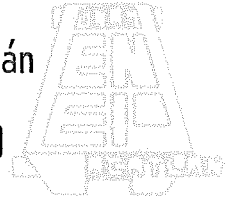




Escuela Nacional de Estudios Profesionales-Acatlán

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



## Diseño de Terraplenes Sobre Suelos Blandos

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a :

JUAN ROBERTO GARCIA SANCHEZ

M-0114504



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.

A mis padres: OFELIA e IGNACIO  
con respecto y admiración.

A mis hermanos: ROSA MARTHA y-  
JORGE IGNACIO, por haberme motiva-  
do a alcanzar mi meta.

A mis maestros: con gratitud -  
respeto y cariño.

Al Señor Ing. JORGE GAMBOA FLO-  
RES: como testimonio en la direc-  
ción del presente trabajo.

A los señores Ings. GABRIEL MO-  
RENO PECERO y ROBERTO AVELAR LOPEZ,  
como reconocimiento a sus sabios -  
consejos.

A todos mis maestros, parientes  
y amigos: con quienes conviví ratos  
gratos y ... porque no también in-  
gratos.

A la ENEP "ACATLAN" donde de-  
jé una bella etapa de mi vida.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVANZADA

ENEP ACATLAN  
COORDINACION DEL PROGRAMA  
DE INGENIERIA Y ACTUARIA

CAI-C-0071-78

SR. JUAN ROBERTO GARCIA SANCHEZ  
Alumno de la Carrera de  
Ingeniería Civil  
P r e s e n t e

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 31 de enero de 1978, me complace notificarle que esta Coordinación tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis: -- "Diseño de terraplenes sobre suelos blandos", el cual se desarrollará como sigue:

- I. Planteamiento del problema.
- II. Pruebas usuales de laboratorio para determinar las propiedades de los suelos y métodos convencionales de análisis de estabilidad.
- III. Pruebas para determinar las propiedades de los suelos blandos y métodos de diseño.
- IV. Experiencias en México:
  - 1.- Lago de Texcoco
  - 2.- Presa Guadalupe
  - 3.- Camino Minatitlán-Coatzacoalcos-Pajaritos.
- V. Conclusiones.

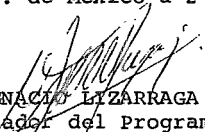
Asimismo fue designado como Director de Tesis el señor Ing. Jorge Gamboa Flores, profesor de esta Escuela.

Ruego a usted tomar nota que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico 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. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

A t e n t a m e n t e

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Sta. Cruz Acatlán, Edo. de México, a 2 de febrero de 1978

  
ING. IGNACIO LIZARRAGA G.,  
Coordinador del Programa  
de Ingeniería y Actuaría

INDICE GENERAL.

DEDICATORIAS.		
	INTRODUCCION	1
I.	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
II.	PRUEBAS USUALES DE LABORATORIO PARA DE TERMINAR LAS PROPIEDADES DE LOS SUELOS Y METODOS CONVENCIONALES DE ANALISIS - DE ESTABILIDAD.	6
	II.1. PRUEBAS ELEMENTALES.	6
	II.2. ANALISIS DE ESTABILIDAD.	13
III.	PRUEBAS PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES DE LOS SUELOS BLANDOS Y METODOS DE DISE NO.	19
IV.	EXPERIENCIAS EN MEXICO.	42
	IV.1. LAGO DE TEXCOCO.	42
	IV.2. PRESA DE GUADALUPE.	53
	IV.3. CAMINO MINATITLAN-COATZACOALCOS-- PAJARITOS.	61
V.	CONCLUSIONES	71
	FUENTES DE INFORMACION.	73

M-0 919504

## I N T R O D U C C I O N .

En el diseño y construcción de obras tales como auto  
pistas, carreteras, vías férreas, presas, bordos, etc., encon  
tramos con frecuencia que se tienen que apoyar sobre suelos -  
blandos, es decir, altamente compresibles. Ante éste problema  
se han hecho estudios de las características del comportamiento  
de este tipo de suelos, así como los procedimientos y téc-  
nicas a seguir en la construcción, basados en las experien--  
cias logradas por las diferentes Secretarías y Departamentos-  
de Obras Públicas en la rama de Mecánica de Suelos, publica--  
das en su oportunidad.

A continuación se hará la exposición en el Tema I --  
del planteamiento del problema, en los Temas II y III de los-  
diferentes tipos de análisis y pruebas concernientes con éste  
y otros tipos de suelos. En el tema IV se expondrán las diversas  
experiencias logradas en nuestro país, por último, en el-  
Tema V se expondrán las conclusiones.

## I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

En general, todos los depósitos de suelos blandos y turbas susceptibles a causar serios y costosos problemas tienen tres condiciones en común: Son zonas planas, tienen mal drenaje superficial y están formados por suelos muy finos u orgánicos.

La divergencia entre predicciones y observaciones en el comportamiento de este tipo de suelos es más notable en el caso de estabilidad a corto plazo de los taludes de excavaciones y comportamiento de terraplenes. Es muy común que las fallas ocurran aún cuando el factor de seguridad sea mucho mayor que la unidad. Pero la más notable deficiencia de los métodos de análisis convencionales es que los mecanismos de falla en el campo siempre difieren de los que resultan en el análisis con el mínimo factor de seguridad.

Los mecanismos de falla ocurren por deslizamientos a lo largo de superficies planas, generalmente horizontales, a pesar de que existen superficies cilíndricas que tienen menor factor de seguridad.

Se demostrará que esta discrepancia puede eliminarse si, al elegir los mecanismos potenciales de falla, se toma en cuenta la configuración de las deformaciones elásticas y el hecho de que, el módulo de deformación y la deformación de falla son diferentes en tensión y en compresión.

El primer requisito para superar este tipo de problemas es, naturalmente, detectarlos a tiempo y ello debe suceder en la etapa de proyecto, antes de que se produzcan costosos daños a la o las estructuras ya que en este tiempo el Ingeniero conserva toda su libertad de acción, incluyendo la capacidad de estudiar otras alternativas que le den una solución más económica, tales como en el caso de un camino o una vía férrea, un conveniente cambio de trazo, en el caso de una presa o un bordo, cambiar la posición del eje de la cortina o mejorar el terreno de la cimentación a base de los diversos métodos existentes hoy en día.

Para esto, es de singular ayuda la interpretación de fotografías aéreas. Pero una vez que se decida enfrentarse a los peligros y los altos costos que significa cruzar una zona de suelo blando u orgánico, el Ingeniero debe comprender que casi todos los métodos de proyecto y construcción que dispondrá, requieren de un buen conocimiento de las características de compresibilidad y resistencia al corte de los suelos sobre los cuales se va a construir el terraplén, así como de los que utilizará en la formación del mismo. Es decir, debe verse como un caso especial en lo referente a la exploración de sue



los y pruebas de laboratorio, en el que se justificará el uso de los métodos más delicados para obtener muestras inalteradas y el desarrollo de los programas completos de pruebas de laboratorio, que incluyan pruebas de consolidación y triaxiales.

La exploración deberá hacerse separando muy claramente las dos etapas tradicionales; primeramente se realizarán - el muestreo preliminar, con procedimientos sencillos y económicos que proporcionen muestras alteradas para la clasificación de suelos, y después, se hará la investigación definitiva, con métodos delicados y mucho más costosos, capaces de -- proporcionar muestras inalteradas.

Los resultados que se obtengan de la primera etapa - que se debe llevar hasta que se puedan formular los perfiles de suelos razonablemente confiables, será fundamental para -- planear la segunda con un costo en tiempo y dinero óptimos.

En la figura I-1, se presenta un diagrama que muestra los lineamientos a seguir para diseñar terraplenes sobre éste tipo de suelos.

La información que se recabe sobre el terreno de cimentación deberá ser tan clara como sea posible para estudiar los siguientes problemas principales:

- Estabilidad del Terraplén.
- Asentamiento del Terraplén.

los y pruebas de laboratorio, en el que se justificará el uso de los métodos más delicados para obtener muestras inalteradas y el desarrollo de los programas completos de pruebas de laboratorio, que incluyan pruebas de consolidación y triaxiales.

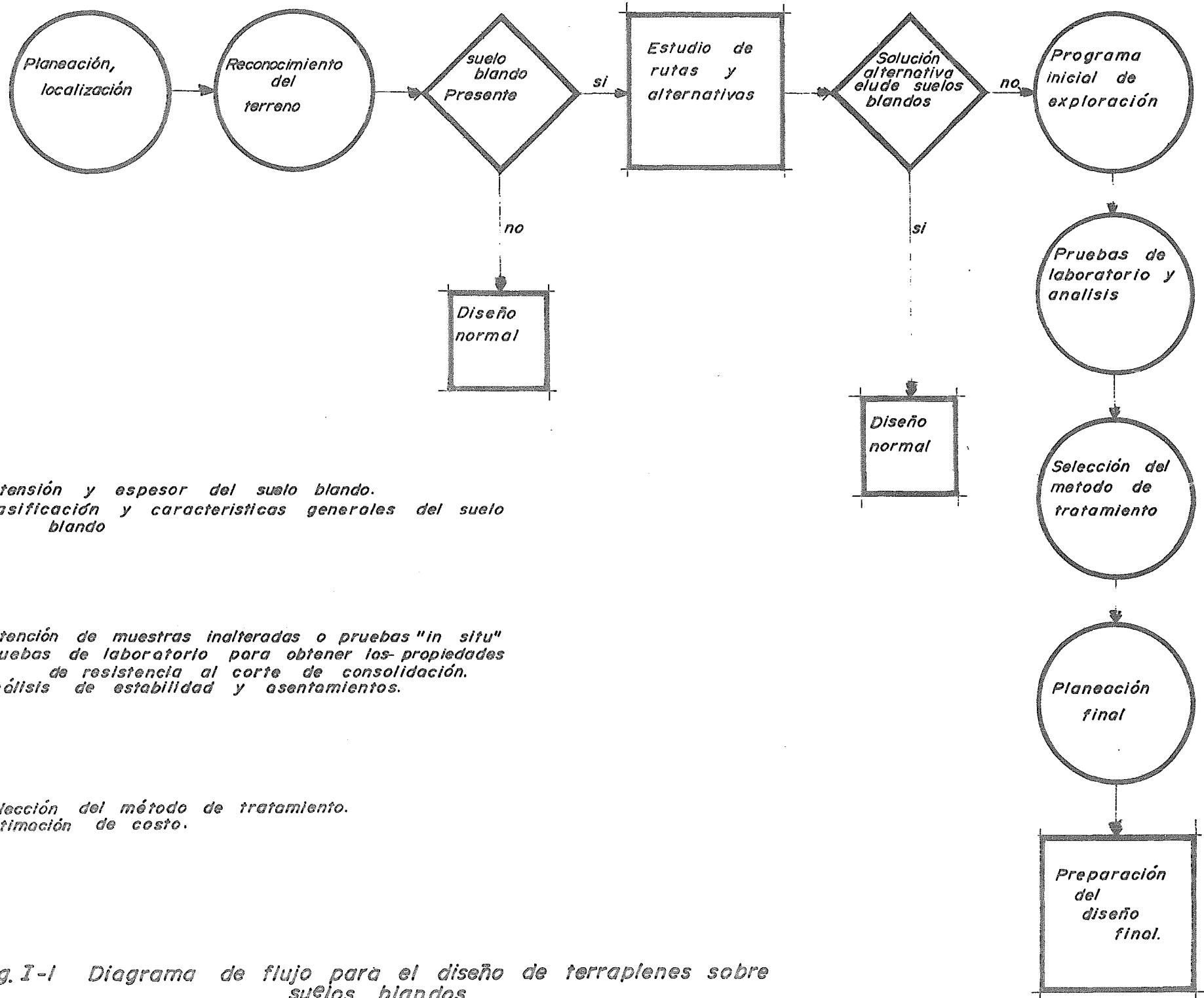
La exploración deberá hacerse separando muy claramente las dos etapas tradicionales; primeramente se realizarán - el muestreo preliminar, con procedimientos sencillos y económicos que proporcionen muestras alteradas para la clasificación de suelos, y después, se hará la investigación definitiva, con métodos delicados y mucho más costosos, capaces de proporcionar muestras inalteradas.

Los resultados que se obtengan de la primera etapa - que se debe llevar hasta que se puedan formular los perfiles de suelos razonablemente confiables, será fundamental para -- planear la segunda con un costo en tiempo y dinero óptimos.

En la figura I-1, se presenta un diagrama que muestra los lineamientos a seguir para diseñar terraplenes sobre este tipo de suelos.

La información que se recabe sobre el terreno de cimentación deberá ser tan clara como sea posible para estudiar los siguientes problemas principales:

- Estabilidad del Terraplén.
- Asentamiento del Terraplén.



A

Extensión y espesor del suelo blando.  
 Clasificación y características generales del suelo blando

B

Obtención de muestras inalteradas o pruebas "in situ"  
 Pruebas de laboratorio para obtener las propiedades de resistencia al corte de consolidación.  
 Análisis de estabilidad y asentamientos.

C

Selección del método de tratamiento.  
 Estimación de costo.

Fig. I-1 Diagrama de flujo para el diseño de terraplenes sobre suelos blandos.

deformación y resistencia a los esfuerzos en el suelo con que haya de tratar.

Dentro de las pruebas que sirven para tener una idea del comportamiento del suelo se encuentran las siguientes:

Los límites de consistencia éstos se basan en el concepto de que un suelo de grano fino, solamente puede encontrarse en cuatro estados llamados de consistencia, en los cuales la única variación entre los mismos es el contenido natural de agua, pudiéndose clasificar éstos de acuerdo a la cantidad decreciente de humedad en los siguientes estados: Líquido, -- Plástico, Semisólido y Sólido. Teniendo marcados entre estos estados los límites: Líquido, Plástico y de Contracción respectivamente, pudiéndose definir de éstos parámetros el Índice de Plasticidad.

El análisis granulométrico que viene siendo el primer paso para obtener una identificación preliminar, ya que con los resultados podemos conocer de una forma aproximada el comportamiento del suelo, así como, otras propiedades del mismo, auxiliándose naturalmente de la experiencia y de otras -- pruebas que nos proporcionan los siguientes parámetros:

La densidad, es un parámetro que interviene en todos los cálculos cuantitativos.

Otro parámetro importantísimo ligado a la plasticidad es la Actividad. Es una propiedad que sólo presentan los

suelos finos especialmente las arcillas. Este parámetro está definido por la relación:

$$\text{ACTIVIDAD} = \frac{\text{Índice de Plasticidad}}{\% \text{ en peso de las partículas menores de 2 micras}}$$

Cabe aclarar que en la actualidad se ha observado que puede aumentar o disminuir proporcionalmente cuando disminuye o aumenta el porcentaje de finos, es decir puede llegar a encontrarse las arcillas en estado de Actividad, Normalidad o Inactividad.

Dentro del segundo grupo de pruebas que nos permite conocer las propiedades mecánicas de los suelos (Compresibilidad, Resistencia al Esfuerzo Cortante y Permeabilidad), se encuentran las de:

- Compresión Isotrópica. Esta prueba es útil para el estudio de deformaciones volumétricas únicamente; en ellas se aplica a un espécimen de suelo un estado de esfuerzo hidrostático, es decir, esfuerzos de compresión iguales, actuando en todas direcciones. Esta prueba no es muy usual en la práctica.

- Compresión confinada o de Consolidación. Esta prueba principalmente el tipo de deformación es volumétrica, pero con algo de distorsión, ya que se impide el desplazamiento o deformación horizontal por medio de un anillo de bronce, de manera que la deformación es axial. La prueba de consolidación fue originalmente desarrollada por Terzaghi.

- Compresión Triaxial. Es una de las más comunes y -

versátiles de las pruebas que se realizan para conocer las relaciones Esfuerzo-Deformación de los suelos. Y es la prueba más útil de laboratorio para conocer su resistencia. Cabe aclarar que el esfuerzo de confinamiento permanece constante - cuando se aplica el esfuerzo vertical hasta producir un estado incipiente de falla o de la falla misma del espécimen.

- Prueba de corte directo. En esta prueba, un espécimen de altura pequeña en comparación a su área transversal se coloca dentro de una caja con dos secciones, la inferior fija y la superior susceptible de ser movida horizontalmente. Se aplica al espécimen carga vertical sobre la cara superior del dispositivo, para producir un esfuerzo normal vertical conocido. La falla se produce aplicando una fuerza rasante al marco superior móvil, de manera que se obliga la falla del espécimen en el plano que define la unión entre las partes fijas y, móvil del dispositivo.

- Permeabilidad. La prueba de permeabilidad permite conocer la relación que existe entre la relación de vacíos y la permeabilidad misma, entendiéndose por esta última como la dificultad que tiene una partícula de agua para atravesar la masa del suelo dependiendo de su gradiente hidráulico o carga hidráulica. Existen métodos de laboratorio y de campo para conocer este parámetro.

El coeficiente de permeabilidad de un suelo es un parámetro cuya determinación correcta es de fundamental importancia para la formación del criterio del proyectista en algu

nos problemas de Mecánica de Suelos y, en muchos casos, para la elaboración de sus cálculos.

Hay varios procedimientos para la determinación de la permeabilidad de los suelos : unos "directos", así llamados porque se basan en pruebas cuyo objetivo fundamental es la medición de tal coeficiente; otros "indirectos", proporcionados en forma secundaria, por pruebas y técnicas que primariamente persiguen otros fines. Estos métodos son los siguientes:

A) Directos:

- 1.- Permeámetro de carga constante.
- 2.- Permeámetro de carga variable.
- 3.- Prueba directa de los suelos en el lugar.

B) Indirectos:

- 1.- Estimación a partir de la curva granulométrica.
- 2.- Estimación a partir de la prueba de consolidación.
- 3.- Estimación con la prueba horizontal de capilaridad.

Conocidos los parámetros y pruebas correspondientes que intervienen en la solución del problema de análisis de estabilidad de los terraplenes, procedemos con su aplicación.

Pero para llegar a todo esto, es decir, llegar en el laboratorio a unos resultados dignos de crédito, es preciso -

cubrir en forma adecuada una etapa previa e imprescindible: La obtención de las muestras de suelo apropiada para la realización de las correspondientes pruebas. Resultan así estrechamente ligadas las dos importantes actividades: el muestreo de los suelos y la realización de las pruebas de laboratorio necesarias e/o in situ. El muestreo debe estar regido ya anticipadamente por los requerimientos impuestos a las muestras obtenidas por el programa de pruebas de laboratorio y a su vez, el programa de pruebas de laboratorio debe estar definido en términos de la naturaleza de los problemas que se suponga puedan resultar del suelo presente en cada obra, el cual no puede conocerse sin efectuar previamente el correspondiente muestreo. Aparece así un círculo vicioso, de cuyo correcto balance depende el éxito de un programa de pruebas y muestreo. El círculo suele resolverse recurriendo a la ayuda de programas preliminares de exploración y muestreo, por procedimientos simples y económicos, debe procurarse adquirirse una información que, con ayuda de pruebas de clasificación, tales como granulometría y límites de plasticidad, permita formarse una idea clara de los problemas que se han de esperar en cada caso particular. El conocimiento apriorístico de tales problemas permite, a su vez programar en forma completa las pruebas necesarias para la obtención del cuadro completo de datos de proyecto, investigando todas aquellas propiedades físicas del suelo de las que se pueda sospechar que lleguen a plantear en la obra una condición crítica. La realización de esta nueva serie de pruebas definitivas suele presentar nuevas exigencias-



respecto a las muestras de suelo de que haya de disponer y ello obligará, en general, a efectuar nuevas operaciones de -- muestreo.

Una pregunta que se hacen la mayoría de los ingenieros al efectuar un muestreo es la siguiente: ¿Cuánto material constituye una muestra? La cantidad de material debe ser suficiente para realizar todas las pruebas de laboratorio y aún -- repetir las incorrectas o aquellas cuyo resultado sean dudo-- sos. En general conviene formar muestra de 40 a 50 Kgs., en -- la Fig. II-1 se muestra un esquema que da una idea de como se reparte en el laboratorio una muestra y de las cantidades que se necesitan para cada prueba.

En la actualidad se pueden diferenciar dos métodos -- de exploración:

- Directos.
- Indirectos.

Los primeros son aquellos procedimientos en los cuales el reconocimiento del suelo se lleva a cabo através de -- las muestras representativas obtenidas en el sondeo.

Los segundos son métodos que se siguen en los sondeos en que no se obtiene muestra alguna y cuyos resultados se lo-- gran en forma indirecta.

