



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

ESTUDIOS SOBRE ESTABILIDAD DE
TALUDES EN EL LAGO DE TEXCOCO

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
APOLONIO HERNANDEZ RUBIO

MEXICO, D. F.

ABRIL DE 1981



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

AL Pasante señor APOLONIO HERNANDEZ RUBIC,
P a s a n t e

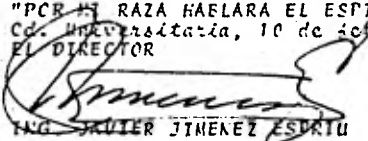
En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Francisco Zamora Millán, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"ESTUDIOS SOBRE ESTABILIDAD DE TALUDES EN EL
LAGO DE TEXCOCO"

- I. Generalidades.
 - II. Criterios técnicos de análisis de estabilidad.
 - III. Orden de prueba.
 - IV. Observaciones, conclusiones y recomendaciones.
- Referencias.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria, 10 de febrero de 1961
EL DIRECTOR


ING. JAVIER JIMÉNEZ ESPRIÚ

64
JJE/CBH/ser

T E M A D E T E S I S

ESTUDIOS SOBRE ESTABILIDAD DE TALUDES EN EL LAGO DE TEXCOCO.

- CAPITULO I.- GENERALIDADES.
- I.1. Planteamiento del Proyecto.
 - I.2. Localización y Propiedades del Subsuelo de la Zona en Estudio.
- CAPITULO II.- CRITERIOS TEORICOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD.
- II.1. Generalidades Sobre Taludes.
 - II.2. Estudios a Corto Plazo en la Zona.
 - II.3. Estudios a Largo Plazo en la Zona.
- CAPITULO III.- DREN DE PRUEBA.
- III.1. Características Generales del Dren de Prueba.
 - III.2. Instrumentación Existente Dentro del Dren de Prueba Tramo Norte.
 - III.3. Pruebas realizadas y Resultados Obtenidos.
- CAPITULO IV.- OBSERVACIONES, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.
- REFERENCIAS.

C A P I T U L O I

G E N E R A L I D A D E S

I.1 Planteamiento del Proyecto.

I.1.a). Generalidades de la Zona y del Sistema Hidráulico.

La extensa área del Lago de Texcoco, en la cual son depositadas las aguas de lluvia que transportan los nueve ríos torrenciales que drenan la parte Oriente de la Cuenca del Valle de México, y las aguas negras que transportan los ríos de la Compañía y Churubusco, ocasionan que esta zona tenga encharcamientos con un tirante no mayor de 60 cms. La inundación del Vaso del Lago de Texcoco, se efectúa en los meses de lluvia y es temporal, debido a que la evaporación anual es mucho mayor que las aportaciones de agua, secándose totalmente en los meses de estiaje al evaporarse el agua. La materia en suspensión que contiene, forma una pequeña capa que contiene detritus, los que luego son transportados por los vientos rasantes de la zona, hacia el área metropolitana, provocando enfermedades de carácter respiratorio en los pobladores del Valle de México. Este problema, aunado a la gran cantidad de agua que en esta zona se pierde por evaporación y a la necesidad de la misma dentro de la Cuenca del Valle de México, provocó que las autoridades buscaran solu--

ciones a este problema, dando como resultado el Proyecto ---
Texcoco, que tiene como objetivos :

a).- Captar el agua de lluvia en la Zona.

b).- Encauzar hacia el gran canal las aguas negras -
que se descargan en el Ex-Lago.

c).- Recibir y regular las avenidas de agua de llu--
via y negras que se presentan en los meses de lluvia; evitan
do una posible inundación de la zona metropolitana.

d).- Aprovechar las aguas negras y con ellas propor--
cionar 2 m³/seg, de agua tratada, a la población de las zo--
nas aledañas.

I.1.a.1). Infraestructura Hidráulica.

El sistema hidráulico se realizará en dos periodos, -
contara con cinco lagos para captación y separación de las -
aguas; siendo éstos :

L A G O S :

a).- Dr. Nabor Carrillo F.

b).- Desviación Combinada

c).- Churubusco

d).- Regulación Horaria y

e).- Recreativo

La capacidad total de los lagos, será de 135 millones
de metros cúbicos, en la que se incluye el almacenamiento pa
ra azolves, para riego y para regulación de avenidas.

Los Lagos Churubusco y Regulación Horaria, regularán

Las avenidas de las aguas negras que drenan la parte Sur y Suroeste de la zona metropolitana de la Ciudad de México y -- los Lagos Dr. Nabor Carrillo F. y Desviación Combinada, regularán las aguas pluviales provenientes de la zona Oriente -- del Valle y almacenarán las aguas negras tratadas, las que se utilizarán para riego en terrenos agrícolas, para uso recreativo, industrial y turístico. El Lago Recreativo se utilizará para uso turístico y para experimentar la teoría existente sobre consolidación de las arcillas en la zona.

Para el manejo y control del Sistema Hidráulico, se construirá el Dren General del Valle, que atravesará el Exvaso de Texcoco de Sur a Norte, y captará y descargará las aguas del sistema y de la zona (una vez controladas) al gran canal del desagüe. Adicionalmente se realizarán obras de encauzamiento de las corrientes que descargarán a los Lagos -- mencionados.

El Sistema Hidráulico, consiste en su primera etapa, en la construcción de tres grandes lagos, de un Dren General que también funcionará como canal con estructuras de control; una planta de tratamiento de aguas negras con capacidad de - 2 m³/seg., y una red de canales de intercomunicación con sus obras auxiliares.

Los Lagos captarán y almacenarán las aguas provenientes del Oriente en época de lluvia, para utilizarla en actividades agrícolas e industriales en las zonas aledañas.

En la primera etapa, se encauzarán los ríos que drenan en la zona; tanto los de aguas negras, como los torrenciales.

En la figura 1, se muestra el Sistema Hidráulico antes mencionado, donde se señala el Dren General del Valle, - siendo el estudio de la estabilidad del canal el objetivo de este trabajo.

La necesidad de realizar los análisis de estabilidad de taludes del Dren General se fundamenta en que si los taludes del mismo fallaran, el Sistema Hidráulico anteriormente descrito no funcionaría, provocándose inundaciones en las zonas aledañas, y el fracaso del proyecto.

Dada la importancia de los taludes se decidió hacer una prueba a escala natural para lo cual se construyeron dos tramos de canal, con las mismas dimensiones transversales - del Dren General del Valle. Dichos tramos de Canal se denominan Dren de Prueba y se verán con detalle en el Capítulo III.

El encauzamiento de los diferentes ríos que descarga en la zona, permitirá llevar el agua de lluvia o negra a los diferentes lagos y se podrá aprovechar al máximo las - aguas captadas en la zona, para los fines que se consideren convenientes en el Valle de México.

El almacenamiento de las aguas captadas requiere construir lagos artificiales de pequeña área expuesta a la evaporación, que permitan regular y guardar las aguas que drenan al Ex-Lago de Texcoco, con lo que además evitarán el peligro de inundaciones, reducirán las fuertes pérdidas por evaporación y permitirán un mejor aprovechamiento de las áreas del Ex-Lago libres de inundación, con este objeto los lagos deberán tener un tirante de 8 m. aproximadamente.

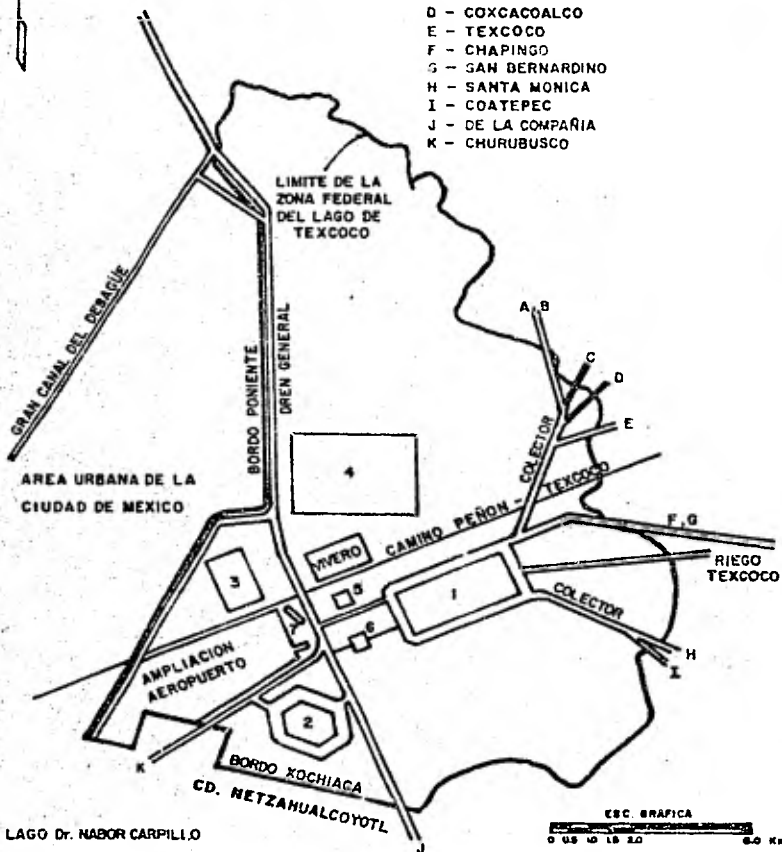
Los lagos se construirán por el proceso de dragado y consolidación de los suelos, extrayendo el agua que los satura, por medio de bombeo en pozos someros.

El Dren General permitirá el manejo de las aguas que vierten en el Ex-Lago de Texcoco, funcionando como arteria principal de la infraestructura hidráulica. La longitud del Dren General, será de 19.3 km. se iniciará en el Bordo Xochiaca y desembocará cerca del km. 19 del Gran Canal del Desagüe (Fig. 1); la capacidad hidráulica máxima será de 45 m³/seg.; trabajará por gravedad con una pendiente de plantilla media de 0.0001; con dimensiones de ancho de plantilla variable entre 5 y 9 metros; profundidad media de excavación de 4.5 metros y taludes aproximados de 3:1. El Dren se encontrará adosado en su totalidad en la formación arcillosa superior, siendo la topografía a lo largo del eje del mismo prácticamente horizontal.



RIOS

- A - TEOTIHUACAN
- B - PAPALOTLA
- C - XALAPANGO
- D - COXCACOALCO
- E - TEXCOCO
- F - CHAPINGO
- G - SAN BERNARDINO
- H - SANTA MONICA
- I - COATEPEC
- J - DE LA COMPAÑIA
- K - CHURUBUSCO



- 1 - LAGO Dr. NABOR CARPILLO
- 2 - LAGO CHURUBUSCO
- 3 - LAGO REGULACION HORARIA
- 4 - LAGO DESVIACION COMBINADA
- 5 - LAGO RECREATIVO
- 6 - PLANTA DE TRATAMIENTO
- 7 - DREN DE PRUEBAS

FIG. I PROYECTO DEL SISTEMA HIDRAULICO

1.1.6. Importancia del Dren General en Sistema Hidráulico.

El Dren General del Valle, tendrá como fin desalojar las aguas del Sistema Hidráulico del Proyecto Texcoco.

La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, por medio de la Comisión del Lago de Texcoco, proyectó el eje del Dren General localizado al Oriente del actual Ex-lago; el cual desde el punto de vista geológico, quedará alojado dentro de los suelos típicos de la llamada "Zona del lago" de la ciudad de México, caracterizados por su baja resistencia al corte y alta compresibilidad.

El Dren General del Valle tendrá una longitud de --- 19.3 km., de los cuales 9.3 km. corresponden al denominado tramo Río de la Compañía, y el resto al tramo Canal de Sales. El origen del Dren, se localiza en el punto de descarga del Río de la Compañía y su desembocadura en el Gran Canal del Desagüe, cerca del km. 19 de Este.

Su eje, define cruces con el Bordo Xochiaca y con el Camino Peñón Texcoco, sitio donde requiere la construcción de obras de cruzamiento.

Hidráulicamente, el Dren Trabajará por gravedad con una pendiente de 0.0001 y tirante variable. Su sección --- transversal, está proyectada con una plantilla variable de 5 a 9 m. de ancho, con taludes 3:1 y 4:1 (tres o cuatro hori

zontales y uno vertical), y tirante promedio de 4.5 m. Se hace notar que a lo largo del eje la topografía es prácticamente horizontal, excepto los puntos constituidos por los cruces.

Los datos para llevar a cabo la construcción del Dren General, se determinaron de los estudios sobre la estratigrafía de la zona, las características hidráulicas del proyecto y los estudios de estabilidad de taludes.

De acuerdo con los resultados del análisis de estabilidad de taludes a largo plazo, obtenidos por el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, se definió que para poder abatir rápidamente el nivel de agua en el interior del Dren, los taludes estables deben ser muy tendidos (del orden de 11:1, según los abacos de J. Kerisel), debido principalmente a las fuerzas de filtración. De este mismo estudio se definió que el talud 3:1 es estable, siempre y cuando el Dren tenga un tirante de agua mayor de dos metros dentro de la excavación.

Por lo anterior y considerando las ventajas constructivas y económicas que representa excavar con taludes 3:1, en lugar de 11:1 se optó por efectuar la excavación del Dren manteniendo durante el proceso constructivo un tirante de agua dentro del mismo, con los taludes menos tendidos.

En virtud de lo anterior, el Dren General, durante su construcción, deberá de tener un tirante de agua mayor de 2 metros.

De lo anterior, se optó por construir el Dren General con una draga de succión marina de 14" de diámetro, que para operar necesita un tirante de agua de 2:00 metros como mínimo.

La forma de operar el Dren General, estará regida por los niveles de agua en los lagos y las aportaciones de agua a la zona, en el supuesto caso que se tengan los lagos llenos y se espere una avenida con un período de retorno grande, el Dren y los lagos deberán ser vaciados los más rápidamente posible, lo que provocaría posibles fallas de talud, por lo que es necesario conocer la máxima velocidad de vaciado con que puede operarse el Dren General sin que fallen sus taludes. Con este fin, se propuso un experimento a escala natural denominado Dren de Prueba, cuyos estudios y observaciones son motivo de este trabajo.

1.2. Localización y propiedades del subsuelo de la zona - en estudio.

1.2.a). Características geológicas de la Cuenca del Valle de México.

El área del Lago de Texcoco, se encuentra localizada dentro de la Cuenca del Valle de México, en la llamada faja volcánica transmexicana, la cual debe su formación a procesos volcánicos y tectónicos que se han desarrollado en ocasiones lentamente y en otras intempestivamente a partir del EOCENO superior, en los últimos 50 millones de años. Dichos procesos que son de gran escala, han afectado a toda la faja volcánica transmexicana.

Previo al EOCENO, el espacio en el que actualmente se sitúa la cuenca, estaba inundado por mares tropicales someros asentados sobre calizas. A principios del TERCARIO se retiraron estos mares al plegarse los sedimentos calizos y levantarse paulatinamente el continente. Así se inició la regresión de los mares en el TERCARIO y por otra parte con el transcurso del tiempo el vulcanismo produjo espesores de 2,000 metros o más de lavas, tobas y brechas, en el transcurso del tiempo.

El pozo Texcoco 1, perforado en 1968 en el Centro de la Cuenca de México, comprobó lo anterior, el barrenó a través de 2,065 metros de series CUATERNARIAS Y TERCARIAS, y no

alcanzó los depósitos marinos calizos del EOCENO, plegados - en la base de la cuenca. Estos depósitos calizos, afloran - al Norte por Tula a 2,000 m.s.n.m., y al Sur, entre Cuernava - ca y Cuautla, a 1,500 m.s.n.m., en el centro de la cuenca, - se sitúan a alturas que coinciden con el nivel del mar (aba - jo de 2,065 m. lo que comprueba que el vulcanismo en el Va - lle está asociado con extraordinarios hundimientos tectóni - cos, que exceden de un kilómetro. También, mide un kilóme - tro o más, el levantamiento que el basamento continental ha - sufrido desde fines del EOCENO (al Norte y al Sur de la Cuen - ca del Valle de México).

Los levantamientos prodigiosos y los extraordinarios hundimientos detectados en la Cuenca del Valle de México, -- son las características de la faja volcánica transmexicana, - estructura que atraviesa al País de Poniente a Oriente, for - mando la región más elevada del País.

A continuación, se muestra (Fig. 2), la geología su - perficial de la Cuenca del Valle de México, y el corte lito - lógico (Fig. 3), encontrado en el sondeo PP-1 (Centro de la - Cuenca del Valle de México).

