

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO: GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES. 19 al 23 de octubre, 1981.

1. M. en I. José Antonio Méndez Márquez
Jefe de la Oficina de Mecánica de Suelos
Departamento de Geotecnia
S A H O P
Xola y Ave. Universidad
México 12, D.F.
2. Dr. Alfonso Rico Rodríguez
Jefe del Departamento de Geotecnia
S A H O P
Xola y Ave. Universidad
México 12, D.F.
519 51 65
3. Ing. Francisco Ruy Vitlamil
Jefe de la Oficina de Terracerías y Pavimentos
Departamento de Geotecnia
S A H O P
Cuerpo "C"
Xola y Ave. Universidad
México 12, D.F.
519 13 46
4. M. en I. Benjamín Reyes Reyes
Jefe de la Oficina de Mecánica de Rocas
S A H O P
Xola y Ave. Universidad
México 12, D.F.
519 13 46
5. M. en I. Gabriel Moreno Pecero (Coordinador)
Jefe de la División de Educación Continua
Tacuba No. 5-1° Piso
México 1, D.F.
512 13 57
6. M. en I. Gabriel García Altamirano
Jefe de la Oficina de Geotecnia y
Proyecto de Pavimentos
S A H O P
Xola y Ave. Universidad
México 12, D.F.



Ing. Juan Jacobo Schmitter Martín del Campo
Asesor Técnico
I C A
Minería 145 Edificio C Entrada 2 1º Piso
México 18, D.F.
516 04 60 Ext. 393

Ing. Roberto Landeros Ortiz
Supervisor de Estudios Geotécnicos
Oficina de Terracerías y Pavimentos
Departamento de Geotecnia
Dirección General de Servicios Técnicos
S A H O P
Universidad y Xola Cuerpo "C"
México 12, D.F.
530 30 00 Ext. 413

GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

FECHA	HORARIO	TEMA	PROFESOR
Lunes 19 de oct.	9:00 - 13:00	Introducción	M. en I. Gabriel Moreno Pecero
	15:00 - 18:30	"	"
Martes 20 de oct.	9:00 - 12:00	Subdrenaje	M. en I. Alfonso Rico Rodríguez
	12:00 - 13:00	Estabilidad de Taludes	"
	15:00 - 18:30	"	"
Miérc. 21 de oct.	9:00 - 11:30	Terracerías en Suelos Blandos e Influencia de la Geotecnia en los Procesos Constructivos	"
	11:00 - 13:00	"	M. en I. Gabriel García Altamirano
	15:00 - 18:00	"	"
	18:00 - 19:30	Instrumentación	M. en I. Bejamín Reyes Reyes
Jueves 22 de oct.	9:00 - 13:00	Compactación	M. en I. José Antonio Mendoza Márquez
	15:00 - 17:00	"	"
	17:00 - 18:30	Bancos de Materiales y Estudios Geotécnicos	Ing. Roberto Landeros Ortiz
Viernes 23 de oct.	9:00 - 11:00	"	Ing. Francisco Ruiz Villamil
	11:00 - 13:00	Túneles	Ing. Juan Jacobo Schmitter Martín del C.
	15:00 - 17:00	"	"
	17:00 - 18:30	Mesa Redonda	

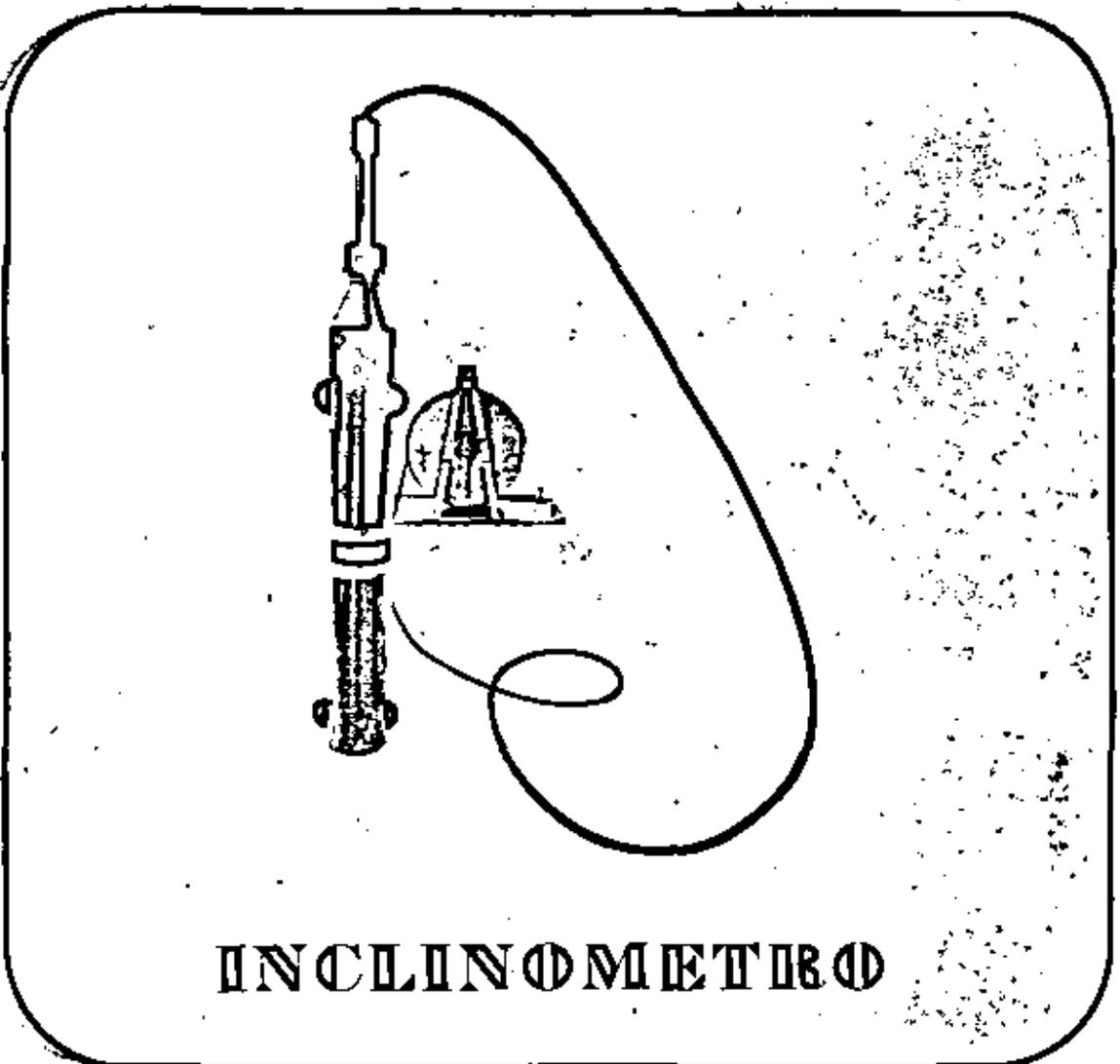


**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

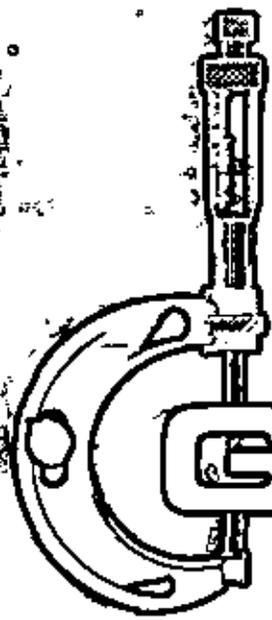
GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

INCLINOMETRO

OCTUBRE, 1981



INCLINOMETRO



GEOSISTEMAS

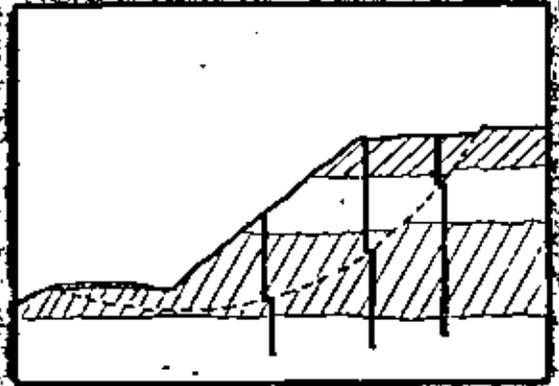
ALGUNAS APLICACIONES

El inclinómetro Mod. GS-ISC, es un instrumento que se puede emplear para verificar la estabilidad de los taludes en excavaciones o cielo abierto, cortinas de presas, muros de retención, ataguas, etc., ya que permite localizar las fallas incipientes de dichas estructuras. También se emplean con magníficos resultados en las pruebas de pilotes para medir las deformaciones transversales.

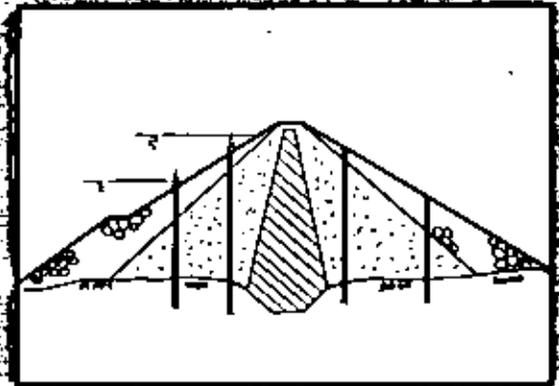
El sistema de inclinómetro Geosistemas, S. A., que funciona a base de Strain Gauges, se compone por un torpedo sensible de inclinación, una polea y un carrete de 100 m. de cable que va conectada a un puente digital de balanceo.

APROXIMACION, SENSIBILIDAD Y RANGO

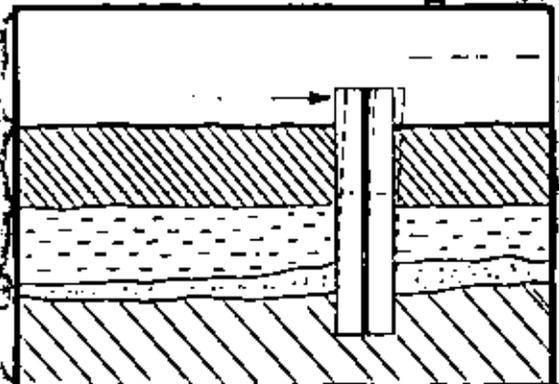
El inclinómetro tipo GS-ISC, tiene una sensibilidad de 1 en 2.500, que significa un cambio en inclinación de 1.2 minutos de arco.