Los métodos directos son:

- a) Pozo a cielo abierto, con extracción de muestra --

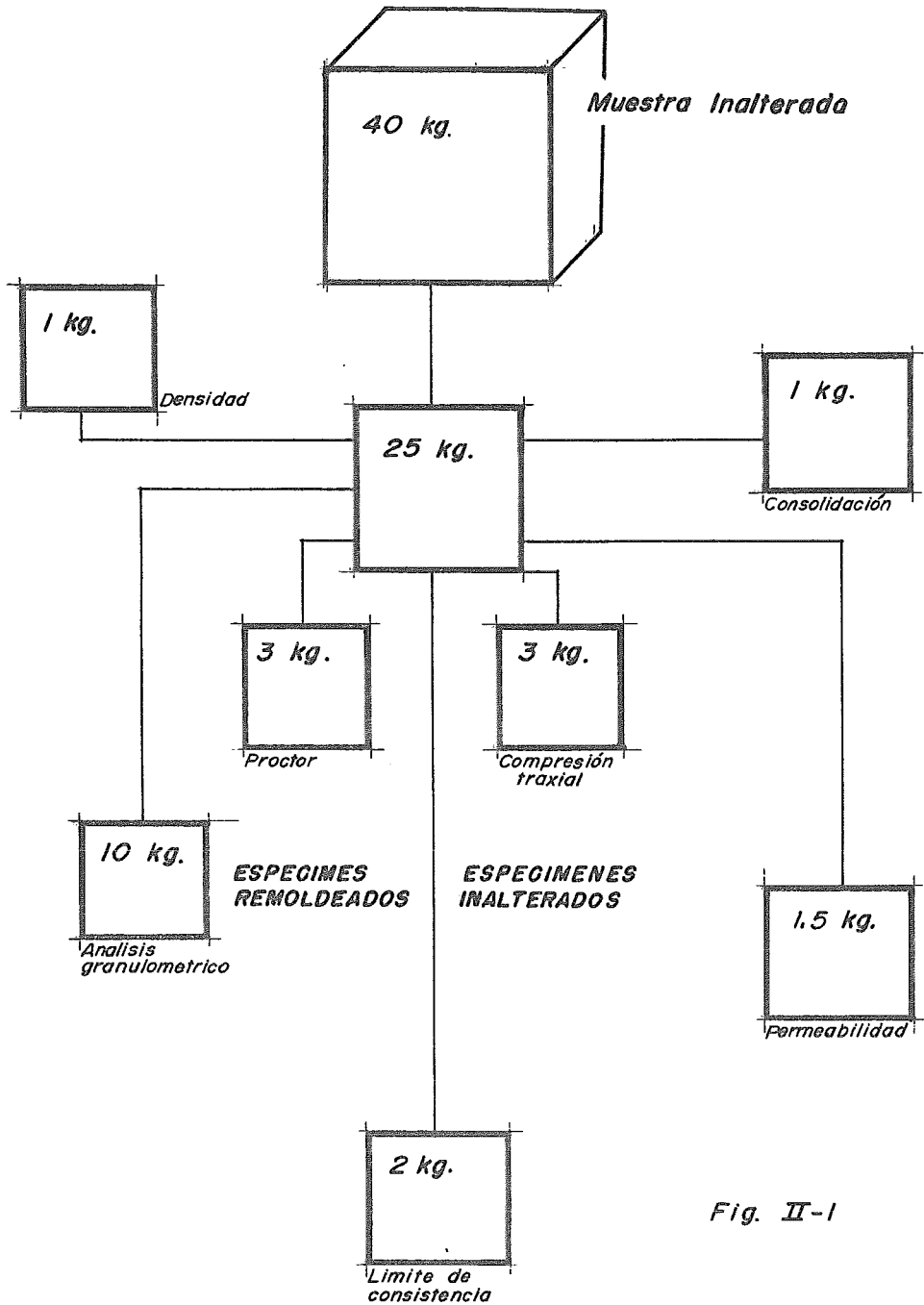


Fig. II-1

alterada o inalterada, se obtienen de excavaciones, galerías, trincheras, túneles, etc. (Recomendable en suelos blandos).

b) Posteadoras, barreno helicoidal, socavadoras, etc.

c) Veleta (recomendable en suelos blandos)

d) Método de lavado: Sondeos en los que se obtienen muestras llamadas húmedas (washboring).

e) Muestreo inalterado en tubos de pared delgada (tipo Shelby), y otros tipos de muestreadores especiales. El muestreo puede hacerse prácticamente continuo o alternado.

f) Percusión, perforación en boleo y grava.

g) Sondeos mediante el empleo de equipo rotatorio: perforación en roca.

Los métodos indirectos son:

a) Penetración estándar.

b) Penetración cónica dinámica.

c) Penetración cónica estática.

d) Geofísicos: se subdividen en Sísmicos, Magnéticos, Gravimétrico y el de Resistividad Eléctrica.

## II.2. ANALISIS DE ESTABILIDAD.

En la construcción de terraplenes los problemas a los que se enfrenta el Ingeniero son los de estabilidad y asentamientos. La solución de dichos problemas exige la determinación de los parámetros con anterioridad descritos, que rigen las propiedades mecánicas de los suelos.

El análisis de estabilidad en terraplenes se basa con siderando cuatro tipos de fallas:

- Falla Rotacional.
- Falla Traslacional.
- Falla con superficies compuestas.
- Fallas múltiples.

En forma breve se describen en que consiste cada una de las fallas.

Falla Rotacional.- Son aquellas fallas que describen movimientos rápidos o prácticamente instantáneos que ocurren en los taludes y que afectan a masas profundas de los mismos, con deslizamientos a lo largo de una superficie de falla curva que se desarrolla en el interior del terraplén, importando o no el terreno que forma la cimentación. Se considera que la superficie de falla se forma cuando en la zona de su futuro desarrollo actúan esfuerzos cortantes que sobrepasan la resistencia del material.

La resistencia que se debe considerar en cada caso particular es una cuestión importante, por el momento basta decir que la resistencia que se supone superada al producirse una falla rotacional, es en general la resistencia máxima. -- Así pues, en el interior del terraplén existe un estado de esfuerzos cortantes que vence en forma más o menos rápida la resistencia al esfuerzo cortante del suelo; a consecuencia de ello sobreviene la falla del mismo, con la formación de una -

superficie de deslizamiento, a lo largo de la cual se produce la falla. Estos movimientos son más frecuentes de encontrarlos en terraplenes de carreteras.

Las fallas de este tipo pueden producirse a lo largo de superficies de falla identificables con superficies cilíndricas o concoidales cuya traza con el plano del papel sea un arco de circunferencia, ocurriendo por lo común en materiales arcillosos homogéneos o en suelos cuyo comportamiento mecánico esté regido básicamente por su fracción arcillosa.

Este tipo de fallas puede ocurrir de dos formas: de cuerpo de talud y de base: las primeras se desarrollan exclusivamente en el cuerpo del terraplén, en tanto que las segundas involucran al material que forma la cimentación, como lo muestra la Fig. 11-2.

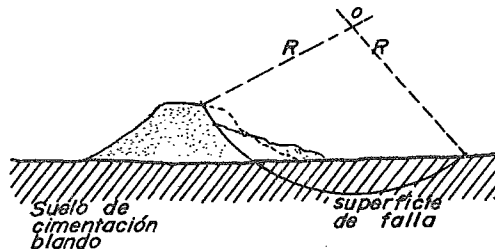
Falla traslacional.- Este tipo por lo general consiste en movimientos de traslación importantes en el cuerpo del terraplén sobre superficies de falla básicamente planas, asociadas a la presencia de estratos poco resistentes localizados a poca profundidad del terraplén.

La superficie de falla se desarrolla en forma paralela al estrato débil y se remata en sus extremos por 2 cantiles, por lo general formados por agrietamientos.

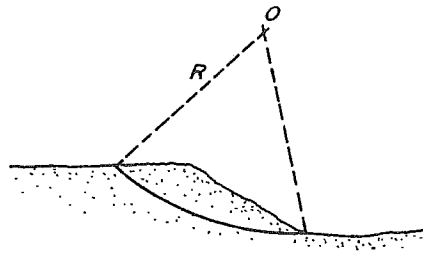
Generalmente los tipos de suelos donde se producen estos tipos de fallas están formados por arcillas blandas, a-

**Figura II-2 Fallas rotacionales. Secciones típicas.**

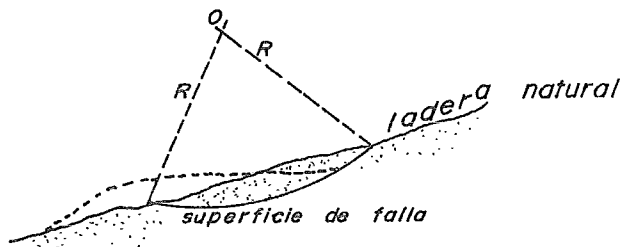
a) *Falla de base.*



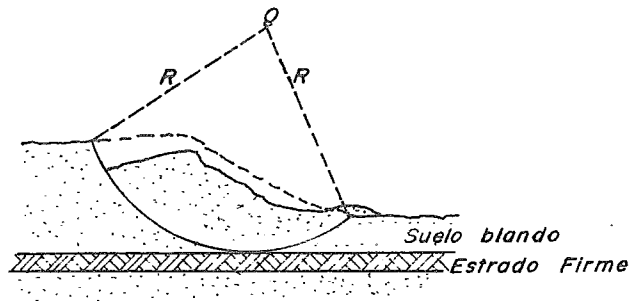
b) *Falla por el pie del talud*



c) *Falla superficial*



d) *Falla limitada por un estrato firme.*



renas finas o limos plásticos sueltos. Con mucha frecuencia la debilidad de estos estratos están ligados a elevadas presiones de poro en el agua contenida en las arcillas o a fenómenos de elevación de presión del agua en estratos de arena (acuíferos). Los sistemas de falla de este tipo se presentan en la figura II-3.

Fallas con superficie compuesta.- Este tipo de fallas abarca movimientos en que se combinan la rotación y la traslación, dando lugar a superficies de falla compuesta en que se desarrollan zonas planas a la vez que tramos curvos, asimilables a arcos circulares como se presenta en la figura II-4.

En general, estas superficies están predeterminadas por presencia de heterogeneidades dentro del terraplén.

Fallas múltiples.- Son aquellas que producen varias superficies de deslizamientos, rápidas o simultáneas, conviniendo distinguir las fallas sucesivas y las regresivas. (Figura II-5).

Por lo regular casi siempre el tipo de fallas que se presentan con más frecuencia son las del tipo rotacional, que como se ha mencionado con anterioridad son las que producen superficies de falla cilíndrica, es por eso que el método de análisis que se emplea es el llamado Método Sueco. Existen procedimientos para aplicar este método a los distintos tipos de suelos, a fin de verificar si la estabilidad del terraplén

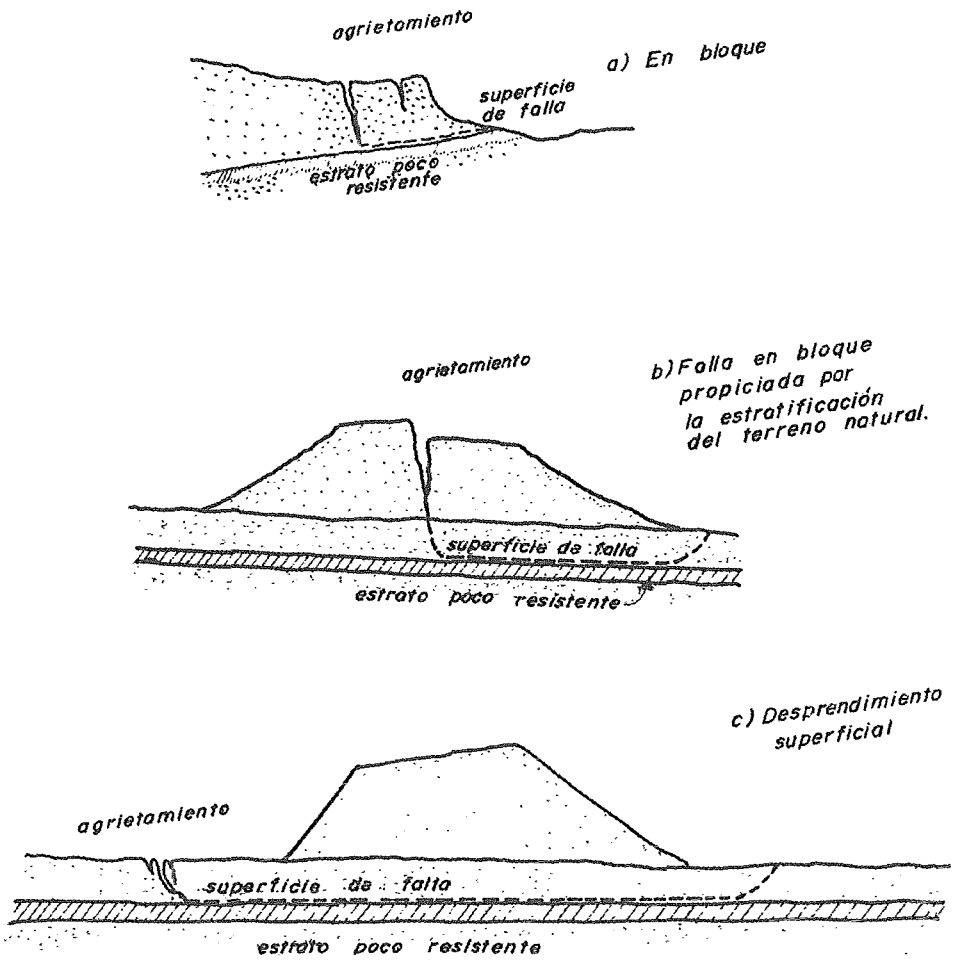


fig. II-3 Fallos traslacionales



fig. II-4 Fallas compuestas

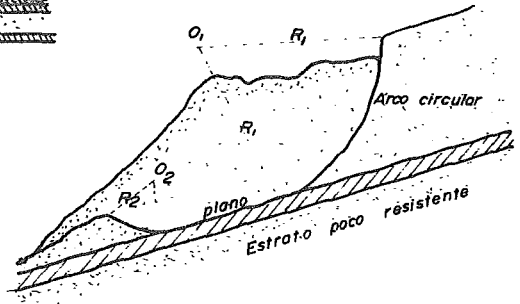
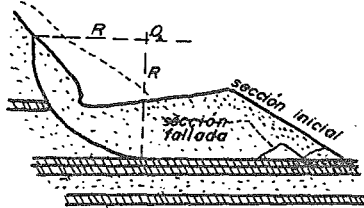
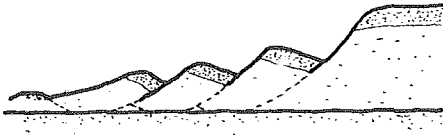
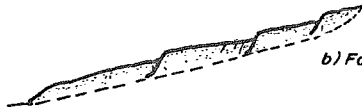


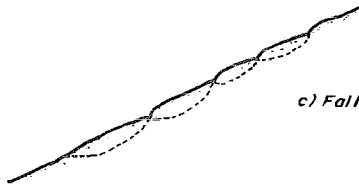
fig II-5 fallas multiples



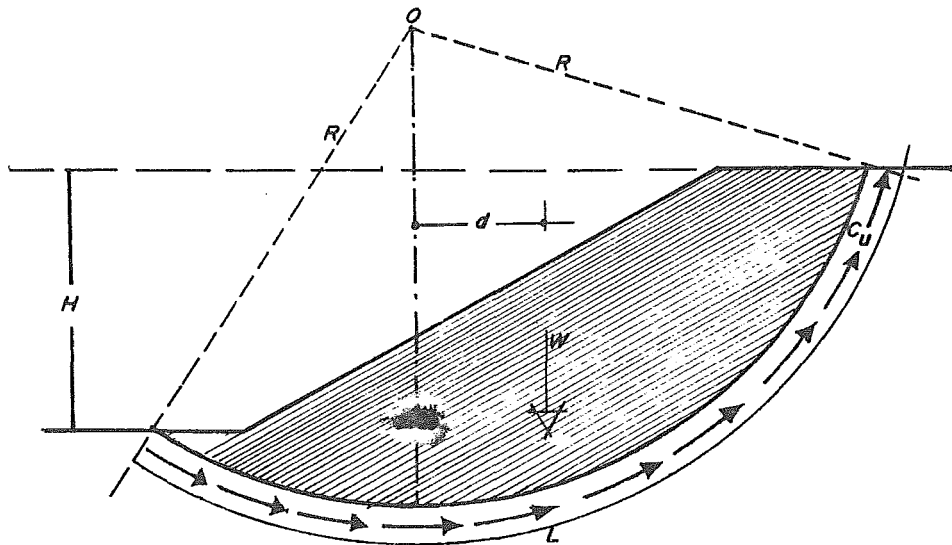
a) Falla regresiva rotacional



b) Falla regresiva traslacional



c) Fallas sucesivas.



$$M_m = \sum Wd$$

$$M_r = c_u LR$$

$$M_m = M_r$$

$$\sum Wd = c_u LR$$

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} = \frac{c_u LR}{\sum Wd}$$

Fig. II-6 Procedimiento de A. Casagrande para aplicar el Método Sueco a un talud puramente cohesivo.

- Falla circular.
- El análisis es bidimensional, respondiendo a un -- estado de deformación plana.
- Es válida la ley de la resistencia de Mohr-Coulomb.
- La resistencia al esfuerzo cortante se moviliza por completo y al mismo tiempo en toda la superficie - de deslizamiento.
- En su caso, las hipótesis ya comentadas referentes al manejo de dovelas (no existe interacción entre-ellas).
- El factor de seguridad se define como la relación- entre la resistencia promedio al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie y los esfuerzos moto-- res.

Como antes se mencionó el otro problema que no debe descuidarse en el diseño de terraplenes, es el cálculo de a-- asentamientos, los cuales suelen ser más marcados en suelos al-- tamente orgánicos y de alta compresibilidad que en los fric-- cionantes.

Aún cuando el problema de asentamientos no involucra una falla de la estructura (Terraplén), si tiene importancia- desde el punto de vista de seguridad e imagen pública, ya que un camino con dichos asentamientos diferenciales, pueden oca-- sionar accidentes, así como molestias al público.

En el capítulo siguiente se hará énfasis en el análi-- sis de éste problema.

## III

PRUEBAS PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES DE LOS SUELOS BLANDOS  
Y METODOS DE DISEÑO.

Como se mostró en el diagrama de flujo de la Fig. 1-1, cuando la alternativa de localización ha quedado definida, previo un estudio de planeación y ésta se localiza sobre un suelo blando, procedemos a determinar sus propiedades para aplicarlas a los métodos de diseño.

Ahora bien, para saber las características que reúne un suelo para llamarlo blando, es necesario, hacer una descripción general de éstos.

Como se planteó en el primer capítulo de este trabajo, una de las características de este tipo de suelos es que son muy deformables, debido a que su estructura interna acepta con facilidad la presencia del agua, la cual al no ser drenada, origina que su comportamiento mecánico sea inestable.

Un ejemplo entre éstos, son las arcillas de alta compresibilidad, que según la clasificación del SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), forma parte de los sue-

los de partículas finas, sin dejar fuera los de tipo orgánico ya que principalmente, éstos son los que causan los mayores problemas, teniendo un ejemplo clásico en las turbas.

Hasta el momento, se han identificado los dos principales tipos de suelos, que centralizan éste trabajo, y que son las arcillas y las turbas.

Las arcillas son suelos cuyo origen, es la descomposición química de cenizas volcánicas o de algunos tipos de rocas. Principalmente lo que rige el comportamiento de éste tipo de suelos, es su tamaño, que al ser tan pequeño, existen ciertas fuerzas que obligan al suelo, a ser atraídos entre sus granos, con ligas como las del Hidrógeno o las de Van der Waals, es por eso que, existe una cierta cohesión y una mayor resistencia, en estado seco que en húmedo, ya que se cementan entre sí las partículas y al aumentar la humedad del suelo dejan de actuar estas ligas y obligan con ello a ser las más inestables. Entre el grupo de arcillas que consideramos que tienen este comportamiento, son las montmorilonitas, existiendo otros grupos, menos inestables, conocidos como las Illitas y las Caolinitas.

Las montmorilonitas, tienen un color que va del gris oscuro al negro; hablando en general, éstos solo poseen una característica, que los diferencia de los otros, que es la de presentar resistencia aún con esfuerzos casi nulos, pudiendo con esto observar que el rango de resistencia en estos suelos

es muy amplia dependiendo entre otros factores, a su contenido de agua así como de su estructura.

La permeabilidad que presentan estos suelos, es muy baja, a tal grado, que en la actualidad este suelo se utiliza como material impermeable, como es el caso de algunos corozones o trincheras de algunas presas.

De su contenido de agua, se puede observar en la literatura especializada, que es uno de los parámetros que varía ampliamente desde 100% hasta varios cientos por ciento, dependiendo entre otros factores de su origen.

Observando los contenidos de agua, reportados por -- las dependencias a cargo de obras en las zonas del Lago de -- Texcoco y en el Centro de la Ciudad de México, se pueden detectar que los valores que se encuentran a menor profundidad varían considerablemente, teniendo valores más uniformes a medida que va aumentando la profundidad, una explicación que se puede dar a Este fenómeno es a la costra superficial que se les forma a estos suelos.

Respecto a la plasticidad en estos suelos, observamos que no existe límite definido, ya que sus valores oscilan entre el 20% y el 350% reportados en la referencia del Dr. Na bor Carrillo y el Dr. Marsal.

Refiriéndose a la resistencia al esfuerzo cortante, se ha observado que es pequeña. Con el fin de dar su dimen---

sión, se recurrió a los valores reportados en la referencia anterior, encontrando resistencias en estado inalterado entre 0.0 y 1.0 Kg/cm<sup>2</sup>, y en estado remoldeado entre 0.0 y 0.5 Kg/cm<sup>2</sup>, sin dejar de mencionar que estos suelos son muy sensibles, es decir, la sensibilidad reportada para estos suelos se origina por la destrucción de su estructura original, existiendo valores reportados entre 4 y 8, llegando a rangos aún mayores, según la referencia del Dr. Karl Terzaghi. Uno de los factores que podemos decir que rigen la resistencia es su contenido natural de agua, debido a que a medida que aumenta dicho contenido disminuye su resistencia por las causas observadas anteriormente.

Mencionando las turbas, podemos decir que estas se localizan principalmente en zonas pantanosas, presentando un color que va del café al café oscuro, con un olor muy peculiar, debido a que estos suelos tienen su origen de la descomposición de la materia orgánica, este olor es más pronunciado cuando el suelo se encuentra húmedo, disminuyendo cuando se expone al aire.

Este tipo de suelos, como se dijo en el inicio de este capítulo, son muy deformables, presentando características esponjosas, fundamentalmente cuando se encuentran en su estado inalterado, es decir, que al dejar de actuar los esfuerzos que lo deforman, tiende a recuperarse a su estado original. El contenido de agua de este tipo de suelos, según lo mencio-

nan los registros de la literatura especializada, es de los-- más altos, aunque hay que aclarar que a veces se les forma a éstos una corteza (costra superficial), en la cual los contenidos de agua disminuyen considerablemente y la resistencia - aumenta más en esta zona que en el resto del estrato.

La estructura de éstos suelos es una propiedad también importante, como lo prueba el hecho ya mencionado de que disminuye su resistencia al ser remoldeado, verificando esto por medio de una prueba muy utilizada in situ como es la de la veleta. Su relación de vacíos y su permeabilidad es muy alta, disminuyendo con la acción de las cargas a las que sea sometido debido a la edificación de cualquier tipo de estructura. No hay que olvidar que la permeabilidad en éstos suelos - no cumple la condición de ser isótropa, debido a que su estructura está formada principalmente por fibras, las cuales hacen que la permeabilidad en sentido horizontal, sea mayor que la vertical.