Referencia No. 1

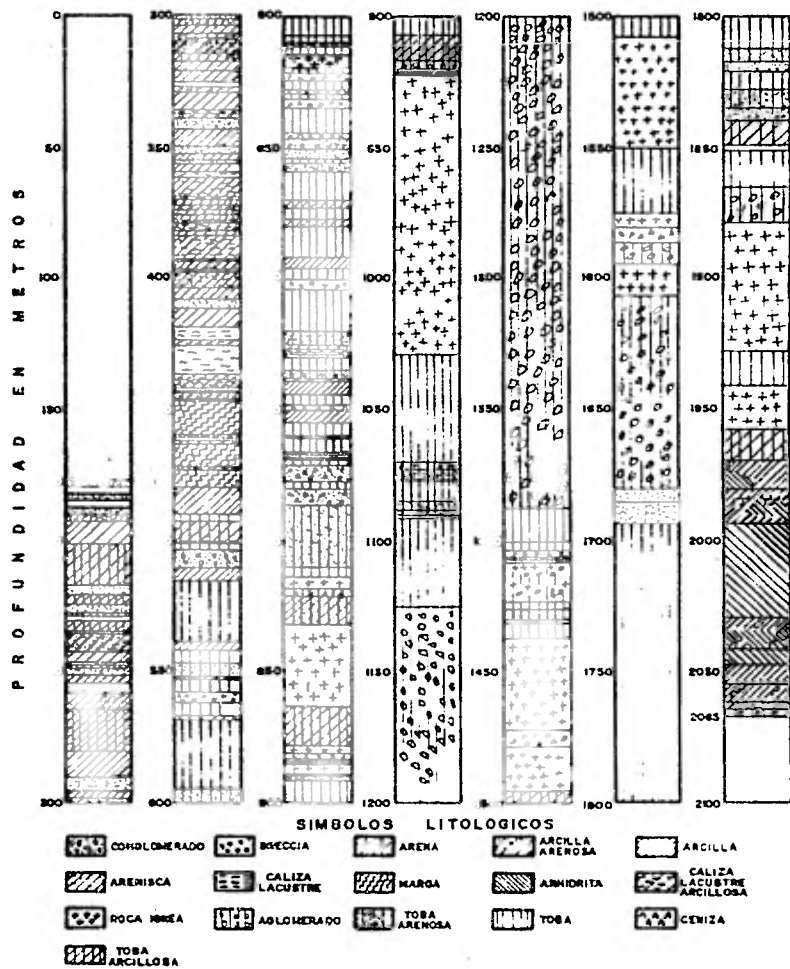


FIG. 3 CORTE LITOLÓGICO DEL PP-1

1.2.b) Localización geográfica del Ex-Lago de Texcoco.

En la actualidad, el Ex-Lago de Texcoco colinda al Norte, con Santa María Chiconautla; al Poniente, con el área urbana de la Ciudad de México; al Sur, con Ciudad Netzahualcoyotl y el Bordo Xochiaca, por donde descarga sus aguas negras el Rlo de la Compañía; finalmente al Oriente, colinda con la Ciudad de Texcoco y la Carretera Texcoco - Tepexpan, siendo esta zona por donde vierten sus aguas los Rlos siguientes:

- a) Teotihuacán,
- b) Papalotla,
- c) Xalapango,
- d) Coxacoalco,
- e) Texcoco,
- f) Chapingo,
- g) San Bernardino,
- h) Santa Mónica y
- i) Coatepec.

Estos Rlos son torrenciales, transportan agua de lluvia y tienen un fuerte arrastre de sedimentos.

La Zona Federal del Ex-Lago de Texcoco, tiene un área aproximada de 14,500 has. mostrándose en la (Fig. 4), su localización geográfica, el pozo Texcoco (PP-1), y un banco del nivel profundo (BNP).

La zona del Ex-Lago de Texcoco, que originalmente - se encontraba en la parte más baja de la cuenca del Valle de México, actualmente no es el punto más bajo, debido a la consolidación de las arcillas efectuada en la zona Metropolitana, deformación producida por el abatimiento del nivel piezométrico provocado en la zona (debido a la extracción de agua de los acuíferos).

Referencia No. 2

I.2.c). Propiedades y estratigrafía del subsuelo.

La estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sitio de estudio, son semejantes a las existentes en el área Metropolitana de la Ciudad de México. Lo anterior, ha sido confirmado por los sondeos que se han efectuado dentro de la zona (Fig. 5), llevados hasta 50 m.

El subsuelo del Ex-Vaso del Lago de Texcoco, hasta una profundidad de 50 m (abajo de estas formaciones, los estratos ya no son afectados por el proyecto, por lo tanto no se estudian), está formado por los siguientes estratos; Manto Superficial, Formación Arcillosa Superior (F.A.S.), Capa Dura (1a. C.D.), Formación Arcillosa Inferior (F.A.I.), y Depósitos Profundos (2a. C.D.). Las características generales de cada estrato son las siguientes:

Manto Superficial.- Constituido por suelos Limo-Arenosos y Arcillo-Limosos, producto de la desecación de los Depósitos Lacustres; varían de sueltos a medianamente compactos y en ocasiones están ligeramente cementadas. El espesor del manto superficial varía de unos cuantos centímetros (en ocasiones no se les detecta), hasta 2.5 metros. En general, es de mayor resistencia y menor compresibilidad que el estrato inferior.

Formación Arcillosa Superior (F.A.S.).- Formada por

depósitos lacustres de ceniza volcánica de consistencia blanda con intercalaciones de lentes de arcilla (CH) y estratos de arena generalmente en estado suelto; el contenido de agua de los suelos que constituyen esta formación varía entre 200 y 500%, son altamente compresibles y de baja resistencia al esfuerzo cortante; el espesor promedio de la fase es del orden de los 32 metros.

Capa Dura [Primera]. - Constituida fundamentalmente por suelos Areno-Limosos compactos y en ocasiones cementados. Su resistencia media a la prueba de penetración estándar varía de 25 a 50 golpes; el contenido de agua media varía entre 20 y 100% y su espesor entre 0.5 y 1.50 metros.

Formación Arcillosa Inferior [F.A.I.]. - Formada por arcillas altamente compresibles (CH) muy plásticas y de consistencia muy blanda, con lentes de arena y delgadas capas permeables intercaladas, su contenido de agua varía entre 100 y 300%, es menos compresible y de mayor resistencia al esfuerzo cortante que los suelos de la F.A.S., y su espesor medio es de 16.5 metros.

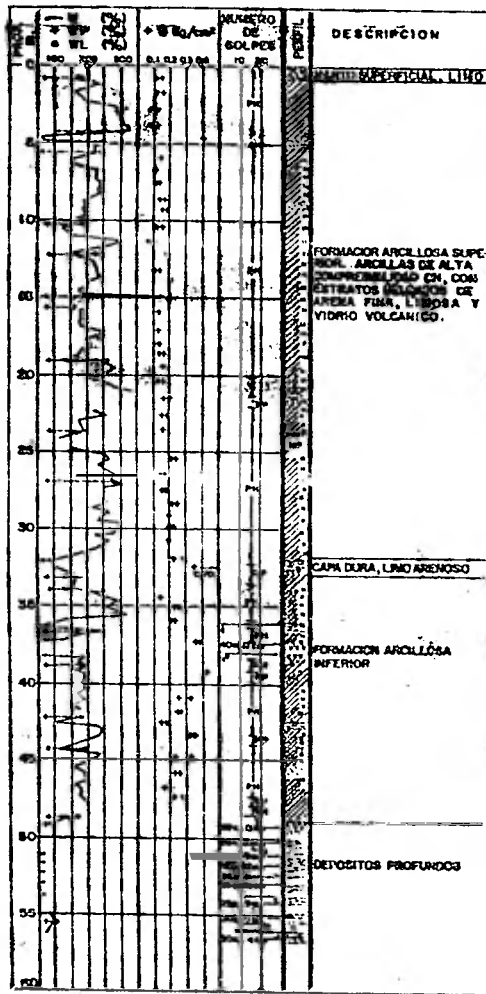
Depósitos Profundos [Segunda C.D.]. - De acuerdo con los resultados obtenidos en los sondeos, esta formación es permeable y está constituida por gravas, Arenas, Limo-Arcillosas, Arenas Limosas y en ocasiones por pequeñas intercalaciones de Arcilla. El espesor de estos depósitos permeables

es de 8.5 metros aproximadamente y se encuentra limitado, en su parte inferior por una tercera formación arcillosa, la cual no se muestra por estar a más de 50 metros de profundidad.

Las formaciones con profundidades mayores de 50 m. - no son afectadas por este trabajo.

A continuación, se muestra una figura conteniendo la estratigrafía anteriormente mencionada, (Fig. 5).

Referencia No. 3



SIMBOLOGIA

- | | | | | | |
|--|------------------|----|-------------------------|----|--------------------|
| | ARCILLA | W | CONTENIDO DE AGUA | PH | PRESION HIDRAULICA |
| | LIMO | WP | LIMITE PLASTICO | PP | PESO PROPIO |
| | ARENA | WL | LIMITE LIQUIDO | MP | MOJERA PERDIDA |
| | MICROFOSILES | D | RESISTENCIA AL CORTE EN | | |
| | VIDRIO VOLCANICO | | DEFORMACION EN | | |

FIG. 5 ESTRATIGRAFIA TIPO DEL SUBSUELO

C A P I T U L O I I
CRITERIOS TEORICOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD

II.1. Generalidades sobre taludes.

Talud es cualquier superficie inclinada respecto a la horizontal que adopte una estructura de tierra. Existen taludes naturales (laderas) y artificiales (hechos por el hombre).

El moderno desarrollo de las vías de comunicación, tales como canales, caminos o ferrocarriles, así como el impulso que la construcción contra la acción de ríos por medio de bordos, etc. han puesto al diseño y construcción de taludes en un plano de importancia ingenieril de primer orden.

Hasta hace relativamente pocos años, los taludes se manejan con normas puramente empíricas, sin ningún criterio generalizado de las experiencias adquiridas. Hoy gracias a los aportes de la Mecánica de Suelos, al análisis de taludes, se construyen presas que hace 40 ó 50 años se estimaría imposible de construir.

Es necesario establecer el hecho de que la determinación del estado de esfuerzos, en los diferentes puntos del medio material que constituye un talud; es un problema no resuelto en la actualidad, ni aún para casos idealizados, como serían los de suponer el material elástico y plástico.

II.1.a TIPOS Y CAUSAS DE FALLA MAS COMUNES.

Los tipos de fallas más frecuentes en taludes son:

II.1.a.1 Falla por Deslizamiento Superficial.

Cualquier talud está sujeto a fuerzas naturales que -
 tienden a hacer que las partículas y porciones del suelo próxi-
 mas a su frontera deslicen hacia abajo; el fenómeno es más in-
 tenso cerca de la superficie inclinada del talud a causa de la
 falta de presión normal confinante que allí existe, como una -
 consecuencia la zona mencionada puede quedar sujeta a un flu-
 jo viscoso hacia abajo que, generalmente, se desarrolla con ex-
 traordinaria lentitud. El desequilibrio puede producirse por
 un aumento en las cargas actuantes en la corona del talud, por
 una disminución en la resistencia del suelo al esfuerzo cortan-
 te por flujo de agua en la masa que forma el talud o, en el ca-
 so de laderas naturales, por razones de conformación geológica
 que escapen a un análisis local detallado.

II.1.a.2 Falla por Movimiento del Cuerpo del Talud.

Estas son las fallas llamadas de rotación; ocurren a
 lo largo de regiones débiles, asimilables a superficies conti-
 nuas en el cuerpo de talud o en el terreno en que se cimenta.

Las fallas por rotación pueden presentarse en superfi-
 cies que pasan por el pie del talud, sin interesar el terreno
 de cimentación; o bien bajo del pie, afectando el terreno en -
 que el talud se ha apoyado (falla de base) también se presen-
 tan las llamadas fallas locales, que ocurren en el cuerpo del-
 talud.

II.1.a.3 Falla por Erosión.

Estas son de tipo superficial, provocadas por arrastre de viento, agua, etc. El fenómeno es tanto más notorio cuanto mayor sea la pendiente de las laderas del talud. Una manifestación típica de él suele ser la aparición de irregularidades en el talud, originalmente uniforme: Desde el punto de vista técnico esta falla no es posible de cuantificar detalladamente, pero la experiencia ha proporcionado normas que la atiendan grandemente si se les aplica con cuidado.

II.1.a.4 Falla por Licuación.

Estas fallas ocurren cuando en la zona de deslizamiento el suelo pasa rápidamente de una condición más o menos firme a la correspondiente a una suspensión, con pérdidas casi total de resistencia al esfuerzo cortante. El fenómeno ocurre en arcillas extra-sensitivas y en arenas poco compactas.

II.1.a.5 Falla por Capacidad de Carga en el Terreno de Cimentación.

Esta falla ocurre cuando el terreno de cimentación, es sometido a mayores esfuerzos de los que puede soportar, en este caso lo difícil es conocer la capacidad de carga real del suelo; para lo cual aún cuando se cuenta con métodos técnicos fundamentados en las matemáticas aplicadas y en la mecánica del medio continuo, con los que la mecánica de suelos ha desarrollado teorías, no se ha llegado a resultados satisfactorios hasta la fecha.

II.1.b ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD.

Fuerzas que intervienen.

Las fuerzas que favorecen la falla de un talud, se les llama fuerzas motrices, y las que se oponen a que falte, se les llama fuerzas resistentes.

Factor de Seguridad

El factor de seguridad (F.S.) de un talud indica qué tan probable es la falla del mismo y se define como:

$$F.S. = \frac{\text{Fuerzas resistentes}}{\text{Fuerzas motrices}}$$

El conocimiento de las fuerzas que intervienen en el factor de seguridad, depende de las propiedades del material, de las características geométricas y de las circunstancias de trabajo del talud.

Estabilidad en Arenas Limpias.

La estabilidad del talud en un suelo homogéneo puramente friccionante (una arena limpia), es consecuencia de la fricción que se desarrolla entre las partículas constituyentes, por lo que para garantizar la estabilidad, basta que el ángulo del talud (α) sea menor que el ángulo de fricción interna (ϕ) del suelo el que, en un material puramente friccionante, suelto, seco y limpio, se acerca mucho al ángulo de reposo (ϕ_r). Por lo tanto, la condición límite de estabilidad es, simplemente:

$$\alpha = \phi_r$$

$$\alpha = \text{Ángulo del Talud}$$

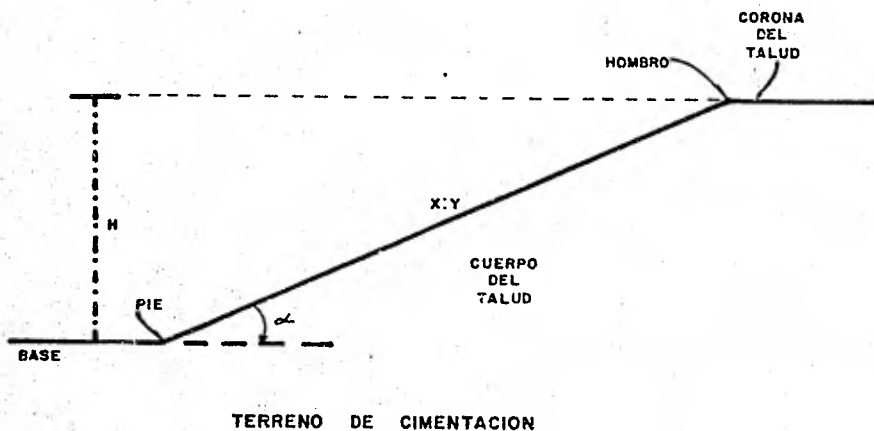
$$\phi_r = \text{Ángulo de Reposo del Material}$$

Sin embargo, si el ángulo α es muy próximo a ϕ_r , los granos de arena próximos a la frontera del talud, no sujetos a ningún confinamiento importante, quedarán en una condición próxima a la de deslizamiento incipiente, que no es deseable por ser el talud muy fácilmente erosionable por el viento o el agua. Por ello, es recomendable que en la práctica α sea algo menor que ϕ_r . La experiencia ha demostrado que si se define un factor de seguridad como la relación entre los valores de α y ϕ_r , basta que el factor de seguridad tenga un valor del orden de 1.1 ó 1.2.

En la Fig. No. 6, se muestran las principales partes que forman un talud, los mecanismos más frecuentes de falla en suelos con cohesión se muestran en las Figs. 7 y 8, y finalmente, las fuerzas motrices y resistentes que se indican en la (Fig. 9), se producen en una falla del tipo cilíndrico, se anota el factor de seguridad.

Referencia No. 4.

