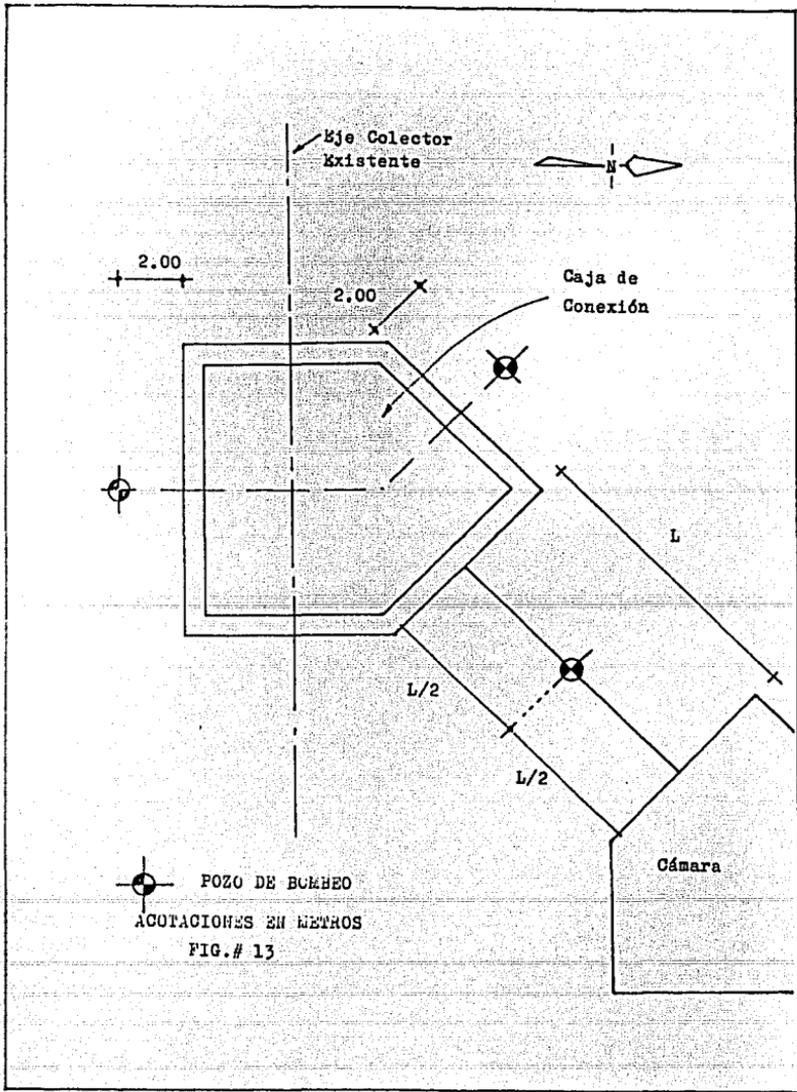
Después de colocada la plantilla se armará y colará la - parte de losa inferior correspondiente; 24 horas después se -

colocará sobre esta el relleno de concreto simple de acuerdo al proyecto y 72 horas después de colado el relleno se excavó en forma simultánea en ambos lados del tercio central hasta alcanzar la máxima profundidad de excavación. Al llegar a ese nivel se hará un confinamiento del área que ocupa la caja mediante la construcción de un muro de tabique de 26cm de espesor por 2.0m de altura el cual se utilizará como cimbra perdida durante el colado de los muros de la caja.

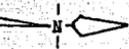
Una vez construido el muro de tabiques, se procederá de inmediato a rellenar el espacio comprendido entre este y los tabiques de la excavación. Posteriormente se colocará la plantilla en ambos lados del tercio central sobre la cual se armará y colará la losa de piso.

24 horas después de haber terminado el colado de la losa inferior se armaron y colaron los muros de las cajas.

Siete días después de colado los muros, se armó y coló la losa superior y 24 horas después se continuó con la colocación del material de relleno. fig.# 14.