TALUDES: DESLIZAMIENTOS DE TIERRA



PRESAS: DESPLAZAMIENTOS LATERALES EN LA CORTINA

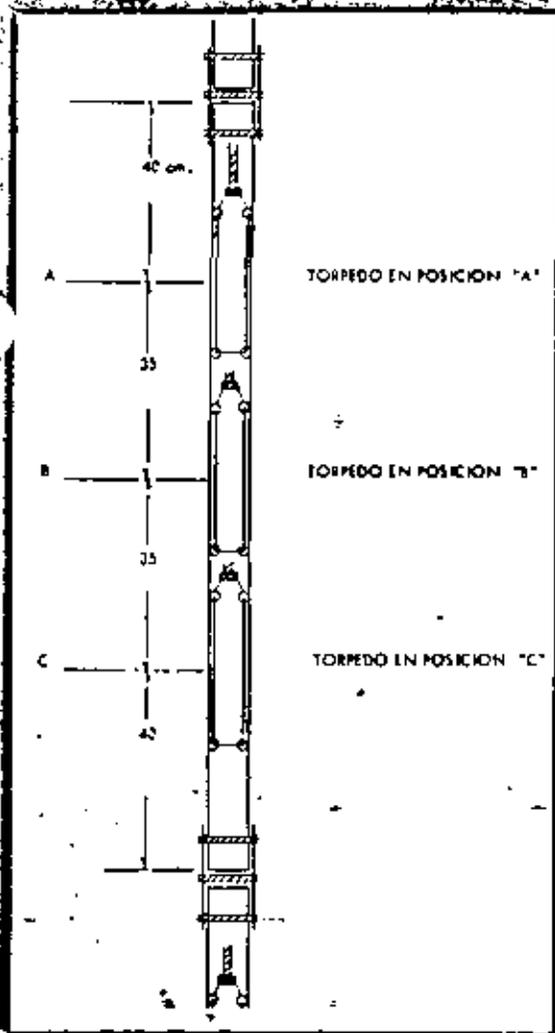


PILAS: DEFORMACIONES TRANSVERSALES EN PRUEBAS DE CARGA HORIZONTAL

PRINCIPIOS DE OPERACION DEL SISTEMA

TOMA DE LECTURAS

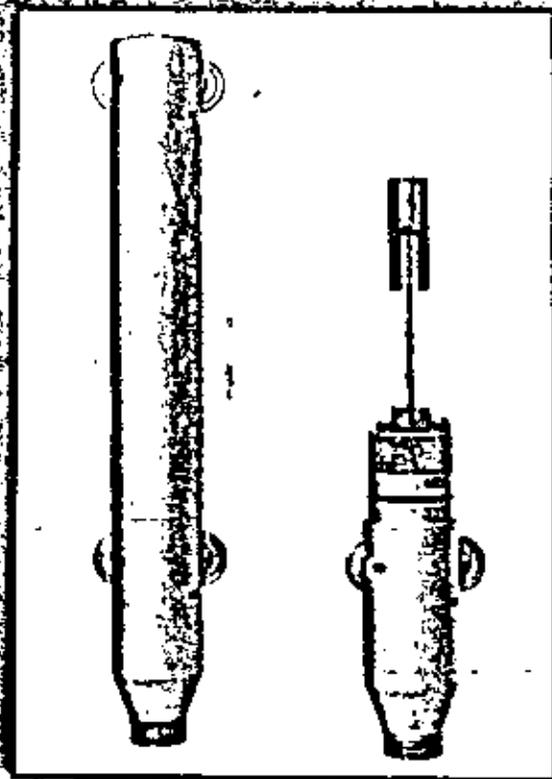
Siempre que se tomen lecturas, el torpedo debe tener la misma posición respecto a la tubería. Una serie inicial de lecturas se obtiene a diferentes profundidades previamente especificadas, para que sirvan de referencia a las lecturas posteriores que se tomarán en intervalos periódicos de tiempo en las mismas profundidades.



POSICIONES DEL TORPEDO DEL INCLINÓMETRO MODELO GS-15G DURANTE LA TOMA DE LECTURAS EN UN TRAMO DE ADAEME DE 1.50 M. DE LONGITUD.

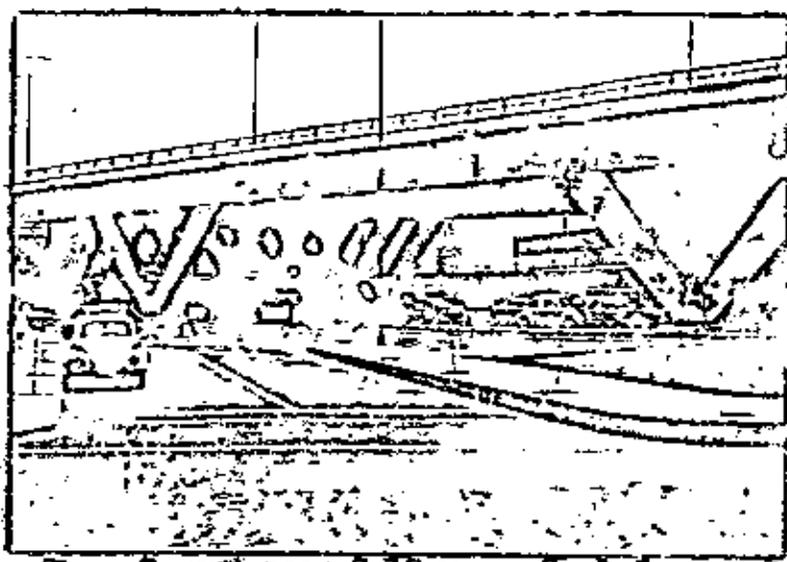
El sistema de inclinómetro Mod. GS-15G, fue diseñado para trabajar en todos los barrenos que utilizan como ademe la tubería de aluminio, tipo SINCO, de 4 ranuras. El inclinómetro de Geosistemas S. A. es del tipo de péndulo instrumentado con deformímetros eléctricos (Strain Gauges), dicho péndulo queda anclado en un recipiente hermético lleno de aceite débilado, lo cual lo permite no ser afectado por los cambios de temperatura durante las mediciones y además de evitar que las deformaciones del péndulo ocurran en forma brusca. Adicional, se han diseñado conexiones que le permiten soportar presiones hidráulicas hasta de 20 Kg/cm².

Con el uso de la tubería tipo SINCO, se pueden definir en dos planos perpendiculares entre sí, las variaciones del perfil de los barrenos, que sirven de base para la observación de la estabilidad de las estructuras.



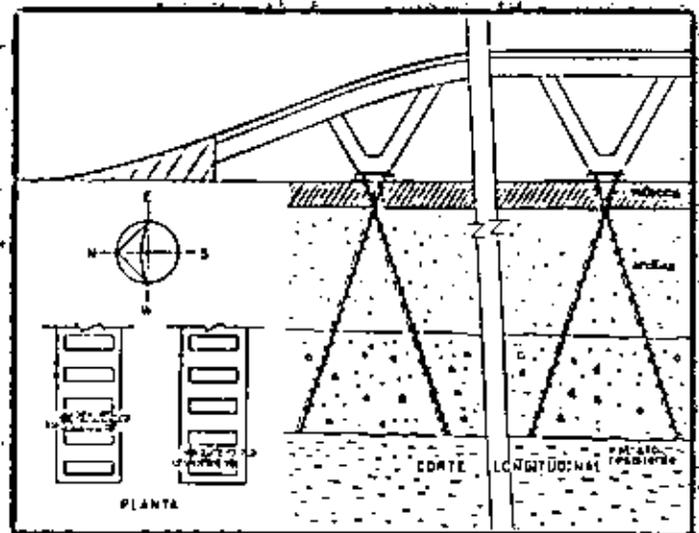
INSTRUMENTACION DE INVESTIGACION

Efectuada en el Paso a Dnivel de Río San Joaquín y Lago Alberto del circuito interior de la Ciudad de México.

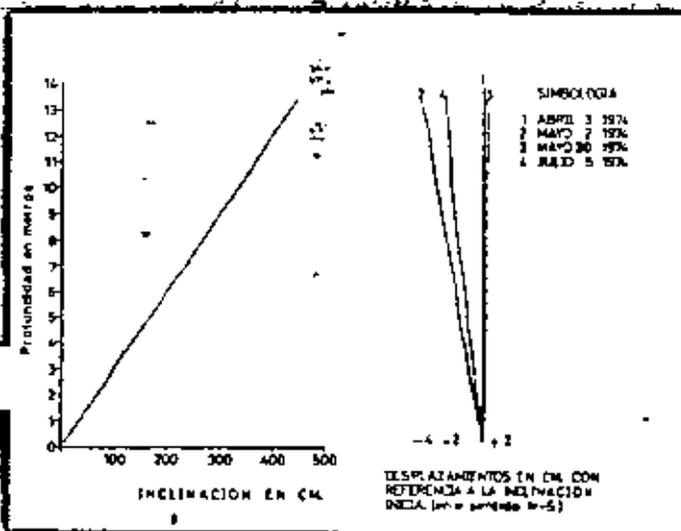


Aspecto general del paso a desnivel.

Con objeto de observar el comportamiento de los pilotes bajo la acción que pudieran ejercer sobre éstos las arcillas del subsuelo al consolidarse. Se instaló en varios de los pilotes tubería para medir con el inclinómetro Mod. GS-1SG, los desplazamientos transversales a lo largo del pilote.



Detalle de la colocación de la instrumentación.



Mediciones efectuadas.

Para una información más amplia estamos a sus órdenes en

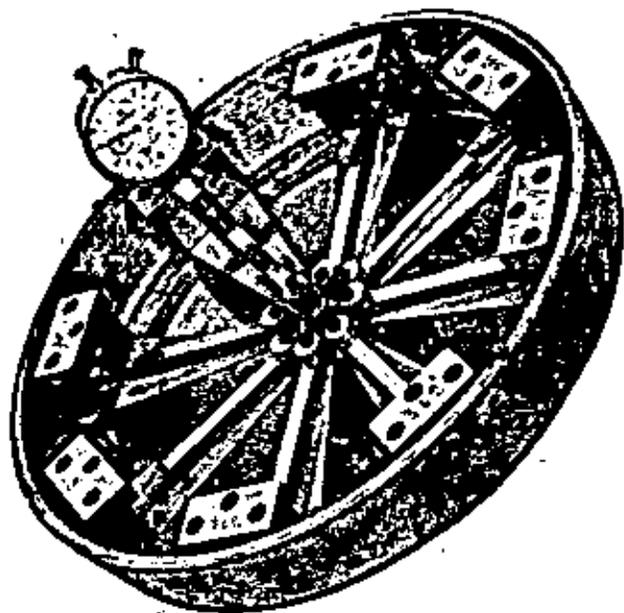
GEOSISTEMAS S.A

Aniceto Ortega No. 1310, Col. del Valle, México 12, D. F.
Cable: GEOSISTEMAS, MEXICO Telex: GRUPICA 017713

Tels: NUEVOS TELS.