LAS PARTES QUE FORMAN A UN TALUD SON LAS SIGUIENTES :



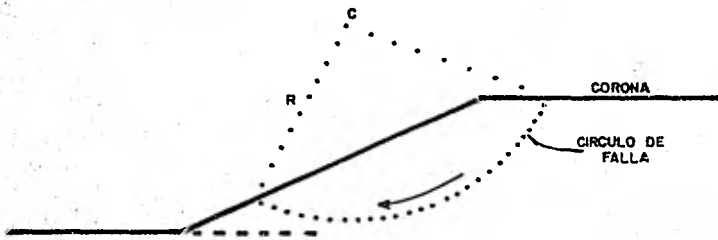
H = ALTURA DEL TALUD

α = ANGULO DE INCLINACION DEL TALUD

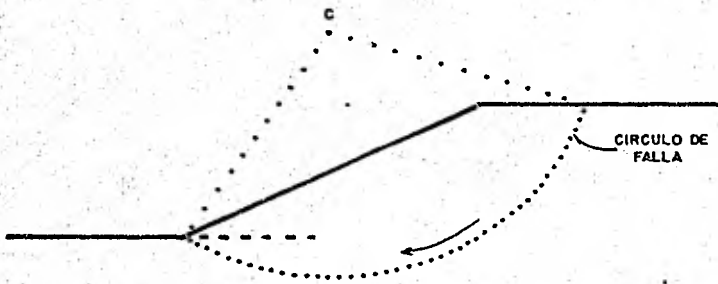
X:Y = PENDIENTE DEL TALUD

FIG. No. 6

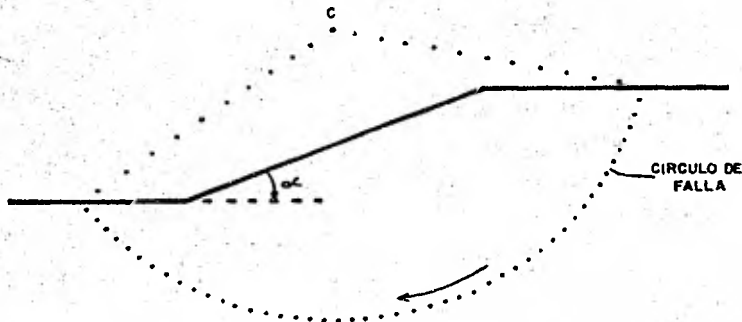
LAS MAS FRECUENTES FALLAS DE TALUD SON :



FALLA LOCAL



FALLA POR EL PIE DEL TALUD



FALLA POR LA BASE DEL TALUD

FIG. No. 7

FALLA POR TRASLACION SOBRE UN
ESTRATO DEBIL

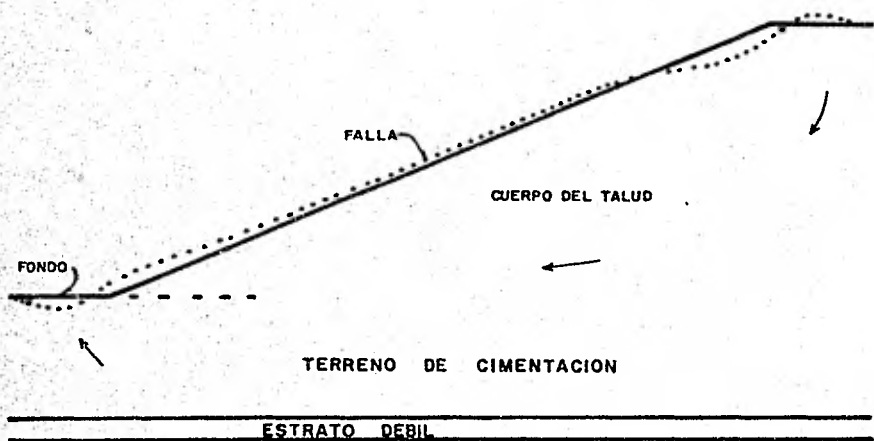
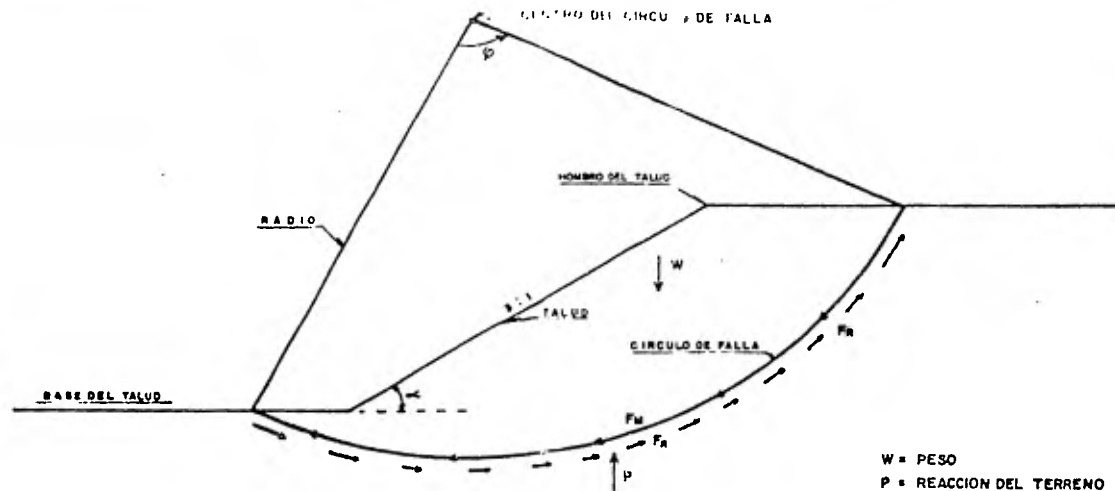


FIG. No. 8



$$F_s = \frac{\text{FUERZAS RESISTENTES}}{\text{FUERZAS MOTORAS}} = \frac{M_R}{M_M}$$

- W = PESO
- P = REACCION DEL TERRENO
- F_M = COMPONENTE DEL PESO (DEBIDO A W)
- F_R = FUERZA RESISTENTE (DEBIDO A φ y C)
- M_R = MOMENTO RESISTENTE
- M_M = MOMENTO MOTOR
- C = COHESION

FALLA CILINDRICA Y FUERZAS QUE INTERVIENEN

FIG. No. 9

11.2. Estudios a Corto Plazo en la Zona.

Se define como falla a corto plazo, al realizar una excavación la ocurrida antes de que el cambio de presión de poro se halla estabilizado; o sea que el estado de esfuerzos en un suelo varia al realizar una excavación, pudiendo llegar a estabilizarse con el tiempo.

El subsuelo a lo largo del eje del Dren General (D.G.), fue explorado en 10 puntos en los que se realizaron sondeos de muestreo inalterado, de 10 metros de profundidad, excepto los denominados SI-2 DG, SI-8 DG, y que fueron realizados a mayor profundidad debido a que en esos sitios se requiere estudiar la cimentación de obras de cruzamiento y de compuertas. La localización de los puntos de estudio se muestra en la Figura 10.

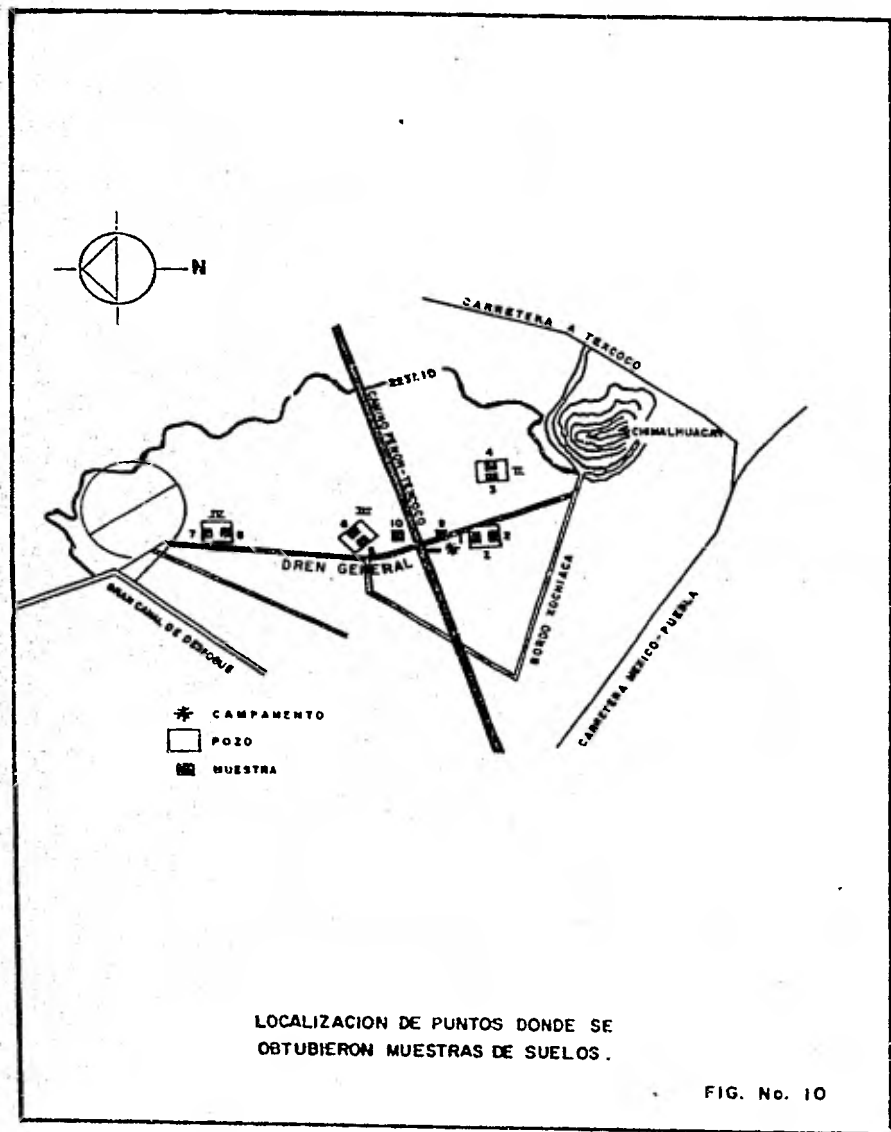
El muestreo inalterado de los suelos, se realizó empleando tubos de pared delgada tipo Shelby, de 10 centímetros de diámetro, hincado bajo presión estática con el cabezal hidráulico de la máquina perforadora. En algunos sondeos, en los que se detectaron suelos limosos o arenosos, donde no penetraba el tubo shelby, se utilizó el penetrometro estándar, consistente en un tubo de 60 cm de longitud, diámetro interior de $1\frac{3}{8}$ " y 2" de diámetro exterior, hincado con un martinete de 63.5 kg. (140 lb) de peso y altura de caída libre de 76 cm (30"), para obtener muestras representativas.

Además, se realizaron pruebas de veleta en dos sondeos SV-1 D.G., y SV-2 D.G., con objeto de medir la resistencia al corte *insitu* de los suelos, en la zona en que se encontraron las propiedades más desfavorables.

Las muestras obtenidas de los sondeos inalterados, fueron ensayadas en laboratorio con objeto de clasificar las que según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos - (SUCS), por lo cual se les determinó el contenido de agua, - los límites líquido y plástico, también se obtuvo la densidad de sólidos, y la resistencia a la compresión no confinada.

Los sondeos, quedaron alojados dentro de la llamada formación Arcillosa Superior (FAS) de la zona lacustre del Valle, a excepción del SI-8 D.G. que llegó bajo ella. En algunos sondeos se advierte sobre dicha formación (FAS), una capa superficial, constituida por depósitos de suelos limosos, arenosos o mezclas de ambos, con o sin arcilla y de origen eólico.

La tabla 1, muestra un resumen de las resistencias al corte determinada en compresión no confinada para cada sondeo.



T A B L A No. 1

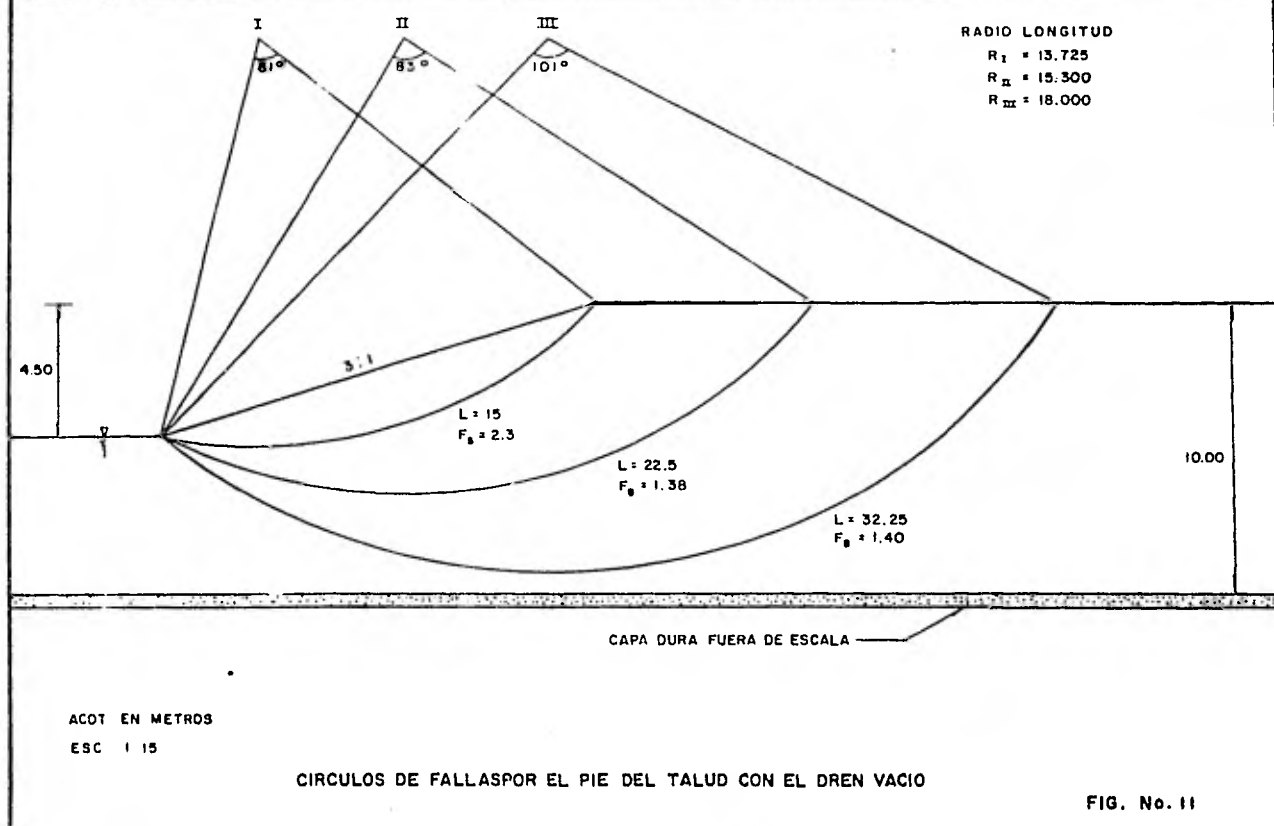
SONDEO	RESISTENCIA AL CORTE (Ton/m ²) EN COMPRESION NO CONFINADA		
	No.	Mínima :	Máxima :
SI- 1 D.G.	0.3	1.3	0.9
SI- 2 D.G.	0.3	1.0	0.7
SI- 3 D.G.	0.5	1.2	0.9
SI- 4 D.G.	0.5	1.2	1.0
SI- 5 D.G.	0.7	1.6	1.3
SI- 6 D.G.	0.9	1.7	1.2
SI- 7 D.G.	0.8	2.3	1.6
SI- 8 D.G.	1.0	2.1	1.6
SI- 9 D.G.	0.7	1.6	1.3
SI-10 D.G.	0.5	1.3	1.1
SI-11 D.G.	0.6	1.6	1.1
SI-12 D.G.	0.8	1.8	1.3

Con base en los datos de proyecto del Dren General, - de la exploración del subsuelo y de los resultados de laboratorio, se analiza la estabilidad de los taludes a corto plazo, bajo las siguientes hipótesis y condiciones:

- a).- Los suelos arcillosos utilizados, se comportan como puramente cohesivos.
- b).- La resistencia al corte de estos suelos, se obtuvo en pruebas de compresión no confinada.
- c).- La falla ocurre simultáneamente a todo lo largo de una superficie cilíndrica.
- d).- El nivel de aguas freáticas, se encuentra a 1.5m de profundidad con respecto a la superficie natural del terreno.
- e).- No existen sobrecargas en la superficie cercana a los taludes, que influyan en su comportamiento.
- f).- El contenido natural de agua de las arcillas varía entre 100 y 500%; la relación de vacíos, alcanza valores hasta de 14; el peso volumétrico medio varía de 1.2 a 1.16 ton./m³.
- g).- La resistencia al corte, medida en pruebas de compresión simple, varía de 1.0 a 0.8 ton./m².

En las figuras 11 y 12 se muestran seis círculos de falla estudiados y resultados del análisis por el método de dovelas sin llegar al crítico, y en la tabla 2 se muestran los resultados obtenidos, para dren vacío, con falla al pie del talud;

y en la figura No. 12a se muestra el círculo crítico y los centros de los círculos analizados para llegar a él, con Dren vaclo y considerando falla de pie de talud.