Eje Colector
Existente



2.00

2.00

Caja de
Conexión



L

L/2

L/2

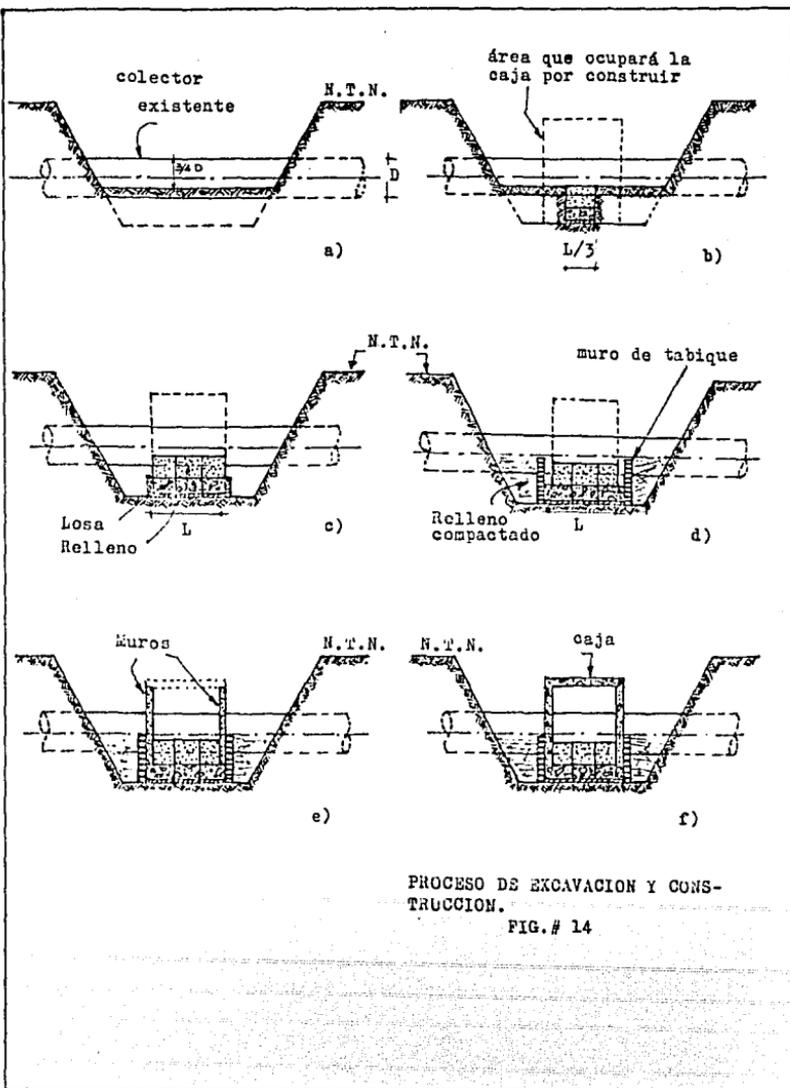


FOZO DE BOMBEO

ACOTACIONES EN METROS

FIG.# 13

Cámara



SIFON MATIAS ROMERO (Colector 18)

El colector 18 se localiza en la calle de Matias Romero y la Avenida Cuauhtémoc en la Glorieta Francisco Villa, su cauce va de Poniente a Oriente y tiene un diámetro de 1.52m.

El proyecto de este Sifón está hecho para ser efectuado - por medio del método de Excavación en Túnel debido a la necesidad de atravesar el ducto que formará el sifón debajo de la avenida en operación y ofrecer plenas garantías contra movimientos que pudieran en un momento dado, poner en peligro el funcionamiento ininterrumpido de la vía de comunicación.

Las características del Sifón son las siguientes:

- a.- Profundidad máxima. 15.0 m.
- b.- Diámetro del túnel 3.00 m.
- c.- Longitud del túnel 106.00 m.
- d.- Pendiente del túnel -----
- e.- Una lumbrera de entrada al túnel
- f.- Una lumbrera de salida al túnel
- g.- Revestimiento primario del túnel con dovelas metálicas
- h.- Revestimiento definitivo del túnel en concreto armado.

El túnel para el Sifón Matias Romero ha sido excavado utilizando el equipo denominado "Escudo" y que consiste en introducir este en el suelo o macizo que se desee perforar accionado mediante gatos hidráulicos.

Dependiendo de las propiedades mecánicas de los suelos por excavar, el escudo puede ser de frente abierto o bien pue-

de tener cortadores accionados por gatos hidráulicos con el fin de facilitar la excavación del frente y el cual fué utilizado en este sifón.

Con el propósito de reducir las filtraciones durante el proceso de excavación, se instalarón pozos de bombeo en toda la longitud del tunel como se muestra en la fig. # 15

El bombeo en cada uno de los pozos, se iniciará cuando el frente del tunel se encuentre a una distancia de 10.0m antes de cada pozo y se suspenderá cuando dicho frente se haya alejado 5.0m del pozo en cuestión.