534-37-20 524-19-97





**EXTENSOMETROS LINEALES
Y DE POSICION MULTIPLE**



GEOSISTEMAS

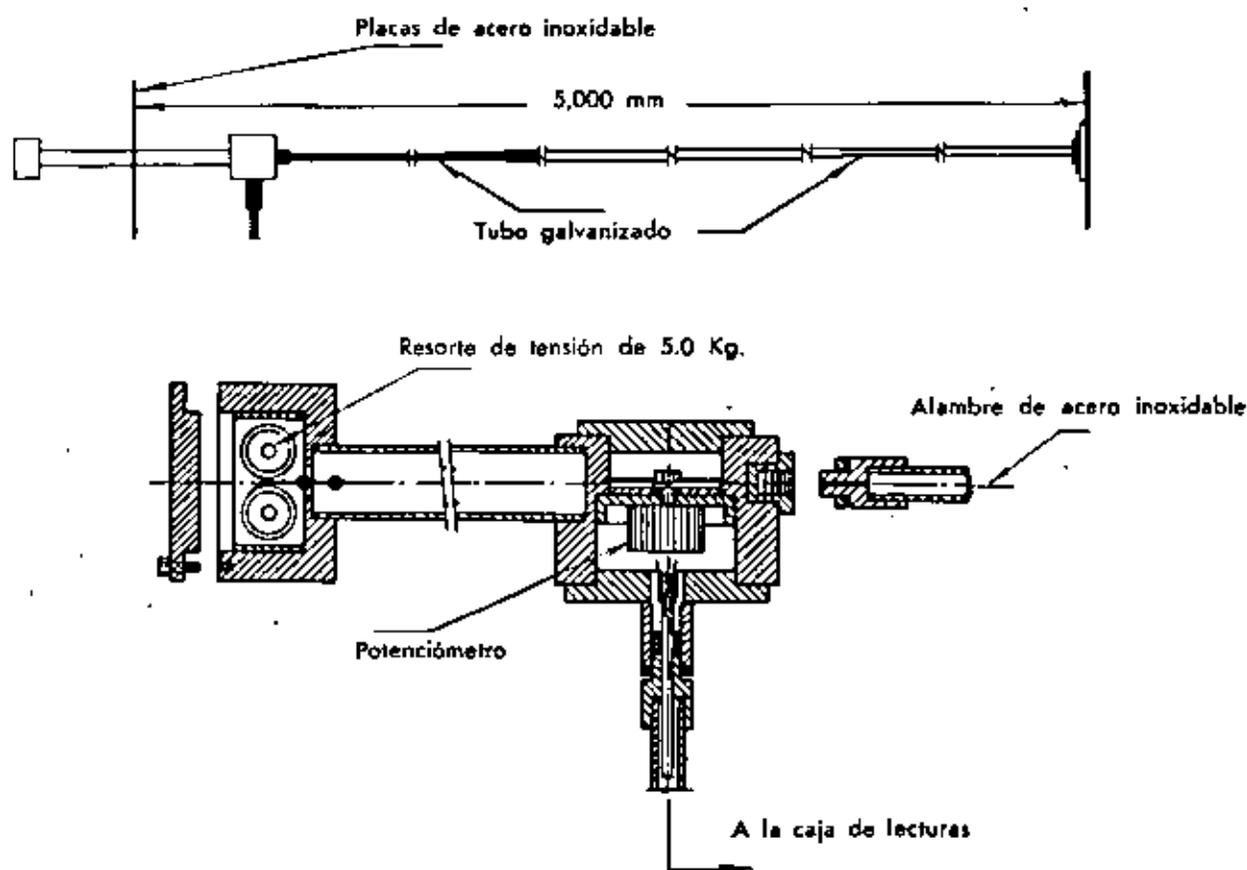
EXTENSOMETROS LINEALES

GEOSISTEMAS, S. A., tiene dos tipos de extensómetros para medir deformaciones lineales en un plano horizontal: El extensómetro lineal de una sola dirección, modelo GS-ELP, y el extensómetro lineal de tres direcciones, modelo GS-E3DP. Ambos tipos de extensómetros fueron diseñados en el "Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México", con los auspicios de la Comisión Federal de Electricidad y son fabricados bajo licencia por GEOSISTEMAS, S. A.

EXTENSOMETRO MOD. GS-ELP

Este extensómetro se diseñó para medir la deformación lineal entre dos puntos, como se puede ver en la figura. El instrumento opera midiendo la variación de la distancia entre dos puntos de referencia, los cuales están conectados entre sí por un alambre acerado tensionado con un sistema de resorte. La deformación total se mide utilizando un potenciómetro lineal de 3 vueltas el cual tiene una precisión de 0.1 por ciento.

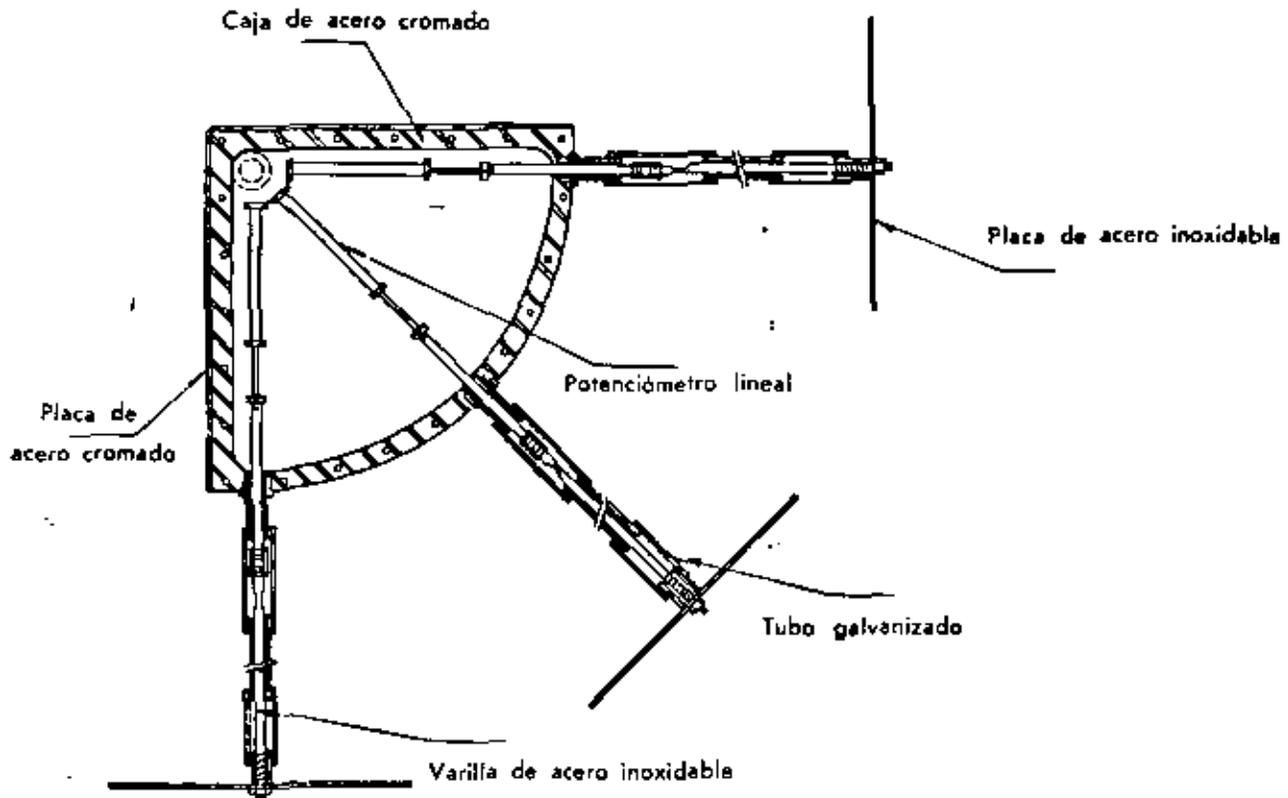
Este tipo de instrumento ha sido usado satisfactoriamente por la Comisión Federal de Electricidad, en diversas presas de gravedad tales como: "La Presa Infiernillo", "Presa Netzahualcoyotl", "Presa José María Morelos", y "Presa La Angostura".



ESPECIFICACIONES

Longitud del aparato	5.0 mts (16.5 ft)
Deformación máxima	400 mm
Exactitud	$\pm 1\%$
Sensitividad	0.1 mm
Precisión	$\pm 0.1\%$

EXTENSOMETRO MODELO GS-E3DP

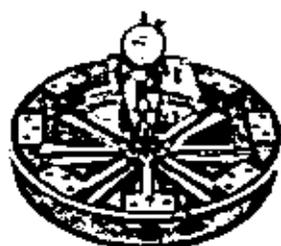


El extensómetro lineal en 3 direcciones, modelo GS-E3DP sirve para medir en un plano horizontal, la variación de distancia entre dos puntos de referencia localizados en tres diferentes ejes; los detalles de este instrumento se muestran en la figura. Estos puntos están unidos entre sí por varillas flexibles de acero inoxidable, los cuales activan a un potenciómetro lineal, previamente calibrado en el lab. El rango del potenciómetro fue seleccionado para permitir la medición de deformación unitaria con una aproximación de 2%. La distancia entre los puntos de referencia se fijó entre 2.0 y 4.0 m,

si se coloca el aparato en el corazón de la arcilla o en el enrocamiento. Los cables eléctricos se envían a la superficie para registrar las mediciones dentro de un tubo galvanizado de 1½" de diámetro, protegido por un tubo semi-rígido de plástico de 3" de diámetro.

Todas las lecturas de este aparato son efectuadas con un puente Wheastone modificado y la aproximación es de 0.1%.

EXTENSOMETRO DE POSICION MULTIPLE PARA MEDIR DEFORMACIONES EN BARRENOS



Bocina del extensómetro mecánico de posición múltiple.
Mod. GS-EMB

Se utiliza en mediciones para túneles, fijos de minas, galerías, cimentaciones, etc. GEOSISTEMAS, S. A., ofrece varios tipos de extensómetros: Extensómetros eléctricos instrumentados con strain gages y una variedad de diferentes modelos de lectura directa.

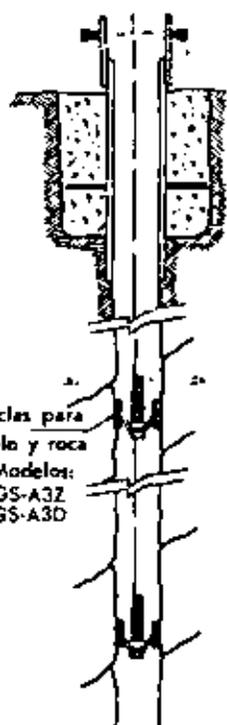
Los datos obtenidos con los extensómetros, son sometidos a procedimientos manuales o electrónicos de interpretación para indicar:

- 1.—El desplazamiento relativo de cada punto fijo del extensómetro colocado dentro de un barreno, respecto a un plano de referencia considerado fijo.
- 2.—El desplazamiento relativo de cada punto con respecto al punto adyacente.
- 3.—El tiempo proporcional con el cual se mueve cada punto con relación al punto adyacente (Velocidad de deformación).

Estos gradientes de deformación, permiten reconocer en los túneles, zonas que están perdiendo o adquiriendo tensión, zonas que son estables o libres de esfuerzos y cuándo se miden asentamientos, zonas que están en proceso de consolidación.



Panel de medición del extensómetro mecánico de contrapeso.
Mod. GS-EC4



Anclas para suelo y roca
Modelos:
GS-A32
GS-A30

ESPECIFICACIONES

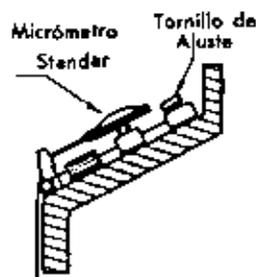
- Barreno:** Mediante perforadora de percusión de 2 1/2" a 3" de diámetro.
- Puntos de Referencia:** Una a diez anclas, distribuidas a lo largo del barreno.
- Rango de Desplazamiento:** De 1" (25.4 mm) con el extensómetro de cantilever mecánico o eléctrico.
De 5" (127 mm) con el extensómetro mecánico de contrapeso (en ambos casos, este rango se pueda ampliar al cambiar los orígenes de lectura).
- Aproximaciones:** 0.5% de la deformación total en el extensómetro eléctrico instrumentado con Strain Gages. 0.1% de la deformación total en el extensómetro mecánico de cantilever o de contrapeso.