CIRCULO DE FALLA POR EL PIE DEL TALUD CON EL DREN VACIO (I)						
DOVELA	ANCHO (m)	AREA DEL MATERIAL (m ²)	PESO DEL MATERIAL (T/m ³)	WT (TON)	BRAZO DE PALANCA (m)	MOMENTO (T-m)
1	1.5	0.675	1.2	0.81	- 2.25	- 1.82
2	1.5	1.530	1.2	1.836	- 0.75	- 1.38
3	1.5	2.205	1.2	2.646	0.75	1.98
4	1.5	2.785	1.2	3.342	2.25	7.52
5	1.5	3.460	1.2	4.152	3.75	15.57
6	1.5	2.915	1.2	3.498	5.25	18.36
7	1.5	2.687	1.2	3.224	6.75	21.76
8	1.5	2.025	1.2	2.430	8.25	20.05
9	1.5	0.630	1.2	0.756	9.60	7.26
S U M A						$M_m = 89.3$

$$M_x = 15 \times 13.725 \times 1 = 206 \text{ T-m.}$$

$$F_\Delta = \frac{M_x}{M_m} = 2.3$$

CIRCULO DE FALLA POR EL PIE DEL TALUD CON EL DREN VACIO (II)

DOVELA	ANCHO (m)	AREA DEL MATERIAL (m ²)	PESO DEL MATERIAL (T/m ³)	WT (TON)	BRAZO DE PALANCA (m)	MOMENTO (T-m)
1	1.5	1.013	1.2	1.216	- 6.75	- 8.21
2	1.5	2.475	1.2	2.970	- 5.25	- 15.59
3	1.5	3.825	1.2	4.590	- 3.75	- 17.21
4	1.5	5.040	1.2	6.048	- 2.25	- 13.61
5	1.5	6.085	1.2	7.302	- 0.75	- 5.48
6	1.5	6.740	1.2	8.088	0.75	6.07
7	1.5	7.425	1.2	8.910	2.25	20.05
8	1.5	7.763	1.2	9.316	3.75	34.94
9	1.5	7.605	1.2	9.126	5.25	47.91
10	1.5	7.200	1.2	8.640	6.75	58.32
11	1.5	6.075	1.2	7.290	8.25	60.14
12	1.5	4.275	1.2	5.130	9.75	50.02
13	1.5	2.250	1.2	2.700	11.25	30.38
S U M A					$M_m = 247.75$	

$$M_{\lambda} = CLR = 1 \times 22.5 \times 15.3 = 344.25 \text{ T-m}$$

$$F_s = \frac{M_{\lambda}}{M_m} = \frac{344.25}{247.73} = .138$$

CIRCULO DE FALLA POR EL PIE DEL TALUD CON EL DREN VACIO (III)

DOVELA	ANCHO (m)	AREA DEL MATERIAL (m ²)	PESO DEL MATERIAL (T/m ³)	WT (TON)	BRAZO DE PALANCA (m)	MOMENTO
1	1.5	1.125	1.2	1.35	- 11.25	- 15.19
2	1.5	3.150	1.2	3.78	- 9.75	- 36.86
3	1.5	5.400	1.2	6.48	- 8.25	- 53.46
4	1.5	7.290	1.2	8.75	- 6.75	- 59.06
5	1.5	9.010	1.2	10.81	- 5.25	- 56.75
6	1.5	10.115	1.2	12.14	- 3.75	- 45.53
7	1.5	11.475	1.2	13.77	- 2.25	- 30.98
8	1.5	12.375	1.2	14.85	- 0.75	- 11.14
9	1.5	13.005	1.2	15.61	0.75	11.71
10	1.5	13.275	1.2	15.93	2.25	35.84
11	1.5	12.825	1.2	15.39	3.75	57.71
12	1.5	12.353	1.2	14.82	5.25	77.81
13	1.5	11.475	1.2	13.77	6.75	92.95
14	1.5	10.350	1.2	12.42	8.25	102.47
15	1.5	9.000	1.2	10.80	9.75	105.30
16	1.5	7.650	1.2	9.18	11.25	103.28
17	1.5	5.625	1.2	6.75	12.75	86.06
18	1.5	2.700	1.2	3.24	14.25	46.17

S U M A

$M_m = 410.33$

$$M_{\lambda} = CLR = 1 \times 32.25 \times 18 = 580.5 \text{ T-m}$$

$$F_{\delta} = \frac{M_{\lambda}}{M_m} = \frac{580.5}{410.33} = 1.4$$

FALTA

LA PAG.

40

CIRCULO DE FALLA POR EL FONDO CON EL DREN VACIO (I)

DOVELA	ANCHO {m}	AREA DEL MATERIAL { m ² }	PESO DEL MATERIAL { T/m ³ }	WT {TON}	BRAZO DE PALANCA {m}	MOMENTO {T-m}
1	1.5	0.675	1.20	0.810	- 6.75	- 5.47
2	1.5	1.463	1.20	1.756	- 5.25	- 9.22
3	1.5	2.250	1.20	2.700	- 3.75	- 10.13
4	1.5	3.150	1.20	3.780	- 2.25	- 8.51
5	1.5	4.163	1.20	4.996	- 0.75	- 3.75
6	1.5	4.725	1.20	5.670	0.75	4.25
7	1.5	5.378	1.20	6.454	2.25	14.52
8	1.5	5.635	1.20	6.762	3.75	25.36
9	1.5	5.503	1.20	6.604	5.25	34.67
10	1.5	5.400	1.20	6.480	6.75	43.74
11	1.5	4.725	1.20	5.670	8.25	46.78
12	1.5	3.330	1.20	3.996	9.75	38.96
13	1.5	1.125	1.20	1.350	11.25	15.19

S U M A

$$M_m = 186.39$$

$$M_L = CLR = 1 \times 22.5 \times 14.1 = 317.25 \text{ T-m}$$

$$F_\Delta = \frac{M_L}{M_m} = \frac{317.25}{186.39} = 1.70$$

CIRCULO DE FALLA POR EL FONDO CON EL DREN VACIO (II)

DOVELA	ANCHO (m)	AREA DEL MATERIAL (m ²)	PESO DEL MATERIAL (T/m ³)	WT (TON)	BRAZO DE PALANCA (m)	MOMENTO (T-m)
1	1.5	0.675	1.20	0.810	- 8.25	- 6.68
2	1.5	1.800	1.20	2.160	- 6.75	- 14.58
3	1.5	2.700	1.20	3.240	- 5.25	- 17.01
4	1.5	3.938	1.20	4.726	- 3.75	- 17.72
5	1.5	4.950	1.20	5.940	- 2.25	- 13.36
6	1.5	6.075	1.20	7.290	- 0.75	- 5.47
7	1.5	6.885	1.20	8.262	0.75	6.20
8	1.5	7.413	1.20	8.896	2.25	20.02
9	1.5	7.528	1.20	9.034	3.75	33.88
10	1.5	7.875	1.20	9.450	5.25	49.61
11	1.5	7.538	1.20	9.046	6.75	61.06
12	1.5	6.818	1.20	8.182	8.25	67.50
13	1.5	5.580	1.20	6.696	9.75	65.29
14	1.5	3.375	1.20	4.050	11.25	45.56
15	1.5	0.562	1.20	0.676	12.30	8.31
S U M A						$M_m = 282.61$

$$M_L = CLR = 1 \times 25.5 \times 15 = 382.5 \text{ T-m}$$

$$F_\Delta = \frac{M_L}{M_m} = \frac{382.5}{282.61} = 1.35$$

CIRCULO DE FALLA POR EL FONDO CON EL DREN VACIO [III]

DOVELA	ANCHO (m)	AREA DEL MATERIAL (m ²)	PESO DEL MATERIAL (T/m ³)	WT (TON)	BRAZO DE PALANCA (m)	MOMENTO (T-m)
1	1.5	0.720	1.20	0.864	- 9.75	- 8.42
2	1.5	2.250	1.20	2.700	- 8.25	- 22.28
3	1.5	3.375	1.20	4.050	- 6.75	- 27.34
4	1.5	4.500	1.20	5.400	- 5.25	- 28.35
5	1.5	6.075	1.20	7.290	- 3.75	- 27.34
6	1.5	7.200	1.20	8.640	- 2.25	- 19.44
7	1.5	8.190	1.20	9.829	- 0.75	- 7.37
8	1.5	8.965	1.20	10.758	0.75	8.07
9	1.5	9.328	1.20	11.194	2.25	25.19
10	1.5	10.075	1.20	12.090	3.75	45.34
11	1.5	8.675	1.20	11.610	5.25	60.95
12	1.5	9.743	1.20	11.692	6.75	78.92
13	1.5	8.775	1.20	10.530	8.25	86.87
14	1.5	7.200	1.20	8.640	9.75	84.24
15	1.5	5.175	1.20	6.210	11.25	69.86
16	1.5	2.700	1.20	3.240	12.60	40.82

S U M A

$$M_m = 359.73$$

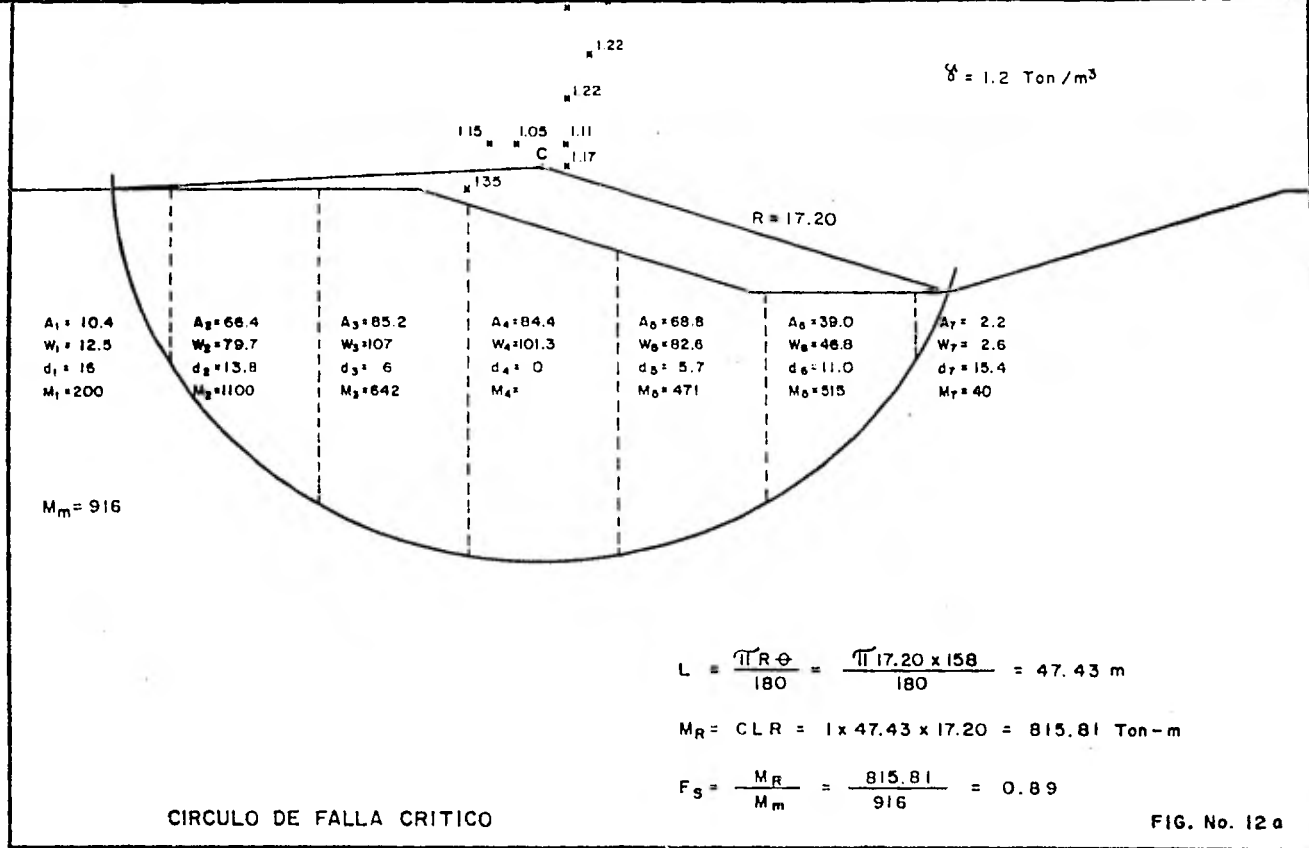
$$M_{\lambda} = CLR = 1 \times 28.5 \times 15.75 = 448.9 \text{ T-m}$$

$$F_{\Delta} = \frac{M_{\lambda}}{M_m} = \frac{448.9}{359.73} = 1.25$$

T A B L A No. 2

. de circulo	M_m	M_h	F_Δ
1	89.3	206	2.30
2	247.0	344	1.38
3	410.0	581	1.40
4	186.0	317	1.70
5	283.0	383	1.35
6	360.0	449	1.25

tores de seguridad de los círculos de falla. De las figuras 11-2.



CIRCULO DE FALLA CRITICO

FIG. No. 12 a

II.3 Estudios a Largo Plazo en la Zona.

Las condiciones crlticas de estabilidad, para los taludes de excavaciones en arcillas, ocurre a largo plazo. - A continuación, se presenta un resumen de la investigación - realizada por el Instituto de Ingenierla, sobre las propieda - des reológicas de las arcillas del Lago de Texcoco, ejecuta - da a fln de determinar la pendiente estable a largo plazo, - de los taludes en excavaciones efectuadas en la zona.

La figura 10, muestra la localización de los luga - res donde se extrajeron las muestras, utilizadas en las prue - bas de laboratorio.

De acuerdo con los resultados de laboratorio, la re - sistencia a largo plazo de las arcillas es constante, aún - cuando su resistencia en compresión simple varla notablen - te por efectos de secado superficial. El mínimo ángulo efec - tivo de fricción interna obtenido durante las pruebas es de 25 grados, para las pruebas consolidadas drenadas y de 29 - grados, para las pruebas consolidadas no drenadas.

Tratándose de arcillas, el andlisis de estabilidad - de los taludes a largo plazo, debe de basarse en el ángulo - efectivo de fricción interna determinado, mediante una prue - ba triaxial consolidada - no drenada con velocidades de de - formación muy pequeño, el resultado en este caso, es que la fricción interna resulta de 29 grados.

Para condiciones a largo plazo, el material ha de considerarse como puramente friccionante y con un ángulo - efectivo de fricción interna, comprendido entre 25 y 29 grados, como se obtuvo en las pruebas.

El círculo de falla crítico pasa al pie del talud, pudiendo degenerar en una recta paralela al talud. Se determinó que los factores de seguridad, dependen predominantemente de la forma de la red de flujo de agua generada en el interior del talud (fig. No. 13).

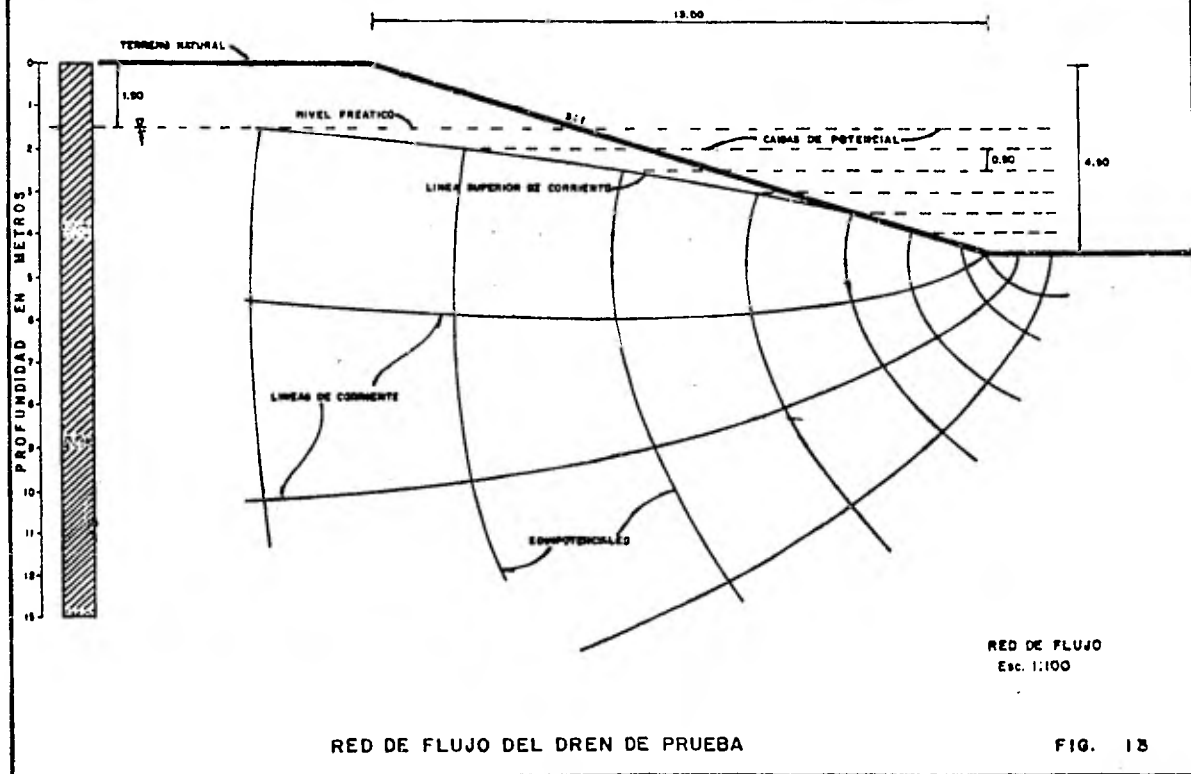
De la figura 13, se desprende que la superficie libre del agua en el cuerpo del talud, puede considerarse recta y forma con la horizontal un ángulo λ , con respecto a la horizontal que pasa al pie del talud, fig. No. 14, adoptada esta hipótesis, se han obtenido los factores de seguridad - mostrados en la Tabla No. 3, para un peso volumétrico saturado de la arcilla de 1.2 ton/m^3 , y con distintos valores de inclinación $\cot\beta$ del talud y del ángulo λ de la superficie libre del agua. Estos factores de seguridad, se obtuvieron con los abacos de J. KERISEL.

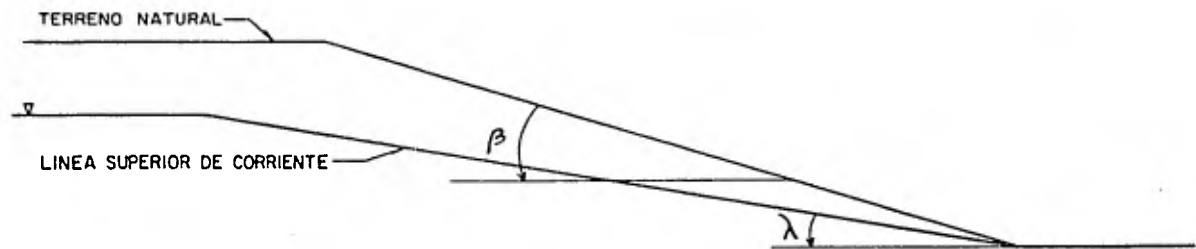
En las figuras 13 y 14 se muestra la red de flujo - del Dren de Prueba, con la que se realizó el estudio de estabilidad de los taludes a largo plazo, y el diagrama de esfuerzos efectivos se tiene en la fig. 15.

T A B L A No. 3

RESULTADOS DE LOS FACTORES DE SEGURIDAD A LARGO PLAZO
OBTENIDOS POR EL INSTITUTO DE INGENIERIA CON LOS - -
ABACOS DE J. KERISEL.