E S C U D O :

El escudo es una máquina de perforación, que está constituido por una camisa de acero de 3.00m de diámetro, 3.75m. de longitud y frente abierto que forma el cuerpo del escudo, un sistema cortador del suelo por excavar y un sistema de empuje para avanzar la máquina al inicio de cada ciclo de trabajo como se muestra en la fig.# 16

El espesor de la lámina de la camisa está diseñado para soportar las presiones laterales, ya que su función es contener las paredes de la excavación entre la sección delantera de ataque y la trasera de revestimiento primario. Por otra parte, la longitud extra de camisa en la mitad superior dá un soporte adecuado a la bóveda de la excavación, evitando caídos, lograndose además relevar parcialmente los esfuerzos verticales por peso propio en el frente, disminuyendo en esa forma el riesgo de que falle por corte.

El sistema cortador está constituido por seis brazos dis -

puestos en forma de dos abanicos de tres brazos cada uno, todo ello instalado en una estructura con igual inclinación que el frente.

El sistema de empuje, situado en la parte posterior del escudo, está constituido por 10 gatos hidráulicos con 100 ton. de capacidad cada uno, dispuestos 4 en la media sección superior y 6 en la media sección inferior, colocados, en cada una de las secciones, simétricamente respecto al eje vertical. Los gatos se hacen trabajar parcial ó en conjunto y desarrollan suficiente fuerza para avanzar el escudo venciendo la fricción entre su base y cuerpo del escudo.

Método de Excavación.

Previo al inicio de la excavación del túnel, se construye una lumbrera de entrada por la cual se baja el escudo. A continuación con ayuda de los gatos hidráulicos del sistema de empuje reaccionado contra una estructura de atraque se hace llegar la parte frontal del escudo al tope del muro, el cual se empieza a demoler y al mismo tiempo, se comenzará a poner el primer anillo especial prefabricado con placa y canal estructural de acero dentro de la camisa del escudo, los cuales se van recibiendo y ligando a la estructura de atraque a medida que tales anillos van saliendo del escudo.

Una vez que todo el escudo está dentro del terreno se procede a armar los anillos con charolas metálicas para constituir el revestimiento primario del túnel.

Para empujar el escudo se utilizarán los gatos de la parte trasera, los que se apoyarán por medio de zapatas en el anillo

de distribución, debiéndose controlar en cada empuje la carrera de cada uno de los gatos para garantizar la correcta dirección del escudo y la transmisión uniforme de las fuerzas a los segmentos metálicos del anillo.

El revestimiento primario está constituido por charolas de acero de 0.40m. de ancho por 0.93 m. de largo con una ceja perimetral de 5cm., unidas entre sí por tornillos, el cual se diseña como ademe temporal para resistir los esfuerzos de peso propio del terraplen y sobrecargas al nivel del diámetro horizontal, esfuerzos de flexión, de carga viva e impacto y están diseñados para que en forma permanente trabajen a la compresión.

El avance del escudo se logra, como se ha explicado, haciendo reaccionar el sistema de empuje contra los anillos formados con charolas metálicas que se arman dentro del escudo al retraer los gatos hidráulicos, el avance máximo para la colocación de cada anillo será de 45 cm. En forma simultánea al empuje se acciona el sistema cortador atacando el frente. El suelo excavado cae en el piso y sacado del cuerpo del escudo en forma manual, cargando carritos rezagadores que se jalan con un pequeño malacate y mediante un sistema de vía se llevan hasta la lumbrera para ser izados, descargando el material en un camión volteo para retirarlo del sitio de la obra.

Durante la colocación del revestimiento primario, deberán considerarse los tramos en curva y en pendiente con objeto de cumplir con el trazo y perfil de proyecto. Para esto, se utilizarán laines metálicas entre la unión de las dovelas.

Colocada la charola de cierre de cada anillo, se procederá a apretar perfectamente los tornillos de unión, con lo cual se

estará en disposición de iniciar un nuevo ciclo de avance.

I n y e c c i ó n .

Con el objeto de reducir los asentamientos superficiales que se puedan presentar durante la excavación del túnel y reducir las filtraciones hacia el túnel provenientes del terreno, se efectuará una inyección de contacto a base de lechada de cemento en proporción variable de 2:1 a 3:1, en el espacio comprendido entre la dovela metálica y el terreno natural.

El equipo utilizado para la inyección consiste en un agitador de mezclas, sistema de bombeo, tubería de inyección, válvulas de control, mangueras de inyección, etc.

El procedimiento seguido fué: primero el calafateo de uniones de dovelas, para evitar que la mezcla escape por ellas la cual se hizo con estopa y astillas de madera. Después se procede a inyectar el anillo por medio de cuatro puntos fijos que son (1) clave, (3) plantilla y (2) - (4) dos puntos a 45° medidos a partir de la vertical y situados en la parte media superior como se muestra en la fig. # 17. La inyección por el orificio inferior en la plantilla se realiza dejando los orificios superiores abiertos, para purga y para que se observe al derramar la lechada por ellos, que la inyección ha alcanzado a rodear el túnel. Se inyecta entonces por los espacios superiores sin exceder una presión de 0.5 kg/cm².