Elemento de salida, colado en concreto.
Mod. GS-ACD

ANCLAS PARA FIJAR PUNTOS EN BARRENOS

- Mod. GS-A30** Diseñada para usarse en roca, cuenta con tres puntos de apoyo. Util en todo tipo de barrenos, sobre todo bajo condiciones difíciles de estabilidad y flujo de agua.
- Mod. GS-A32** Es el mismo tipo del GS-A30. Diseñado para usarse en los diferentes tipos de suelo.
- Mod. GS-ACD** Sirve para instalarse en concreto.



Detalle del elemento regulador del extensómetro.
Modelos: GS-EMR y GS-EER

Para una información más amplia estamos a sus órdenes en

GEOSISTEMAS S.A.

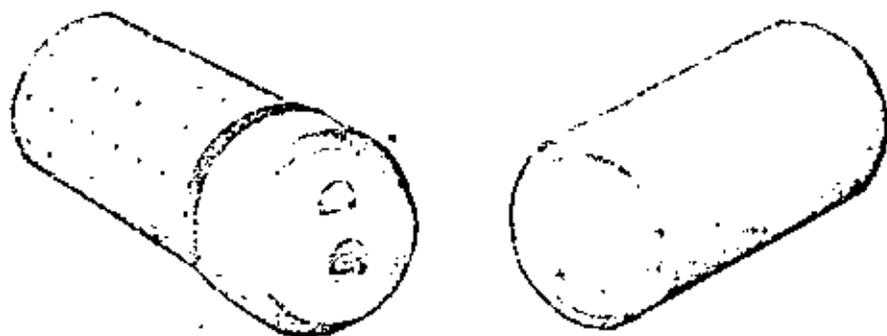
Anceta Ortega No. 1310, Col. del Valle, México 12, D. F.

Cable: GEOSISTEMAS, MEXICO

Telax: GRUPICA 01771311

Tels: 524-96-79

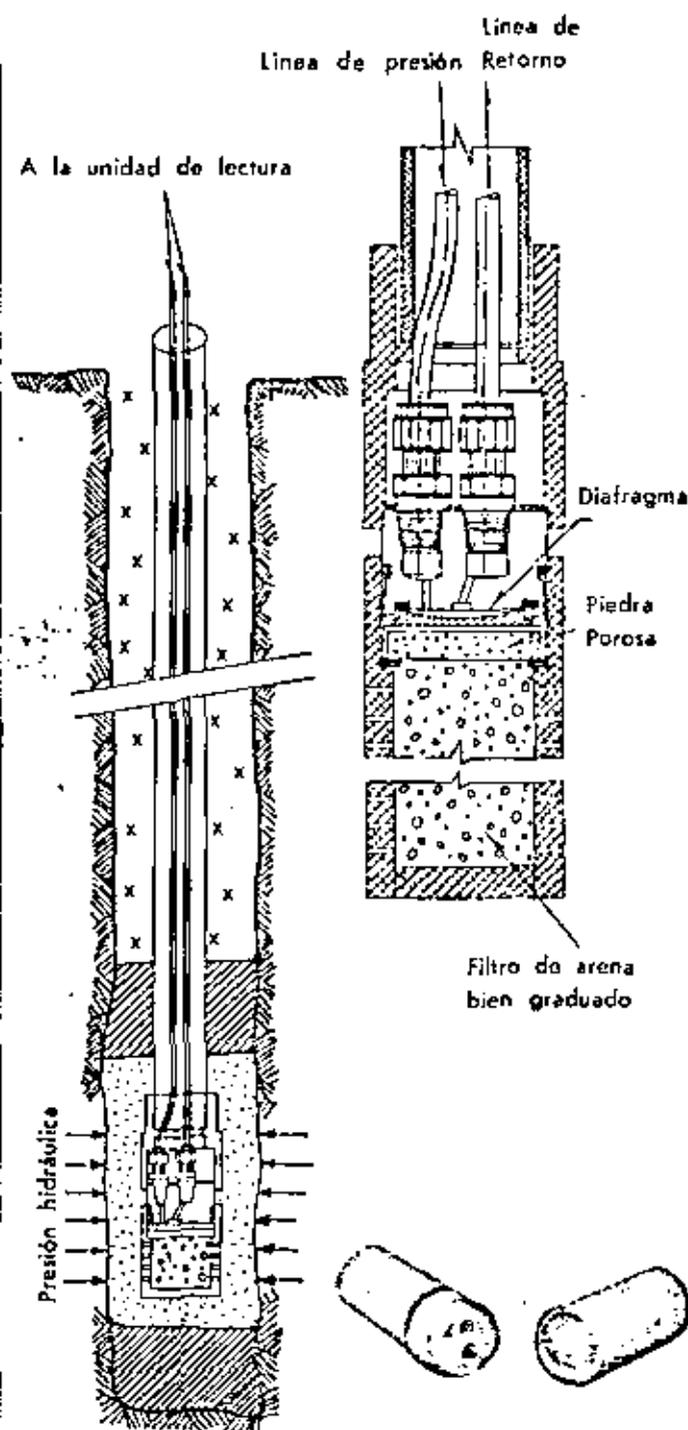
534-55-29



NIVELES HIDRAULICOS
PIEZOMETROS NEUMATICOS
Y ABIERTOS
SONDAS PIEZOMETRICAS
CON LUZ Y SONIDO



PIEZOMETROS NEUMATICOS MODELO GS-PNF



Los detalles de construcción del instrumento se muestran en la figura. El piezómetro consiste de un bulbo plástico perforado de 1 1/2" de diámetro relleno con arena, al través de este bulbo la presión del agua se transmite a un diafragma de acero inoxidable. Este diafragma sella el otro extremo del piezómetro, en la parte de atrás se encuentran dos tubos plásticos de 3/16" de diámetro, los cuales son conducidos a la superficie protegidos por un tubo plástico telescópico de 3/4" de diámetro. Los extremos del forro de plástico de las líneas de salida se conectan a una unidad de lectura, Mod. GS-TNC, el cual tiene un juego de manómetros de precisión y un tanque neumático. (Ver contraportada del catálogo de celdas de presión hidráulica).

Para determinar la presión del agua medida por el piezómetro, se emplea el siguiente procedimiento:

1) Se inyecta aire comprimido en la línea de abastecimiento hasta que la presión de poro aplicada a la superficie exterior del diafragma sea vencida. El diafragma se deforma 0.2 mm. aproximadamente, permitiendo el paso del aire hacia la línea de salida. Esta línea se conecta al juego de manómetros de la unidad de lectura GS-TNC, los cuales registran una presión mayor que la medida por el piezómetro.

2) Se cierra la línea de abastecimiento y el aire comprimido se deja salir lentamente por medio de una válvula micrométrica hasta que la presión registrada por el manómetro iguale la presión del agua, esto se logra cuando el diafragma regresa a su posición original impidiendo la salida del aire.

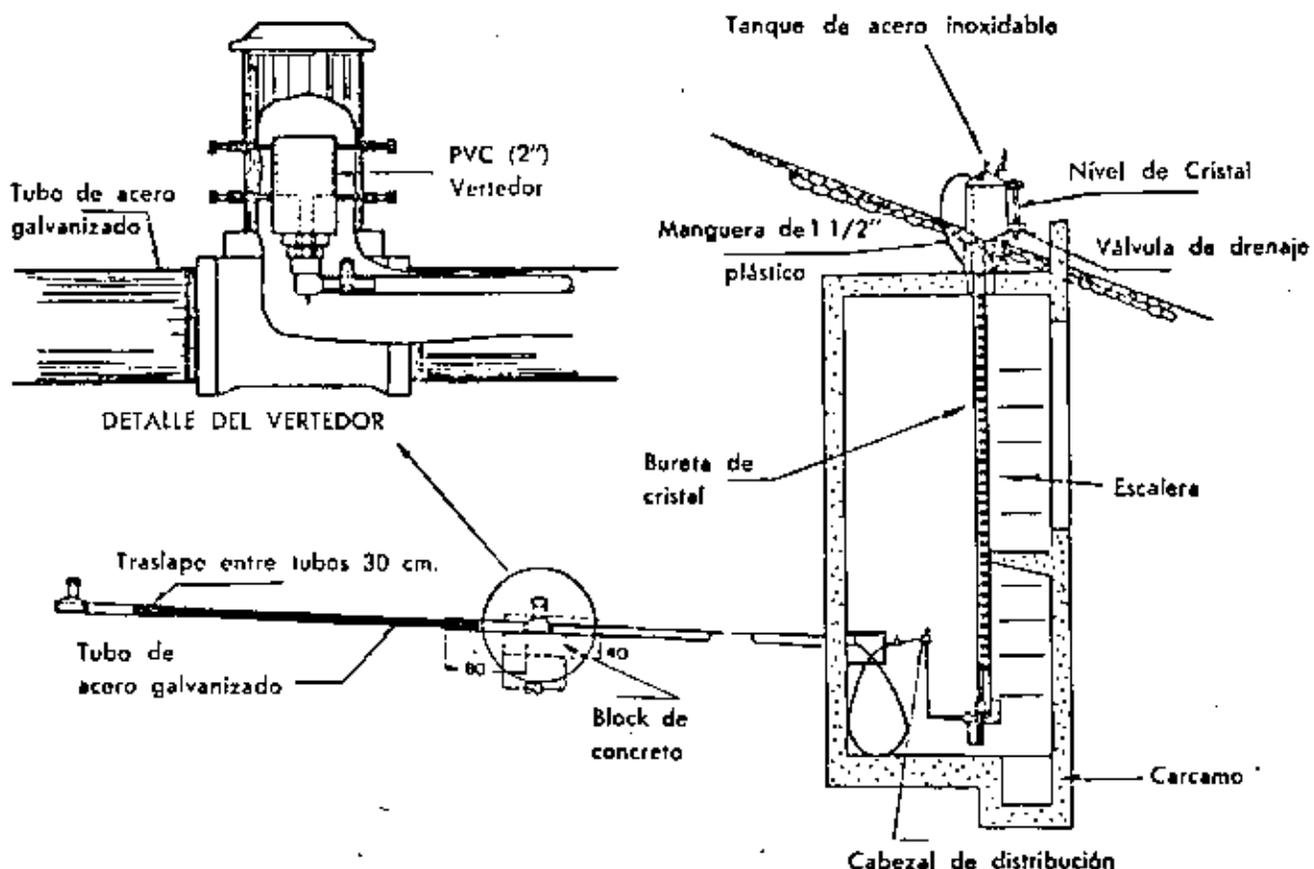
3) Una vez que no sale aire, se mide la presión en la línea de regreso.

Durante las calibraciones efectuadas en el laboratorio, se ha encontrado, que la presión medida en los manómetros es igual a la presión de poro aplicada para todos los propósitos prácticos, debido a la baja rigidez del diafragma y al tamaño reducido de la línea de salida.