Las turbas poseen una plasticidad muy baja para depósitos intemperizados y casi nula para depósitos profundos según afirmaciones de Leo Casagrande.

Como es de esperarse la localización de éste tipo de suelos en la carta de plasticidad se encuentran bajo la línea "A", ya que se forman partes de los suelos orgánicos como son mostrados en la figura III-1, los resultados obtenidos en ésta figura, son los reportados por una serie de investigadores



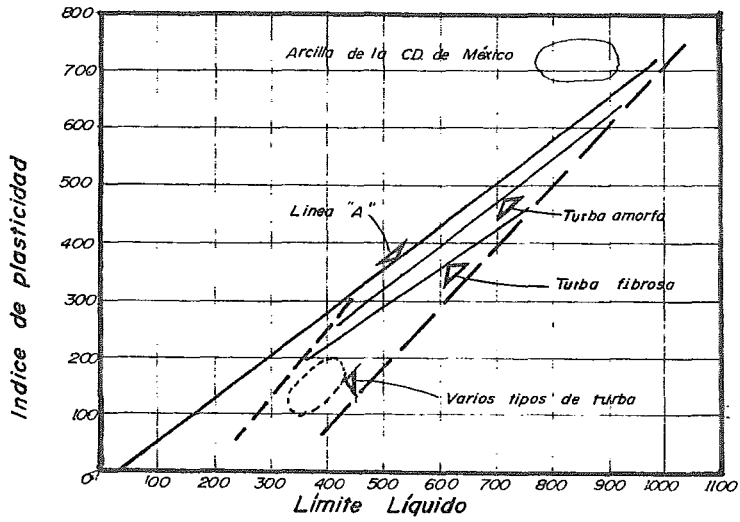


fig III-1 Carta de plasticidad

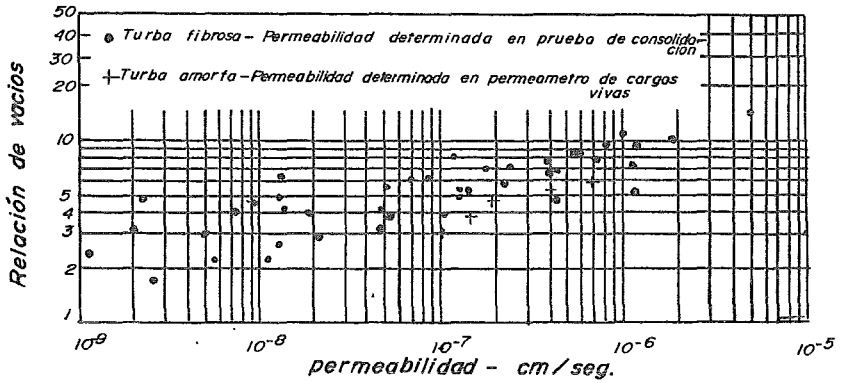


fig III-2 Relación de vacíos vs. permeabilidad en turbas

y divulgados en la referencia de Leo Casagrande, correspondientes a turbas amorfas y fibrosas, en las cuales se pueden apreciar valores del límite líquido entre 300% y 1,000%.

Estos tipos de suelos reducen su permeabilidad al aumentar las cargas que están soportando debido a la presencia de una estructura, podemos mencionar que en formaciones vírgenes, el coeficiente de permeabilidad suele estar entre  $10^{-2}$  y  $10^{-4}$  cm/seg, pudiéndose reducir hasta valores de  $10^{-9}$  cm/seg, en turbas consolidadas. En la figura III-2 se muestra una correlación entre la relación de vacíos y la permeabilidad de las turbas de la zona de Lower British Columbia, de las que son tratados más ampliamente en la referencia citada al final de esta exposición.

La resistencia al esfuerzo cortante se puede obtener por medio de las pruebas de compresión simple o triaxiales, - siempre y cuando el suelo al que se está analizando no sea demasiado orgánico para poder obtener muestras inalteradas por medio de muestreadores de pared delgada tipo Shelby o cualquier otro tipo de muestreadores que no altere la muestra, en caso contrario se podrán obtener usando la veleta.

En la Tabla III-1, tomada de las referencias de L. Casagrande, en la que se presenta una comparación que existe entre la resistencia al esfuerzo cortante y su contenido de agua para diversas turbas. La mayoría de los resultados en los que se refiere a la resistencia fueron obtenidos por medio de

Tabla III - I

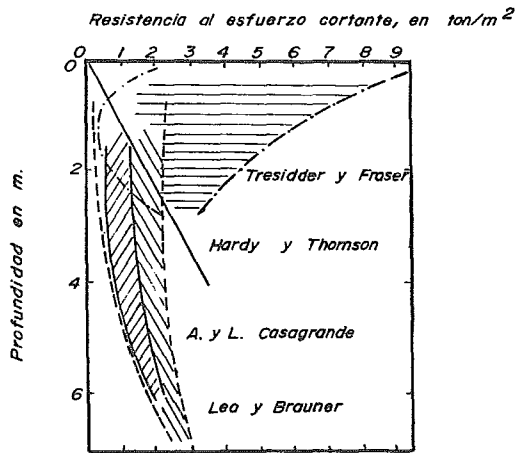
Resistencia al Esfuerzo Cortante en Turbas

Referencia	Localización de la turba	Resistencia al esfuerzo cortante (T/m <sup>2</sup> )	Contenido natural de agua (%)
Andersen y Hempstrik Gasgrande, A y L.	Canadá (Alberta)	0.50-1.25	700-1400
	E.E.U.U. (Mass.)	0.50-1.85	230-750
		0.35-2.90	400-800
		1.35	400-550
		0.35-0.95	250-380
	5.00 (1)	110	
Dücker	Alemania (Holstein)	0.10-500 (1)	400-800
Fraser	Irlanda del Norte	1.40-2.80	680-1450
Hardy y Thomson	Canadá (N.O.)	0.50-300	470-760
Lea y Brawner	Canadá (Alberta)	0.55-1.50	No hay dato
Margason y Fraser	Irlanda del Norte	1.70	790
Moos y Schneler	Suiza	0.50-150	220-1460
Ripley y Leonciff	Canadá	1.00-2.25	100-2100
Smith	Inglaterra	0.35-1.80	No hay dato
Tresidder y Fraser	Escocia	0.35-2.35	400-1000
Ward	Inglaterra, Gales	0.65	800-1000

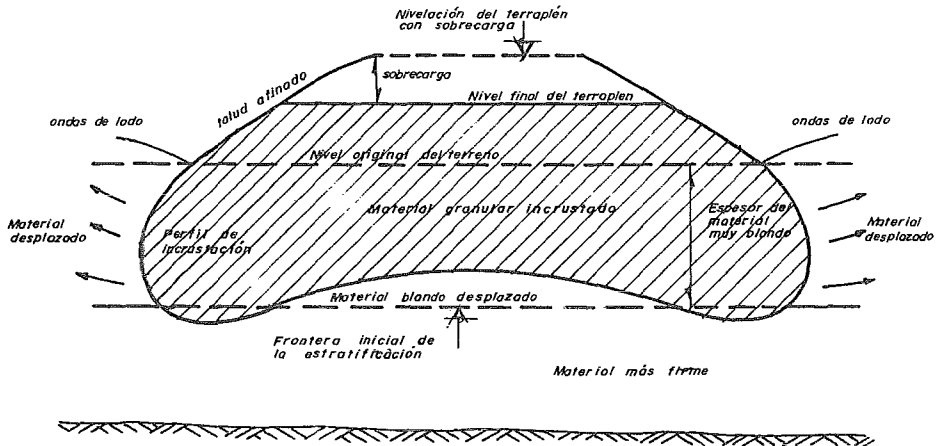
(1) Valor de la corteza superficial.

mediciones efectuadas en el campo por veleta. En la figura III-3 tomada de la misma referencia se presentan los resultados obtenidos por investigadores interesados en este problema, que permiten correlacionar la resistencia con la profundidad en ella pueden observarse el importante efecto de secado propio de los suelos turbosos. Los resultados obtenidos con veleta, son concentrados en la parte media de la tabla, es decir, en la parte que se observa sombreada y muestra una preconsolidación substancial por secado aún para profundidades mayores.

A causa de la permeabilidad observada relativamente alta en las turbas, la consolidación primaria se produce en ella rápidamente, mientras que la secundaria, ocurre cuando cesó la primaria y generalmente siguiendo una ley lineal cuando se dibuja el asentamiento contra tiempo en papel semilogarítmico; la consolidación secundaria puede ser mucho más importante en estos suelos, ya que no sólo pueden durar meses, sino hasta varios años, debido a que la descomposición de la materia orgánica puede ocurrir durante la vida de la estructura, haciendo difícil acertar en la predicción del asentamiento así como su duración, utilizando los métodos convencionales que sigue la Mecánica de Suelos; como consecuencia de lo anterior no es recomendable utilizar la teoría de Terzaghi en suelos turbosos, las causas más importantes que no son tomadas en cuenta por esta teoría son las del drenaje horizontal que ocurre en estos suelos, la anisotropía que presenta en lo que se refiere a la permeabilidad y el escaso sentido que pue



**Fig III-3** Resistencia al esfuerzo cortante vs. profundidad en turbas (Mediciones con veleta en el lugar)



**Fig III-4** Colocación de un terraplén por desplazamiento de un suelo blando, con uso de sobrecarga

de determinar el 100% de consolidación primaria en turbas, -- cuando la consolidación secundaria es más importante.

Hasta aquí, hemos conocido las características de -- estos suelos, para poder hacer una identificación preliminar. Lo que nos hace falta conocer es su comportamiento con el -- tiempo es decir, conocer las deformaciones que va a sufrir e-- se suelo bajo las condiciones de carga a las que se va a es-- tar sujeto, debido a la edificación del terraplén, después de cierto tiempo de concluída la obra, por lo consiguiente es -- muy recomendable poner atención a este fenómeno.

Para seleccionar el método de diseño o tratamiento - más conveniente primero debemos conocer el proceso de consolidación que siguen estos suelos.

La consolidación consiste en un proceso con el cual-- se provoca una disminución de volumen, que tiene lugar en un lapso, provocado por un aumento de las cargas del suelo, esto lo explica Terzaghi en su modelo mecánico.

Se puede apreciar en estos suelos que se cumplen los dos procesos de consolidación: la primaria y la secundaria.

En las arcillas la secundaria, tiene en general, poca importancia, ya que la consolidación primaria puede llevarse varias décadas, razón por la cual los asentamientos se de-- berán fundamentalmente a ésta última. Los asentamientos que - ocurren en el proceso secundario son tan pequeños, que se pue

den considerar despreciables.

En las turbas, la compresión primaria ocurre en forma casi secundaria con la aplicación de la carga, debido quizá, a su alta permeabilidad en estado inalterado. Como consecuencia a esto, la compresión secundaria es mucho más importante en este tipo de suelos, por esta razón al edificar cualquier estructura en estos suelos, se tendrá que ocupar con mayor atención a este último proceso, ya que el asentamiento se deberá a éste último casi en su totalidad.

Los métodos de diseño o de tratamiento dependen entre otras causas a los siguientes factores:

- De las dimensiones del Terraplén.- Un terraplén alto y estrecho se hunde por desplazamiento más fácilmente que uno bajo y ancho, por lo cual en el primer caso puede ser mucho más efectivo un procedimiento de construcción a base de desplazar el material de cimentación, no así para el segundo caso, que es imposible desplazar todo el material de la cimentación provocando con esto hundimientos mayores a causa de quedar algunos bulbos atrapados de material de cimentación.

- Características de la cimentación.- Influyen bastante en el tratamiento que se escoja dependiendo del perfil de resistencia y de su espesor.

- Materiales de construcción.- Los criterios del Ingeniero se ven influenciados por la disponibilidad y costo de

los materiales con que edificará el terraplén.

- Programa de construcción.- Este factor influye mucho en el tratamiento que se elija. Esto puede reflejarse si nuestro programa nos indica que debemos terminar en un tiempo relativamente corto, por ejemplo, entre la actividad de la colocación de la terracería y la carpeta asfáltica casi inmediatamente, se provocarán en el futuro mayores costos de mantenimiento causados por no haber dejado asentar el terraplén.

- Localización.- Las condiciones topográficas del lugar influyen preponderantemente en el método a utilizar. Por ejemplo, en una zona donde se encuentre muy cerca un poblado, se puede ver restringido el uso de explosivos por poner en peligro al poblado, o disponer de un derecho de vía estrecho, - al uso de bermas o a la formación de ondas de lodo.

En la siguiente tabla III-2 son mostrados los métodos de tratamiento para cimentar terraplenes sobre suelos --- blandos, tomadas de la referencia de Sinacori, M. N., Hofman, W. P. y Emery, A. H. y de la Leo Casagrande.

TABLA III.2. METODOS DE TRATAMIENTO PARA CIMENTAR TERRAPLENES SOBRE SUELOS BLANDOS.

A) REMOCION POR:

1.- Excavación.

a) Completa.

b) Parcial.



2.- Desplazamiento.

- a) Por el peso del terraplén, con o sin sobrecargas.
- b) Con explosivos.

B) TRATAMIENTO DEL TERRENO.

1.- Fundamentalmente por requerimientos de estabilidad.

- a) Construcción anticipada o por etapas.
- b) Uso de materiales ligeros.
- c) Bermas estabilizadoras.
- d) Drenaje interceptor.

2.- Fundamentalmente por requerimientos de asentamiento.

- a) Construcción por etapas.
- b) Sobrecargas.
- c) Compactación con equipos pesados.

3.- Por requerimientos de estabilidad y asentamiento.

- a) Construcción por etapas o con sobrecargas.
- b) Drenes verticales de arena.
- c) Combinación de cualesquiera de los métodos anteriores.

Ahora, trataremos brevemente de explicar en que consiste cada método constructivo y cuando es recomendable utilizarlo.

La EXCAVACION, es conveniente utilizarla como método constructivo, cuando los depósitos de suelos blandos son poco profundos, y el material que se va a utilizar como relleno se

encuentre en lugares costeados. Se puede considerar que una excavación es económica, cuando el material por remover, puede ser colocado en áreas adyacentes de la obra; así las dos actividades se pueden hacer en conjunto en una operación. Casi siempre, al efectuar la excavación suele quedar llena de agua, en estos casos se recomienda que el material sustituto sea granular. Por otro lado, las dimensiones de la excavación en lo posible debe ser de tal manera que eviten los hundimientos y aseguren la estabilidad de los taludes. Generalmente se acepta, para calcular el ancho, el trazar una línea a  $45^\circ$ , a partir de puntos que definen líneas paralelas al eje longitudinal del camino, pero situadas a 30 cm. de los bordes de carpeta del pavimento. Estas líneas deben llevarse hasta el fondo del suelo blando, de donde se prolonga en forma vertical hasta la superficie, según la referencia de Sinacori, lo cual definirá el área por excavar.

La excavación COMPLETA, es utilizada cuando el volumen por remover es pequeño, así como cuando el terraplén es tan amplio que puede dejar huecos rellenos de material blando, y si el proyecto es de tal naturaleza que se desee la estabilización en un tiempo relativamente corto. Este método es recomendable para profundidades que no excedan de 10 metros.

Cuando nos damos cuenta que la resistencia aumenta con la profundidad es recomendable utilizar la excavación PARCIAL. En éste caso es económico remover el material hasta la-

profundidad que consideremos poder asegurar la estabilidad y reducir la magnitud y el tiempo del asentamiento. Existen casos, en los cuales el material que permanece a una profundidad considerada como muy amplia, es desplazado por el peso del terraplén o con sobrecargas.

Utilizamos el DESPLAZAMIENTO, cuando el esfuerzo que el terraplén comunica al suelo de cimentación, excede la resistencia de este material, ocurrirá un desplazamiento de éste último en la dirección de menor resistencia. Este volumen depende del peso de la sobrecarga colocada, de la resistencia del material de cimentación, de la uniformidad del mismo y de la relación entre el espesor del estrato blando y la altura y ancho del terraplén.

El material al ser desplazado produce ondas de lodo laterales y al frente de la terracería, lo que impide desplazamientos posteriores. En el caso de las laterales, éste hecho es de gran beneficio, la onda frontal resulta no conveniente para proseguir con la obra, sin embargo, se puede eliminar mediante la utilización de una punta flecha al frente de ataque.

En algunas ocasiones el peso del terraplén no es lo suficiente grande como para vencer la resistencia del suelo de cimentación blando; en éstos casos se utilizan sobrecargas u otros métodos, hasta lograr el desplazamiento lateral del material blando.

*Este método de tratamiento no es muy recomendable en terraplenes muy anchos, por razones expresadas con anterioridad.*

*Utilizamos el DESPLAZAMIENTO NORMAL, provocando por el peso del terraplén, cuando el peso de la terracería proyectada es lo suficientemente grande para provocar el desplazamiento y cuando el material blando que pueda quedar atrapado sea de tales dimensiones que permita que los hundimientos sean uniformes y durante el tiempo de la construcción.*

*Cuando convenga acelerar el proceso de desplazamiento o aumentar su eficiencia, puede recurrirse a una sobrecarga. En general las SOBRECARGAS tienen dos efectos benéficos, - al inducir un mayor desplazamiento y al causar que ocurran antes de los asentamientos por consolidación. En la figura III-4, se ilustra la situación final a que llega un terraplén --- construido por desplazamiento con sobrecargas.*

*Otro de los procedimientos muy poco utilizados en -- áreas donde puede poner peligro a las estructuras circunvecinas debido a las vibraciones que causan, son los EXPLOSIVOS.- La referencia del Dr. L. Casagrande constituye una fuente vital pues no sólo es extensa en detalles, sino ésta se completa con una lista muy completa de referencias, útiles para la investigación de últimos detalles. Esta exposición está basada en su totalidad de ésta referencia.*

*Los métodos para desplazar suelos muy blandos con ex*

plosivos que han sido más utilizados son los siguientes:

- 1.- Barrenación en el frente de avance.
- 2.- Barrenación bajo el cuerpo del terraplén.
- 3.- Método de New Hampshire.
- 4.- Método alemán.

El primero consiste en alterar y desplazar los depósitos muy blandos con explosivos provocadas en barrenos situados en torno al extremo de avance del terraplén en construcción y a una distancia de 8 a 10 metros de éste. (Fig. III-5).

También es recomendable hacer explotar una hilera de barrenos cada vez, y colocarlos como se muestra en la figura.

Las cargas de cada barreno deben ser lo suficientemente pequeñas como para no dañar la terracería adjunta, y sí -- permitir el desplazamiento total del suelo blando. La cantidad de explosivo en cada barreno debe de ser determinado experimentado en campo, pero generalmente no debe exceder de  $h/4$  en Kg., estando  $h$  referida en la figura anterior.

El método se puede considerar lento, y en ocasiones deja suelo blando atrapado que no puede ser desplazado sin esfuerzos y costos fuera del programa de costos. La práctica alemana ha establecido una secuencia operacional para este método que se puede considerar como una variante de su forma -- tradicional y que consideran las siguientes etapas. (Fig. III-6).

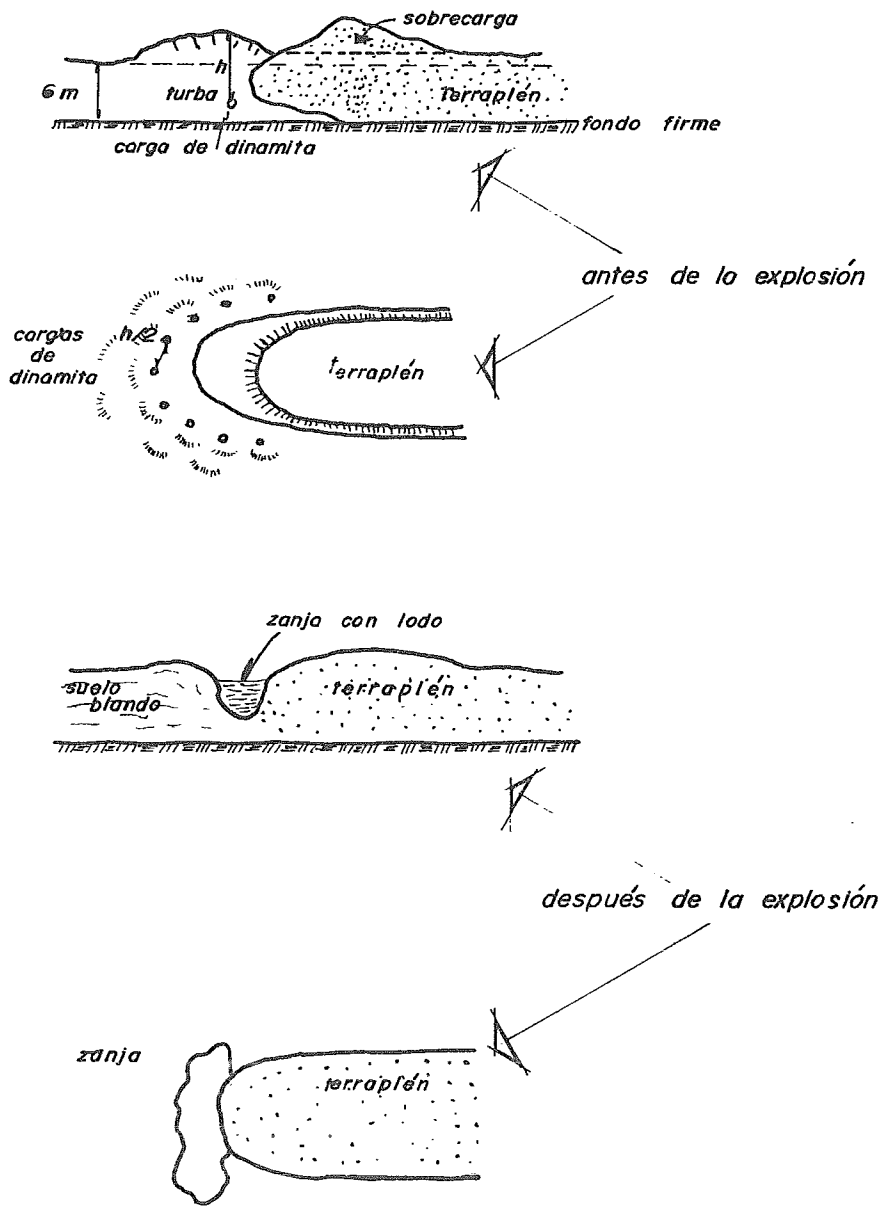


fig III- 5 Desplazamiento de turbas por barrenación en el frente de avance.