El proceso de inyección deberá ejecutarse inmediatamente después de que un anillo haya salido del faldón.

I n s t r u m e n t a c i ó n .

Para conocer los movimientos del terreno superficial durante la construcción del túnel, se instalarón secciones de control de niveles a cada 50.0m de longitud a lo largo del eje del túnel, constituidas por cinco bancos de nivel superficial - separados en el sentido transversal al eje del túnel a 0.0, 4.0, 8.0, 12.0 y 14.0m, instalados simétricamente con respecto al eje del túnel. La frecuencia de lecturas será de una vez al día durante un período de cuatro días antes de que el escudo pase - por la sección y cinco días después.

Se tomarón medidas de los diámetros del túnel en el sentido horizontal, vertical y diagonal, en secciones localizadas a cada 30.0m o donde se observó problemas.

El trabajo con escudo requiere de un control estricto del trazo y nivel del túnel, y por lo tanto cada dos ciclos de avance se checan estos parámetros, a fin de tomar oportunamente las medidas correctivas para levantar o bajar el corte o alinearlo, operaciones que con cierta experiencia se realizan accionando en forma adecuada los gatos hidráulicos del sistema cortador, ya que sus movimientos son totalmente independientes.

Revestimiento Definitivo .

Terminado todo el tramo del túnel se colocará un revestimiento definitivo de concreto reforzado de 15cm. de espesor, - quedando una sección libre de túnel de 2.40m de diámetro.

Se iniciará con el colado de la cubeta utilizando una bomba de concreto y concreto hecho en planta.

Una vez colada la cubeta se procederá al colado de las paredes y la clave del túnel mediante concreto lanzado. A este concreto se le dará un acabado similar al concreto colado con bomba.

L u m b r e r a s I y I I

La excavación para la construcción de las lumbreras se realizó a cielo abierto entre una estructura de contención provisional, constituida por una sucesión de anillos formados por dovelas de concreto, y el ademe definitivo estará constituido por un muro interior de concreto colado en forma convencional.

Tienen como función estas lumbreras, una de acceso y otra para extracción del escudo (cámaras de entrada y salida).

Previamente al inicio de la excavación de la lumbrera, se perforarán exteriormente a ésta, pozos para el abatimiento del nivel freático y control de filtraciones, logrando con ello una excavación en seco. fig.# 18. El bombeo se iniciará seis días antes de proceder a excavar y se suspenderá quince días después de colada la losa de piso.

Localizado y trazado el eje y radio de la lumbrera se excavó a mano, hasta la profundidad de 1.50m procediéndose a colocar los dos primeros anillos de dovelas que servirán de guía para el armado y colado del brocal. fig.# 19.

De los 1.50m en adelante se excavó con martillos neumáticos (rompedoras), del tipo Tex 10, los cuales llevaban como herramienta de ataque pulsetas anchas del tipo pala. Con esta herramienta se abría el espacio (fig. # 20) necesario para que en-

trara una dovela y así sucesivamente hasta completar el anillo que formará el ademe de la lumbrera. Al mismo tiempo que se colocaban los anillos, éstos se iban anclando al terreno por medio de varillas de 1" de diámetro, con cabeza y una longitud de 1.50m por cada dovela, y cada 2 anillos se colocaba un tapón en el fondo para proceder a la inyección de lechada de cemento y acelerante, llenando las cavidades que existían entre dovela y terreno.

La mezcla utilizada para obtener la lechada de inyección fué según la proporción siguiente:

Agua	Lts.	290
Bentonita	Kg.	1 a 5 %
Cemento	Kg.	200
Arena	Kg.	100

La presión de sello variará entre 0.5 y 1.0 kg/cm², sin exceder en ningún caso este último valor.

Para la extracción de rezaga, la bajada y colocación de las dovelas se utilizó una grúa LS-68 de orugas, situada en la proximidad del brocal, la cual con una almeja de 1/2 yd³ sacaba el material producto de la excavación y vaciaba directamente en los camiones volteo.

Alcanzada la máxima profundidad de excavación se colocó una plantilla de grava de 10cm. de espesor e inmediatamente después se procedió al armado y colado de la losa de fondo. Transcurrido 24 horas de colada la losa de fondo, se procederá a colar la cubeta sobre la que se apoyará el escudo.

Cuando el escudo haya salido de la lumbrera, se procederá al armado y colado del recubrimiento definitivo dejando prepa-

raciones en las zonas donde se efectuarán conexiones con los colectores. Este recubrimiento definitivo se coló por medio del método de Cimbra Deslizante.