NIVELES HIDRAULICOS

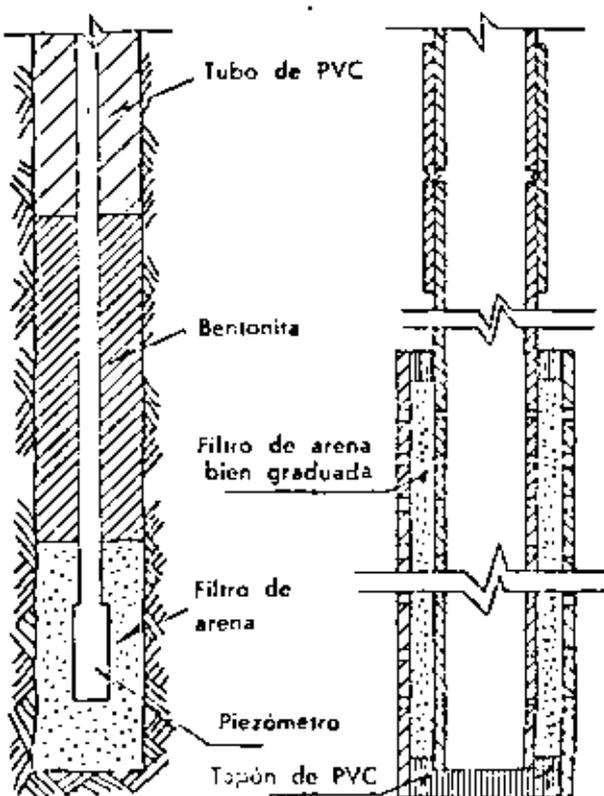
Cuando la Comisión Federal de Electricidad (CFE) planeó la instrumentación de la Presa José María Morelos, se diseñó un sistema de niveles hidráulicos para medir asentamientos a lo largo de un plano horizontal dentro de la estructura de la presa. Como puede observarse en la figura de abajo, este sencillo sistema consiste de una serie de tubos plásticos de 1/2" de diámetro, enlazados al final (por medio de un selector de paso con una bureta graduada en milímetros). El tubo de plástico está protegido por un tubo telescópico de 3 1/2" de diámetro, en acero galvanizado.

La instalación del sistema debe hacerse en tal forma que los tubos tengan una pequeña inclinación del vertedor a la cámara de medición, donde se encuentra la bureta. Esta inclinación debe ser suficiente para que el agua excedente corra hacia la cámara de medición por gravedad, sin crear el efecto de un sifón invertido, aún después de que el asentamiento máximo estimado en cada vertedor haya ocurrido. Con este sistema se puede esperar una precisión en las mediciones, del orden de un centímetro.



El Nivel Hidráulico, fue diseñado en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México para la C.F.E. y se fabrica bajo licencia por Geosistemas, S. A.

PIEZOMETROS ABIERTOS MOD. GS-PCG



Modelo GS-PCG

Los piezómetros abiertos Modelo GS-PCG, consisten de dos tubos de PVC perforados.

El tubo exterior que varía con un diámetro desde 1 1/2" hasta 4.0" y un tubo interior con un diámetro de 1". Un filtro de arena de cuarzo bien graduada se empaca entre estos tubos.

La longitud del piezómetro estándar es de un metro; sin embargo en casos especiales puede fabricarse con longitudes de 3.0 m. o más sobre pedido.

Cada piezómetro se envía con conexiones para fijarse a la tubería que va hacia la superficie, y en la cual se realizan lecturas.

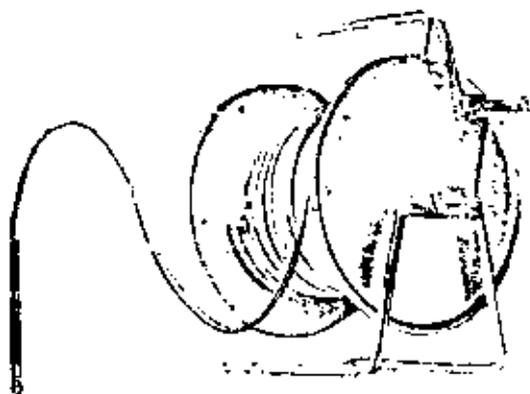
SONDAS PIEZOMETRICAS DE LUZ Y SONIDO MOD. GS-PSSL

Con el fin de tener lecturas más confiables en las variaciones de los niveles piezométricos, Geosistemas, S. A., ha diseñado una sonda con indicador de la profundidad del agua a base de luz o sonido.

El electrodo al final del cable de medición y el sistema eléctrico de la sonda están diseñados con el fin de detectar solamente el nivel de agua en el pozo. Es decir este electrodo no es afectado por el agua que exista en las paredes de la tubería, o por las posibles capas de aceite que haya sobre el nivel del agua. La precisión de las lecturas es de ± 1 cm.

Geosistemas, S. A., surte este tipo de sonda con cable de alta resistencia a la tensión enrollado en un carrete, el cable va calibrado a intervalos de un metro con señales de metal. La longitud estándar en los cables es de 100 mts. (328 pies) y 200 mts. (656 pies).

Se fabrican en otras longitudes sobre pedido.



Para una información más amplia estamos a tus órdenes en

GEOSISTEMAS S.A.

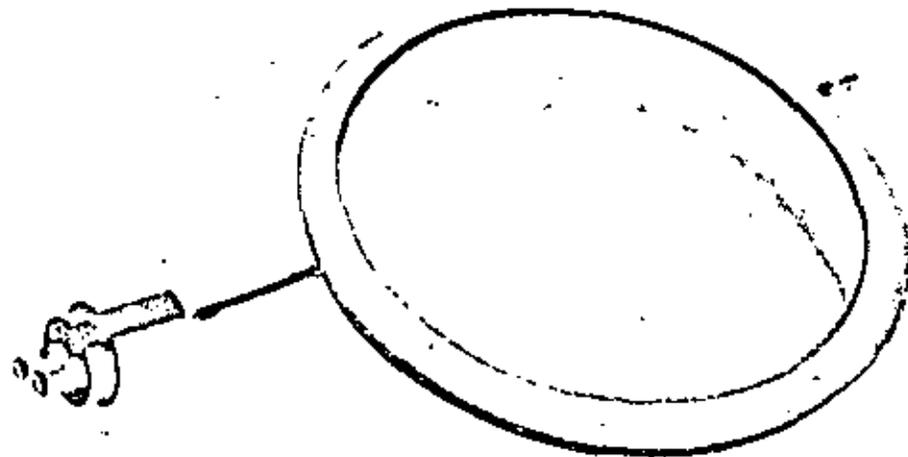
Anceta Ortega No. 1310, Col. del Valle, México 12, D. F.

Cable: GEOSISTEMAS, MEXICO

Tels: 524.96-79

Telex: GRUPICA 01771311

534-55-29 COMBUSTIONCOR



**CELDAS DE PRESION
HIDRAULICA**



CELDA DE PRESION SERIE CPM

La medida de las presiones en una masa de suelo es y ha sido siempre un problema serio de instrumentación, causado principalmente por los cambios en el estado de esfuerzos del material, inducidos por la rigidez propia del instrumento. Cuando se diseñaron las Celdas de la Serie CPM, no se trató de ajustar su deformabilidad con la del medio en el cual serían colocadas, antes de esto se buscó una relación diámetro-espesor lo más grande posible, con objeto de reducir la influencia de la celda rígida en un medio comprensible.

Como se muestra en la figura, las celdas GS-CPM son instrumentos formados por dos láminas circulares de acero inoxidable, soldadas en su periferia a un anillo rígido de acero galvanizado. El interior de la celda se rellena con aceite hidráulico previamente deairado, de la misma forma que cuando se utiliza en los sistemas hidráulicos comunes. El objeto del anillo rígido es el de reducir la sensibilidad de la celda contra cambios de presión normales al plano de aplicación de la carga, además, impide la deformación de la celda en dicha dirección. Adicional a esta protección, el espacio que queda comprendido entre las láminas y el anillo circundante se rellena con resina epóxica, la cual actúa como una segunda línea de defensa contra las posibles fallas en las juntas soldadas de la celda, ...

La presión ejercida en la celda se mide por medio de un transductor de acero inoxidable o de bronce, cuyo principio de funcionamiento es igual que el del piezómetro neumático Modelo GS-PNF (Ver catálogo Geosistemas, S. A.). Este transductor de medición queda unido a la celda mediante un tubo de acero inoxidable rígido de 1/4" de diámetro y 100 cms. de longitud para eliminar cualquier influencia adicional en las cercanías del instrumento.

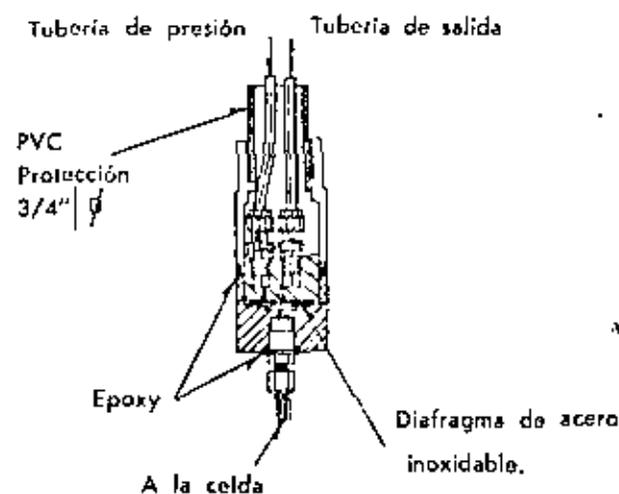
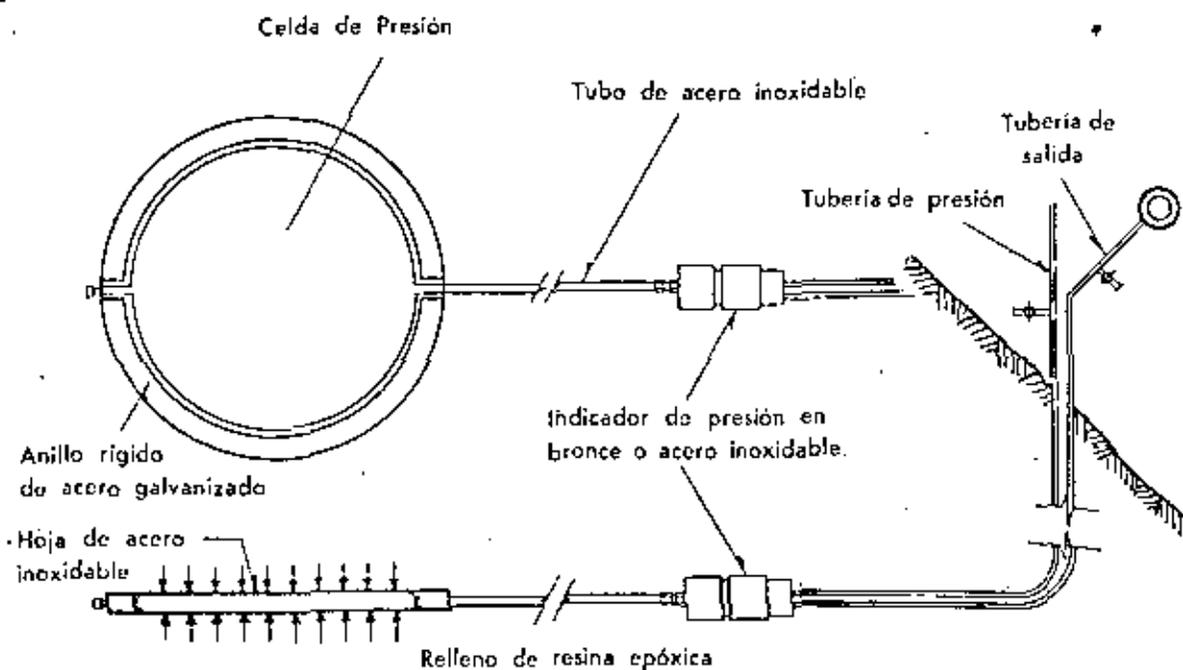
Las celdas son calibradas en el laboratorio y se ha observado un comportamiento lineal entre las presiones medidas en el transductor y las aplicadas en la celda. En el campo, las presiones se leen en un juego de manómetros de precisión que forma parte del equipo de medición Modelo GS-TNC, cuyos rangos varían de 0 a 4.0 Kg./cm². y de 0 a 15 Kg/cm² con una aproximación de $\pm 1\%$