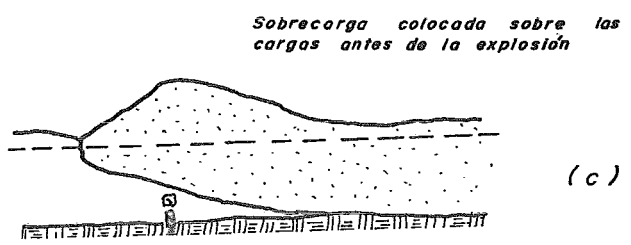
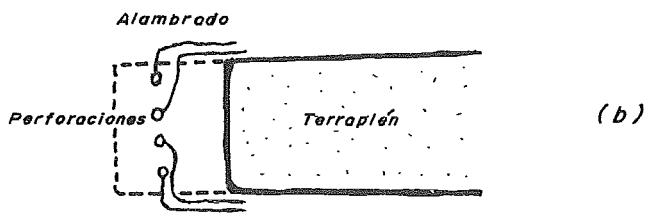
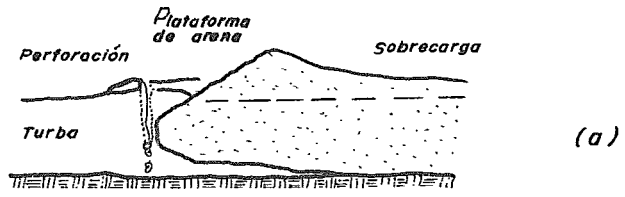


fig. III-6 Método alemán para barrenación en el frente de avance

- Se forma una plataforma de arena adelante de la terracería, para permitir al grupo de operadores trabajar sobre el terreno de cimentación. El espesor de la plataforma de arena varía entre 25 y 60 cm.

- Sobre la plataforma se inician las perforaciones de 25 cm. de diámetro, hasta el fondo firme. Dependiendo de las condiciones del terreno de cimentación, los barrenos se hacen espaciados entre 1.80 y 4.50 m.

- Las cargas de explosivos se colocan en el fondo de las perforaciones. Dependiendo de la profundidad se colocan de 8 a 40 kg. en cada pozo perforado.

- Los alambres de las conexiones se colocan a ambos lados de la terracería para evitar daños.

- Se prolonga entonces el terraplén sobre los pozos de barrenación, hasta alcanzar la altura requerida más la sobrecarga que se desee colocar.

- Enseguida se produce la explosión.

Cuando en el terreno de cimentación localizamos la existencia de una costra superficial más resistente que en el resto del extracto del suelo blando, utilizamos el método de BARRENACION BAJO EL CUERPO DE TERRAPLEN. Una vez limpiada la superficie del terreno, se coloca el terraplén y después se perfora éste con barrenos de 4 a 12 cm. de diámetro perfora--



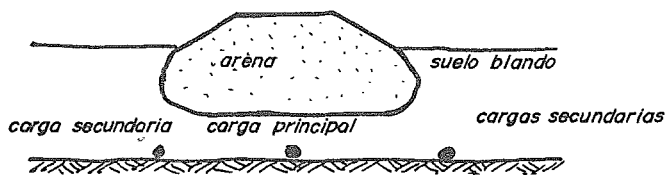
dos por cualquier procedimiento apropiado. Para espesores de turbas o suelo muy blando por desplazar se recomienda la explosión por etapas, afectando cada vez 4 ó 5 m. de espesor en turbas, en secciones de terraplén de 30 a 50 m. de longitud. Es recomendable colocar aproximadamente unos 25 Kg. de explosivo por barreno. Es común en este método colocar la carga principal debajo del terraplén y las cargas secundarias a los lados, esto es, con el propósito de crear un espacio dentro del cual se pueda mover el suelo blando desplazado, como es mostrado en la figura III-7.

Otro de los métodos desarrollados por el departamento de carreteras de New Hampshire, es un método más económico conocido como METODO DE NEW HAMPSHIRE, recomendable para espesor de 3 y 15 m. El método lleva al terraplén construido de descansar sobre los estratos firmes subyacentes.

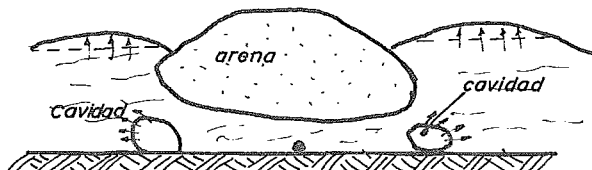
Para poner en marcha este método se colocan primeramente sus dos segmentos extremos del terraplén, figura III-8, el espesor del suelo blando sea menor que de 3.00 m., se utilizará sólo sobrecarga para apoyar al terraplén en estratos firmes. Cuando el espesor del suelo es mayor de 3.00 m., se unen los dos extremos del terraplén como lo indica la línea punteada en la figura anterior.

El material blando atrapado es desplazado por el siguiente procedimiento, se colocan los barrenos a ambos lados del terraplén, separados aproximadamente cada 3.00 m., los ba

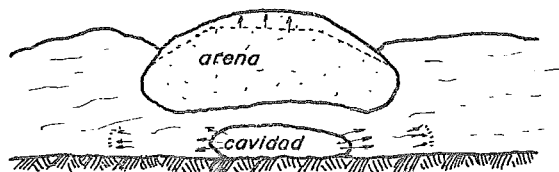
fig III-7 Barrenación bajo el cuerpo del terraplén



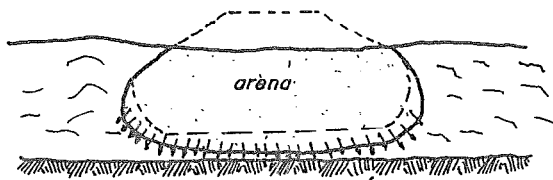
a) Terraplén con las cargas colocadas en su sitio.



b) Detonación de las cargas secundarias produciendo cavidades.



c) Detonación de la carga principal produciendo una cavidad bajo el terraplén



d) Posición final del terraplén

rrenos son de aproximadamente 4 cm. de diámetro y colocados -  
estratégicamente que queden debajo del relleno, con una cantidad  
de explosivos en Kg. del orden de la tercera parte del es  
pesor del material blando en metros.

Si al colocar el terraplén se produjeron ondas de lodo  
importantes a sus lados, pueden ponerse una segunda hilera  
de barrenos aproximadamente a unos 3.00 m de la anterior, co-  
mo se muestra en la figura III-8, esta segunda hilera debe ha  
cerse explotar una fracción de segundo después que la primera,  
pués la experiencia ha mostrado que se logra la máxima efi-  
ciencia cuando las hileras principales explotan encontrando -  
resistencia a ambos lados.

Se ha encontrado ventaja en este método cuando el --  
cuerpo del terraplén se construye con material granular muy -  
grueso o incluso con enrocamiento, pués el terraplén se asien  
ta en la forma más homogénea que cuando está construido por -  
materiales finos, incluyendo arenas, y además, los suelos más  
gruesos se arquean mejor sobre las pequeñas bolsas de mate-  
rial blando que de cualquier forma pudieran quedar atrapados.

Otro de los métodos de origen alemán entre los años-  
de 1934 y 1940 es el conocido como METODO ALEMÁN y fue -  
utilizado en longitudes de varios cientos de metros y profun-  
didades máximas de 18 m, según cita la referencia de L. Casa-  
grande.

Una vez limpiada la capa vegetal, se construye el te

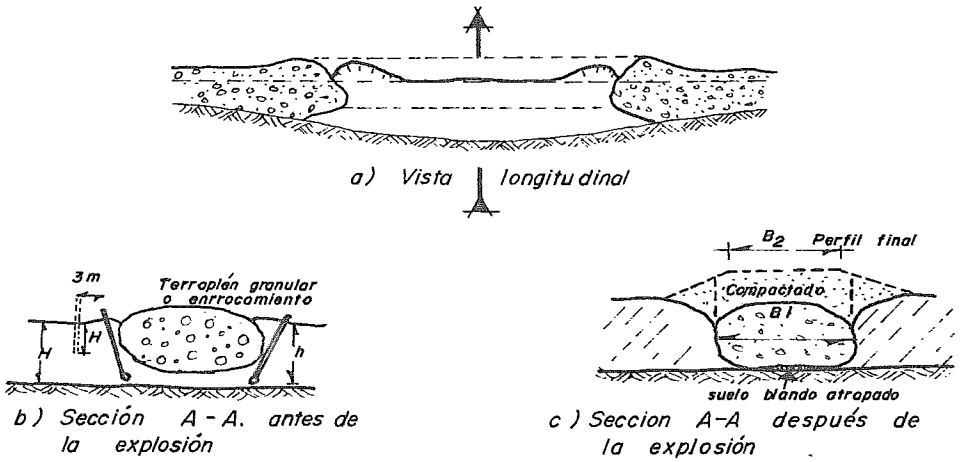


fig. III-8 Método de New Hampshire

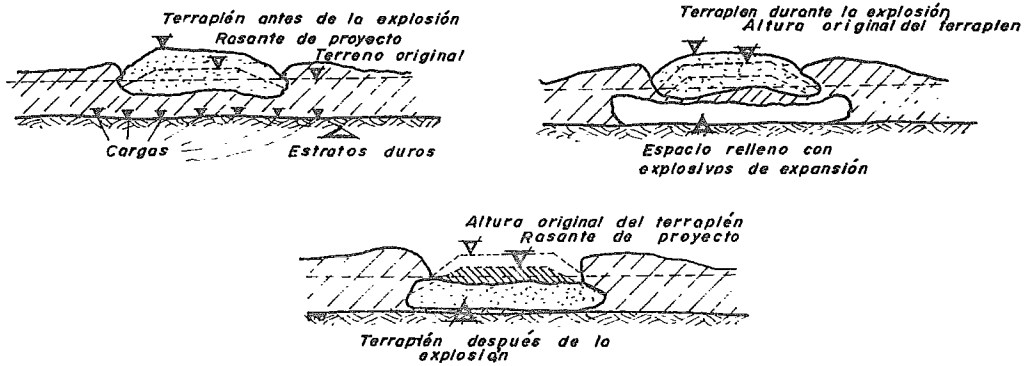


fig. III-9 Método alemán

terraplén sobre el suelo blando en toda su longitud, como se muestra en la figura III-9. A continuación se coloca bajo el terraplén una gran cantidad de cargas, las cuales se hacen explotar simultáneamente en toda la longitud y ancho del mismo. Es tan grande el espacio dejado por la explosión bajo el terraplén que baja todo el conjunto hasta la posición final, -- mostrando la secuencia en la figura anterior.

En muchos casos el tratamiento de los suelos blandos por sustitución, ya sea por excavación o por desplazamiento, -- no lo podemos llevar a cabo por motivos de ser incosteables o los volúmenes por mover son demasiado grandes.

En estos casos es muy importante tomar esto en cuenta desde que iniciamos la planeación, lo cual nos permitirá, -- seleccionar otros métodos de tratamiento más conveniente. Así, al encontrarnos con el problema, no hay que pensar inmediatamente en métodos de sustitución, lo cual si no conocemos a -- fondo las condiciones que prevalecen en el área de acción, acarrearán grandes costos adicionales, pudiendo evitar esto -- por medio de la utilización de métodos de tratamiento en el -- lugar.

Uno de los métodos de tratamiento que forma parte -- del grupo de los métodos de Tratamiento en el lugar, es el de CONSTRUCCION POR ETAPAS, y es utilizado cuando nos encontramos que los asentamientos se producen rápido, el terreno de -- cimentación puede ganar suficiente resistencia durante una --

construcción por etapas, para que en ninguna de ellas se produzca la falla por capacidad de carga.

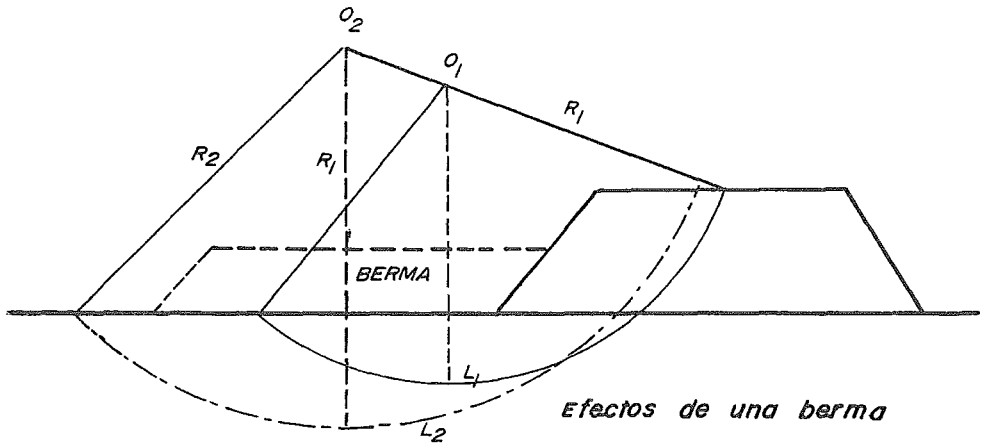
Para que se logre la eficiencia en el método, el material blando debe tener unas propiedades de consolidación y un espesor que le permite un asentamiento rápido bajo el peso de la terracería inicialmente colocada.

EL USO DE MATERIALES LIGEROS en la edificación de terraplenes sobre suelos blandos es un método de tratamiento económico, siempre y cuando encontremos este tipo de materiales en las inmediaciones de la obra.

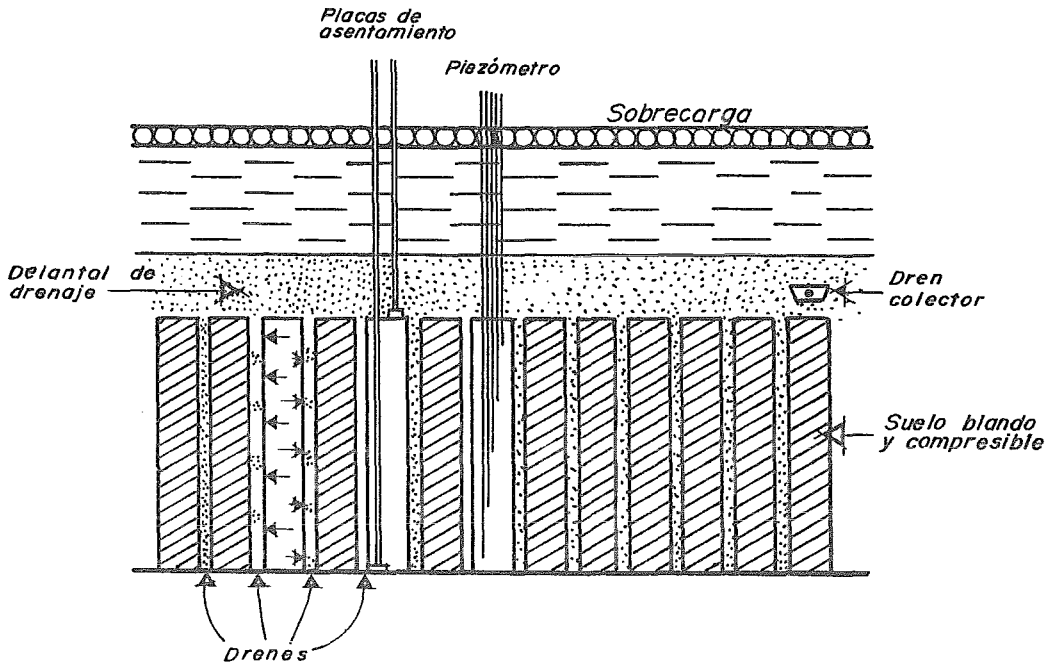
La función de este material es la de reducir el peso del terraplén como al igual los esfuerzos en el terreno de cimentación, con el consiguiente aumento en la estabilidad del terraplén.

Los pesos volumétricos de los materiales ligeros, varían entre 1.0 y 1.5 Ton/m<sup>3</sup>, encontrándose entre estos límites al tezontle o escoria volcánica.

Con el fin de aumentar la estabilidad del terraplén, es recomendable usar las BERMAS ESTABILIZADORAS, construyéndolas en la mayoría de los casos en ambos lados el mismo, figura III-10. El uso de este método esta en función del ancho -- del derecho de la vía y a la disposición de los materiales en la zona, los cuales de no existir, pueden hacer que sea inco<sup>o</sup>steable el tratamiento. Los ingenieros Juárez Badillo y Rico -



Efectos de una berma  
Fig. III-10



Perfil de una zona  
tratada con drenes.  
Fig. III-11

sugieren que el ancho de las bermas, se empiecen a tantear -- con la mitad de ancho de la base del terraplén y a una altura tal que el peso de la berma de un momento igual al requerido -- para alcanzar en el talud original el factor de seguridad deseado.

Otro de los métodos muy poco utilizados es el del -- DRENAJE INTERCEPTOR. Es muy recomendable cuando se tenga la - necesidad de construir un terraplén en las faldas de una lade - ra. Debido a la ubicación del terraplén el escurrimiento natu - ral del agua, se interrumpe por lo que éste método es recomen - dable ya que permite evitar que se sature el material de la - terracería con lo cual se disminuye la resistencia al esfuer - zo cortante y se incrementa si el peligro de deslizamiento, - los métodos más adecuados y comunes para la realización de Es - tos son el uso de zanjas de subdrenaje, trincheras, deres de - penetración transversal y los pozos de drenaje por bombeo. To - dos estos localizados entre la terracería y las faldas de la - ladera.

En ocasiones el terreno de cimentación del terraplén es capaz de resistir las fallas por estabilidad, pero no así - las de asentamientos es por eso que existen algunos métodos - de tratamiento que tratan de solucionar este problema, dentro de los cuales se encuentra la CONSTRUCCION NORMAL. Es utiliza - da cuando los asentamientos que se van a generar debidos a la colocación de la terracería son insignificantes siempre y --



cuando sean uniformes éstos. Otra es la CONSTRUCCION EN DOS - ETAPAS, siendo tan simple, como primero construir la terracería y después de un cierto tiempo en el cual se hayan disipado los movimientos se concluye la terracería con la carpeta asfáltica. Es recomendable éste método solo cuando el lapso entre éstas dos etapas sea rápido.

Las sobrecargas, son recomendables con el programa - exija la terminación de la obra en un período corto; como acelerantes. Las dimensiones de la sobrecarga dependen entre otros factores del volumen por desplazar recomendándose que la altura de la sobrecarga sea tal al producirse el asentamiento, que quede a un nivel donde el proyecto se haya fijado la terminación de terraplén con lo cual se abatirían los costos.

La compactación pesada, es recomendable cuando el estrato del material sea demasiado corto como para poderlo compactar a tal grado que en un futuro no se produzcan asentamientos. Esto solo se logra si los depósitos contienen suelos granulares y el estrato no se encuentre sumergido, ya que de lo contrario se orillarla a provocar hundimientos diferenciales.

En general no siempre se va a encontrar presente uno de los requerimientos a solucionar, es por eso que para esto se debe aplicar métodos, los cuales ataquen a los dos problemas. Existen entre estos grupos, la utilización de los DRENES VERTICALES DE ARENA, que actúan con el principio de disipar la presión hidráulica, provocando con esto una reducción del-

tiempo en el proceso de consolidación y aumentar la resistencia del suelo al dejar de estar saturados.

La instalación de los drenes se hacen por medio de un tubo con un regatón en la punta, de tal manera que ir sacando el tubo se va llenando de arena la perforación. También se puede instalar por medio de un barrenó helicoidal con un pequeño tubo en el centro, así una vez que se llegue a la profundidad deseada se saca el helicóide trayéndose consigo el suelo blando y al mismo tiempo por el tubo se deposita el material granular. Es recomendable evitar en lo posible el remoldeo.

Otro factor que debe tomarse en cuenta, es la separación, ya que entre más próximos se encuentre, la consolidación se produce más rápido.

Dependiendo de la importancia del camino se podrán utilizar instrumentos tales como placas de asentamiento y piezómetros, los cuales verifican el grado de consolidación que se esté produciendo, tal como lo ilustra la figura III-11.

La COMINACION DE CUALESQUIERA DE LOS METODOS ANTERIORES, como su nombre lo indica, puede ser una mezcla de algunos de los métodos comentados. Aunque es conveniente añadir que la combinación más utilizada es la de la excavación parcial y el emplear sobrecarga.

## IV

EXPERIENCIAS EN MEXICO.

El objetivo primordial que persigue el capítulo, es el de hacer una reseña, de las experiencias adquiridas en --- nuestro país en la construcción y el diseño de terraplenes so bre suelos blandos.

Uno de los objetivos más importantes, no sólo en --> nuestro país, sino, a un nivel internacional, debido al cúmulo de información obtenida sobre éste problema, es el del Lago de Texcoco, el cual como todos los terraplenes construidos sobre éste tipo de suelos, presenta problemas especiales. También los proyectos de la Presa Guadalupe y el camino Minati--tlán-Coatzacoalcos-Pajaritos, presentan interesantes proble--mas relativos a este tema. En éste capítulo se plantearán los problemas y las soluciones que se adoptaron en cada uno de --ellos.