C a j a s d e C o n e x i ó n 1 y 2 .

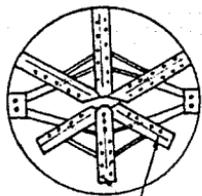
Las cajas de conexión son estructuras que se levantarán sobre el colector existente, Debido al espacio reducido en donde se construirán estas cajas, su excavación se realizará a cielo abierto entre una estructura de contención constituida por viguetas de acero I-8" hincadas en el terreno.

Definida el área de excavación de cada caja, se excavó a mano hasta 1.0m de profundidad con el fin de localizar instalaciones municipales. Se continuó a hincar en el terreno hasta una profundidad de 2.0m abajo de la máxima profundidad de excavación, viguetas de acero I-8" separadas 1.20m entre sí.

Ya hincadas las viguetas se continuó con la excavación en toda el área y la colocación de los tablonés y largueros entre viguetas conforme avanza la excavación.

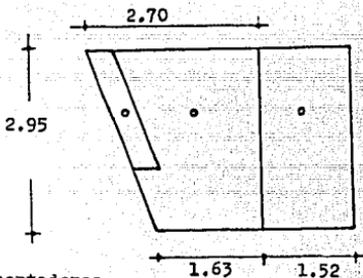
Colocado el último nivel de puntales, se continuó la excavación hasta descubrir las tres cuartas partes del colector y proceder a la excavación y colado de las silleteras abajo de cada junta de unión. 72 horas después de coladas las silleteras se continuará con la excavación hasta alcanzar la máxima profundidad y proceder a colocar la plantilla de grava e inmediatamente después el armado y colado de la losa de piso.

24 horas de colada la losa de piso se armarán y colarán los muros de la caja .