Para obtener mejores resultados, es recomendable limitar el tamaño máximo de las partículas de material que quedan en contacto directo con la celda a 2 cms. (3/4") sobre todo, cuando las celdas sean colocadas en la zona de entrocamientos de las presas. Adicional a esta protección, deberá construirse una cama de grava y arena de manera tal que formen un filtro, para que además de proteger a la celda, impida la emigración de las partículas finas y el contacto directo de la celda con las rocas.

Entre sus múltiples usos destacan:

- Presiones dentro de cortinas de Presas.
- Presiones de contactos entre el revestimiento y la roca en la construcción de túneles.
- Medición de: Presiones de contacto suelo-cimentación
- Presiones de punta en pilotes colados "in situ".
- Presiones contra muros de contención, ataguías, etc.

Las celdas hidráulicas de presión serie GS-CPM, pueden colocarse individualmente o en juegos de 2 a 25 por estación, y las lecturas pueden tomarse directamente junto a la celda o a control remoto (algunas veces hasta 300 mts. de distancia).



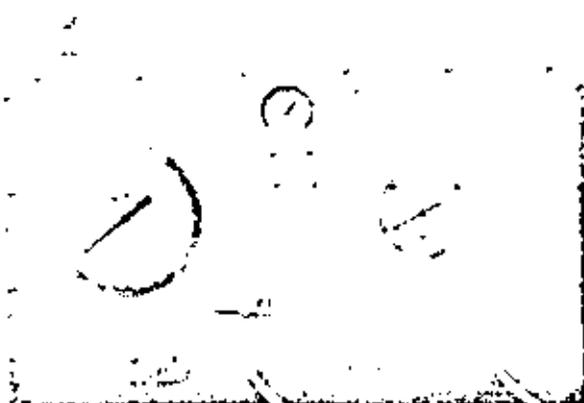
INDICADOR DE PRESION

ESPECIFICACIONES DE LAS SERIES CPM

MODELO	DIAMETRO EXTERIOR	RANGO	APROXIMACION
CPM-10	10 cm. (4")	0-10.0 Kg./cm ² (0- 71 psi)	0.005 Kg./cm ² (0.07 psi)
CPM-10	20 cm. (8")	0-10.0 Kg./cm ² (0-1 43 psi) *	0.05 Kg./cm ² (0.7 psi)
CFM-40	40 cm. (16")	0-15.0 Kg./cm ² (0-2 10 psi)	0.05 Kg./cm ² (0.7 psi)
CPM-80	80 cm. (32")	0-15.0 Kg./cm ² (0-2 10 psi)	0.05 Kg./cm ² (0.7 psi)

GEOSISTEMAS, S. A., también fabrica modelos especiales de estas celdas, con un rango de presión que varía entre 0 a 140 Kg./cm² (0-2,000 psi con precisión de \pm 0.1%).

PANEL DE MEDICION PARA CELDAS DE PRESION MOD. GS - TNC

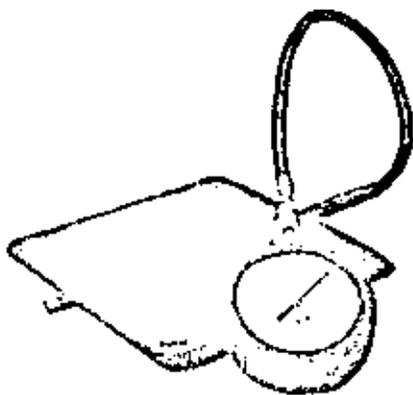


El Panel de medición Mod. GS - TNC, consiste de un tanque neumático colocado en una caja portátil de madera o de metal. En esta caja están instalados un par de manómetros con rangos de 0-4 Kg./cm² y 0-15 Kg./cm². Además de los manómetros está provisto de llaves de control y conexiones para las tuberías de entrada y salida en las celdas.

Este panel puede ser usado para leer de una a 25 celdas, auxiliándose con un interruptor múltiple de paso.

Geosistemas, S. A., también puede surtir paneles fijos para ser usados como elemento de control en la instrumentación de instalaciones estacionarias.

GATO HIDRAULICO PLANO SERIE GS - GF



El gato plano serie GS-GF, se utiliza para medir esfuerzos de relajación en la roca o para medir presiones aplicadas durante las pruebas de carga en pilotes.

Geosistemas, S. A., fabrica los siguientes modelos, en la Serie GS-GF:

Modelo	Dimensiones	Presión Máxima
GS-GF40 ²	40x40cm (16"x16")	140 Kg/cm ² (2000 psi)
GS-GF40	40 cm ϕ (16" ϕ .)	140 Kg/cm ² (2000 psi)
GS-GF20 ²	20x20cm (8"x 8")	140 Kg/cm ² (2000 psi)
GS-GF20	20 cm ϕ (8" ϕ .)	150 Kg/cm ² (2000 psi)

Sobre pedidos especiales se pueden fabricar gatos planos con mayores rangos o dimensiones.

CELDAS DE CARGA HIDRAULICA PARA TUNELES SERIE CCH



Este tipo de celda está diseñado para usarse en los ademes metálicos de túneles y puede resistir cambios de humedad y temperatura, así como posible daños ocasionados por explosiones o condiciones normales de trabajo en la excavación de túneles, minas, galerías, etc.

Las lecturas de las celdas son tomadas directamente por medio de un manómetro. Esta tipo de celdas se fabrican en los siguientes modelos:

Modelo	Rango	Aproximación
GS-CCH 25	0-25 Ton.	0.1%
GS-CCH 50	0-50 Ton.	0.5%
GS-CCH 100	0-100 Ton.	1.0%
GS-CCH 150	0-150 Ton.	2.0%

Para una información más amplia estamos a sus órdenes en

GEOSISTEMAS S.A.

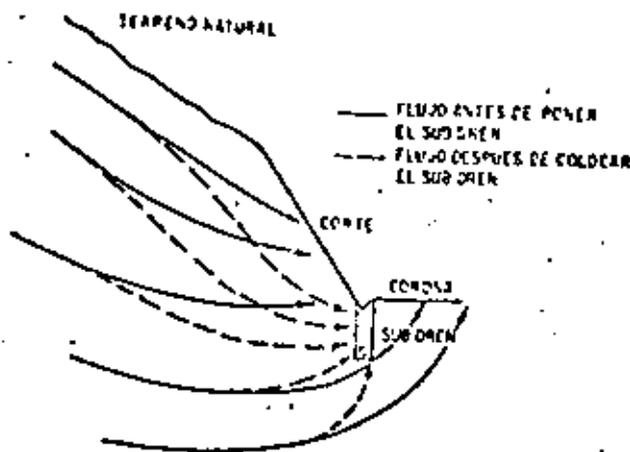
Anceta Ortega No. 1310, Cal. del Valle, México 12, D. F.

Cable: GEOSISTEMAS, MEXICO

Telex: GRUPICA 01771311

Tels: 524-96-79

534-55-29



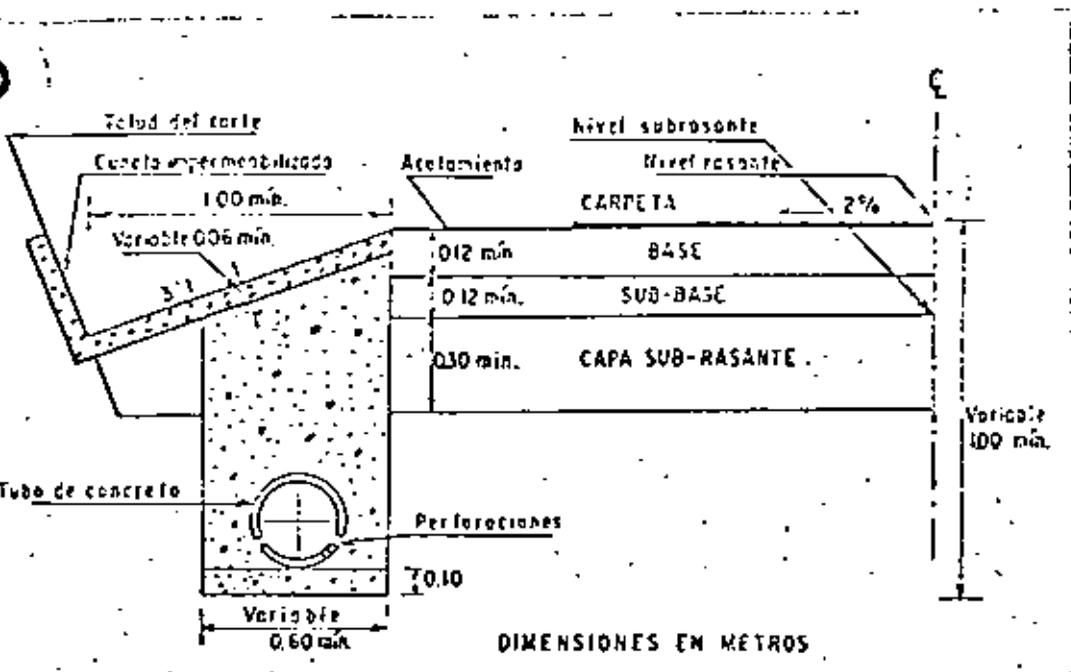
Drenes longitudinales

Existen casos en que hay necesidad de hacer un corte profundo para alojar una vía terrestre en laderas inclinadas, donde es común que el agua subterránea fluya según la inclinación de la superficie, produciéndose un flujo hacia la excavación que tenderá a saturar los taludes y la cama del corte.

El flujo puede ser interceptado por un dren longitudinal de zanja, como se muestra en la figura, en donde se esquematizan las direcciones del flujo antes y después de colocarlo.