## IV.1. LAGO DE TEXCOCO.

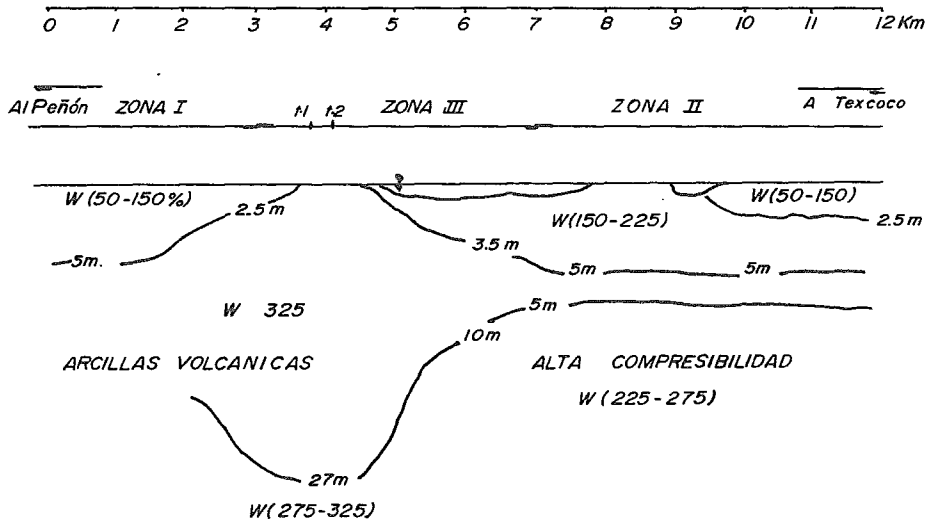
En el año de 1965, se tuvo la necesidad de proyectar una autopista que comunicara la ciudad de México con la de --

Texcoco, en línea recta, atravesando el lago, con una longitud de 22 Kms., de los cuales 12 atravesarían por depósitos de suelos clasificados como altamente compresibles y de baja resistencia, contando entre estos últimos 4 Kms., sumergidos aproximadamente 1 m. de la superficie libre del agua.

Al tratarse de un proyecto muy complejo, ya que las teorías con que se contaba, hasta este tiempo, no reflejaban el comportamiento de obras similares, hizo necesaria la construcción de 2 terraplenes de prueba de 120 m. de longitud cada uno de ellos. La localización de dichos terraplenes de prueba se determinó a partir de 120 sondeos y análisis de laboratorio más de 1, 100 pruebas de laboratorio (determinación de contenido de agua), localizados a lo largo de los 12 Kms. antes mencionados. [Fig. IV-1-1]. La constitución de cada uno de los terraplenes fue ligeramente diferente, dado que era deseable estudiar dos diferentes alternativas con materiales distintos para establecer una relación económica.

A partir de un estudio realizado, se observa que el terreno de cimentación de los mencionados terraplenes de prueba, están formados por una arcilla blanda volcánica, de alta compresibilidad (CH), con intercalaciones de algunas lentes de arena de espesor variable como se indica en la figura IV-1 2, donde además se muestran algunas características mecánicas. En los 10 primeros metros de profundidad existe tendencia a condición de preconsolidación del suelo, en el resto está no

Fig. IX-1 Perfil de suelos a lo largo del camino directo  
Peñon - Texcoco

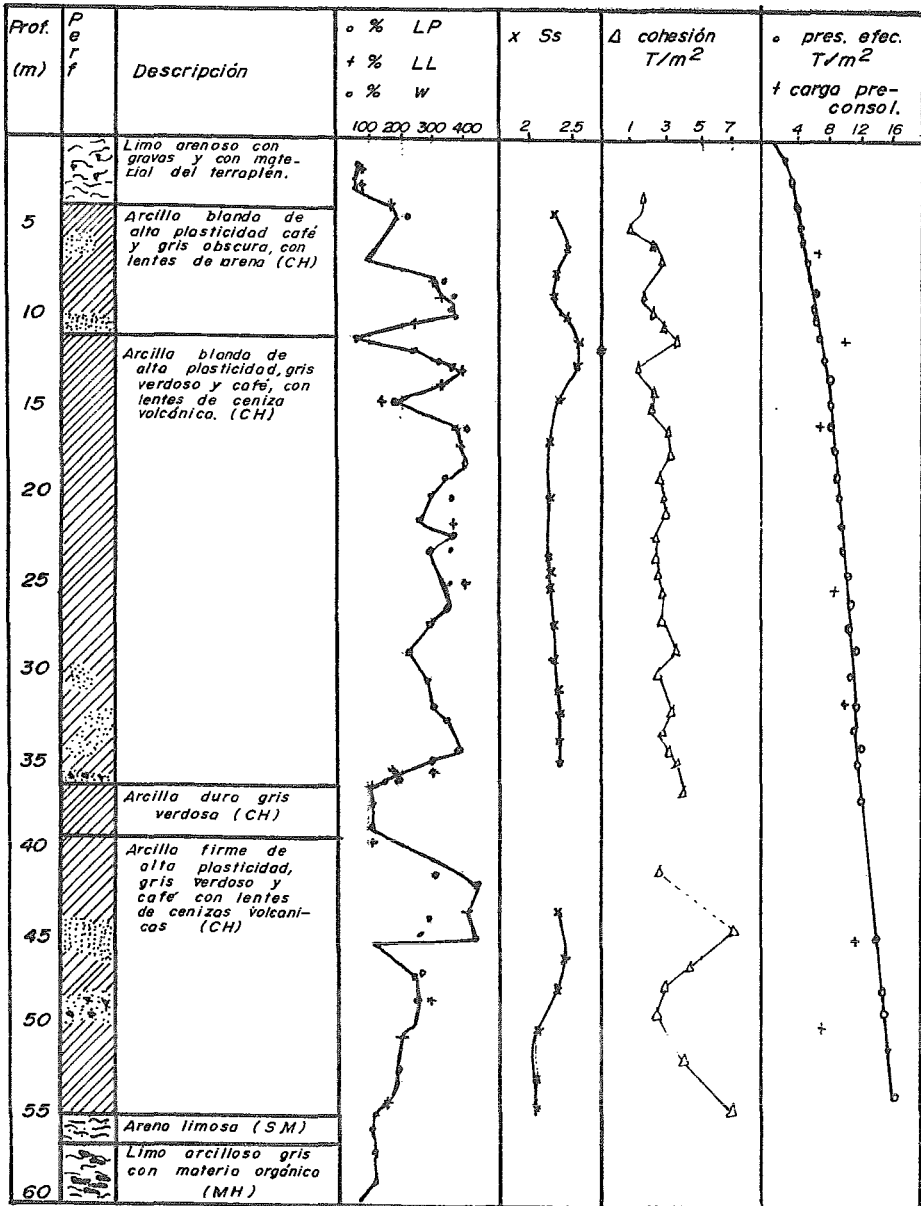


W - Contenido de agua

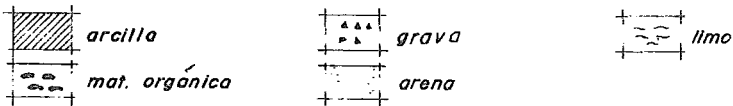
t.1 - Terraplén de prueba No.1 Km 3 + 763

t.2 - Terraplén de prueba No.2 Km 4 + 060

Fig. IV-1-2 Estratigrafía del camino Peñón Texcoco.



cohesión obtenida en prueba de compresión



malmente consolidado.

La resistencia al esfuerzo cortante determinada en pruebas de compresión simple fué del orden de  $1.5 \text{ Ton/m}^2$ .

Uno de los parámetros importantísimos que se determinó mediante pruebas de veleta a diferentes épocas de vida del terraplén fué la resistencia al esfuerzo cortante. La prueba se realizó en etapas, remoldeando el suelo para modificar su estructura original y dejando reposar el suelo 20 minutos, a fin de estudiar la recuperación de resistencia. En la siguiente tabla se anotan los resultados típicos de una de estas --- pruebas:

TABLA IV- 1 - 1

# de Prueba	Resistencia Máx. $\text{Ton/m}^2$ .	% de disminución - respecto al Máx.
1a.	2.00	00.00
2a.	0.80	60.00
3a.	1.00	50.00 ***
4a.	0.60	70.00

\*\*\* Se dejó reposar la muestra 20 minutos.

Una posibilidad de interpretar estos resultados típicos, es que la reestructuración, que se inició con el reposo, influye preponderantemente en la resistencia al corte, pues - la mayor variación en la disminución se tiene al pasar de la-

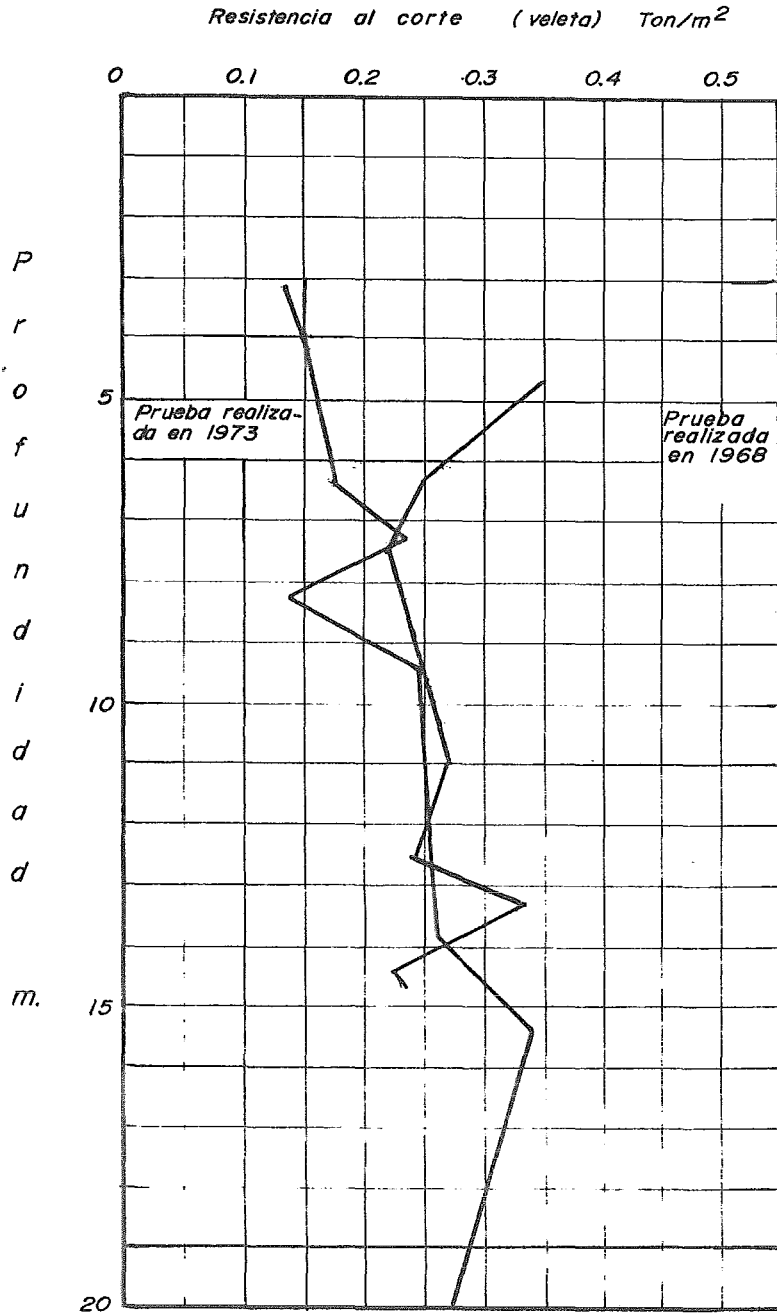
primera a la segunda prueba; en cambio al pasar de la segunda a la cuarta su porcentaje es menor. Por otra parte en el resultado de la prueba # 3 se tiene que bastaron 20 minutos para que la resistencia se incrementara debido a la recuperación de estructura (tixotropía) que tuvo el suelo.

También se midió la resistencia del suelo mediante pruebas de compresión simple, en estado inalterado y en estado remoldeado al mismo contenido de agua. Los resultados indican que la sensibilidad promedio del suelo es de 2.24. Mediante pruebas de veleta se determinó la relación entre las resistencias del suelo en estado inalterado y remoldeado exhibiendo un valor promedio de 2.36.

Se pudieron comparar a las mismas profundidades, los valores de resistencia obtenidos a partir de pruebas de compresión simple con los de veleta, resultando los primeros 33% menores que los últimos. Esta diferencia puede deberse entre otras razones, al efecto de consolidación del suelo probado, provocado por el giro de la veleta.

Un aspecto que no debe pasar inadvertido, es que la resistencia varía con el tiempo, tal y como lo muestran los resultados graficados en la figura IV-1-3, donde se muestran valores de resistencia contra profundidad. Estos resultados corresponden a pruebas de veleta efectuados en los años de 1968 y 1973 en sondeos muy próximos localizados en la zona del terraplén de prueba que sufrió mayor hundimiento.





*Fig. II-1-3 Prueba de veleta en el camino Peñón - Texcoco*

Puede observarse que al cabo de 5 años en los primeros 10 metros de la disminución de la resistencia fué de un 40%. Este efecto se tomó en cuenta en la selección del valor de resistencia con que se analizó la estabilidad del terraplén de prueba en 1965, al disminuir la resistencia obtenida con prueba triaxial no drenada, en un 15%; se piensa que ésta disminución se debe entre otras causas, a la degradación estructural del suelo con el tiempo.

Otro de los parámetros que se determinaron, son los que se refieren a la deformabilidad volumétrica, realizándose en este caso pruebas de consolidación unidimensional. En la siguiente tabla se anotan los diferentes coeficientes de deformación volumétrica (Mv), determinados en los años de 1968 y 1973, a diferentes profundidades:

TABLA IV - 1 - 2

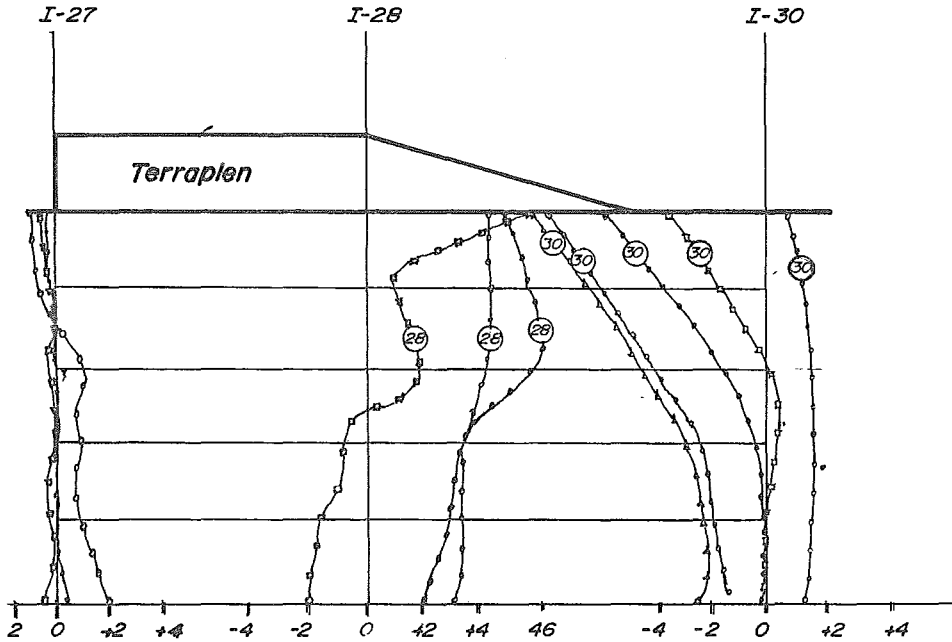
Profundidades (m)	Mv. (cm <sup>2</sup> /Kg) 1968	Mv. (cm <sup>2</sup> /Kg) 1973
6.40	0.520	0.310
11.50	0.540	0.200
17.00	0.410	0.290
25.00	0.440	0.220
30.00	0.370	0.180
42.00	0.140	0.170
48.00	0.200	0.190

Siendo los valores promedios para los años de 1968 y 1973 de 0.374 y 0.223 respectivamente. Esto se puede interpre

tar que a medida que pasa el tiempo actúa sobre el terreno de cimentación una sobrecarga, la deformación volumétrica tiende a disminuir a medida que pasa el tiempo ya que se provoca una consolidación, tendiendo a cero la deformación volumétrica -- cuando el tiempo tiende a infinito.

En planos horizontales situados a diferentes profundidades se midieron las deformaciones verticales que se generaron contra el tiempo, encontrando tal y como lo indica la teoría, se presentaron los mayores hundimientos en el centro, tendiendo a disminuir hacia los extremos del terraplén. Se encontró que la teoría de la consolidación no coincidió con la realidad, puesto que según la teoría, debería haberse presentado hundimientos de importancia considerable, pero en realidad a la profundidad de 15 metros sólo se presentaron deformaciones que para el Ingeniero se pueden considerar despreciables, quizá porque la teoría sólo considera deformaciones en un sólo sentido, es decir, sólo permite deformaciones en forma axial, en realidad se presentaron deformaciones en dos o más direcciones, es por eso que esta sea la causa más acertada, de la discrepancia de la teoría con la realidad. En las figuras IV-1-4 y IV-1-5 se muestran los resultados de las mediciones efectuadas, en el mismo terraplén utilizando inclinómetros, y torpedos de asentamientos durante aproximadamente 6 años.

Habiendo tenido y conocido, todo el perfil y carac--



- Posición inicial (enero de 1966)
- Posición 3 meses después (abril de 1966)
- Posición 30 meses después (julio de 1968)
- Posición 42 meses después (junio de 1969)
- △—△ Posición 60 meses después (diciembre de 1970)
- Posición 72 meses después (julio de 1972)

Notas: 1.- El inclinómetro I-28 se cerró a los 42 meses de iniciar las mediciones.  
 2.- En el inclinómetro I-27, solo se dibujaron las gráficas para 3, 30 y 72 meses.

**Fig. IV-1-4 Resultados de inclinómetro en una sección de un terraplén de prueba construido en el vaso de texcoco, México.**

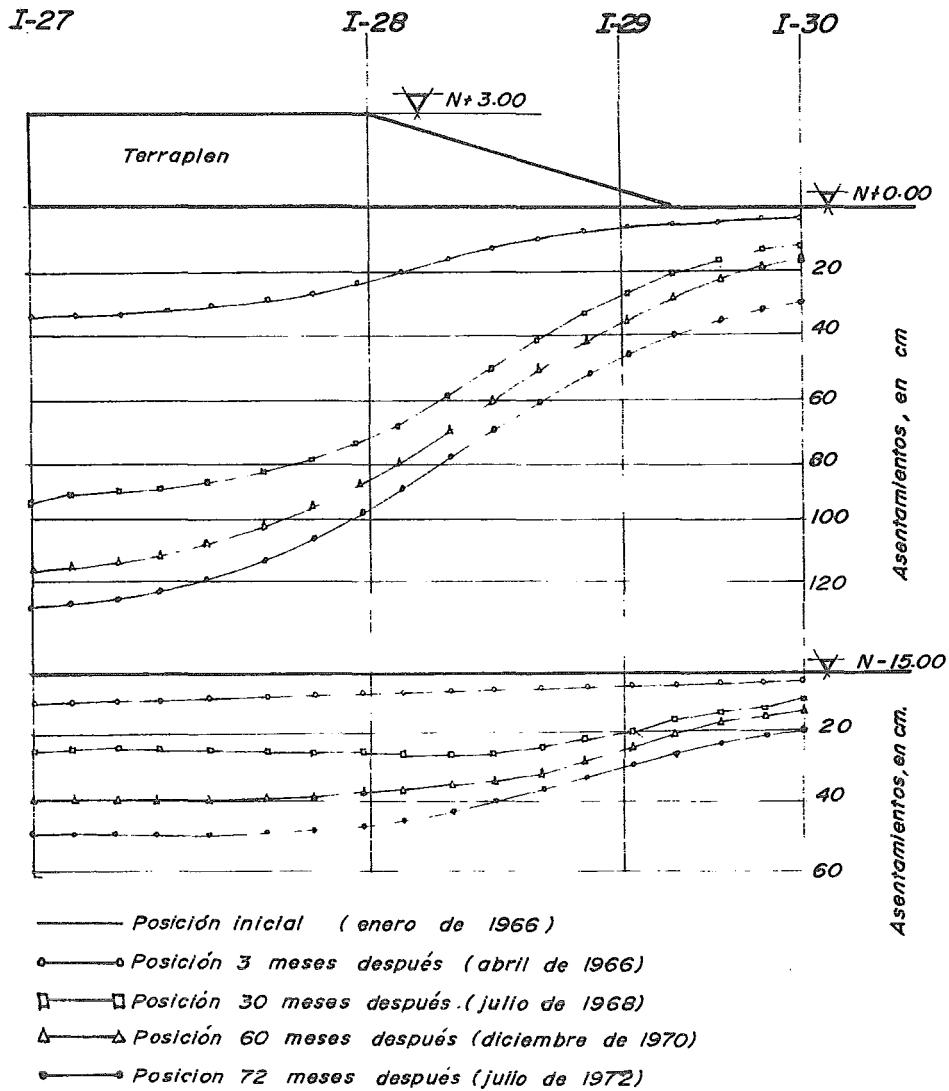


Fig. IV-1-5 Resultados de medición con torpedo de asentamiento, en una sección del mismo terraplén de prueba a que se refiere la fig. IV-1-4

terísticas mecánicas del suelo en apoyo, se procedió a llevar a la falla uno de los terraplenes de prueba mediante la utilización de sobrecargas. Como se comentó con anterioridad, se construyeron dos terraplenes de prueba, presentando cada uno de ellos las posibles secciones, y materiales de proyecto. Al principio se dijo que estarían constituidos con diferentes materiales, es decir, uno más ligero ( $1.0-1.1 \text{ Ton/m}^3$ ) y el otro de material pesado ( $1.8 \text{ Ton/m}^3$ ). Para esta operación se escogió el de sección ligera. Antes de iniciar esta tarea, se completó la instrumentación para tener una visión más amplia del comportamiento esperado al ocurrir la falla consistiendo la instrumentación en:

- 6 inclinómetros.
- 9 bancos de nivel superficial.
- 4 cintas detectoras de superficies de falla.
- 5 pozos auxiliares de observación.

Los inclinómetros fueron del tipo Wilson; los pozos de observación fueron simples tubos galvanizados de 50.8 mm. de diámetro colocados en sondeos de mayor diámetro, que se llevaron a una profundidad mayor que aquella a la que se estimaba se produciría la superficie de falla. El espacio que quedó entre tubos y pozos de sondeo se rellenaron con arena, cuya función era la de proporcionar datos para detectar la zona en que se produciría la falla. Las cintas detectoras de falla también se colocaron en pozos exprofesos, ahogandolas en un

montero de cemento. No se colocaron piezómetros puesto que la falla se consideró que se generaría en forma rápida.