λ/B		Cot β	FS
0	25°	2.5	1.17
		3.0	1.41
	30°	2.5	1.48
		3.0	1.80
0.2	25°	2.5	1.17
		3.0	1.41
	30°	2.5	1.48
		3.0	1.80
0.4	25°	2.5	1.13
		3.0	1.36
	30°	2.5	1.16
		3.0	1.36
0.6	25°	2.5	1.08
		3.0	1.28
	30°	2.5	1.16
		3.0	1.30
0.8	25°	2.5	0.72
		3.0	0.89
	30°	2.5	0.98
		3.0	1.17
1.0	25°	2.5	0.23
		3.0	0.26
	30°	2.5	0.22
		3.0	0.27





LINEA SUPERIOR DE CORRIENTE

FIG. 14

III. DREN DE PRUEBA:

III.1. Características Generales del Dren de Prueba.

Con el fin de estudiar el comportamiento que experimentarán los taludes del Dren General del Valle de México, - al abatir el nivel del agua en su interior, y fijar las velocidades máximas con que puede ser abatido dicho nivel sin causar daños a su estructura, se proyectó la construcción de - dos tramos de canal, con características semejantes a las - del Dren General, para someterlos a diferentes pruebas de vaciado.

Para conocer las características geológicas, donde se construyeron los canales de prueba, se llevaron a cabo un sondeo continuo inalterado, cuatro pruebas de veleta y se - instalaron instrumentos para observar el comportamiento de - los taludes del Dren de Prueba, al variar el tirante de agua en su interior. Con las muestras obtenidas, se determinaron:

- a).- Contenido natural de agua (en muestras alteradas e inalteradas), (m.a.i.).
- b).- Límites líquido y plásticos (m.a.i.).
- c).- Resistencia a la compresión simple (m.a.i.).
- d).- Resistencia al corte con torcómetro de Laboratorio (m.a.).
- e).- Resistencia al corte en pruebas triaxiales no consolidadas, no drenadas (m.a.).
- f).- Características de compresibilidad en pruebas-

de consolidación unidimensional (m.i.).

- g).- Densidad de sólidos, relación de vacíos, peso-volumétrico y grado de saturación, en las muestras utilizadas en (c, e y f), además, de la clasificación visual y manual de campo basada en el sistema unificado de clasificación de suelos. (SUCS).

El Dren de Prueba, se encuentra localizado a la altura del banco de nivel superficial BNI, del camino Peñón Texcoco (fig. 16). Su construcción se realizó con el mismo procedimiento con el que se construyó el Dren General del Valle. El Dren de Prueba, consiste en dos tramos de canal denominado Norte y Sur (fig. 17), cada uno tiene una longitud de 132 metros y se encuentran separados por una ataguía que permite su operación en forma independiente, con la finalidad de poder estudiar su comportamiento bajo distintas velocidades de abatimiento. Su geometría, es similar a la del Dren General, su forma es trapecial en corte transversal y tiene un ancho de plantilla de 8 metros, profundidad de 4.5 metros y taludes 3 : 1.

En la figura 18, se muestra el corte del tramo Norte del Dren de Prueba, en el cual se puede apreciar la instrumentación que se instaló, siendo esta semejante en el tramo Sur.

El objetivo de este experimento, es proporcionar - las velocidades críticas de abatimiento con las que se pueda trabajar el Dren General sin producir la falla, mediante - la observación de la instrumentación existente en el Dren de Prueba, bajo diferentes velocidades de abatimiento.

A continuación, se presentan resultados representativos de algunas pruebas tomadas de la referencia . En la Tabla 4 se tiene la resistencia al corte en pruebas de veleta, en diferentes puntos, en la Tabla 5 se muestran los valores medios de las propiedades Índices y mecánicas para las - diferentes capas del sondeo SI - IDP, y en la Tabla 6 se ve el resumen de las características de compresibilidad del sondeo SI - IDP.

Referencia No. 5

TABLA No. 4

RESISTENCIA AL CORTE EN PRUEBAS DE VELETA:

SONDEO:	Sv MAX.:	Sv. MIN.:
Sv1 - Dp.	0.12	0.05
Sv2 - Dp.	0.16	0.05
Sv3 - Dp.	0.18	0.05
Sv4 - Dp.	0.17	0.05

Sv = Resistencia al corte en prueba de veleta kg/cm²

TABLA No. 5

VALORES MEDIOS DE LAS PROPIEDADES INDICES Y MECANICAS
PARA LAS DIFERENTES CAPAS PRESENTES EN EL SONDEO SI 1-DP.

CAPA	PROFUNDIDAD en mts. de: a:		W (%)	S _s	e	γ (T/m ³)	Squ. Kg/Cm ² .
FAS	0	35.45	238.8	2.60	6.1	1.245	0.11
CD	35.45	36.05	23.9	-	-	-	-
FAI	36.05	-	209.2	2.60	5.2	1.269	0.19

FAS: Formación Arcillosa Superior.

CD: Capa Dura.

FAI: Formación Arcillosa Inferior.

W : Contenido de Agua Medio,

e : Relación de Vacíos,

Squ: Resistencia al Corte en Prueba de Compresión
(No Confinada FAS y Simple FAI),

S_s : Densidad de Sólidos.

γ : Peso volumétrico del Material.

RESUMEN DE LAS CARACTERISTICAS DE COMPRESIBILIDAD

SONDEO SI 1-DP

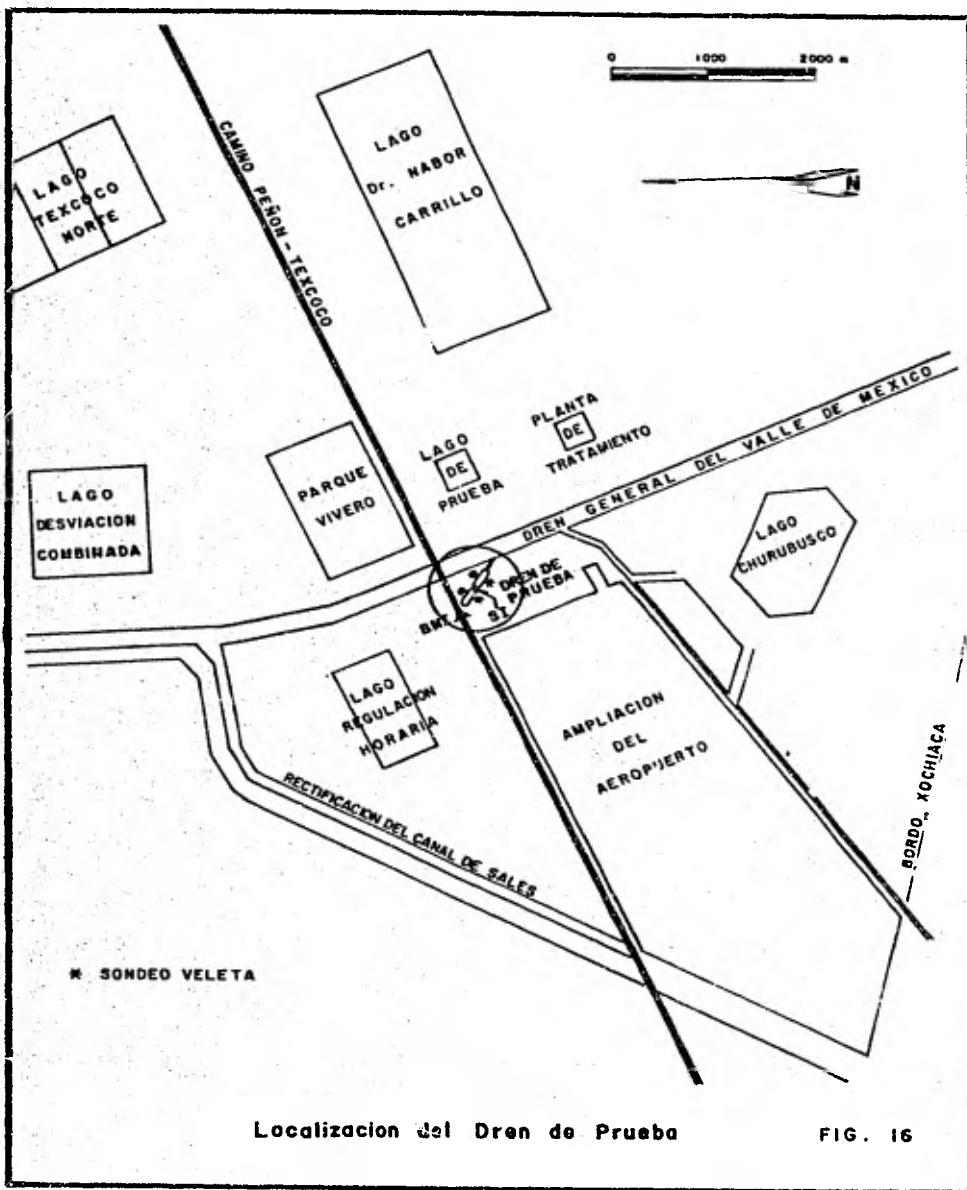
PROFUNDIDAD (m.)	S_s	e_i	w_i %	COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD Av. Mdx. (Cm ² /Kg)	PRESTION PARA Av. Mdx. (Kg/Cm ² .)	INTERVALO DE PRECONSOLIDA- CION Kg/Cm ² .
4.85	1.77	2.23	144	1.67	0.10	
15.65	2.43	7.32	312	2.75	0.74	
23.15	2.41	5.50	235	2.10	0.45	
27.65	2.46	6.50	274	2.60	0.90	0.74 - 0.79
33.05	2.47	8.50	364	4.10	1.10	0.92 - 0.94
39.50	2.51	8.20	342	2.95	1.20	0.94
44.15	2.56	6.97	275	1.50	1.75	1.10 - 1.15
46.85	2.57	7.05	287	1.85	1.30	0.94 - 0.98

S_s = Densidad de Sólidos,

e_i = Relación de Vacíos Inicial,

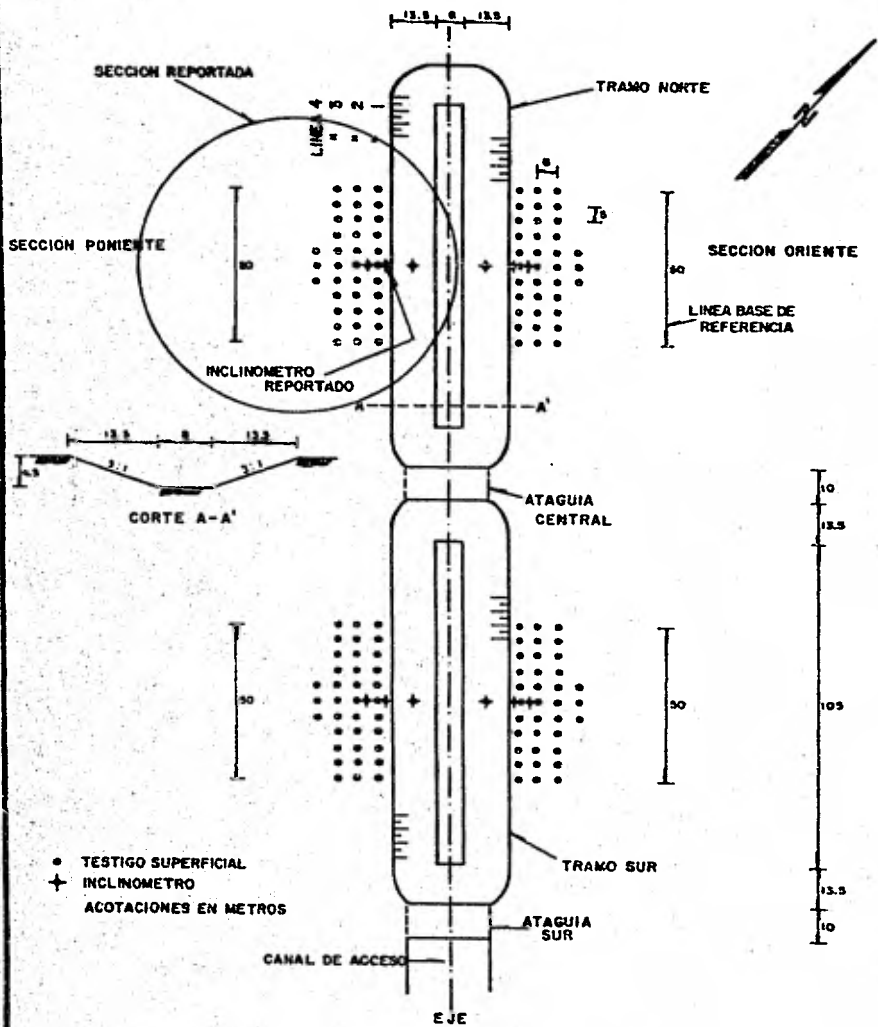
w_i = Contenido de Agua Inicial.

Av = Coeficiente de Compresibilidad,



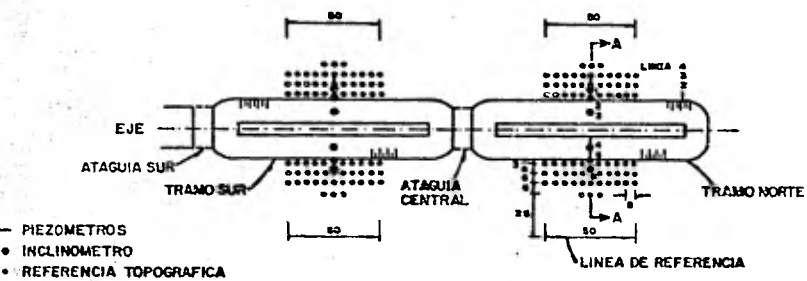
Localizacion del Dren de Prueba

FIG. 16

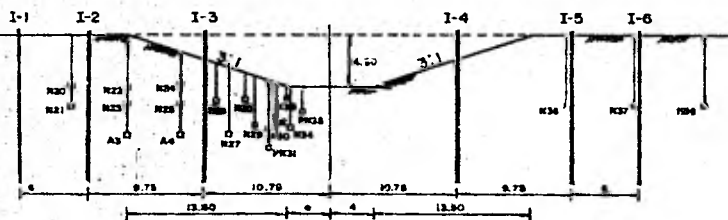


Dren de Prueba Instrumentación y Localización de la Sección Reportada

FIG. 17



DISTRIBUCION DE LA INSTRUMENTACION EN PLANTA



TRAMO NORTE, CORTE A A

N = PIEZOMETRO NEUMATICO
 A = PIEZOMETRO ABIERTO
 I = INCLINOMETRO

DREN DE PRUEBA

FIG. 18

III.2. INSTRUMENTACION EXISTENTE DENTRO DEL DREN DE PRUEBA TRAMO NORTE.

La instrumentación instalada en el Dren de Prueba, fue planeada para evaluar la magnitud y evolución de los:

- a).- Movimientos superficiales.
- b).- Desplazamientos horizontales de la masa del suelo.
- c).- Presión de poro.

Los aparatos utilizados, se eligieron tomando en cuenta el comportamiento experimentado por otros instalados con anterioridad en el Ex-Lago de Texcoco. Se instalaron en dos secciones transversales a los tramos de prueba, según se muestra en la figura No. 18.

La instalación de instrumentos fuera del Dren, se realizó con anterioridad a su construcción, el resto de los aparatos se colocó después de construído.

La instrumentación, se encuentra distribuída de la misma forma en los dos tanques de prueba, por lo que se describe únicamente la instrumentación en el tanque Norte, tanque que ha sido más observado y estudiado a la fecha.

La distribución de la instrumentación en planta, se muestra en la figura No. 17 y se encuentra colocado tanto en la parte exterior de la excavación como en sus taludes y fondo, con el fin de conocer el comportamiento de los mismos, al hacer descender el nivel de agua dentro de la excavación.

La instrumentación consiste fundamentalmente en 144 testigos superficiales (Fig. No. 19), que permiten medir los -

desplazamientos verticales y horizontales en el hombro del talud; 6 inclinómetros (Fig. 20), que registran los desplazamientos horizontales de la masa del subsuelo a lo largo de la vertical; 42 piezómetros abiertos y neumáticos (Figs. 21 y 22), para conocer las presiones del agua en diferentes puntos de la masa del suelo; bancos de nivel profundo (Fig. 23).

Para la determinación de los movimientos en la superficie del terreno próxima al Dren, se instalaron bancos de nivel superficial o testigo superficial, en ambos lados de las dos secciones instrumentadas, consistentes en tres líneas paralelas de once bancos cada una, y una línea de tres bancos según se muestra en la figura 17.

En el extremo de las líneas, fuera de la influencia de los movimientos del canal, se instalaron bancos fijos de colimación (Fig. 24), para determinar los movimientos horizontales de los bancos de nivel superficial, respecto a las líneas definidas por ellos. Además, se colocaron dos líneas base paralela al hombro del talud, fuera de la influencia del canal, para cada grupo de bancos.

La línea base, se definió por medio de monumentos de centraje forzoso o banco fijo de colimación en los que se coló un perno, para adaptar un tránsito de alta precisión. (Fig. 24).

III.2.a. DESCRIPCIÓN DE INSTRUMENTOS.

III.2.a.1. TESTIGOS SUPERFICIALES.

Los testigos superficiales o bancos de nivel superficial, consisten en elementos de concreto colocados en perforaciones de 15 cm de diámetro por 30 de profundidad; el - - -

instrumento lleva en su parte central una referencia de dos líneas perpendiculares entre sí sobre la cabeza de una varilla de $1\frac{1}{2}$ " de diámetro que sobresale 1 cm del concreto; dicho instrumento es protegido por una caja de concreto de 60 x 60 x 40 cm como se puede ver en la figura No. 19.