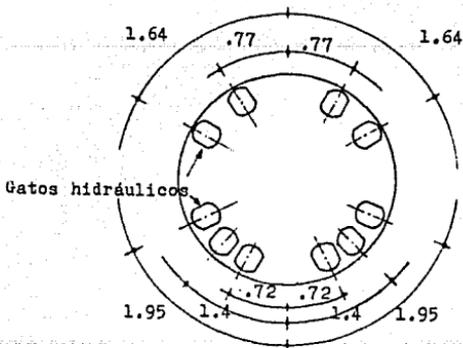


Brazo
Dientes cortadores

Frete
Sistema cortador



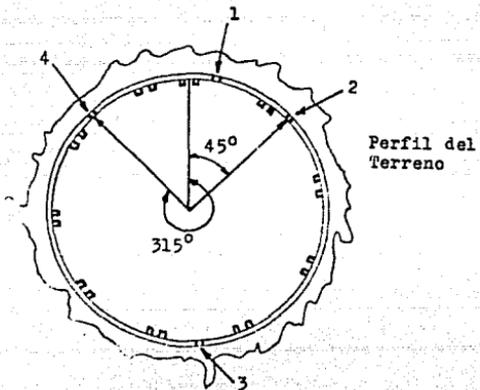
Canisa de Acero



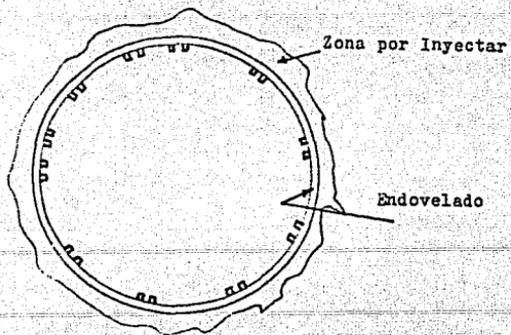
Gatos hidráulicos

Sistema de Avance

ESCUDO CORTADOR
FIG. # 16

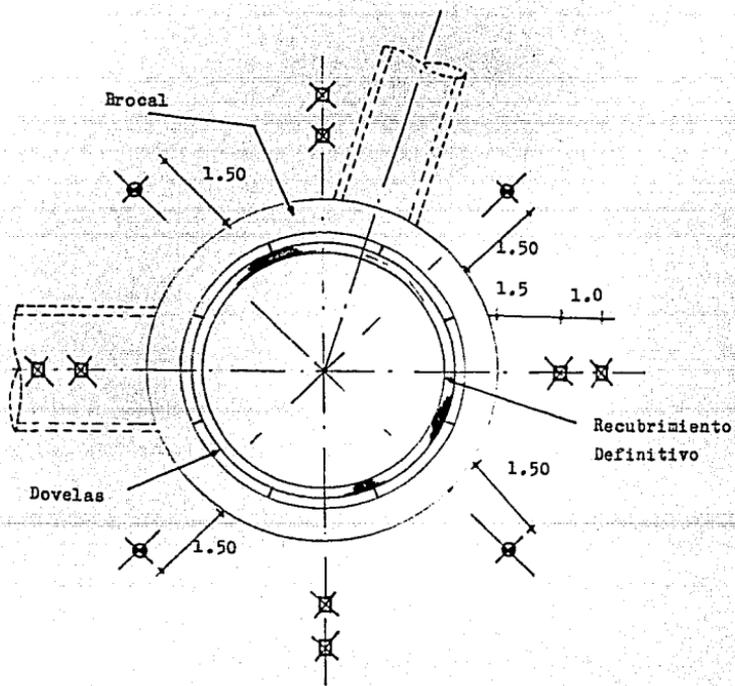


Disposición de Dovelas huecas para Inyección



Corona circular inyectada

FIG. # 17

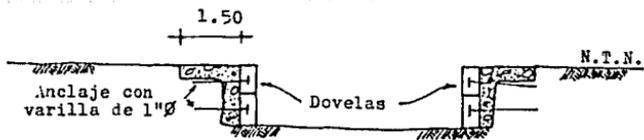



 POZOS DE BOMBEO

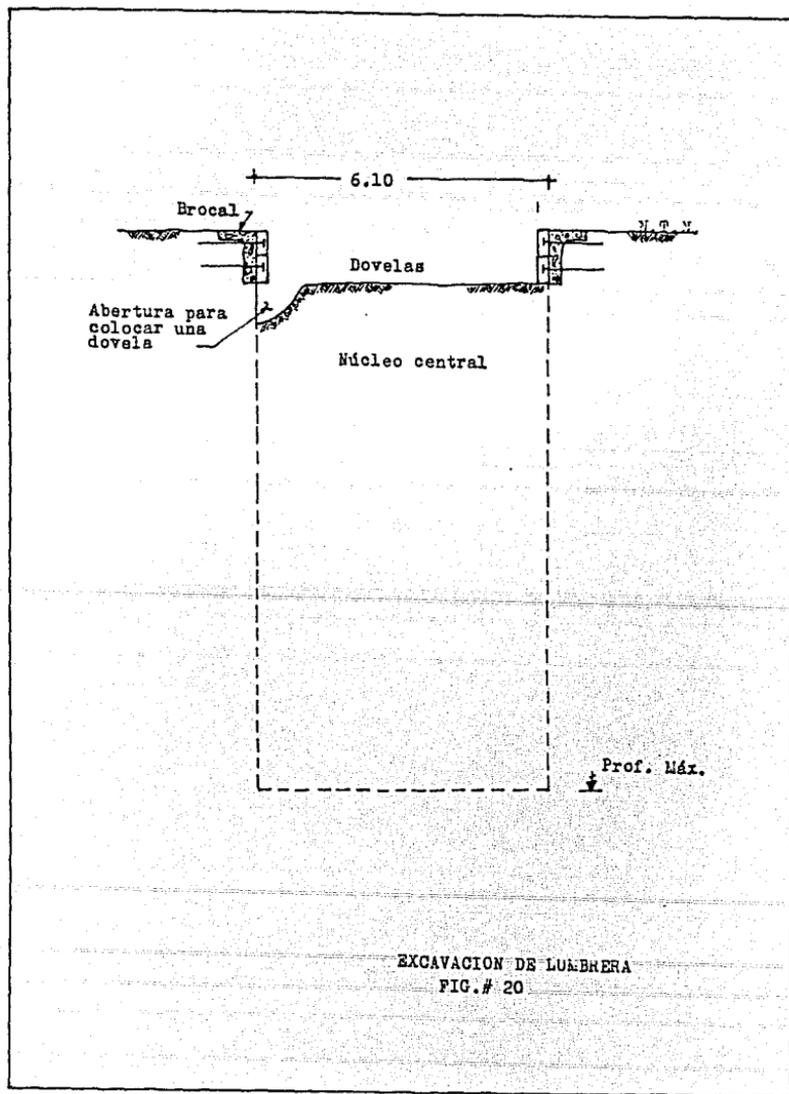

 BANCO DE NIVEL SUPERFICIAL

ACOTACIONES -METROS

FIG. # 18



CONSTRUCCION DEL BROCAL
FIG. # 19



DESVIO DE COLECTORES .

La demolición del colector para realizar el desvío se deberá hacer simultáneamente en las dos cajas (C.C.1 y C.C.2), - por etapas y de acuerdo a lo siguiente:

Con perforadoras neumáticas se perforará la tubería del colector en dos arcos de círculo hasta donde lo permita el tirante de agua y después en sentido longitudinal, posteriormente se retira esa zona del colector por medio de una grua.