Se hicieron varias consideraciones teóricas, como las que se utilizaron en el cálculo de sobrecarga, considerando - por un lado la hipótesis de que la falla se generaría primero en el suelo de cimentación, por capacidad de carga; por otra parte, también se revisó la altura así obtenida por el análisis de taludes, en forma bidimensional y tridimensional, considerando una falla del tipo rápido con superficie de deslizamiento cilíndrica con sección recta, según un segmento de circunferencia; el factor de seguridad para estos cálculos se hizo igual a la unidad, encontrándose los siguientes resultados:

- Utilizando el análisis bidimensional, la altura de la sobre carga determinada por capacidad de carga del suelo - es de 3.10 metros.

- Con el análisis tridimensional, resultó de 4.00 m.

- Mediante un análisis bidimensional de estabilidad de taludes, la altura de la sobrecarga resultó de 5.00 m.

- Finalmente con un análisis tridimensional de estabilidad de taludes, resultó de 7.00 metros.

Se llegó a la conclusión de que el tipo de análisis que gobernaría era el de estabilidad de taludes, proyectándose finalmente con los resultados de estos análisis planteando

se la hipótesis que la falla se produciría en forma rápida, - tomada ésta en base de la interpretación de los resultados de las pruebas de resistencia al corte (compresión simple, triaxiales rápida y las de veleta), se aceptó que esta era frágil, considerando una altura de 5.50 m.

La sobre carga se formó con arcillas limosas y arenas arcillosas, compactadas en capas de 30 cm. de espesor; el grado de compactación alcanzado fué de 90% de su peso volumétrico seco máximo determinado en el laboratorio, resultando - un peso volumétrico humedo promedio de 1.80 Ton/m<sup>3</sup>. Se estimó un volumen a colocar del orden de 5 600 m<sup>3</sup>, en un tiempo de - 26 días.

Como se hizo mención con anterioridad que los terraplenes se encontraban instrumentados, especialmente éste último, los resultados que se obtuvieron con el propósito de estudio, fueron los siguientes:

Se diferenciaron tres etapas durante la evolución de los movimientos con el tiempo, observándose en la primera una velocidad de 1.0 cm/día, que correspondían a los primeros 40 días de prueba; la segunda alcanzó velocidades de 6.85 cm/día correspondientes a los siguientes 75 días de la prueba.

Cabe aclarar que en el inicio de esta etapa aparecieron las primeras grietas y la sobrecarga se empezó a incrustar en el terreno de cimentación, en lugar de provocar un desplazamiento lateral del mismo, como se esperaba. En la última -



etapa, durante la cual la sobrecarga ya no se incrementó, la rapidez del hundimiento volvió a disminuir a los valores de 1.64 cm/día.

El espesor de la sobrecarga, que según el proyecto debía resultar de 5.50m, en la falla se llevó hasta 11.50 m, sin que se produjese el desplazamiento aparatoso del suelo -- que se esperaba, debido a que, aparentemente crecía el factor de seguridad con el tiempo, aún cuando se aumentara la sobrecarga, debido a que la superficie de falla va cambiando y aumentando su desarrollo proporcional con el aumento de la sobrecarga como lo muestra la figura IV - 1 - 6.

Al iniciarse el proceso de falla, los desplazamientos horizontales alcanzaron valores máximos de 15 cm, a una profundidad de 7.00 m., contada a partir del contacto entre el terraplén de prueba y el terreno natural antes de fallar -- fué de 80 cm.

Se puede decir que existió discrepancia detectada entre los resultados técnicos y los reales, reportados gracias a un adecuado programa de instrumentación, llegando a las siguientes conclusiones:

- El terraplén falló por capacidad de carga, por indentación

El coeficiente de capacidad de carga para el suelo de apoyo resultó de 6.38.

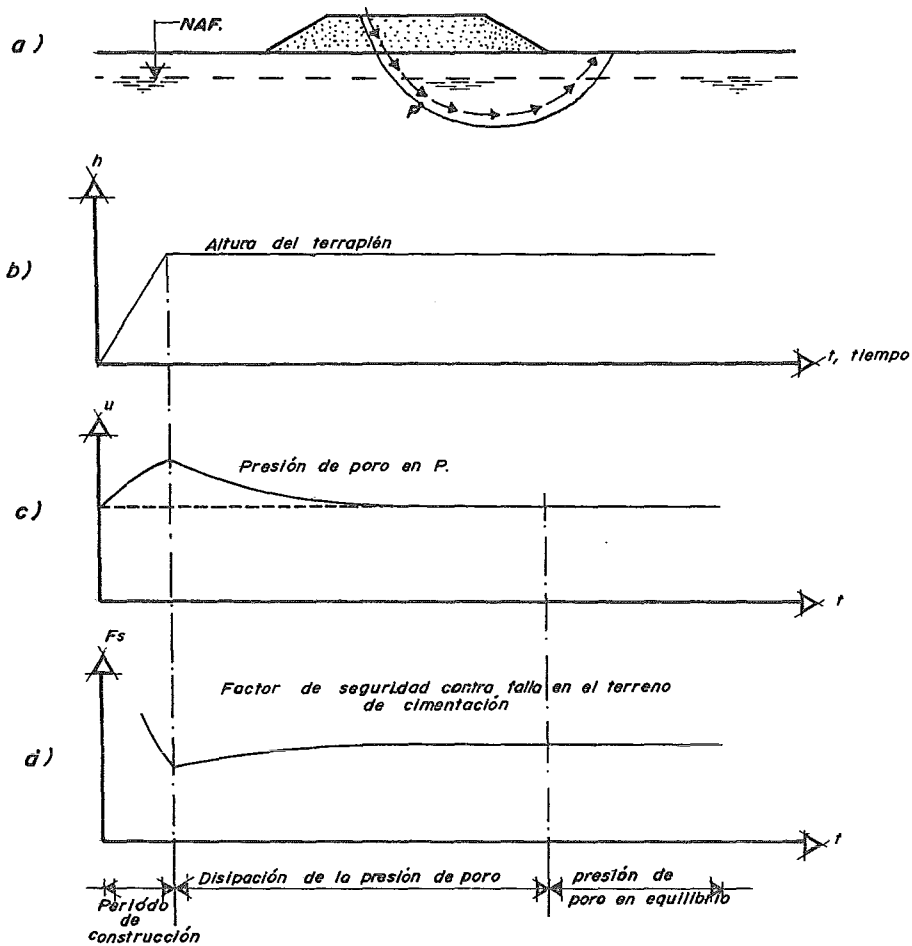


Fig. IV-1-6 Variación de las condiciones con el tiempo en un terraplén construido sobre un suelo blando.

- La deformación que se generó a partir de la falla tuvo una velocidad constante de 6.30 cm/día durante 75 días.

- A una profundidad máxima de 7.00 m respecto al contacto entre el terraplén de prueba y la cimentación, se tuvieron las máximas deformaciones horizontales, independientemente antes de que apareciese la primera grieta en la superficie del terraplén de prueba.

- El factor de seguridad del terraplén suponiendo falla cilíndrica circular se incrementó con el tiempo.

Esta experiencia nos indica que para atacar un pro-blema similar es recomendable seguir los siguientes pasos:

. Si se cuenta con tiempo y recursos económicos como para poder iniciar un estudio del comportamiento del terra-plén a largo plazo, se recomienda construir terraplenes de --prueba auxiliándose de un adecuado programa de instrumenta-ción, para quitar el velo de tanta duda y poder ampliar nues-tra confianza en el diseño de futuras obras.

. Estudiar las técnicas y métodos constructivos de--las experiencias en obras logradas no sólo en nuestro país, -sino a un nivel mundial, logrando con esto, corregir nuestros posibles errores o los de los demás, provocando con esto po-der en el futuro estandarizar las técnicas usadas de acuerdo con las características del problema, y a su vez, mejorar la-tecnología usada.

, Hechar mano de las experiencias personales acumuladas por especialistas involucrados en la solución de problemas similares, a través de entrevistas personales.

#### IV.2.- PRESA GUADALUPE:

La presa de Guadalupe está ubicada en el Estado de México, sobre el río Cuautitlán y su objetivo es almacenar agua para riego del fértil valle de Cuautitlán.

La primera Presa Guadalupe, de enrocamiento con paramento de concreto en su talud aguas arriba, se construyó de 1936 a 1943; sin embargo, en 1947, al observar filtraciones excesivas ( $4 \text{ m}^3/\text{seg}$ ) se vació el embalse y se modificó su sección, transformándose en una presa de enrocamiento y tierra con corazón inclinado de arcilla. En septiembre de 1952, a pesar de las precauciones tomadas durante las obras de rehabilitación, y con el embalse casi lleno, se presentó una nueva filtración de agua ( $0.5 \text{ m}^3/\text{seg}$ ). Al vaciar el embalse, se observaron agrietamientos de consideración en el paramento aguas arriba de la presa. El embalse se mantuvo desde entonces a niveles muy bajos, hasta que en 1968 se rehabilitó por segunda vez la presa; hasta la fecha, su comportamiento ha sido satisfactorio.

A continuación se analizan las causas de estas fallas y, desperfectos cuya detección es, hoy en día, facilitada por el cúmulo de información disponible.

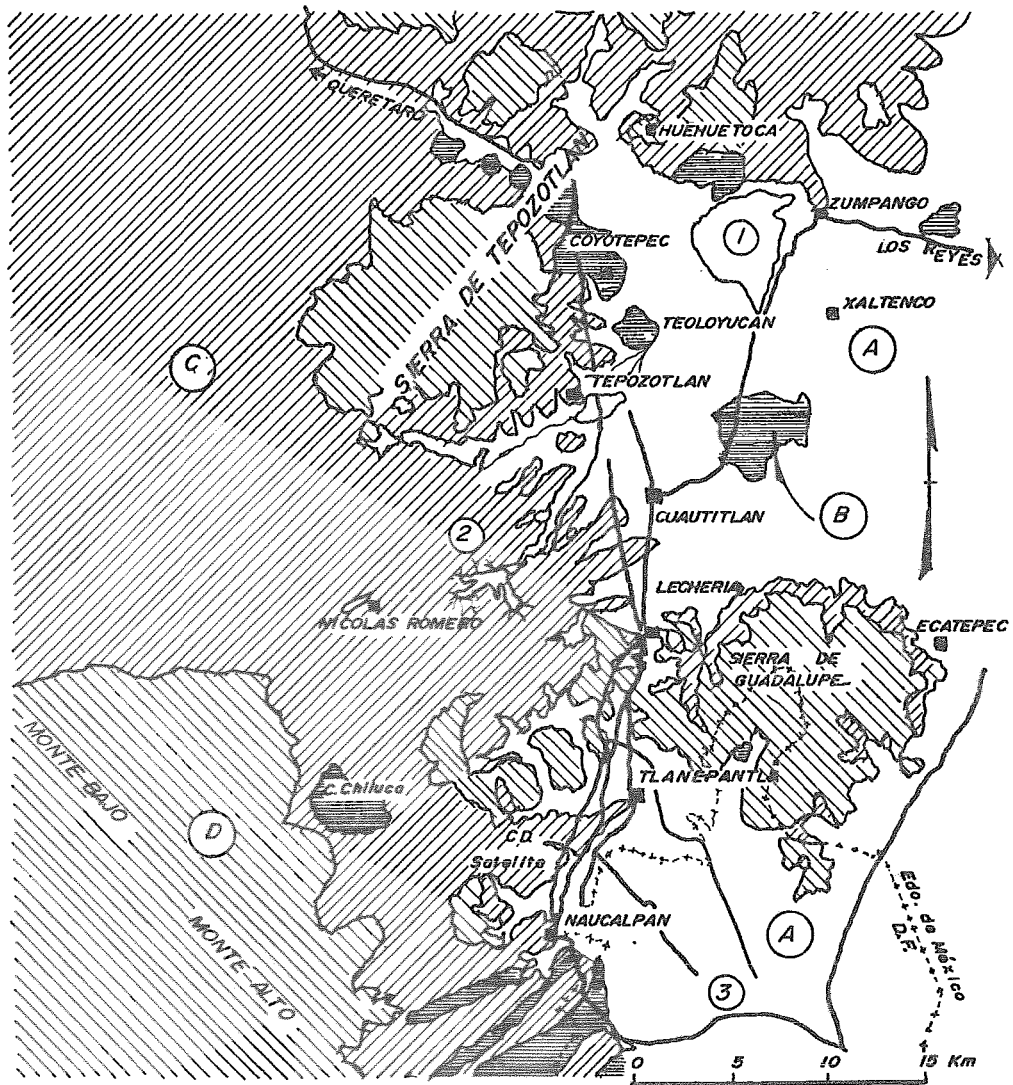
En primera y geológicamente hablando, la zona en que se ubica la presa, comprende formaciones volcánicas, aluviales y lacustres del terciario medio, superior y cuaternario; como se puede constatar en la figura IV-2-1.

En el sitio de la presa se efectuaron perforaciones en 1954 y 1967, como se puede apreciar en la figura IV-2-2.

La cimentación está constituida por una capa superficial limo arenosa café con espesores variables entre 4 y 13 m. aproximadamente, los mayores espesores se localizan del lado del valle, aguas arriba de la presa, figura IV-2-3. Debajo de esta capa se encontró en la mayoría de los pozos un limo arenoso negro con espesores que van entre los 3 a 8 metros, aproximadamente. Entre éste material y la base tobacea se encuentran depósitos erráticos de espesor variable de limos, arena-gris y grava. En la figura anterior, se aprecia también el incremento del espesor de acarreo bajo el eje de la presa, así como el sondeo de 6' de la figura IV-2-4, de acuerdo con el corte longitudinal al eje de la presa que pasa por los sondeos 10', 8', 6' y 3'. Este aumento es el espesor de los acarreos en la zona central del cause actual puede corresponder a un cause antiguo sepultados por aluviones recientes.

Empezaremos, relatando el comportamiento y falla de la primera presa, diciendo que su diseño ocurrió en el año de 1936, el tipo era de enrocamiento con recubrimiento de concreto, cuyo espesor variaba entre 20 y 50 cm. de la corona al --

Fig IV-2-1 PLANO GEOLOGICO



**A** Depósitos aluviales y lacustres

**B** Lavas basálticas y andesíticas

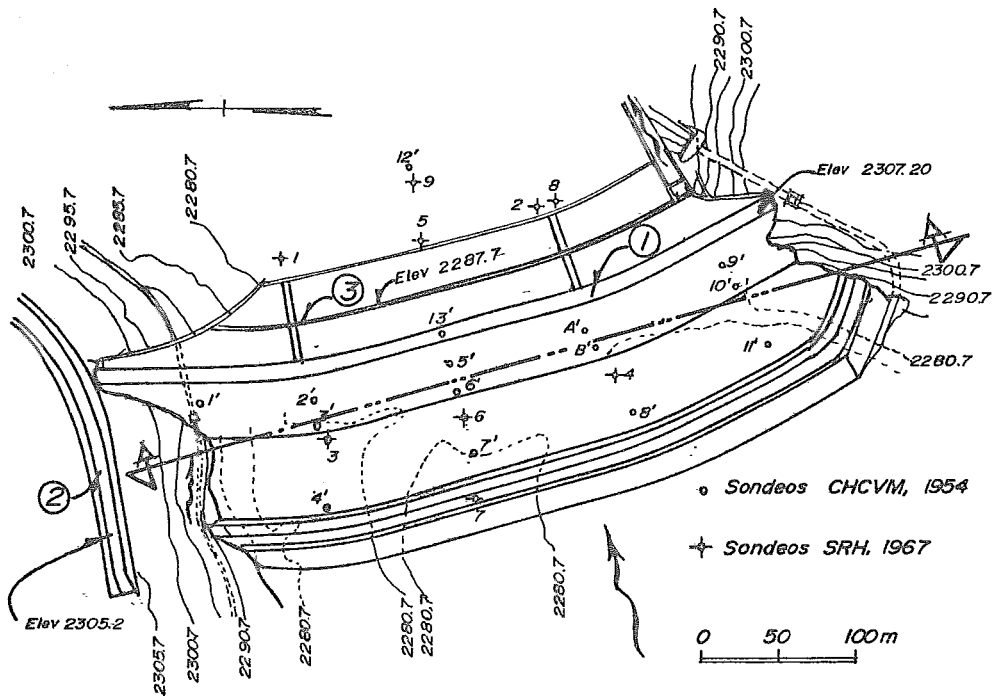
**C** Depósito detricos

**D** Andesitas, andesitas basálticas y basaltos antiguos

1) Laguna de Zumpango

2) Presa Guadalupe

3) Ciudad de México



Elev. Elevación en m.

1) Corona de la cortina

2) Vertedor

3) Berma

Fig IV-2-2 LOCALIZACION DE SONDEOS

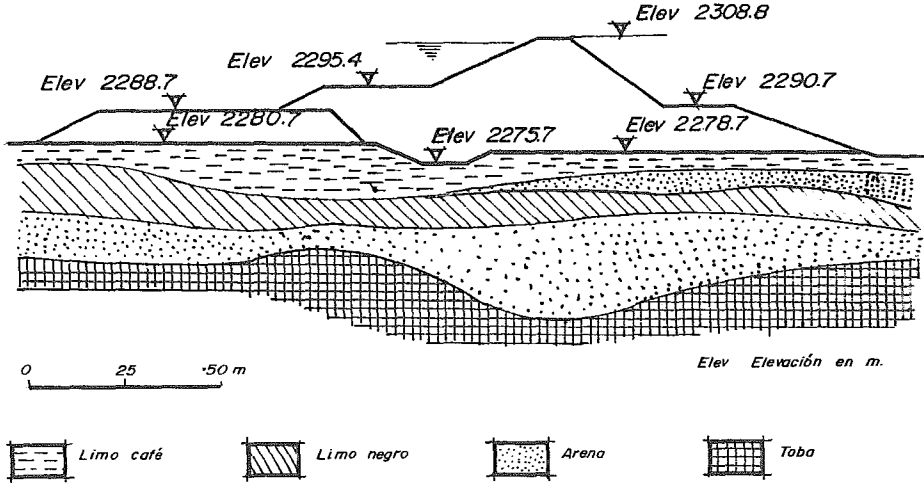


fig. IV-2-3 Sección transversal máxima estratigráfica

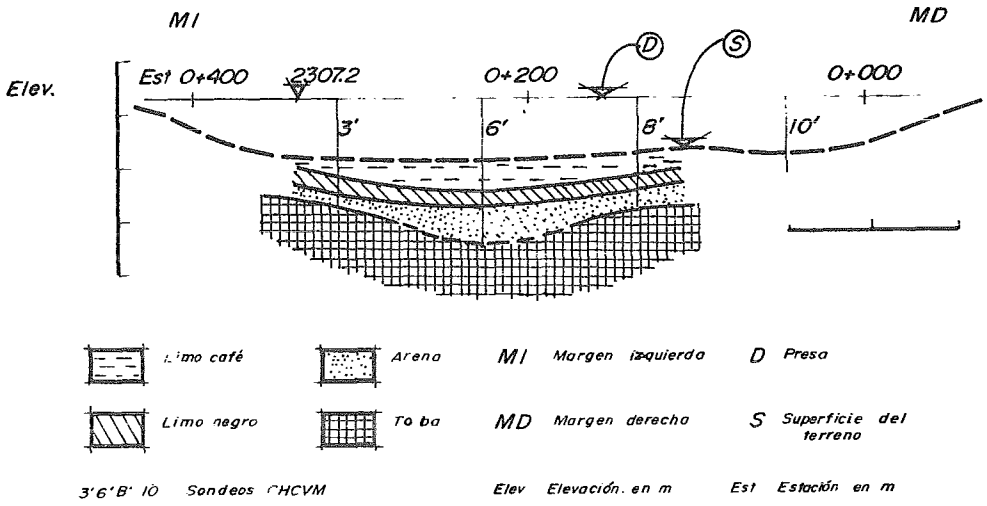


fig. IV-2-4 Corte geológico longitudinal A-A



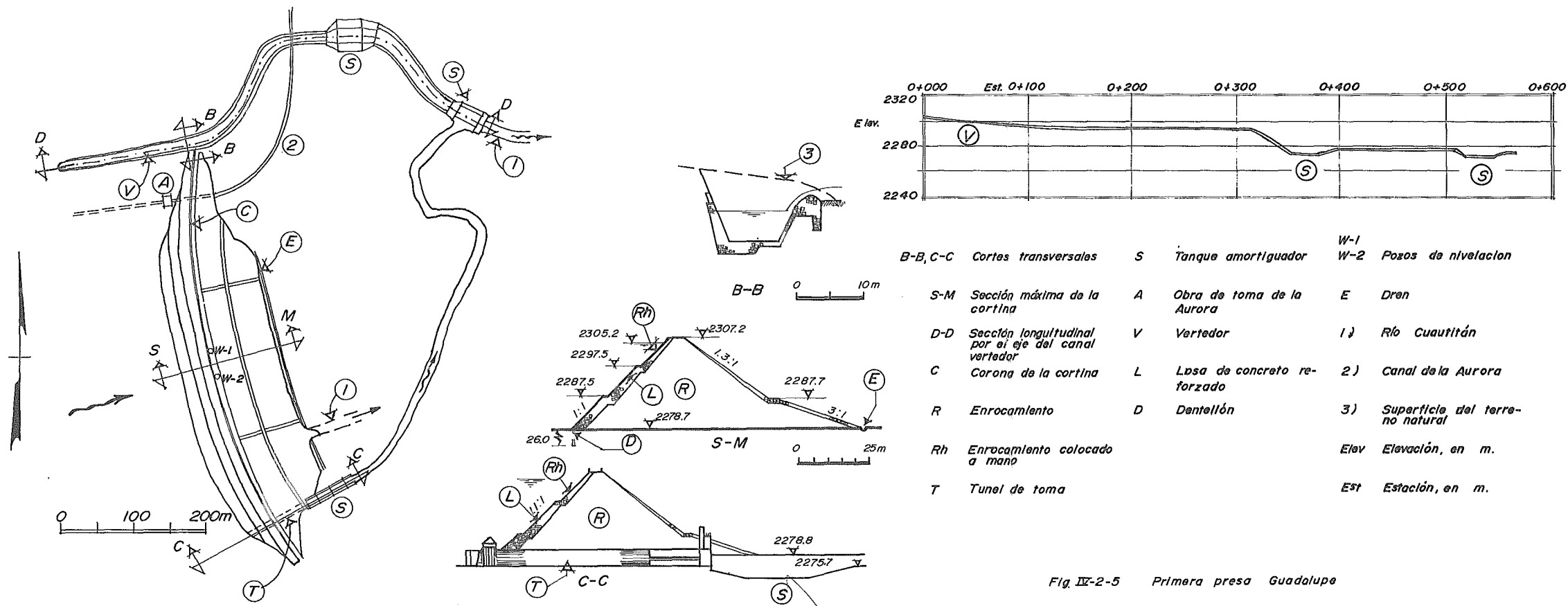


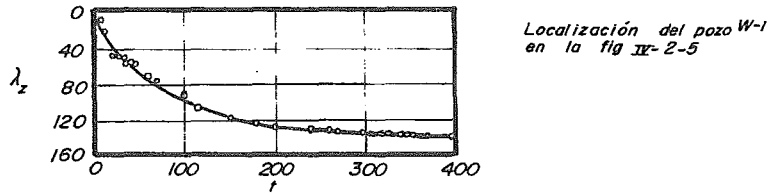
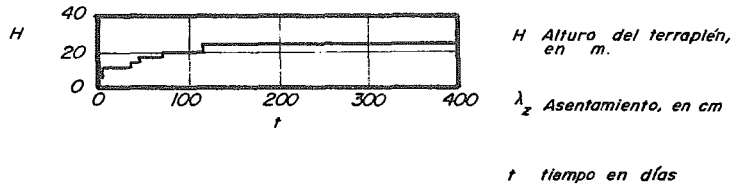
Fig IX-2-5 Primera presa Guadalupe

pie del talud, unía a su base a un dentellón de concreto de 26 metros de profundidad, embebido en los depósitos aluviales de la cimentación. La excavación de la zanja para alojar el dentellón fué de difícil ejecución, como también lo fué el colado de las losas de concreto en el talud aguas arriba, pues la cimentación en el lecho del río se asentaba apreciablemente.