La mayor parte de los drenes longitudinales de zanja que se colocan en carreteras y ferrocarriles tienen como finalidad interceptar y eliminar el flujo hacia la cama del corte y disminuir la zona eventualmente saturada en el talud, por lo que resultan estructuras cuya principal función es la protección de pavimentos al interceptar el flujo de agua.

disminuyen la estabilidad del talud



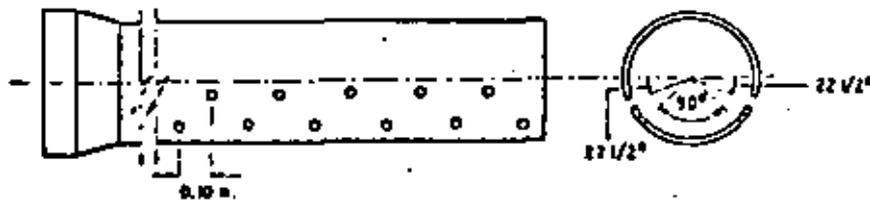
(11)

VEASE POR ESTE LADO

TOMADA EN _____
EL _____ DE _____ DE 19__

En la figura se muestra una sección transversal de un subdrén longitudinal de zanja, según la práctica de la Secretaría de Obras Públicas.

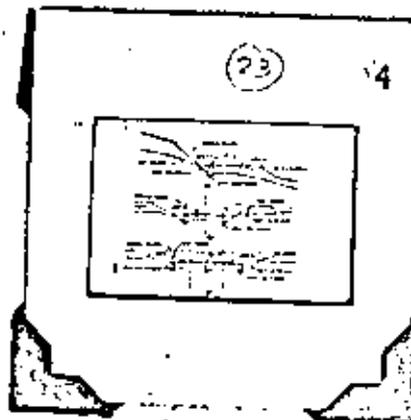
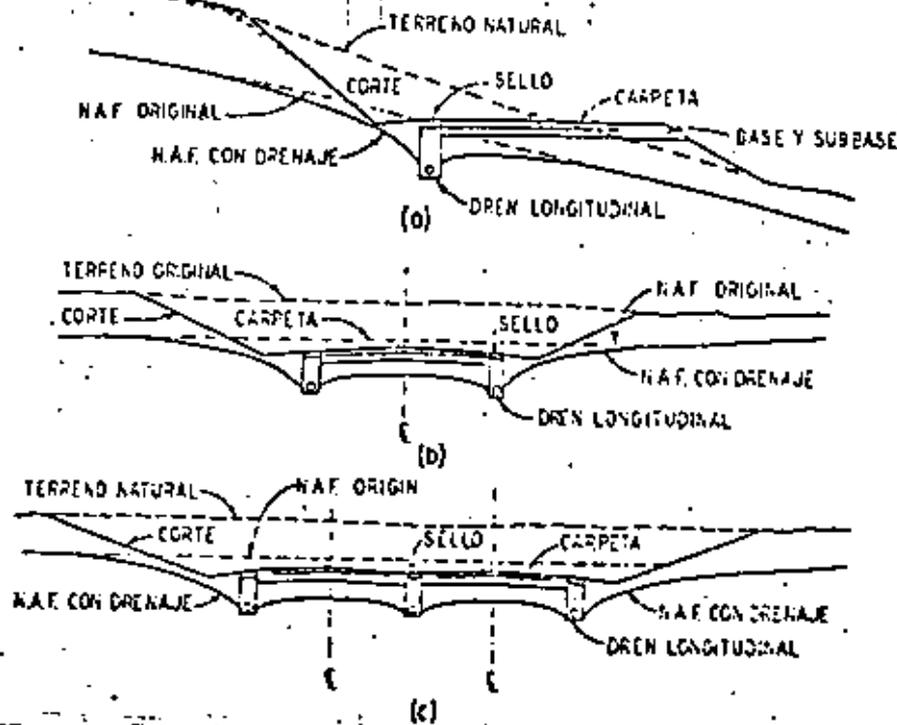
Geotecnia Aplicada a las Vías Terrestres.



Como se ha mencionado antes, es muy común que en los sistemas de subdrenaje haya tubería perforada, embebida dentro de material filtrante. El objeto del tubo es proporcionar una fácil y rápida conducción del agua y el objeto de las perforaciones es permitir el acceso del agua al interior del tubo.

No conviene perforar la parte superior del tubo pues ello favorecería la entrada de partículas finas del material de filtro; tampoco conviene colocar perforaciones en la parte más baja del tubo pues se propicia la salida del agua captada. Como alternativa de las perforaciones se ha utilizado el dejar entre secciones de tubería sin perforar uniones abiertas, lo cual no es muy adecuado pues favorece los inconvenientes mencionados antes.

Generalmente el tubo es de concreto con diámetro de 10 a 20 cm; las perforaciones suelen tener diámetros de 5 a 10 mm.



Cuando lo que se pretenda sea abatir el nivel freático para proteger el pavimento, lo cual es muy frecuente en terrenos planos, con nivel muy próximo a la superficie, pueden utilizarse drenes -- longitudinales de zanja, como los que se ilustran en la figura.

El subdren consiste en una zanja cuya profundidad mínima sea de 1 a 1.5 m (habiéndose construido hasta de 4.0 m), provista de un tubo perforado en su fondo y rellena de material filtrante, desalojando el agua que se colecte por gravedad a algún bajo o cañada.

Para secciones amplias, como en autopistas o aeropistas puede ser necesario disponer tres o más zanjas.

El relleno permeable deberá colocarse compactándolo convenientemente.

Cuando el terreno en que se construya la zanja sea -- blando y húmedo, deberá cuidarse dar un espesor suficiente de material de filtro en el fondo de la zanja como para garantizar una plantilla estable, siendo frecuente construir la plantilla con concreto pobre.

Geotecnia Aplicada a las Vías Terrestres.

A fin de que el material de filtro no se fugue por las perforaciones de los tubos y no las obstruya se dan los siguientes -- criterios

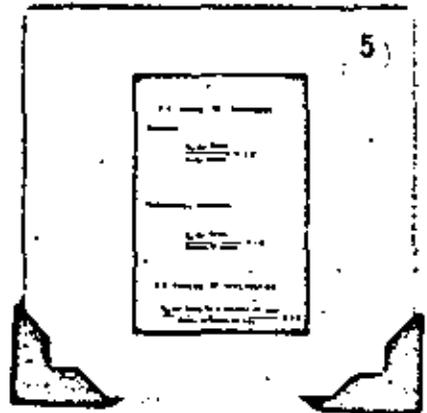
U.S. CORPS OF ENGINEERS

Ranuras.

$$\frac{D_{85} \text{ del filtro}}{\text{Ancho ranura}} > 1.2$$

Perforaciones circulares

$$\frac{D_{85} \text{ del filtro}}{\text{Diámetro del agujero}} > 1.0$$



U.S. BUREAU OF RECLAMATION

$$\frac{D_{85} \text{ del filtro (en la vecindad del tubo)}}{\text{Máximo perforación del tubo}} \approx 2.0$$

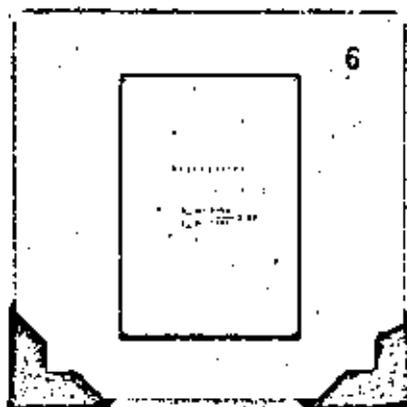
Como puede verse no existe concordancia entre los criterios expuestos.

Por lo que se refiere a permeabilidad se requiere que los filtros sean 20 ó 25 veces más permeables que el suelo por proteger.

Durante la construcción de filtros se requiere que el material no se segregue durante su colocación.

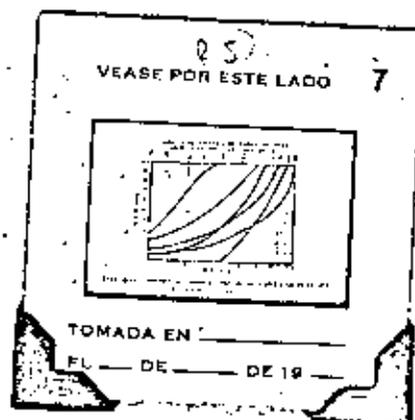
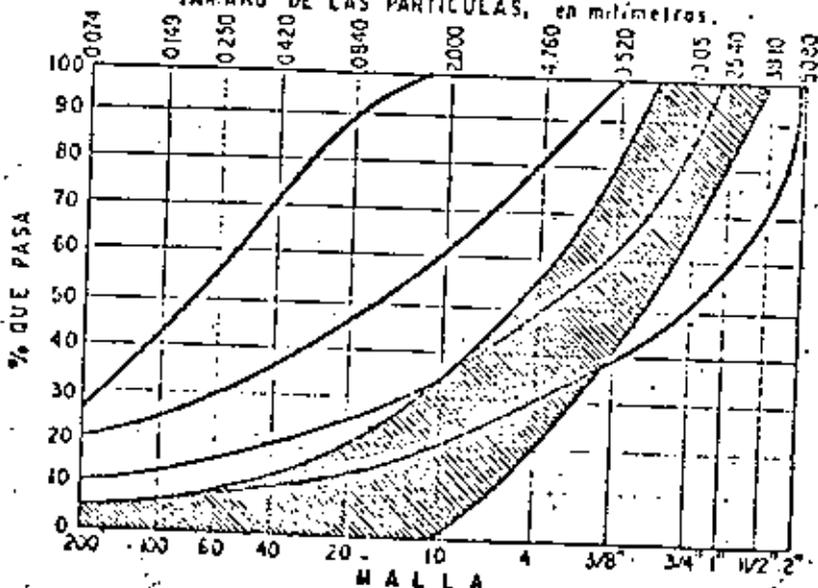
Segregación

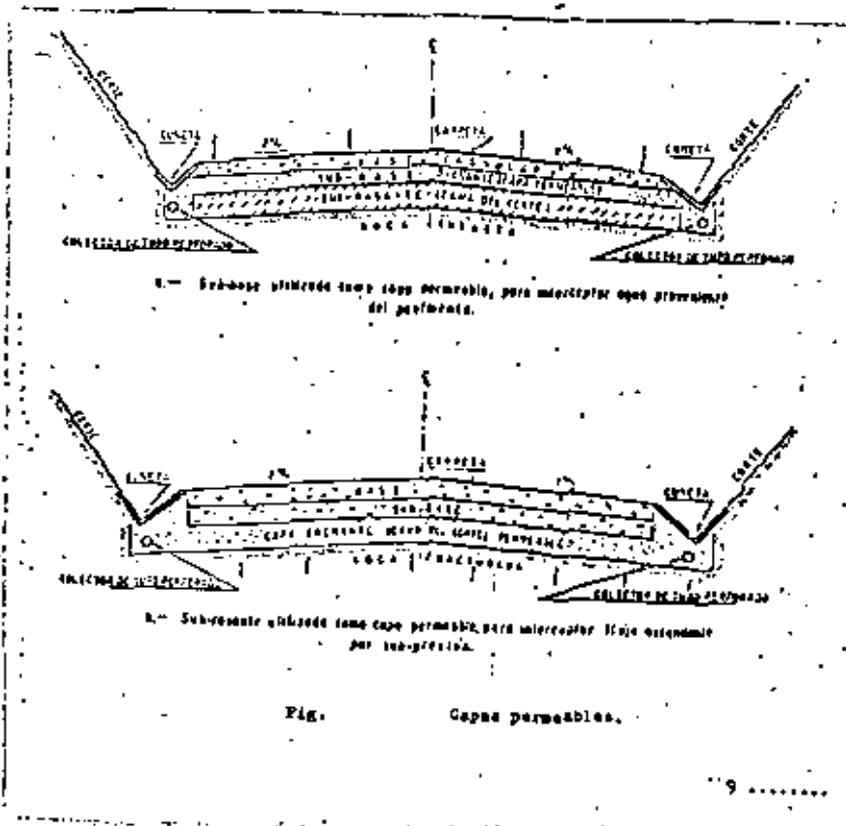
$$\frac{D_{50} \text{ del filtro}}{D_{10} \text{ del filtro}} \leq 20$$



Todo el conjunto de normas anteriores suele definir un sólo tipo de material filtrante; la Secretaría de Obras Públicas tiene en uso el material que queda comprendido dentro de la zona - asciurada de la figura.