III.2.a.2. INCLINOMETRO.

Son del tipo Slope Indicator, está formado por tramos de tubería de aluminio de 3" (7.6 cm) de diámetro y 1.5 metros de longitud, ranurado en su interior a todo largo del tubo, formando una cruz entre las cuatro ranuras, las cuales sirven para orientar. La tubería y coples está protegida con pintura anticorrosiva del tipo epóxico.

Los coples son del mismo material de la tubería, tienen una longitud de 30 cm aislados con una funda de polietileno. El extremo inferior de la tubería va cerrado con un tapón de madera o de neopreno y en la parte superior de la tubería lleva un tapón macho removible de aluminio. Lo anterior se puede ver con más detalle en la Fig. 20.

III.2.a.3. PIEZOMETRO ABIERTO O CASAGRANDE.

Está construido de tubería P.V.C., de $\frac{3}{4}$ " de diámetro, con coples exteriores biselados y pegados con cemento epóxico, en la parte inferior lleva una celda de P.V.C., de $1\frac{1}{2}$ " de diámetro y 40 cm de longitud con perforaciones de $\frac{3}{32}$ " de diámetro, dispuestas en cuadrícula con separaciones máximas de 10 mm., con tapas de P.V.C., o neopreno, su interior va llena de arena bien graduada (0.15 ϕ 2.4 mm) con arena de ottawa estándar o equivalente en tamaño. La celda va protegida con una malla plástica de un metro de longitud, conteniendo un filtro de arena.

El tubo de P.V.C., de 3/4", lleva en su extremo superior un tapón roscado con una perforación al centro de 3/16" diámetro.

El piezómetro va protegido por un ademe telescópico P.V.C. con tramos alternados de 3 metros de longitud y diámetros de 1 1/2" y 2 1/2". La unión entre tubos se realiza en niples de P.V.C. y con un traslape de 18 cm máximo. Ver - g. 21.

I.2.a.4. PIEZOMETRO NEUMATICO.

Está construido de tubería P.V.C. de 3/4" de diámetro, con coples exteriores biselados y pegados con cemento epóxico, en la parte inferior lleva una celda neumática de P.V.C., 1 1/2" de diámetro y 40 cm de longitud con perforaciones de 3/32" de diámetro dispuestas en cuadrícula con separación máxima de 10 mm.

La celda en su parte superior lleva un mecanismo armado por un diafragma de material flexible (teflón) que va conectado a dos mangueras de Poly-Flo de 1/4" de diámetro, que hasta la superficie, el diafragma en su parte inferior es soportado por una piedra porosa, de aproximadamente 5 mm de espesor y del diámetro del diafragma. (1 1/2" de diámetro).

La celda en su parte inferior lleva un tapón de P.V.C. o neopreno y en su interior va llena de arena bien graduada (0.15 Ø 2.4 mm) con arena de ottawa estándar o equivalente en tamaño. La celda va protegida con una malla plástica de un metro de longitud y con diámetro de 3" que entre la celda y la malla lleva arena que le sirve como filtro a la celda.

El piezómetro va protegido por un ademe telescópico P.V.C. con tramos alternados de 3 metros de longitud y diámetros de 1 1/2" y 2 1/2" la unión entre estos tubos se hace -

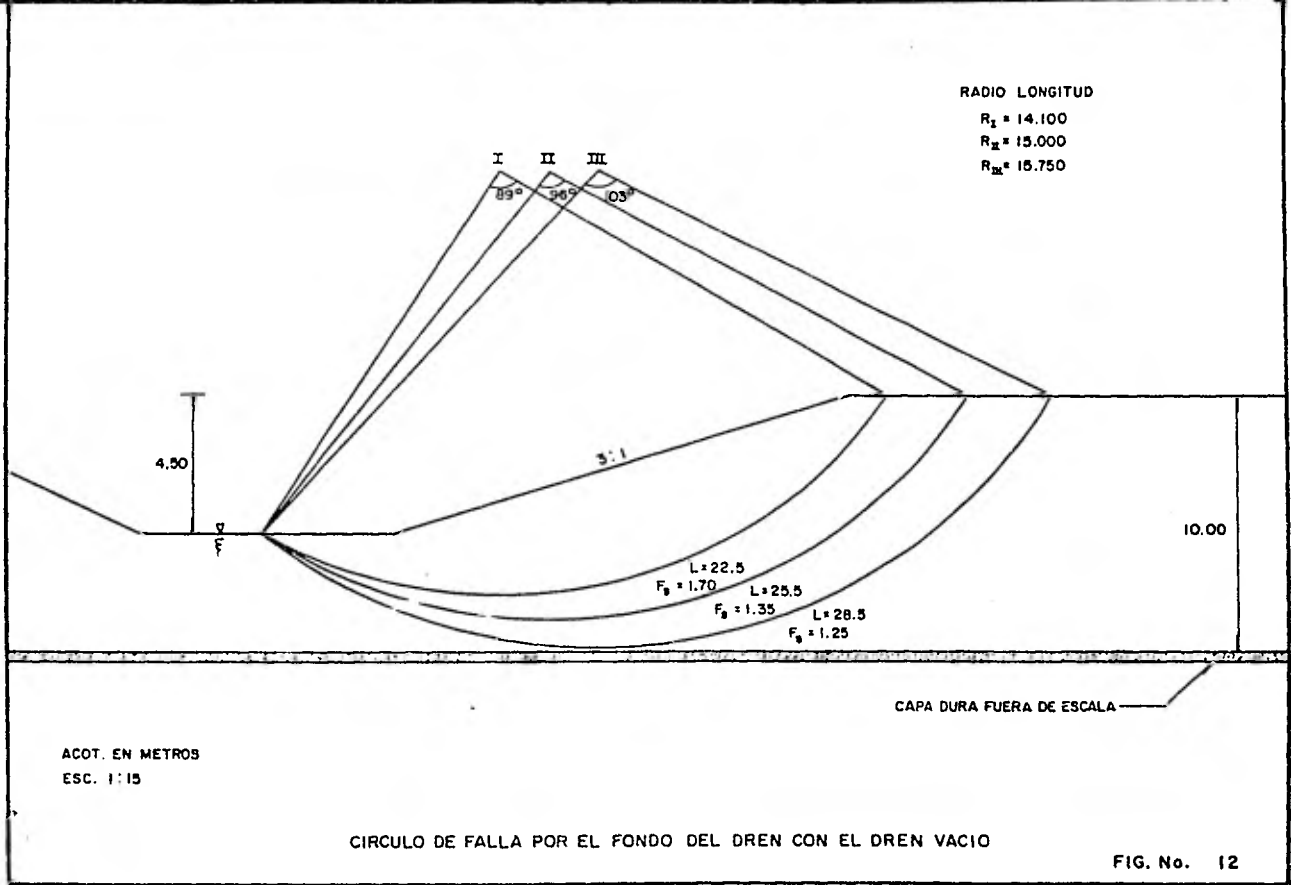


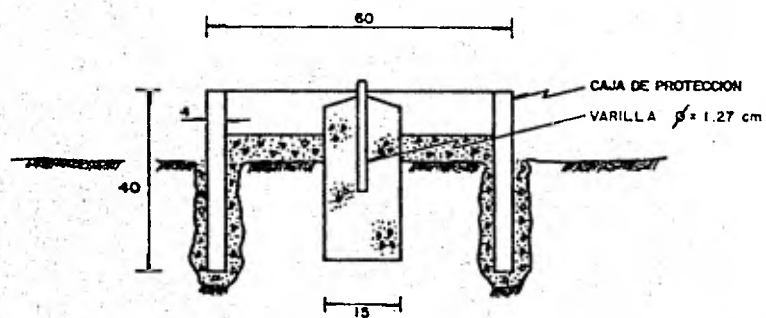
FIG. No. 12

n nipples de P.V.C. y con un traslape de 13 cm como máximo.-
r Fig. 22.

I.2.a.5. BANCO DE NIVEL PROFUNDO.

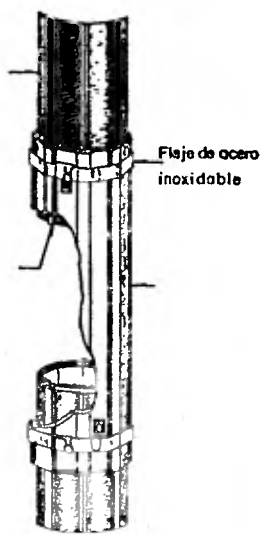
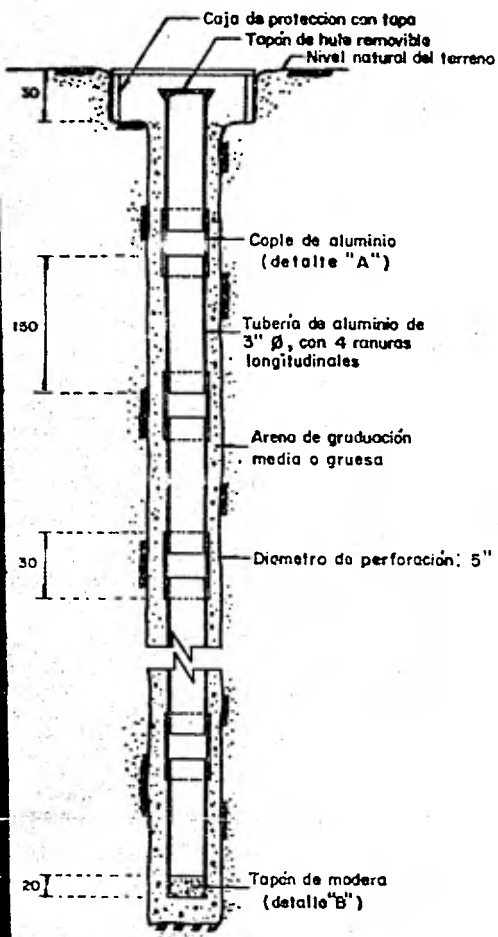
Banco de nivel profundo (Fig. 23). Está constituido por una columna rígida de acero galvanizada de 1 1/4", anclada en su extremo inferior a un muerto de concreto o placa de acero de aproximadamente 30 cms. de longitud y 2" de diámetro y protegida exteriormente por una tubería telescópica de P.V.C. de 3" de diámetro colocada según se indica en la Fig.-

La presión que ejerza el peso del banco deberá ser equivalente a la presión efectiva actuante en el terreno antes de efectuar la perforación. Aunque este instrumento no es empleado en este experimento, se hace mención por tenerlo en uso dentro de la zona y para fines académicos.

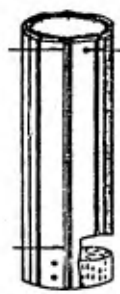


ACOTACIONES EN cm .

Fig. 19 Detalle de un banco de nivel superficial



Detalle "A"



Detalle "B"