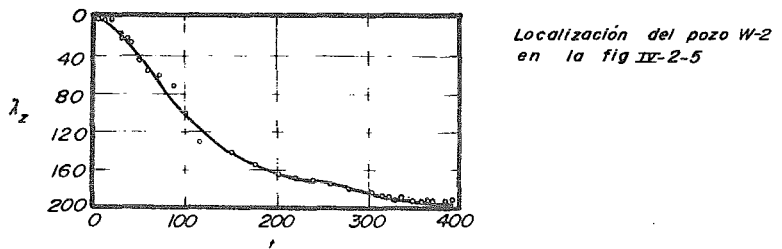
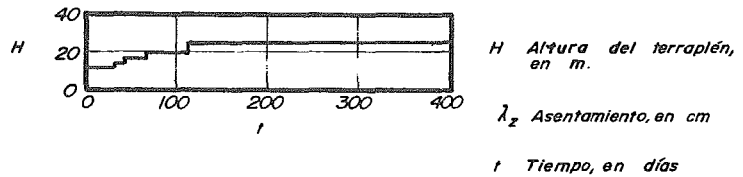
Durante la construcción y el primer llenado del embalse, la cortina sufrió asentamientos máximos, registrados de 2.10 metros para una altura de cortina de 28.50 m. (figuras IV-2-6 y IV-2-7).

Debido a estos hundimientos, la presa estuvo en observación con el embalse vacío. En 1947, se inició el primer llenado, y en septiembre del mismo año, cuando el nivel del vaso alcanzaba la elevación de 2, 293.50, se presentó una fuga importante ( $4 \text{ m}^3/\text{seg}$ ) en el cause del río al pie de la cortina por lo que se procedió de inmediato a vaciar el embalse. La causa de esta filtración fué la falla a flexión de la losa de recubrimiento de concreto, en la cercanía de su unión con el dentellón y sobre el antiguo cauce del río. Esta losa había perdido todo su apoyo sobre el enrocamiento en su cara aguas abajo, creándose un hueco entre la losa y el enrocamiento, de aproximadamente 40 cm. de ancho. En enero de 1948 se notó que a pesar de que el embalse se encontraba vacío, el dren longitudinal a la presa, localizado aguas abajo de la

**Fig. IV-2-6 Asentamiento de la cortina en el pozo W-1 desde el inicio de la construcción**



**Fig. IV-2-7 Asentamiento de la cortina en el pozo W-2 desde el inicio de la construcción**



misma, aportaba agua con un gasto de 4 l/seg. En el origen -- del dren, o sea en la margen izquierda, el gasto de filtración era nulo, incrementándose hacia el centro de la cortina, por lo que se desechó la posibilidad de que las filtraciones observadas provinieran del canal La Aurora (Fig. IV-2-5), y sí en cambio del arroyo que corría en el pie de aguas arriba de la presa. A raíz de este problema se optó por modificar la -- presa, procediendo a la primera rehabilitación, que se inició en 1948 y se concluyó en 1949.

La sección máxima de la cortina, reconstruida a partir de 1948, se presenta en la figura IV-2-8.

Las modificaciones esenciales con respecto a la anterior son:

- 1.- La nueva presa es de tierra y enrocamiento.
- 2.- La impermeabilidad de la estructura se obtuvo medante un corazón inclinado de arena arcillosa.
- 3.- La losa de concreto se perforó y se cubrió con una zona de filtro de un metro de espesor.
- 4.- Al pie del dentellón y aguas arriba se excavó una trinchera de 3 m. de profundidad, que se re--llenó posteriormente con material impermeable.
- 5.- Debido a la baja resistencia al esfuerzo cortante de los depósitos naturales en el área, fué necesario agregar al pie del talud de aguas arriba un terraplén de 100 m. de largo por 8 m. de espe



sar, para aumentar el factor de seguridad.

Antes de iniciar las obras de rehabilitación de la presa se efectuaron pruebas de laboratorio de 25 muestras inalteradas de los materiales limosos de la cimentación, así como de muestras integrales del banco de préstamo para el co<sup>ra</sup>zón y terraplén impermeables, como los resultados que se -- presentan más adelante en las tablas IV-2-1 y IV-2-2.

El limo superficial de la cimentación resultó muy -- suelto, sin embargo no se eliminó.

Durante la construcción, diversos observadores notaron que:

1.- Los materiales utilizados para las zonas de filtro eran mal graduados y con alto contenido de finos.

2.- El relleno de material impermeable en la cepa -- contigua al destellón no se compactó correctamente en la cercanía del mismo.

La rehabilitación de la presa se terminó en julio de 1949 y hasta 1952 no se presentaron filtraciones de importancia, no obstante que en octubre de 1951 el nivel del agua en el embalse alcanzó la elevación de 2,300.7.

El 23 de septiembre de 1952, con el agua hasta la co<sup>ta</sup> 2 303.00, se presentó una filtración de  $0.5 \text{ m}^3/\text{seg}$ , que se recolectó en el dren longitudinal localizado aguas abajo de --

Tabla IV-2-1

propiedad	Profundidad		
	0 - 2.00m.	2.00-6.00m.	6.00-10.00m
Contenido de agua en porcentaje	0.63	0.41	0.38
Densidad de sólidos	2.51	2.55	2.61
Peso volumétrico seco, en ton/m <sup>3</sup>	0.96	1.20	1.30
Angulo de fricción (prueba rápida)	0	0	.0
Cohesión (prueba rápida) en ton/m <sup>2</sup>	1.65	2.40	4.30
Coefficiente de compresibilidad, $a_v$ en cm <sup>2</sup> /kg	0.05	0.08	0.09

Tabla IV-2-2

Clasificación	Arena arcillosa (SC)			
Granulometría (MIT)	G = 7%	S = 54%	M = 29%	C = 10%
Límites de Atterberg	$w_L = 45\%$	$w_p = 26\%$	$I_p = 19$	
Prueba triaxial rápida	Angulo de fricción = 9°		Cohesión = 5 ton/m <sup>2</sup>	
Peso volumétrico máximo (Prueba Proctor estándar)	1.475 ton/m <sup>3</sup>			
Contenido de agua óptimo (Prueba Proctor estándar)	29%			
Coefficiente de permeabilidad	10 <sup>-6</sup> cm/seg			

Tabla IV-2-3

Material	In situ						Pruebas de laboratorio					Clasificación
							Granulometría			proctor est		
	$w_L$	$w_p$	$I_p$	$e$	$w$	$C$	$G$	$S$	$F$	$\gamma_{m\acute{a}x}$	$w_{opt}$	
Corazón impermeable	50.5	27.6	22.9	0.71	31.6	102	0	15.1	84.9	1.47	27.3	CH
Filtros				0.64	10.3	90	10.5	82.9	6.6			SW
Tansiciones				0.90	12.1	90	36.0	59.3	4.7			SP

$\gamma_{m\acute{a}x}$  Peso volumétrico máximo, en ton/m<sup>3</sup>

$w_{opt}$  Contenido de agua óptimo, en porcentaje

$w_L$  Límite líquido, en porcentaje.

$w_p$  Límite plástico, en porcentaje

$I_p$  Índice de plasticidad

$e$  Relación de vacíos

$w$  Contenido de agua,

$C$  Porcentaje de compactación

$G$  Grava en porcentaje

$S$  Arena, en porcentaje

$F$  Finos, en porcentajes

la presa. De inmediato se inició el vaciado del embalse y la medición en forma continua del gesto de filtración. Al descubrirse el talud aguas arriba del corazón se observó una grieta longitudinal a la elev. 2 289.40, de aproximadamente 40 cm. de ancho en la estación 0+305 que se reflejaba en el talud de enrocamiento aguas arriba de la presa, mediante un asentamiento, el cual entre las estaciones 0+170 y 0+350 creaba una especie de berma a la elevación 2 291.7. En la misma estación - 0+305 se descubrió una cavidad de 2 m. de altura, 3 m. de ancho y dirigida hacia el dentellón, que afectó un espesor de material impermeable de 5 m. aproximadamente tal y como se muestra en la figura IV-2-9.

El exámen de los bordes de la grieta, especialmente donde existía un cambio en la textura de los materiales, demostró que el movimiento relativo del cuerpo de la cortina, respecto a la parte de aguas arriba correspondía aproximadamente a una rotación hacia aguas abajo, lo que descartó la posibilidad de que la masa de tierra colocada a manera de contra peso del corazón impermeable, al gravitar sobre los depósitos de aluvión hubiera provocado fuertes asentamientos diferenciales causando la rotura del talud de la presa, lo cual en un principio pareció aceptable. Se estima que, de hecho, la presión del agua al actuar sobre el corazón indujo nuevos asentamientos en la cimentación y desplazamientos horizontales.

En efecto, la rehabilitación de la presa, iniciada -



en 1948, ocasionó asentamientos complementarios con respecto a los registrados hasta esta fecha. El máximo asentamiento inducido en la corona de 1948 a 1952 fué del orden de 31 cm. - en la estación 0+235.00. En la figura IV-2-10 se presenta la - variación de los asentamientos en función del tiempo en esta - misma estación.

Por tratarse de una presa constituida por un corazón - inclinado de arena arcillosa relativamente rígido, la magni-- tud de los asentamientos pudo haber sido la causa del agrieta miento longitudinal y transversal observado.

De 1953 a 1967 se mantuvo la presa sin reparar y con - niveles de agua en el embalse que fluctuaron entre las eleva-- ciones de 2, 282.70 y 2,294.70, construyendo sobre el terra-- plén de aguas arriba un dique provisional para evitar la inun dación de las excavaciones exploratorias, efectuadas en la -- cercanía del dentellón.

En la tercera presa, se iniciaron los trabajos de reha bilitación y sobre elevación a fines de 1967, con el objeto - de construir la nueva sección de la cortina (figura IV-2-11). Para el nuevo diseño se concedió particular importancia a la - plasticidad de la arcilla del corazón y a las propiedades au- tosellantes del material del filtro, localizado aguas arriba- del corazón. Se removieron los materiales del talud aguas a-- rriba de la presa en el siguiente orden: enrocamiento de pro- tección, arena arcillosa del corazón, losa de concreto, parte

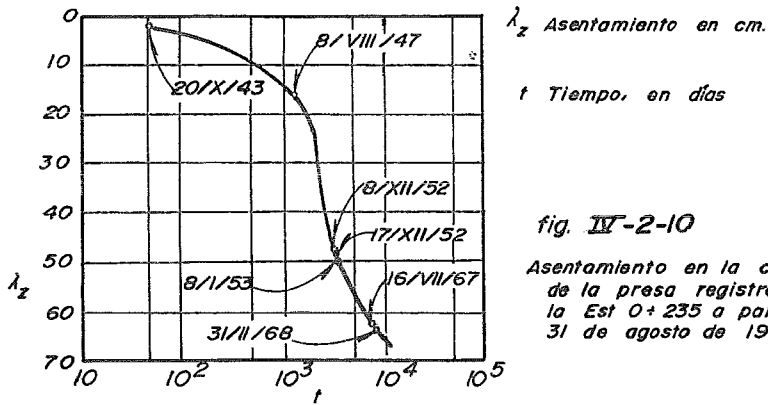
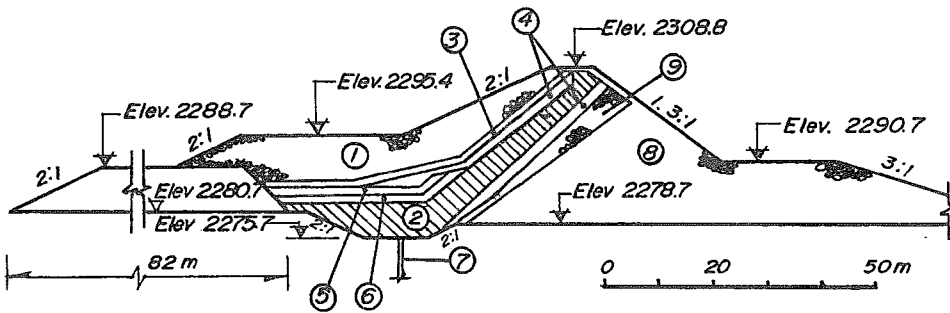


fig. IV-2-10

Asentamiento en la corona de la presa registrados en la Est 0+235 a partir del 31 de agosto de 1943



Elev Elevación, en m

1) Enrocamiento

2) Corazón impermeable

3) Transición de rezaga seleccionada

4) Filtro de arena y grava

5) Arena fina limpia

6) Arcilla muy plastica y ligeramente compactada

7) Dentellón

8) Relleno

9) Transición de finos de roca

Fig. IV-2-11 Sección máxima de la cortina. Tercera presa

del enrocamiento de aguas abajo, y finalmente se excavó una trinchera en la cimentación en la zona ocupada por el destellón. De mayo a noviembre de 1968 se colocaron los materiales constitutivos de la nueva sección. Las propiedades de los suelos utilizados se presentan en la tabla IV-2-3.

La compactación de la arcilla del corazón, se efectuó con 10 pasadas de rodillo pata-de-cabra lastado con agua y en capas de 20 cm., sin embargo, el talud aguas arriba del corazón, la arcilla se compactó en capas de 50 cm. y únicamente con el paso del equipo de acarreo y de tractores, a fin de dejarlas relativamente sueltas. El material de los filtros y de las transiciones se compactó en capas de 50 cm., mediante cuatro pasadas de banda de tractor D-8. El enrocamiento se colocó en capas de 1.50 M. de espesor y la compactación se logró con el paso del equipo de acarreo.

Durante la construcción y a fin de observar el comportamiento de la presa, se instalaron numerosos aparatos de medición, esencialmente en las estaciones 0+120 y 0+260 (Fig. - IV-2-12).

Se puso énfasis en la instrumentación de la trinchera de arcilla que liga el corazón impermeable con la cimentación, en la zona del antiguo destellón, donde se colocaron numerosas celdas de presión, extensómetros longitudinales y piezómetros neumáticos (CFE, 1969), a fin de observar su comportamiento. Además, tanto aguas arriba como aguas abajo, se insta

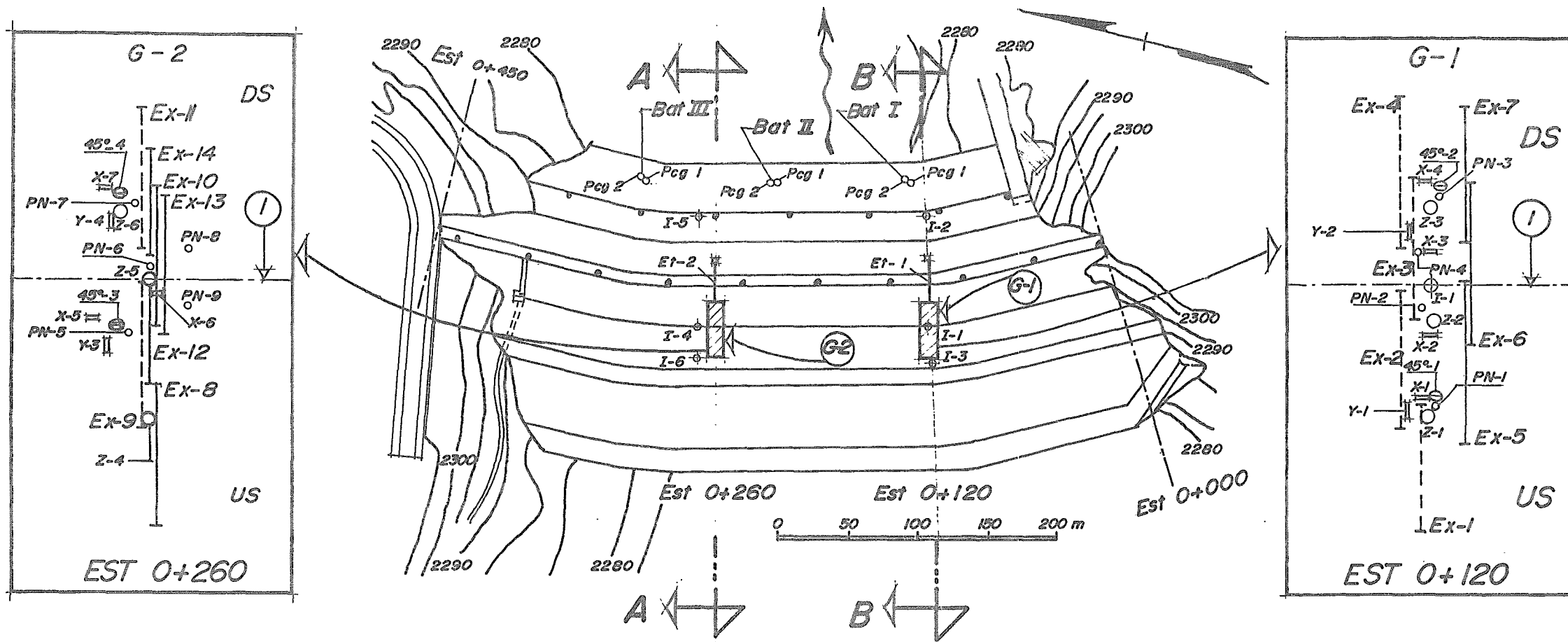


FIG. IV-2-12

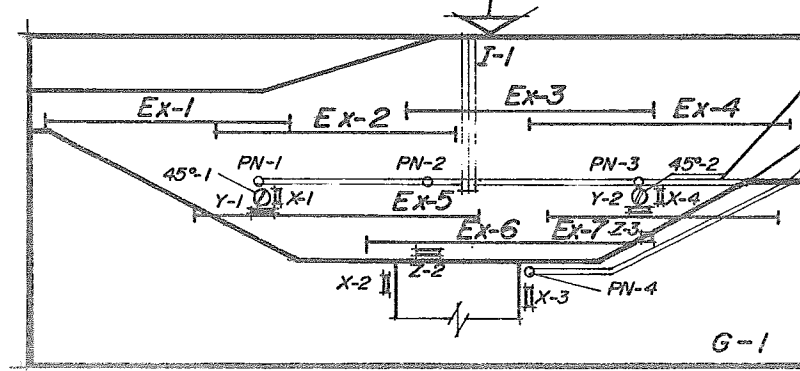
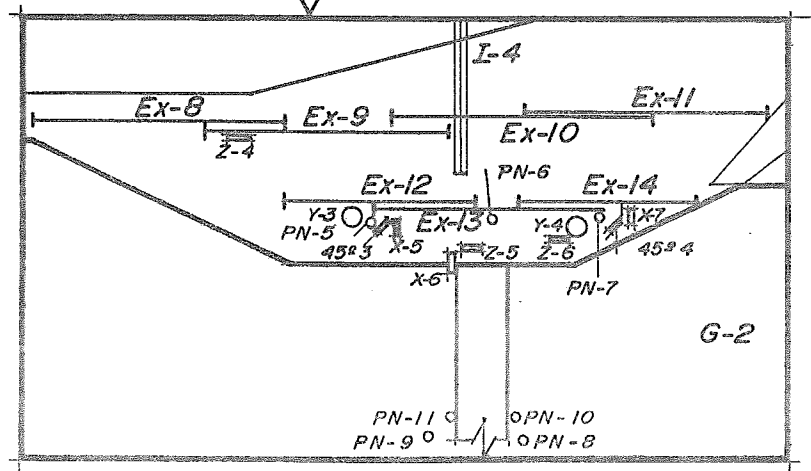
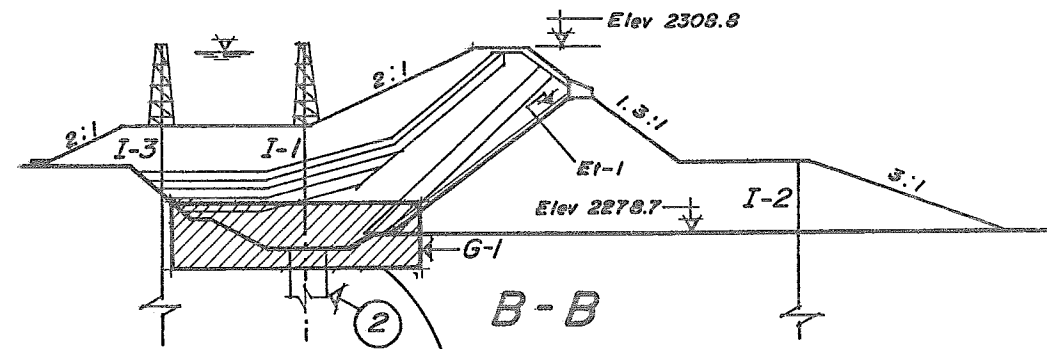
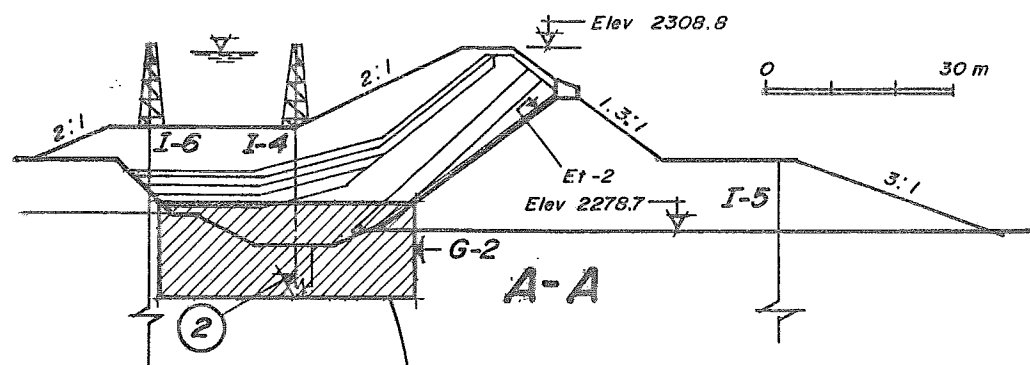