Realizado lo anterior se demuele con una pera metálica de acero la parte del colector que se conecta al colector de desvío. Una vez que el agua se encuentre circulando a través del colector de desvío, se colocará un tapón provisional constituido por costales de arena en el interior del colector demolido con el fin de permitir que el personal trabaje en seco durante la construcción del tapón definitivo.

El tapon provisional se retirará una vez que el concreto - utilizado en la construcción del tapón definitivo adquiera por lo menos el 85 % de su resistencia.

C. RELLENOS.

Una vez terminada la construcción de todas las estructuras que integran el sifón se procede a rellenar los espacios comprendidos entre las estructuras de éste según especificaciones.

En todos nuestros casos la excavación se realizó en avenidas y calles de primera importancia, por lo que el relleno deberá de efectuarse con "tepetate" de banco aprobado, tendido en capas de espesor compactado máximo de 20 cm., humedecido al contenido de agua óptimo con una tolerancia de 2 % y compactado al 90 % de su peso volumétrico seco máximo. S.O.P.

La última capa del relleno será compactada al 95 % del peso volumétrico seco máximo S.O.P. correspondiente al material empleado, de un espesor no menor de 20 cm. y se sustituirá así la capa subrasante.

Se siguió un estricto control en los trabajos de compactación, sacando pruebas a las muestras de material obtenidos en campo y comprobar la veracidad de las compactaciones.

CAPITULO VI

PRESUPUESTOS

DE LAS

ALTERNATIVAS

SIFON MATIAS TOMERO

<u>C O N C E P T O</u>	<u>CANTIDAD DE OBRA</u>	<u>IMPORTE</u>
Demolición y Perforación	128.90 m ³ 36.00 ml	\$ 736 200.00
Excavación (a cielo abierto, perforación de túnel con revestimiento a base de charola metálica e hincado de vigueta no recuperable).	2778.60 m ³	7 193 900.00
Ademe (cimbra y troquelamiento).	1975.39 m ²	7 223 600.00
Rellenos	1053.00 m ³	257 300.00
Bombeo	7652 hrs.	2 383 300.00
Concretos (por bomba y concreto lanzado).	570.03 m ³	1 403 700.00
Acero de Refuerzo	42168.30 kg.	672 400.00
Inyección	380.0 m ³	1 275 900.00
Losetas Precoladas	24700.00 kg	597 000.00
Cimbra Deslizante	39.00 ml	330 000.00
Desvío del Colector	L o t e .	181 400.00
Diversos (trabajos de Administración del personal y equipo, desvío de aguas negras, tubería, etc.).	L o t e .	602 400.00
		\$ 22 857 100.00

SIFON EUGENIA

<u>CONCEPTO</u>	<u>CANTIDAD DE OBRA</u>	<u>IMPORTE</u>
Demolición y perforación	210.59 m ³ 29.60 ml	\$ 122 300.00
Excavación (de Muro Milán-bajo lodo bentonítico y excavación a cielo abierto).	2982.66 m ³	1 207 000.00
Ademe (cimbra y troquelamiento).	1221.00 m ²	898 800.00
Rellenos	650.20 m ³	130 400.00
Bombeo	1462.30 hrs.	821 700.00
Concreto.	1117.23 m ³	1 260 600.00
Acero de Refuerzo.	72572.00 kg.	985 100.00
Losetas Precoladas.	12900.00 kg.	313 000.00
Desvío del Colector.	L o t e .	356 100.00
Diversos (trabajos de Administración de personal y equipo, desvío de aguas negras, tubería, etc).	L o t e .	877 500.00
		<hr/>
		\$ 6 972 500.00
		<hr/> <hr/>

SIFON ROMERO DE TERREROS

<u>CONCEPTO</u>	<u>CANTIDAD DE OBRA</u>	<u>IMPORTE</u>
Demolición y Perforación	336.50 m ³ 29.60 ml	\$ 86 200.00
Excavación (de muro Milán-bajo lodo bentonítico y excavación a cielo abierto).	3240.63 m ³	1239 000.00
Ademe (cimbra y troquelamiento).	1168.31 m ²	830 100.00
Relleno	1102.60 m ³	219 700.00
Bombeo	2598 hrs.	799 700.00
Concreto	1126.77 m ³	1330 600.00
Acero de Refuerzo.	65206.42 kg.	969 100.00
Losetas Precoladas	12700.00 kg.	306 800.00
Desvío del Colector.	Lote.	579 500.00
Diversos (trabajos de Administración del personal y equipo, desvío de agua potable y aguas - negras, tubería, etc.).	Lote.	1 207 900.00
		<u>\$ 7 568 600.00</u>