Fig. 20 Detalle de instalación de Inclinómetros

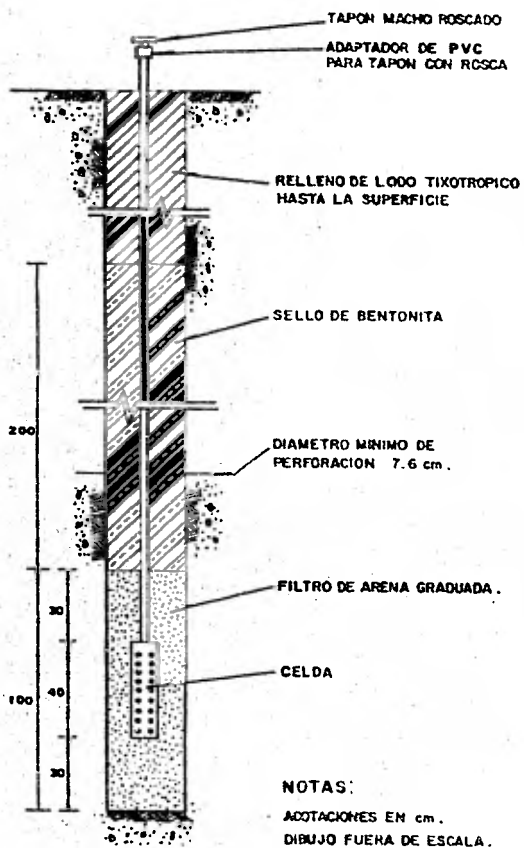


Fig. 21 Piezómetro Abierto

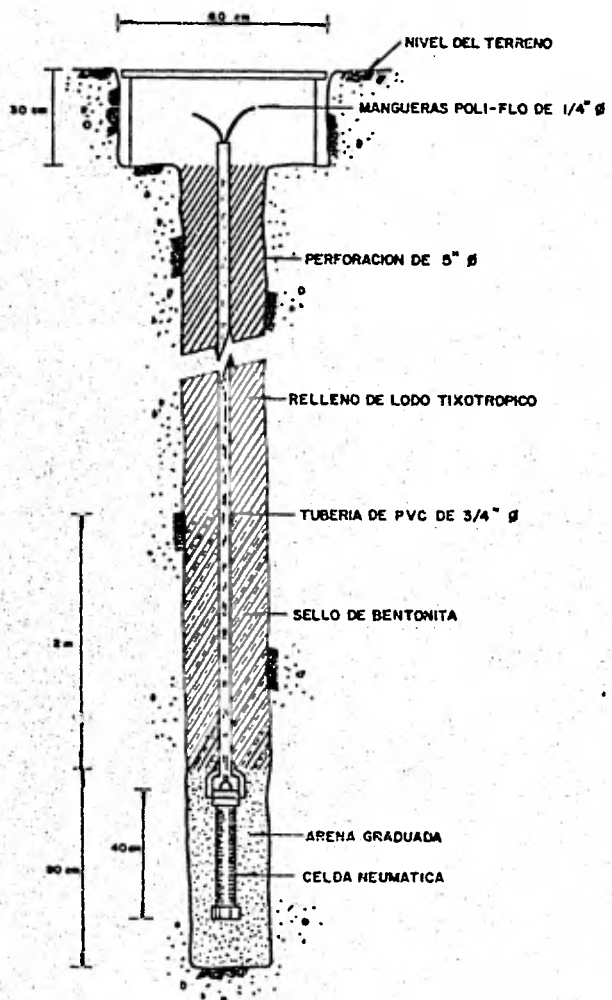


Fig. 22 Detalle de la instalación de piezómetros neumáticos

BANCO DE NIVEL PROFUNDO

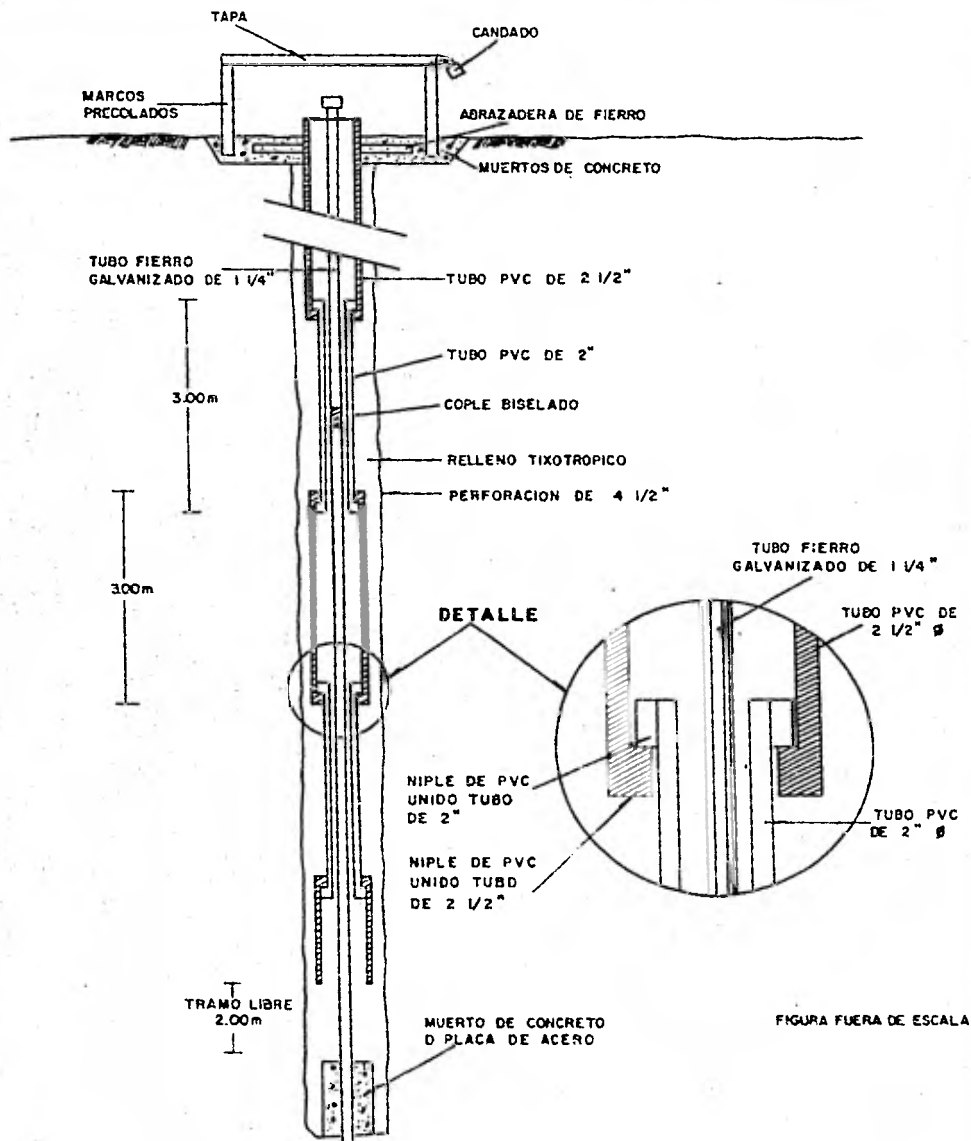


FIG. 23

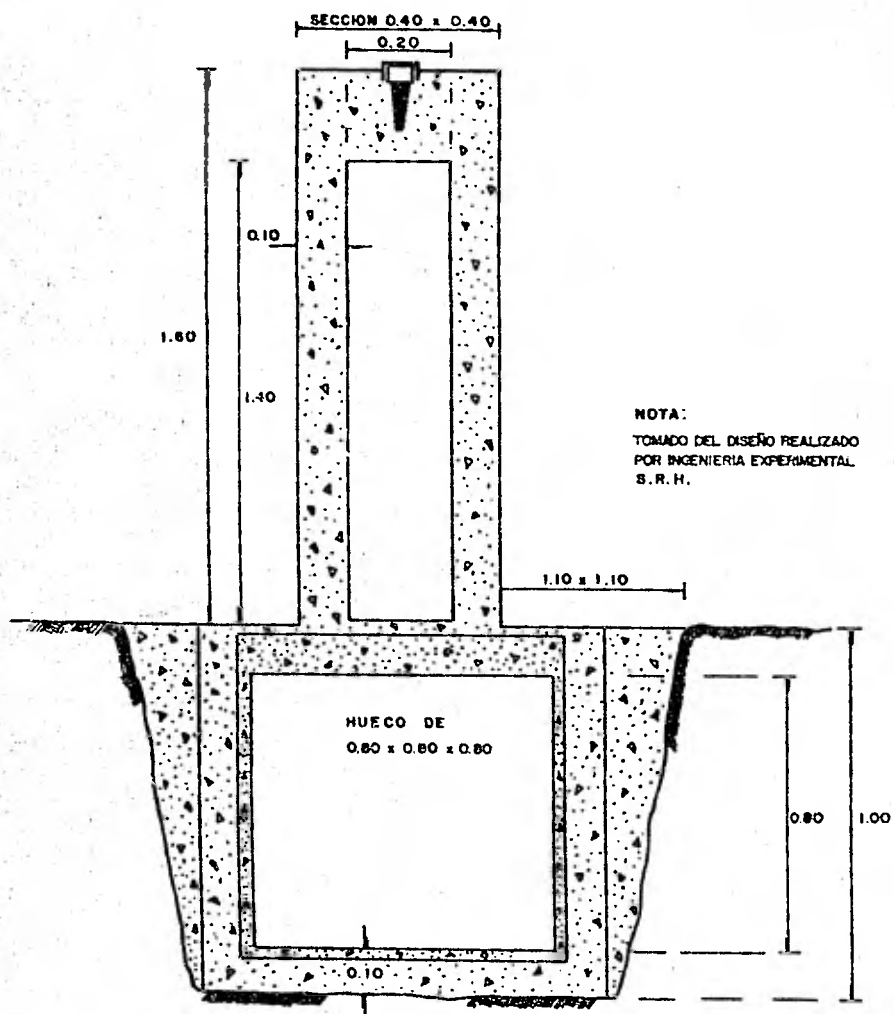


Fig. 24 Croquis del monumento de centraje forzoso.

III.3. PRUEBAS REALIZADAS Y RESULTADOS OBTENIDOS EN EL DREN DE PRUEBA.

III.3.a). Pruebas de abatimiento realizadas:

Las pruebas de abatimiento realizadas a la fecha son seis, de las cuales cuatro se han desarrollado en el tramo Norte y dos en el tramo Sur; estas pruebas consisten en extraer el agua del interior de la excavación, con una velocidad de vaciado diferente en cada prueba y observar el comportamiento de la masa de suelo durante un determinado periodo de tiempo. Dicha observación se hace por medio de la instrumentación comentada anteriormente. Las pruebas de vaciado se han realizado con bombas de gasolina de 4" ϕ .

Para definir los programas de abatimiento, se toman en cuenta los resultados obtenidos del análisis de estabilidad de taludes a corto plazo, esto para definir los tirantes por abatir en un determinado periodo. Enseguida se muestran los resultados del análisis de estabilidad de taludes a corto plazo y dos programas diferentes de abatimiento; uno en el tramo Norte con duración de 3 meses y el otro en el tramo Sur con duración de 4 días. El máximo y mínimo tiempo en que se han realizado la prueba de vaciado de las excavaciones.

PROFUNDIDAD DE ESPEJO DEL AGUA EN LA EXCAVACION.	FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO A CORTO PLAZO.
1.5	1.64
2.0	1.38
2.5	1.19
3.0	1.05
3.5	0.95
4.0	0.89
4.5	0.85

Con base en esta información, se hace el primer programa de abatimiento con un periodo de 3 meses, con los siguientes decrementos.

DECREMENTOS <u>m.</u>	PROFUNDIDAD DEL ESPEJO DE AGUA EN LA EXCAVACION <u>m.</u>	LAPSO DE OBSERVACION TENTATIVA <u>dlas</u>
1.00	0.00 a 1.00	2
0.50	1.00 a 1.50	3
0.50	1.50 a 2.00	5
0.50	2.00 a 2.50	5
0.25	2.50 a 2.75	6
0.25	2.75 a 3.00	6
0.25	3.00 a 3.25	6
0.25	3.25 a 3.50	8
0.25	3.50 a 3.75	8
0.25	3.75 a 4.00	8
0.25	4.00 a 4.25	9
0.25	4.25 a 4.50	9

SEXTO PROGRAMA DE ABATIMIENTO
CON DURACION DE 4 DIAS.

ELEMENTOS m	PROF. DEL ESPEJO DE AGUA EN LA - EXCAVACION	LAPSO DE OBSERVACION TENTATIVA DIAS
0.00	0.00 a 2.00	1
50	2.00 a 3.50	1
75	3.50 a 4.25	1
50	4.25 a 4.75	1

Se puede notar que para profundidades del espejo de agua en las cuales el factor de seguridad es mayor de 1, la velocidad de abatimiento son mayores, realizándose con este mismo criterio todos los abatimientos hasta la fecha.

A continuación se presentan las gráficas de los resultados que se han obtenido, en cada uno de los abatimientos no omitiéndose señalar que los resultados, son resultados promedios, obtenidos en la sección de ambos tramos.

II.3.b). Resultados obtenidos de la Instrumentación.

Los resultados obtenidos a causa de los abatimientos, tanto en el tramo Norte como en el Sur, se muestran en las figuras 25 y 26.

En las gráficas de las figuras 25, 26 se presenta la evolución de los asentamientos (a) y desplazamientos horizontales (b) correspondientes a diferentes profundidades del espejo de agua en la excavación (c), primero para el tramo Norte figura 25, y luego para el tramo Sur figura 26, en las figuras 27 y 28 se muestran los desplazamientos horizontales observados en seis de los inclinómetros, tres de cada tramo estudiado y finalmente en las figuras 29 y 30 se puede observar el agrietamiento ocurrido sobre los hombros de cada una de las excavaciones, al tener abatido el nivel del agua en el interior de las mismas.

En las gráficas C de las figuras 25 y 26 se distinguen, las etapas de abatimiento del tramo Norte y del tramo - Sur, el llenado y los periodos de observación en cada caso.

Para el Primer Abatimiento. Se tiene que al descender por bombeo (y evaporación) el nivel del agua de 1.75 a - 3.05 m de profundidad con respecto al nivel del terreno natural, de mayo a julio de 1975, se presentaron asentamientos y desplazamientos horizontales hacia el eje del Dren en los testigos superficiales, siendo mayores en la línea 1 más cercana a la excavación, de 5 y 6.9 cm de magnitud respectivamente. - Los movimientos horizontales observados en el inclinómetro se reportan en las figuras 27, 28, distinguiéndose en la gráfica de desplazamientos horizontales VS profundidad un movimiento de la masa del subsuelo hacia la excavación, variable entre 3 y 4 cm de la superficie del terreno a 7 m de profundidad.

El 5 de agosto de 1975, las intensas lluvias en la zona provocaron una inundación que llenó de agua la excavación del Dren en seis horas aproximadamente, presentándose - una condición de "llenado rápido" que impidió observar durante un lapso mayor el comportamiento de los taludes correspondientes a este primer abatimiento.

El 20 de agosto de 1976 al subir rápidamente el nivel del agua en la excavación de 3.05 a 0.67 m de profundidad, se registraron recuperaciones instantáneas y diferidas hasta diciembre de 1976. En la línea de testigos 4 se observaron -

Incluso expansiones con respecto al nivel original del terreno natural, mientras que en la línea 1 se presentó la menor recuperación. En los testigos y en el inclinómetro se detectó un movimiento en sentido contrario al eje del Dren, quedando una deformación remanente del orden de 3.2 cm en los testigos superficiales.

En diciembre de 1976 los movimientos generados por el llenado rápido prácticamente se hablan estabilizado, por lo que se procedió a iniciar el segundo abatimiento.

El Segundo Abatimiento. Se realizó el 15 de diciembre de 1975 al 22 de marzo de 1976, se bajó el nivel del agua de 1.09 a 4.00 m de profundidad, quedando el Dren prácticamente vacío, y se mantuvo en estas condiciones hasta principios de junio de 1976. Durante este abatimiento se presentaron asentamientos y desplazamientos horizontales, siendo interesante hacer notar que la magnitud de los movimientos continuó incrementándose después de que se alcanzó el más bajo nivel del agua en la excavación. Los máximos asentamientos y desplazamientos horizontales fueron de 15.8 y 16.5 cm respectivamente, en los testigos de la línea 1 (figs. 25 y 26). En la masa del subsuelo variaron entre 12 y 16 cm para profundidades comprendidas entre la superficie del terreno y 5 m. Se aprecia en la gráfica (27, 28) de desplazamientos horizontales VS profundidad la influencia de las capas arenosas localizadas a 9 y 13 m de profundidad aproximadamente.

De junio a agosto de 1976, se observó una tendencia general en todos los movimientos a estabilizarse, provocada - al menos parcialmente por un ligero aumento del tirante de - agua en la excavación que se presentó en junio y julio del - mismo año.

El 6 de junio se registró un sismo en la zona, de - 6.5 grados según la escala de Richter, por lo que se procedió de inmediato a leer los instrumentos instalados sin que se en - contrara ningún efecto significativo provocado por esta per - turbación, como se ve en las gráficas.

El Tercer Abatimiento fue iniciado el 2 de febrero - de 1977 y se terminó el 15 de marzo (41 días) del mismo año - y se hizo descender el espejo de agua de 0.37 m a 4.03 m de - profundidad respecto al terreno natural manteniéndose en es - tas condiciones hasta el 22 de agosto (159 días) de 1977. Du - rante este abatimiento se presentaron asentamientos promedio - de 16.5 cm, registrándose desplazamientos horizontales prome - dio de 25.1 cm ambos en la línea de testigos 1. En la masa - del subsuelo fig. 27, 28 los movimientos fueron de 24.11 pa - ra profundidades comprendidas entre la superficie del terreno y 7.0 m lo que se ve en la figura 27 y 28 de desplazamientos - horizontales VS profundidad.

De agosto a noviembre de 1977, se observó que los - movimientos tendían a estabilizarse, por lo que se procedió - al llenado del Dren.

Para el Cuarto Abatimiento que fue realizado del 3 de julio al 18 del mismo mes (15 días), de 1978, se abatió el nivel del espejo de agua de 0.20 m a 3.50 m de profundidad y por problemas en el sistema de bombeo no se pudo abatir totalmente el nivel del agua dentro de la excavación como se tenía proyectado abatir en 15 días, del 18 de julio al 7 de agosto tuvo una recuperación de 40 cm y del 7 al 30 de agosto se logró abatir el nivel hasta 3.85 m de profundidad, quedando el Dren con un tirante aproximado de 65 cm manteniéndose en estas condiciones hasta el 26 de septiembre (26 días) del mismo año. Durante este abatimiento los asentamientos fueron menores que en el tercer abatimiento, ya que en éste, tanto en el periodo de observación como el de abatimiento en la excavación fueron mayores, por lo que no se describen los fenómenos provocados por el cuarto abatimiento.

Para el Quinto Abatimiento y primero en el tramo Sur, fue iniciado el 21 de enero y terminado el 28 del mismo mes (7 días), de 1979 y se hizo descender el nivel del agua hasta 4.75 m de profundidad con respecto al terreno natural, manteniéndose en estas condiciones hasta el 15 de julio (165 días) del mismo año. Durante este abatimiento se presentaron asentamientos y desplazamientos horizontales instantáneos de 10.6 y 8.2 cm respectivamente (en los primeros 10 días después de haber iniciado el abatimiento) y los movimientos totales en este periodo de observación fueron de 21.8 cm de - -

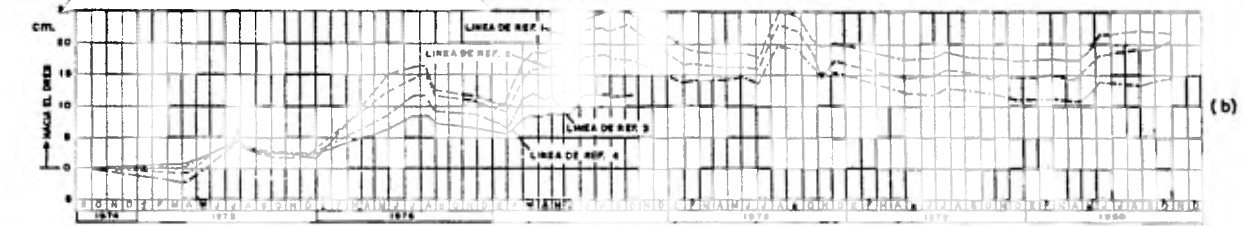
asentamiento y 15 cm de desplazamiento horizontal, todo lo anterior es para los testigos de la línea 1, la más cercana a la excavación. En la masa del subsuelo (figs. 27 y 28) los movimientos fueron de 16.4 cm para una profundidad comprendida entre la superficie del terreno y 6.66 m como se aprecia en la (figs. 27 y 28) de desplazamientos horizontales VS profundidad. En este inclinómetro (4) el desplazamiento horizontal en los primeros 10 días fue de 9.9 cm aproximadamente.

El sexto abatimiento y segundo del tramo Sur, se inició el 15 de octubre y terminó el 19 del mismo mes de 1979, - haciéndose descender el espejo del agua en la excavación, hasta 4.50 mts. de profundidad, respecto al terreno natural y - manteniéndose en estas condiciones, hasta noviembre de 1980 - (377 días). Presentándose en épocas de lluvia aportaciones instantáneas (6 horas) por lluvia, hasta de 2 metros de tirante dentro de la excavación. Registrándose en los instrumentos, movimientos máximos verticales y horizontales de 12 y 25 cm respectivamente; en la masa del subsuelo (inclinómetros), - durante este período los movimientos máximos fueron de 16.2 - cm a una profundidad comprendida entre la superficie del terreno natural y 6.66 mts., como se aprecia en las figuras 27 y 28 de desplazamientos horizontales VS profundidad.