Fig. IV-2-12

INST. No.	EST	L	ELEV	OBS
I-1	0+119.57	35.10 US	2278.50	1
I-2	0+120.02	43.30 DS	2240.34	
I-3	0+119.57	58.60 US	2249.11	
I-4	0+273.75	35.18 US	2278.76	
I-5	0+273.02	41.34 DS	2249.69	
I-6	0+273.86	58.50 US	2251.15	
Peg -1	0+125.50	60.40	2269.45	2
Bat I Peg-2	0+126.50	60.40	2259.45	
peg-1	0+220.50	60.40	2268.33	
Bat II peg-2	0+221.50	60.40	2258.33	
peg-1	0+319.50	60.40	2268.04	
Bat III peg-2	0+320.50	60.40	2258.04	
PN-1	0+119.82	43.65	2277.16	3
PN-2	0+120.43	36.93	2277.71	
PN-3	0+119.18	28.55	2277.12	
PN-4	0+120.43	33.09	2274.94	
PN-5	0+261.53	38.16	2276.96	
PN-6	0+260.00	33.96	2276.96	
PN-7	0+261.06	29.77	2277.02	
PN-8	0+257.30	32.80	2268.00	
PN-9	0+257.30	36.56	2268.00	
PN-10	0+275.00	33.00	2268.70	
PN-11	0+275.00	35.70	2268.70	
PN-12	0+290.00	32.90	2270.20	
PN-13	0+290.00	34.80	2270.20	
X-1	0+121.18	42.70	2277.25	3
X-2	0+120.00	36.22	2274.44	
X-3	0+120.00	33.09	2274.32	
X-4	0+120.50	27.60	2277.08	
X-5	0+263.17	37.61	2271.21	
X-6	0+260.00	35.96	2275.22	
X-7	0+263.21	28.68	2277.22	
Y-1	0+121.52	44.15	2277.19	3
Y-2	0+120.77	29.15	2277.10	
Y-3	0+263.18	38.86	2277.24	
Y-4	0+263.29	30.41	2277.25	
Z-1	0+120.35	44.15	2277.30	3
Z-2	0+120.00	36.76	2275.74	
Z-3	0+119.72	29.17	2277.31	
Z-4	0+260.00	44.08	2280.69	
Z-5	0+260.00	34.66	2275.68	
Z-6	0+261.96	30.22	2277.24	
45°-1	0+120.66	43.15	2277.18	3
45°-2	0+119.82	28.05	2277.19	
45°-3	0+262.33	37.86	2277.24	
45°-4	0+262.30	29.12	2277.23	

INST. No.	EST	L	ELEV	OBS
Ex-1	0+120.46	42.26-52.07	2281.17	4
Ex-2	0+121.29	35.38-45.14	2281.20	
Ex-3	0+120.49	27.77-37.71	2281.11	
Ex-4	0+121.29	22.27-32.76	2281.14	
Ex-5	0+118.50	34.85-46.05	2277.34	
Ex-6	0+117.68	27.87-39.12	2277.34	
Ex-7	0+118.50	22.77-32.17	2277.34	
Ex-8	0+259.60	41.73-51.81	2280.73	
Ex-9	0+260.40	35.06-44.85	2280.64	
Ex-10	0+259.60	27.75-37.71	2281.13	
Ex-11	0+260.40	22.90-32.77	2281.13	
Ex-12	0+260.00	34.71-41.53	2277.31	
Ex-13	0+259.00	29.03-38.51	2277.18	
Ex-14	0+260.00	26.10-33.15	2277.43	
E1-1	0+119.57	20.83	2280.31	5
E1-2	0+260.00	21.95	2279.06	

INST.No. Numero de instrumento  
 EST Estación en m.  
 L Distancia al eje de referencia  
 ELEV Elevación, en m.  
 OBS Observaciones  
 Bat I, II, III Bateria  
 G-1,2 Grupos 1 y 2  
 peg-i piezómetro Casagrande  
 Et-i Extensómetro transversal  
 I-i Inclínómetro  
 Ex-i Extensómetro perpendicular al eje de la cortina  
 PN-i Piezómetro neumático celdas de registro de:  
 Z-i Presión vertical  
 X-i Presión vertical perpendicular al eje de la cortina  
 Y-i Presión horizontal paralela al eje de la cortina  
 45°-i Presión a 45° con la horizontal bancos superficiales  
 1) Eje de simetría del dentellón  
 2) Dentellón  
 US Aguas arriba  
 DS Aguas abajo

1	La elevación corresponde al extremo inferior de la tubería
2	La elevación corresponde al centro de la punta del piezómetro
3	Las estaciones y elevaciones corresponden al centro de la celda
4	Las distancias al eje de referencia corresponden al principio y al final de cada extensómetro respectivamente
5	La elevación corresponde al desplante de la tubería

Tablas complementarias de las figuras

IV-2-12

laron inclinómetros y bancos de nivelación. Estas mediciones permiten entender el mecanismo de deformación de la cortina, bajo el efecto de la carga hidráulica impuesta por el embalse.

En conclusión, los factores que afectaron el comportamiento de la Presa Guadalupe fueron: que en un terreno con -- las características de ser muy deformables y notar la existencia en el valle de un antiguo cauce, se edificaron estructuras rígidas, semirígidas y flexibles respectivamente, siendo en la última donde se registraron los menores asentamientos -- provocados por la construcción de las dos primeras rehabilitaciones, ya que los pesos de las estructuras actuaron como pre cargas, al igual que la remoción del material que se causó al construir el delantal de la segunda rehabilitación. En consecuencia, parece razonable recomendar en obras similares, la -- remoción del material de cimentación o en un caso dado, la -- utilización de una precarga en el sitio donde desplantará el -- futuro terraplén, así como, de utilizar materiales que provo-- quen un comportamiento flexible. Se hace hincapié que todos -- los datos relacionados con esta experiencia podrán ser ampliados en las Fuentes de Información del que se hace mención al -- final de este trabajo.

#### IV.3. CAMINO MINATITLAN-COATZACOALCOS-PAJARITOS.

Otra de las experiencias que se refieren a la cimentación de obras en suelos blandos lo constituye la carretera -- que comunica a las ciudades de Minatitlán-Coatzacoalcos-Paja-

ritos, que comunmente se conoce como la transítmica, este camino está desplantado en su mayor parte, en la zona baja, por depósitos aluviales de la llanura de inundación, caracterizadas por arenas finas sueltas y arcillas blandas de alta compre-  
sibilidad, por turbas y suelos típicos de pantano.

En las localidades en cuestión, se tiene una amplia ga-  
ma de estructuras, tales como: en Minatitlán y Coatzacoalcos, las construcciones de tipo urbano son estructuras de poca y -  
mediana importancia en cuanto a altura y cargas, en Pajaritos prácticamente no hay construcciones urbanas.

Dado el carácter industrial de estas áreas, las estruc-  
turas de mayor importancia están concentradas en las plantas-  
de producción y en las instalaciones de servicio de las mis-  
mas.

Especial mención merecen las dos obras más importantes de comunicación en el lugar, una es el tramo de la carretera-  
transítmica (22 Km); el cual tiene un ancho de calzada de --  
7.50 m y está hecho, casi en su totalidad sobre un terraplén-  
desplantado en el llano cenagoso que separa las dos ciudades. La otra es el puente que se utiliza para cruzar el río Coat-  
zacoalcos, lográndose la comunicación por tierra con el sures-  
te, este puente está formado por traveses de concreto presforza-  
do, que cruza el río a la altura de la Isla de Pajaritos, dos  
kilómetros aguas arriba de la población de Coatzacoalcos, con  
una longitud de 965.87 m, con dos calzadas, una de 7 m. de an-



con muestreo alterado, anteriormente descrito. La recuperación de muestras del primer tipo fué continua o bien con las variaciones de profundidad marcadas según la siguiente tabla.

LOCALIDAD	No. SONDEOS	TIPO	PROFUNDIDAD APROXIMADA
Minatitlán	130	SE	23.00
Minatitlán	42	SC	30.00
Minatitlán	15	SM	25.00
Minatitlán	17	PACA	3.00
Pajaritos	85	SE	30.00
Pajaritos	60	SM	35.00
Pajaritos	12	PACA	5.00
Coatzacoalcos	12	SM	30.00
Coatzacoalcos	8	SE	25.00

La limitación del uso del tubo Shelby condiciona el conocimiento de las propiedades mecánicas de los suelos blandos y de consistencia media, donde es posible hincarlo a presión. El criterio más generalizado fue el de obtener muestras alteradas en tubo liso o tubo partido en aquéllos materiales cuya dureza o consistencia impidió el hincado del tubo shelby; solo en contados casos se insistió en captar muestral inalteradas aún de esos materiales, para lo cual fué necesario emplear barriles dobles del tipo Denisson.

He aquí algunos de los problemas de muestreo más comu-

nes que se han afrontado: En algunos lugares de las zonas bajas e independientemente del problema que implica el acceso y la instalación del equipo de muestreo en áreas inundadas o pantanosas, los suelos están tan sueltos o tan blandos en estado natural, que es muy difícil obtener muestras de ellos. Son varias las razones que impiden recuperar muestra en estos casos.

Entre muestreo y muestreo, la base del sondeo alcanza a azolvarse con el material que se desprende de las paredes, -- las cuales suelen ser inestables, y este azolve reduce la longitud de la muestra e incrementa su peso; estos suelos son -- tan blandos y tan sueltos que generan muy poca fricción en -- las paredes del muestreador; además, éste suele tener defectos en el cabezal que impiden que se cree el vacío adecuado para sujetar la muestra. Se han intentado algunos procedimientos para salvar estas dificultades, ahora bien, a pesar del relativo éxito, se han empleado en muy escasas ocasiones. -- Por una parte está el estabilizar las paredes y evitar el azolve, en el fondo del sondeo; para ello, se ha ademado la perforación, sea con tubería metálica, sea con lodos de perforación, y se ha realizado limpieza cuidadosa en el fondo. Por otra parte, se han utilizado muestreadores mejor diseñados: muestreadores de pistón y muestreadores Shelby, con cabezal provisto de válvulas "Check" y de sellos en el soporte del tubo, especialmente constituidos para lograr un buen vacío. Otro recurso en el muestreo de suelos muy blandos o muy sueltos

ha sido desistir de obtener muestras inalteradas, cuando ello resulta caro para los fines del estudio y obtener, en cambio, muestras alteradas y con esto encontrar los parámetros requeridos en forma indirecta. Para no perder las muestras en estos casos, especialmente en arenas sueltas, se emplea el muestreador de tubo liso con una canastilla en la zapata, a la cual va sujeta una funda de polietileno que se desenrolla al entrar el suelo. La canastilla, suficientemente flexible; se dobla por el peso del suelo al menor intento de éste al salir y de esta manera queda retenido por ella y encerrado en la bolsa de polietileno.

Por otro lado, las pruebas de laboratorio fueron programadas y ejecutadas de acuerdo con el tipo de muestra y el alcance del estudio. Salvo pocas excepciones, muy particulares, todas las pruebas de laboratorio fueron del tipo normal, de las comunmente usadas en los laboratorios de la especialidad.

Todas las muestras se sujetaron a pruebas de clasificación manual en húmedo y en seco, siguiendo el criterio del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y se les determinó el contenido de agua natural. En suelos cohesivos se determinaron en algunas muestras representativas, los límites de consistencia de Atterberg. En suelos friccionantes e intermedios, se practicaron algunos análisis granulométricos por mallas.

A partir de los resultados de las pruebas índice anteriores, se seleccionaron las muestras inalteradas que se sometieron a las pruebas de rutina para determinar sus propiedades mecánicas. La resistencia al esfuerzo cortante se determinó en pruebas de compresión simple, en pruebas triaxiales rápidas y rápidas consolidadas, todas con velocidad de deformación controlada. La compresibilidad se definió mediante ensayos de consolidación unidimensional. Se determinó por otro lado, la densidad de los sólidos y se obtuvo el peso volumétrico húmedo, conocidos el peso y las dimensiones de la probeta. Derivados de la información anterior, se obtuvieron el grado de saturación y la relación de vacíos.

En el campo se han hecho en número apreciable pruebas de veleta para determinar la resistencia al corte *in situ*. En contados casos se han hecho pruebas de carga en pilotes y en menos casos aún pruebas de preconsolidación o precarga.

Hasta el momento, hemos conocido la forma de como obtener información de las propiedades del suelo, para así poderlo atacar, teniendo en cuenta para el análisis de mecánica de suelos los siguientes postulados:

- Las teorías de Prandtl-Terzaghi para el análisis de capacidad de carga de cimientos superficiales.
- Se han empleado las ecuaciones clásicas en los análisis de Mecánica de Suelos.
- Cuando los suelos son puramente cohesivos se han em--

empleado las ecuaciones de Skempton.

- En el análisis de asentamientos se ha empleado la ecuación general para la estimación del asentamiento total, y las ecuaciones de la teoría de Terzaghi para la estimación de los asentamientos con el tiempo.

Pocos estudios son claros en cuanto a la relación entre los valores de los parámetros elegidos para el cálculo y las pruebas de laboratorio o las correlaciones semiempíricas de donde se obtuvieron. Tampoco son claros en cuanto a las hipótesis simplificadoras en los análisis, ello se debe a que la información que manejan proviene en su mayor parte de estudios en preliminares y de muestras alteradas. La elección de la falla local en lugar de falla general para aplicar las ecuaciones de Terzaghi, para el cálculo de capacidad de carga, es más bien arbitraria, ya que más que una evidencia de las características esfuerzo-deformación, obedece al deseo de obtener un mayor margen de seguridad. Así mismo, como la información es en general escasa, se procede conservadoramente en la elección de los valores de las propiedades mecánicas que intervienen en los cálculos eligiendo casi siempre los valores más bajos. El factor de seguridad que explícitamente emplea es, sin embargo de 3 en los análisis de capacidad de carga, de 2 en los análisis de capacidad por fricción o adherencia y de 1.3 a 1.5 en la estabilidad de taludes o en la estabilidad de estructuras contra el deslizamiento.

En las zonas pantanosas o de inundación, se ha visto -

con éxito la utilización para la solución de la cimentación y algunas estructuras (tanques, plantas de procesamiento, etc.), utilizar pilotes tubulares de acero, hincados al rechazo en la capa dura. Recientemente se ha estado fomentando el empleo de cimentaciones por superficie mediante precarga del suelo - para provocar una consolidación y aumentar su resistencia al corte aparte las estructuras más afectadas por el "Macrosismo de Jaltipan" fueron almacenes y otras estructuras ligeras relativamente, cimentadas en zapatas desplantadas a poca profundidad (80 cm) y por lo consiguiente con poco o ningún confinamiento. También se afectaron pisos y pavimentos.

En base a la importancia e interés del comportamiento del macrosismo, se reflejó en las investigaciones emprendidas para medir las consecuencias del mismo. En ellas se reveló que sólo hubo falla de cimentación en la zona baja de Coatzacoalcos en cimientos superficiales y hubo movimientos en una cimentación piloteada antigua en la que aparentemente los pilotes apenas apoyan en la capa dura. En la carretera transítmica y en la de Villahermosa, se presentaron hundimientos y fallas del talud por incrustación del relleno en el material por pérdida parcial de resistencia al corte.

Curiosamente no se informó de daños por fallas de cimentación en otras partes de la zona baja. Tres razones pueden explicar esto:

- La existencia de muy escasa construcción de importanta

cia, en la zona baja de aquellas fechas.

- Que las pocas construcciones que existían y que no sufrieron daños estaban mejor cimentadas que las que fallaron y...

- Que el subsuelo en otras partes de la zona baja no es tan susceptible al sismo como en las áreas donde falló.

De las tres razones, la primera es cierta, la segunda no, se valió y la tercera es muy posible. En apoyo a la tercera razón se pueden comparar algunos sondeos en la zona baja en las tres localidades (compárense las figuras IV-3-1, incisos: a, b, c, d).

Como comentario final a esta experiencia, podemos agregar que es muy importante reglamentar la zona ya que hasta la fecha se ha venido utilizando el reglamento del Distrito Federal y normas de proyectistas extranjeros. Además falta un poco de interés en cuanto a las instituciones que más obras han realizado y realizarán en la región, de completar los estudios existentes y la manera de investigar más a fondo el comportamiento de este tipo de suelos, en una de las zonas que se puede convertir en la más industrializada de nuestro país, en lo referente a la petroquímica, siendo las instituciones a las que nos referimos las siguientes: PEMEX, CFE, SAHOP, etc.

En lo que se refiere a los métodos constructivos que dieron solución al diseño de terraplenes sobre suelos blandos fueron los de DESPLAZAMIENTO NORMAL POR EL PESO DEL TERRAPLEN O CON SOBRECARGAS.

## V

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

Las conclusiones a que se puede llegar son las siguientes:

- Planear desde un principio el o los tipos de tratamientos a utilizar, ya que este aspecto es muy importante en países como el nuestro no se pueden dar el lujo de pagar por experimentar. Esto desgraciadamente no se lleva a cabo.

- Los valores de los parámetros y propiedades de los suelos blandos que se mostraron en este trabajo, se salen de los comunes obtenidos en la Mecánica de Suelos, por consiguiente, es recomendable hacer un estudio cuidadoso de laboratorio para lograr un diseño económico y adecuado, ya que no se pueden estandarizar los diseños debido a la heterogeneidad de estos suelos.

- Poner atención a los efectos de la consolidación, por no cumplir con los principios de la teoría de Terzaghi. Por tanto es recomendable realizar pruebas de consolidación durante periodos más largos que los comunes, para así poder-



*interpretar con más precisión su comportamiento.*

*- Poner en marcha programas de instrumentación a largo plazo ya que con esto podemos controlar los terraplenes y no causar pérdidas irreparables debidas a la falla del terraplén.*

*- Finalmente, no obstante que en nuestro país existe - experiencia y gran cúmulo de información, ambas se encuentran celosamente guardadas y no siempre es fácil tener acceso a -- ellas.*

FUENTES DE INFORMACION.

- Juarez Badillo, E y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomos I, II y III, Editorial Limusa, México 1976.
- Karl Terzaghi y Ralph B. Peck. *Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica*. Editorial El Ateneo. 2a. Ed. - 1976.
- Nabor Carrillo. *El Hundimiento de la Ciudad de México*. Proyecto Texcoco, México, 1969.
- T. W. Lambe y Robert V. Whitman. *Mecánica de Suelos*. - Editorial Limusa, México, 1976.
- Marsal, R. J. y Mazaré, M. *El Subsuelo de la Ciudad de México*. Publicado por el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. México, 1976.
- Alfonso Rico y Hermilio del Castillo. *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres*. Tomos I y II. Ed. Limusa. México, 1976.
- Casagrande, Leo. *Construction of Embankments Across Peaty Soils*. Boston Society of Civil Engineers. Vol 53 No. 3, July 1966.
- *Treatments of soft Foundations for Highway Emankments*. - National cooperative Highway Research program 29. National Research Council, Washington, D.C. 1975.

M-0114504

- Sinacoré, M. N., Hofmann, W. P. y Emery, A. H. *Treatment of soft Foundations for Highway Embankments*. Proc. Highway Research Board, Vol. 31, 1952.
- Gabriel Moreno Pecero, M. En I., Gabriel García A., M-de I., *Prueba de carga de un terraplén sobre el Lago de Texcoco*. Departamento de Geotécnia. S.O.P. México.
- Rico, A., Moreno Pecero G., y García Altamirano G., -- *Tests Embarkmentos on Texcoco Lake*. VII Congreso Internacional de Mecanica de Suelos y Cimentación. Vol. II-México, 1969.
- Casagrande, A. *An unsolued prublem of embarkment stability on Soft Ground*. Memoria de I Congreso Panamericano de Mécanica de Suelos y Cimentaciones, Vol. II, México 1960.
- B. Jakobson, *Diseño de Terraplenes en arcillas suaves*. Ingeniero del Instituto de Geotecnia del Estado, Suecia. Traducción del Ingeniero Ignacio Sainz Ortiz. Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México. - Boletín Técnico No. 15. Septiembre de 1953.
- *Presa Guadalupe. "Comportamiento de Presas Construidas en México"* S.R.H., C.F.E., Instituto de Ingeniería de la UNAM. Contribución al XII Congreso Internacional de Grandes Presas. México, 1976.
- *Camino Minatitlán-Coatzacoalcos-Pajaritos. "El subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en la Región de Minatitlán-Coatzacoalcos-Pajaritos*. Veracruz. V Reunión-Nacional de Mecánica de Suelos. México 1970. S.M.M.S.