SIFÓN MORENA

<u>C O N C E P T O</u>	<u>CANTIDAD DE OBRA</u>	<u>IMPORTE</u>
Demolición y Perforación	336.50 m ³ 29.60 ml	\$ 86 200.00
Excavación (de muro milán bajo lodo bentonítico, excavación a cielo abierto e hincado de vigueta no recuperable).	5087.00 m ³	1 945 200.00
Ademe (cimbra y troquelamiento).	1917.00 m ²	1 379 700.00
Rellemo.	1020.80 m ³	204 700.00
Bombeo	4079 hrs.	1 255 500.00
Concreto	1769.03 m ³	2 089 000.00
Acero de Refuerzo	113938.00 kg.	1 546 600.00
Losetas precoladas	20253.00 kg	491 400.00
Desvío del Colector	L o t e .	356 100.00
Diversos (trabajos de administración del personal y equipo, desvío de agua potable, tubería, etc.).	L o t e .	2 198 500.00
		\$ 11 552 900.00

C A P I T U L O V I I

C O N C L U S I O N E S .

Un análisis realizado a los sifones de Morena, Romero de Terreros y Eugenia tomando en cuenta las propiedades mecánicas - del suelo donde se construirán, el aspecto exterior del lugar y el trazo del eje del metro, se determinó realizar el desvío del colector en un cruce en paralelo.

Durante el proceso de excavación se encontraría con un material predominantemente cohesivo. Un ancho de calle suficiente para realizar un cruce en paralelo y una excavación a cielo abierto entre muros de concreto colados en sitio. Se descartó el - Tablestacado metálico debido a que la vibración en las operaciones de hincado y extracción podían dañar seriamente las construcciones vecinas, ya que éstas se encuentran muy cerca al igual que el colector en servicio con el sitio de excavación para el sifón.

La construcción de un sifón en túnel fué desechado debido a que resultaría antieconómico debido a las características y dimensiones reducidas del sifón.

Uno de los principales problemas que se presentaron al inicio de la construcción fué el desvío de interferencias como cables eléctricos, drenajes y tuberías de agua potable que no permitieron iniciar con los trabajos de excavación si no habían sido eliminadas antes, provocando con ello retraso en los programas de obra.

El colector 18 se encuentra localizado en la Glorieta de Francisco Villa y que será necesario suprimir para dar paso al -

cajón del metro, presenta condiciones especiales debido a que a ella llegan varias avenidas principales (Avenida Cuauhtémoc, Avenida Universidad y División del Norte) y el flujo de vehículos es considerable. Por lo anterior y teniendo en cuenta las condiciones particulares del subsuelo, fué posible el empleo del método de "Sifón en Túnel", cuyo tunelado con escudo permite la excavación, avance del escudo y recubrimiento sin provocar desquiciamiento del tráfico, molestias al público y daños a instalaciones existentes.

El material friccionante encontrado provocó un exceso de filtraciones en el túnel que disminuirían considerablemente debido al proceso de inyección, las capas de arena suelta dificultarían considerablemente la excavación tanto del túnel como de las lumbreras haciendo más lento los trabajos, incrementando los tiempos de programa.

La ventaja del sifón en túnel con respecto al sifón en tablestaca es la rapidéz de su construcción ya que la perforación y el recubrimiento primario del túnel, son realizados a medida que avanza el escudo con problemas relativamente mínimos.

Uno de los aspectos importantes por analizar es la factibilidad de construir un sifón para librar el paso del cajón del metro, o bien pasar el cajón del metro debajo del colector.

La construcción de un sifón invertido es la solución más conveniente por razones económicas, ahorro en tiempo ya que su construcción se realizará a la par con la construcción del metro y la seguridad de mantener, el colector existente, fuera del peligro de falla que provoque inundaciones durante la construcción del sifón.

B I B L I O G R A F I A

EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO

Marzal y Nazari

FUNDAMENTOS DE MECANICA DE SUELOS

Donald W. Taylor

FUNDAMENTOS DE LA MECANICA DE SUELOS

TOMO I

Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodriguez

COMPENDIO DE GEOTECNIA

Secretaria de Recursos Hidráulicos

CRUCE DE UN ALCANTARILLADO

Departamento de Obras Hidráulicas. ISTME.

HIDRAULICA

R. Gómez Rosas (Apuntes).

DESVIO DE COLECTORES

Procedimiento Constructivo

ISTME

EXCAVACION MUROS MILAN

Revista de Ingeniería. UNAM.

Septiembre 1969.