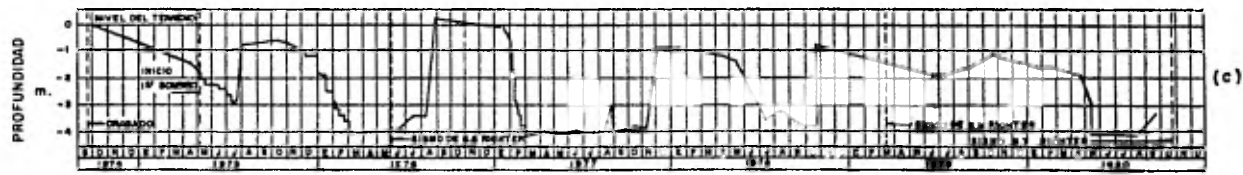
El 24 de octubre de 1980 se registró un sismo en la zona, con intensidad de 6.7 en la escala Richter, el mayor - registrado en 6 años que tiene este experimento; sin que se

*produjeran efectos significativos en la masa del suelo. Los -
datos en este trabajo se tienen registrados hasta fines de oc-
tubre de 1980.*

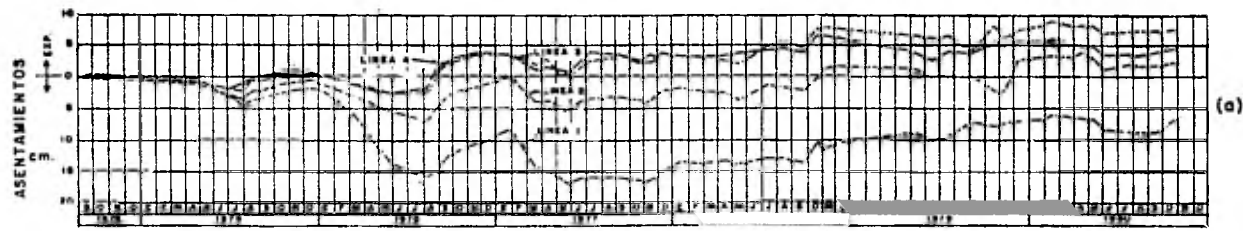
Referencia No. 6 y 7



MOVIMIENTOS HORIZONTALES PROMEDIO



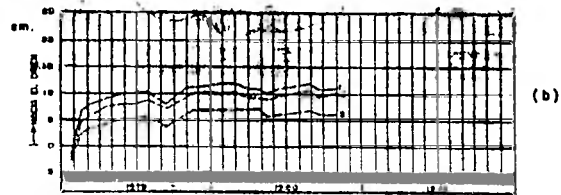
NIVEL DEL AGUA EN LA EXCAVACION



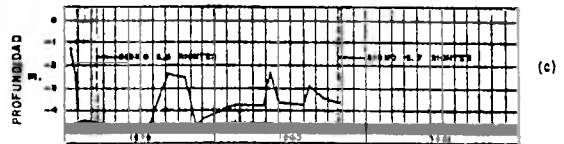
MOVIMIENTOS VERTICALES PROMEDIO

TRAMO SUR

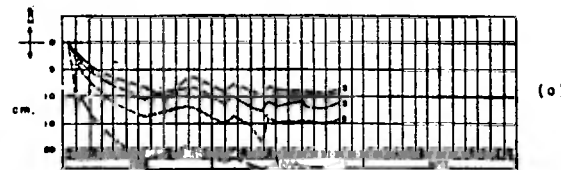
FIG. 25



MOVIMIENTOS HORIZONTALES PROMEDIO



NIVEL DEL AGUA EN LA EXCAVACION



MOVIMIENTOS VERTICALES PROMEDIO
TRAMO NORTE



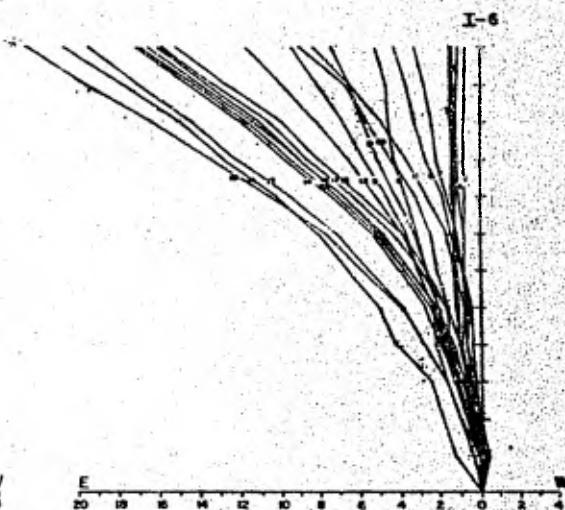
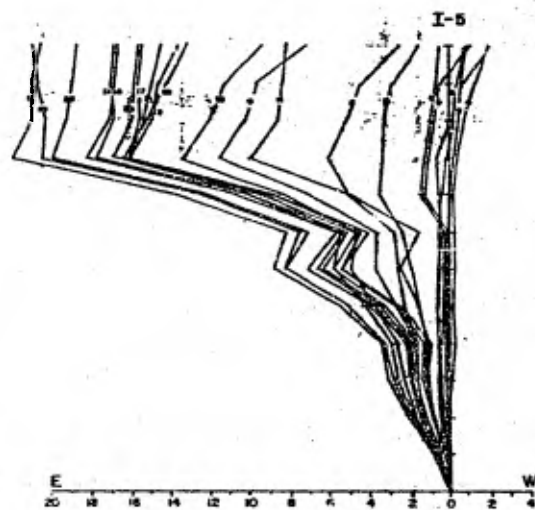
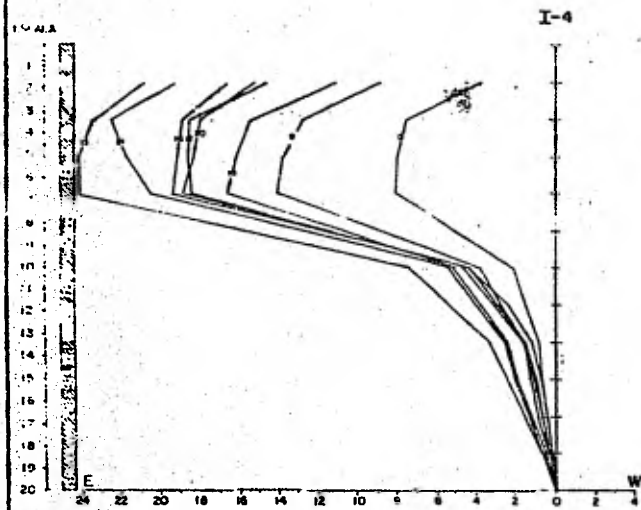


Gráfico	Fecha	Profundidad del agua (m)
1	30 SEPT 76	0.5
2	5 NOV 76	0.72
3	27 DIC 76	0.89
PERIODO DE OCHO A OCHO MAY 77		
4	7 MAY 77	1.04
5	22 JUL 77	1.20
6	6 AGO 77	1.35
7	6 SEPT 77	1.51
8	8 SEPT 77	1.66
9	14 SEPT 77	1.81
10	31 MAY 77	1.96
PERIODO DE OCHO A OCHO		
11	11 SEPT 77	2.11
12	18 SEPT 77	2.26
13	25 SEPT 77	2.41
14	15 DIC 77	2.56
15	15 SEPT 77	2.71
16	22 SEPT 77	2.86
17	29 SEPT 77	3.01
18	6 OCT 77	3.16
19	13 OCT 77	3.31
20	20 OCT 77	3.46
21	27 OCT 77	3.61

- Arçilla
- Limo
- Arena
- Fósiles
- Vidrio Volcánico
- MP Muestra Perdida

FORMA: A. HERNANDEZ B. DISEÑO: B. GONZALEZ P.
 VERIFICADO: M. B. GONZALEZ P. REVISADO: M. B. GONZALEZ P.

SARH COMISION DEL LAGO DE TEXCOCO
 DIRECCION DE GEOTECNIA Y FORMACION DE LAGOS
 DEPARTAMENTO DE INSTRUMENTACION
 DPER DE PRUEBA TRAMO NORTE - PRO-27-77

II.3.c). Como resultado del abatimiento del nivel del agua efectuado en el Dren de Prueba se ha generado agrietamiento en la zona, a una distancia de 15.0 m alrededor del hombro del talud.

En las figuras 29 y 30 se ilustra a escala la localización y longitud de las grietas; como se puede ver en la figura 29 correspondiente al área del tramo Norte, las grietas son paralelas al hombro de la excavación, donde la grieta marcada con el número 31 tiene una longitud de 58.60 m siendo esta la de mayor profundidad (0.90 m), abertura (0.10 m) y longitud.

La aparición de las grietas principia a partir de que el espejo de agua tiene una profundidad de 3 m respecto al terreno natural y continua creciendo, paralelamente conforme los movimientos aumentan, parando su crecimiento simultáneamente. Las grietas se cierran cuando el dren se vuelve a llenar de agua, quedando únicamente una línea apenas perceptible a simple vista en el terreno.

Se hace notar que cuando con anterioridad ha habido abatimientos, las grietas aparecen en el mismo lugar que los anteriores y su longitud es mayor si los movimientos de la masa del suelo son mayores que los del abatimiento anterior.

Como se puede ver en la fig. 30 correspondiente al primer abatimiento del tramo Sur, las grietas son de menor longitud, aunque los movimientos se generaron con mayor velocidad

no se puede ver insitu son de menor profundidad y abertura.
do la grieta No. 1 la de mayor longitud (27.55 m), profun-
di (0.50 m) y abertura (0.10 m).

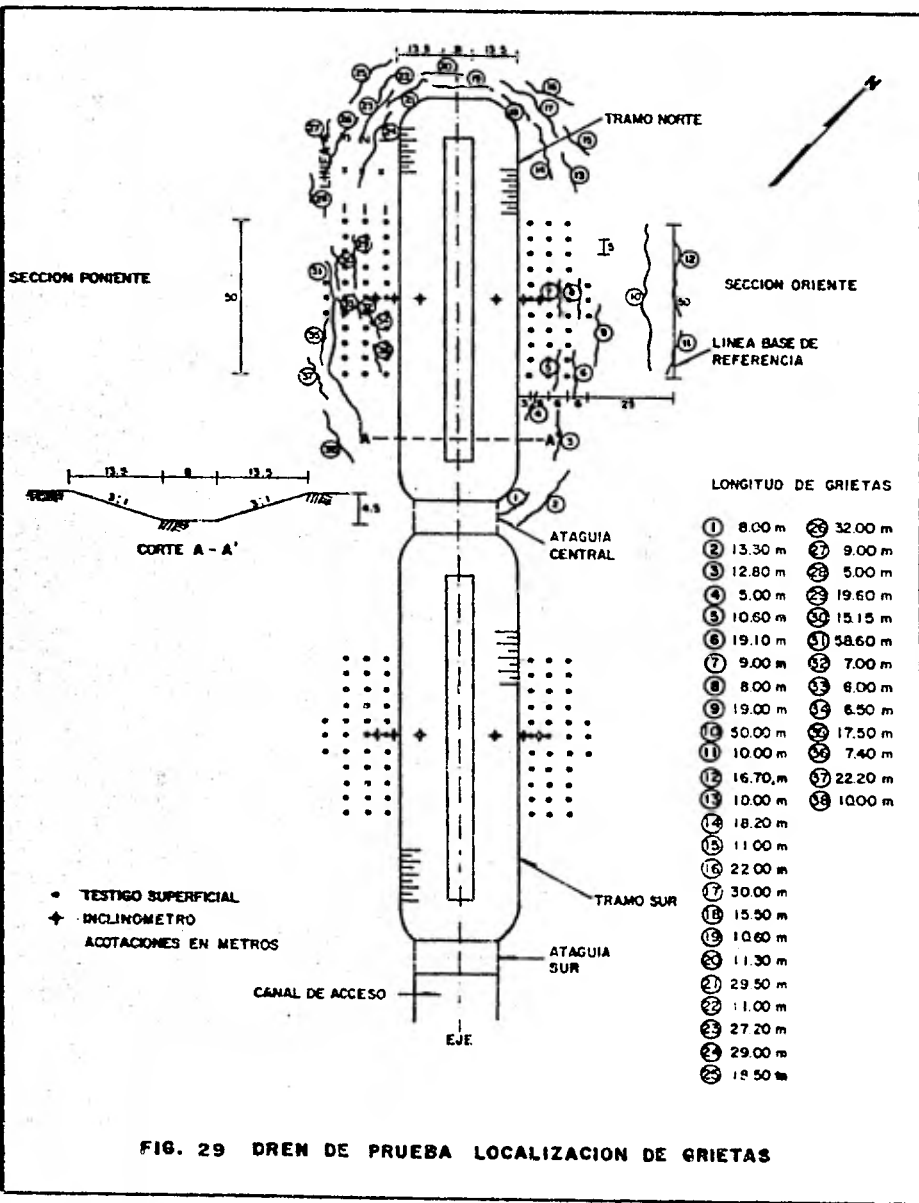
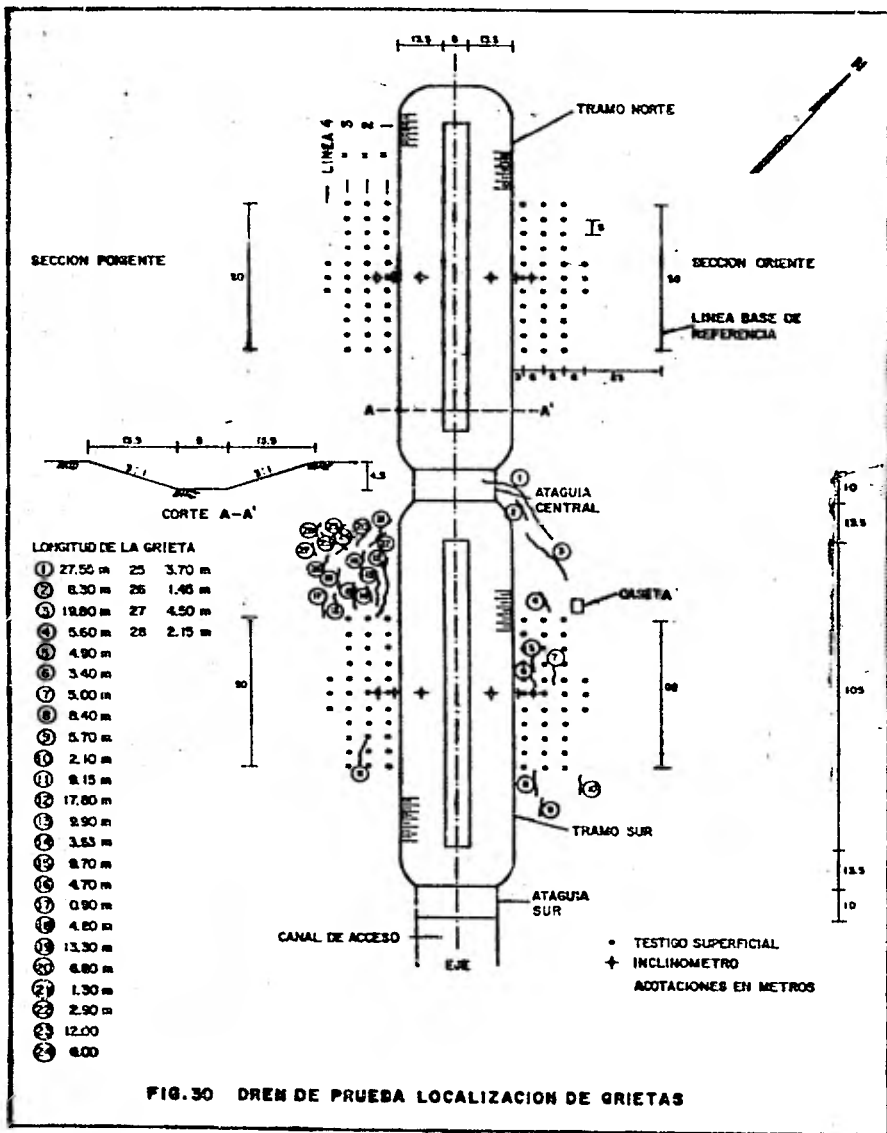


FIG. 29 DREN DE PRUEBA LOCALIZACION DE GRIETAS



V. OBSERVACIONES, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

V.1. OBSERVACIONES.

Al descender el nivel del agua dentro de la excavación se presentan en la masa del subsuelo asentamientos y movimientos horizontales hacia el eje del Dren.

Al subir el nivel del agua dentro de la excavación se observan expansiones y desplazamientos horizontales en sentido contrario al eje del Dren.

Los mayores movimientos experimentados por la masa del subsuelo se presentan diferidos con respecto a las variaciones del nivel del agua en la excavación.

La magnitud de los movimientos decrece al aumentar la distancia a la excavación y es aún muy significativa a distancias de 21 m de hombro del talud y 37.5 m del eje del Dren.

Se puede abatir totalmente el nivel del agua en la excavación del Dren de Prueba, en un lapso de 4 días y mantenerlo abatido durante cinco y medio meses, sin que se presente inestabilidad en la masa del suelo. Los movimientos promedio horizontales y verticales máximos experimentados en la línea 1 por subsuelo bajo las condiciones anteriores son del orden de 1 y 23 cm respectivamente.

IV.2. CONCLUSIONES.

6. Es posible realizar excavaciones profundas en suelos muy blandos con nivel freático superficial y taludes del orden de 3:1, mediante el empleo de técnicas adecuadas de mecánica de suelos.
7. El Dren General puede ser abatido en su totalidad en 6 días, manteniendo este abatimiento durante 3 meses.
8. De las lecturas obtenidas de los inclinómetros se pueden conocer tres puntos por donde pasa el círculo de falla probable, en cada una de las cuatro secciones instrumentadas.
9. Las arcillas del lago de Texcoco en este caso se comportan estables a largo plazo, y desde el punto de vista de la mecánica de suelos, como un material puramente friccionante.
10. Del análisis de estabilidad de taludes (3:1) a corto plazo, se deduce que estos deberían de fallar al abatir el Dren de Prueba en 4 días, (corto plazo), lo que no sucedió, porque el material no es homogéneo (contiene pequeñas capas de arena), lo que en este caso favorece la estabilidad de la estructura.

IV.3. RECOMENDACIONES.

11. Es conveniente experimentar en el Dren de Prueba una mayor velocidad de abatimiento total del tirante de agua, con el

fin de conocer la velocidad con la que los taludes fallan y -
que pudiera ser de 2 días.

12. Durante la operación del Dren General se deberán efectuar reconocimientos superficiales cuidadosos de agrietamientos de la masa del suelo en ambos lados de la excavación y en caso de encontrar grietas, éstas deberán ser selladas.

R E F E R E N C I A S

- 1º *Memorias de las Obras del Sistema de Drenaje Profundo del Distrito Federal.*
- 2º *Primera Publicación del Plan Lago de Texcoco. 1973.*
- 3º *Geotec, S.A., Dren General del Valle de México. 1973.*
- 4º *Mecánica de Suelos, Tomo II, Eulalio Juárez Badillo, Alfonso Rico Rodríguez (Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos).*
- 5º *Resistencia a Largo Plazo de las Arcillas de la Ciudad de México Agosto 1973, Jesús Alberro A., Guillermo Hiriart.*
- 6º *Reportes de los Trabajos del Comportamiento del Dren de Prueba de la Comisión del Lago de Texcoco, Dirección de Geotecnia, Departamento de Instrumentación.*
- 7º *Geotec, S.A., Exploración e Instrumentación en el Área del Dren de Prueba. 1974.*

Otros Libros que se consultaron:

Tomos I y III de Mecánica de Suelos, Eulalio Juárez Badillo, Alfonso Rico Rodríguez.

Glissements de Terrains Abaques J. Kerisel 1967.

Mecánica de Suelos T. William Lambe, Robert V. Whitman. 1972.