GRÁFICA DE COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA
TAMANO DE LAS PARTÍCULAS, en milímetros.





Capas permeables en pavimentos.

Cuando en las capas de los cortes aparecen grandes cantidades de agua, puede ser conveniente la colocación de capas permeables bajo el pavimento para protegerlo, las cuales están constituidas por material filtrante, con pendiente adecuada e instalaciones de salida para drenar el agua que se infiltre. Muchas veces la capa permeable puede formar parte del pavimento aprovechando su naturaleza granular.

A veces se coloca la capa permeable en la parte inferior del pavimento, en el cuerpo o en la parte inferior del terraplén con la finalidad de interrumpir algún proceso de ascensión capilar.

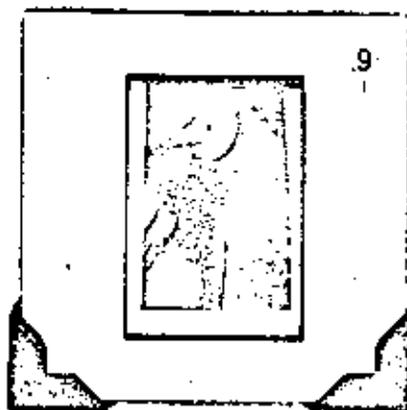
Existe una diferencia importante entre como ha de ser proyectada la capa permeable, según sea interceptora y eliminadora de un flujo o rompedora de la ascensión capilar que provenga de niveles inferiores, siendo necesario que en el primer caso el material graduado se apegue más a las características de un filtro, en cambio, en el segundo caso el material debe ser más grueso, de esta forma el agua capilar no podrá ascender a través de la capa.

La figura muestra los dos casos mencionados anteriormente. En la parte superior aparece el caso cuando la capa es utilizada como interceptora y en la parte inferior aparece cuando es utiliza-

da como capa rompedora.

Un aspecto importante en el diseño de capas permeables es su costo, que suele ser alto, llevando a tener reducciones en el espesor pero sin que se afecte su capacidad drenante; tal vez no deban emplearse capas de menos de 15 cm de espesor, siendo los espesores más comunes 20 y 30 cm.

Geotecnia Aplicada a las Vías Terrestres.



En la figura se muestra un dren longitudinal de zanja ya construido.

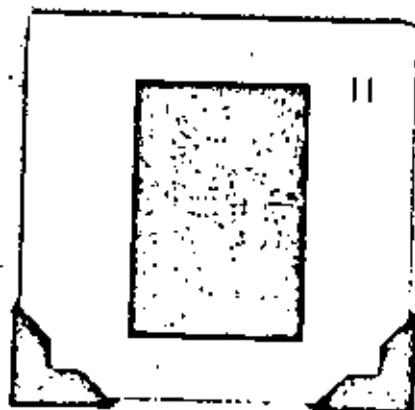
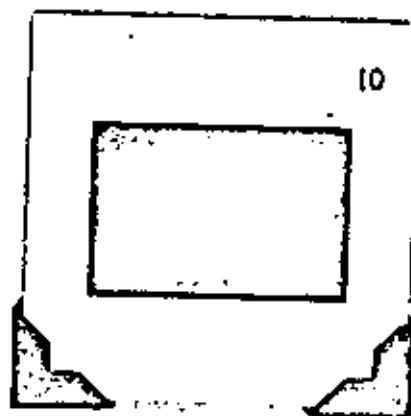
Drenes de penetración transversal

Los drenes de penetración transversal denominados por la práctica americana drenes horizontales son instalaciones de subdrenaje que se utilizan para abatir dentro del interior de los taludes del corte las presiones generadas por el agua, que sean susceptibles de provocar la falla del corte. Comenzaron a utilizarse en el Departamento de Carreteras de California en los últimos años de la década de los 30s.

Consisten en tubos perforados en toda su periferia que penetran en el terreno natural en dirección transversal al eje de la vía. Se construyen efectuando primero una perforación de 7.5 a 10 cm de diámetro, generalmente galvanizado o recubierto de asfalto para protegerlo de la corrosión. El tubo se coloca con una inclinación hacia la vía comprendida entre 5% y 20%.

El proceso de perforación suele ser el problema sustancial en la utilización de este tipo de drenes.

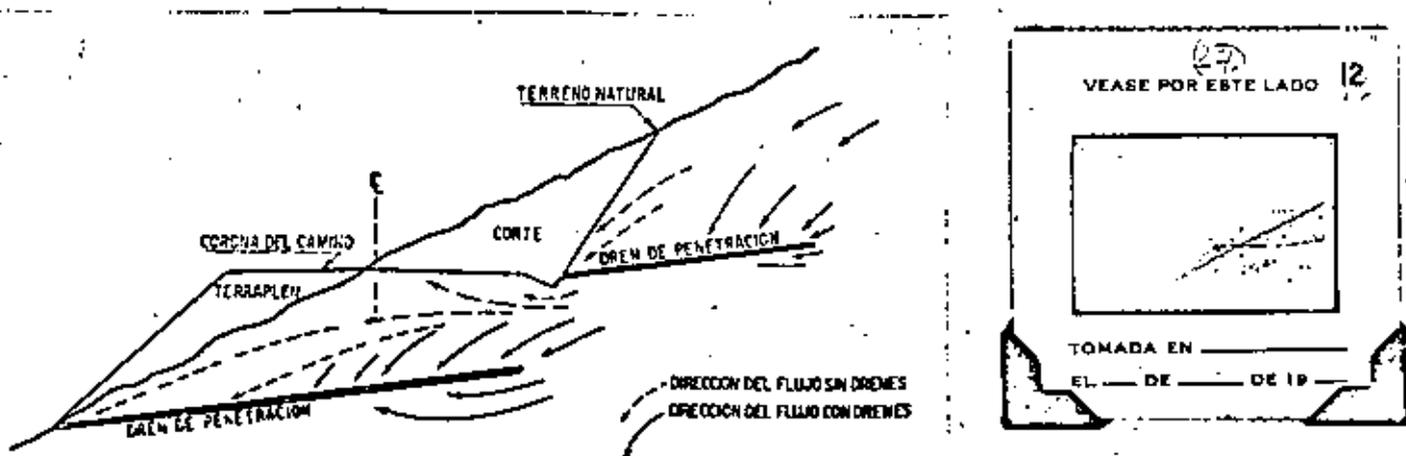
En la figura se muestra el proceso de perforación de unos drenes de este tipo.



La descarga puede ser libre a la cuneta o a tubos colectores que lleven el agua a donde sea inofensiva.

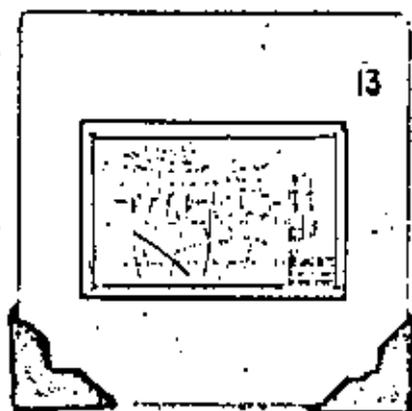
La longitud de los drenes depende mucho de la geometría de la zona donde se instalen, pero resulta fácil hacerlos de 50 ó 70 m.

Se requiere un gran número de drenes para lograr buena eficiencia y en terrenos impermeables o en masas de roca agrietada, sin fácil comunicación interna, su zona de influencia puede ser relativamente pequeña. La figura muestra un croquis de localización, colocación y efectos para el caso de una sección -- en balcón de una carretera.

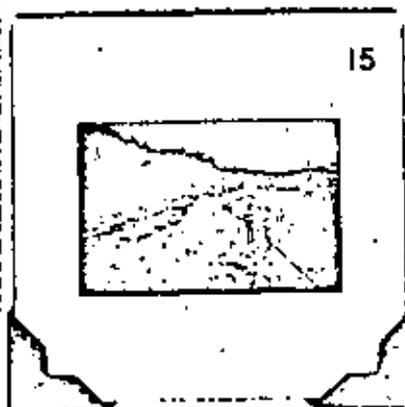
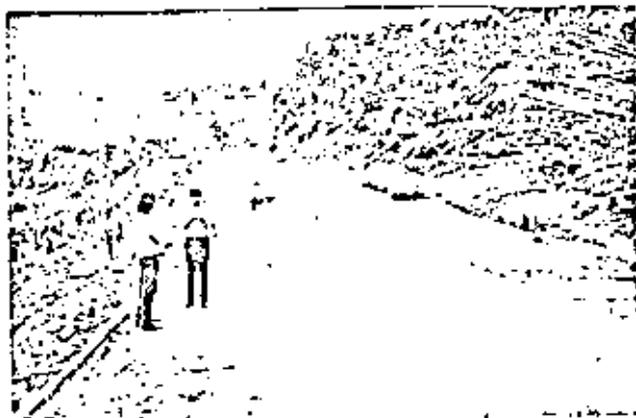
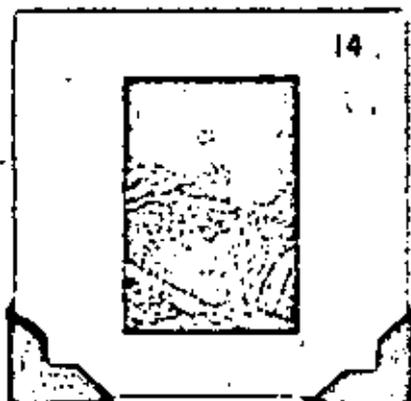


Deben instalarse solamente después de realizar las investigaciones necesarias para garantizar su efectividad, pudiendo consistir en sondeos, estudios geológicos, etc. Muchas veces los primeros drenes instalados son sondeos exploratorios, sobre todo en aquellas zonas donde no existen sondeos previos. La efectividad queda condicionada a que el agua sea causa principal del problema de estabilidad y a que se localice de tal manera que el nivel freático o la línea de corriente superior puedan ser interceptadas por los drenes.

En la figura que se presenta a continuación aparece la planta topográfica de una zona que se localiza en un tramo de una carretera cuyo trazo se desarrolla en una zona montañosa y de alta precipitación pluvial; desde la época en que se realizaron los primeros estudios para su estabilización se vió que la causa fundamental de la inestabilidad de la ladera era la presencia del agua a muy poca profundidad.

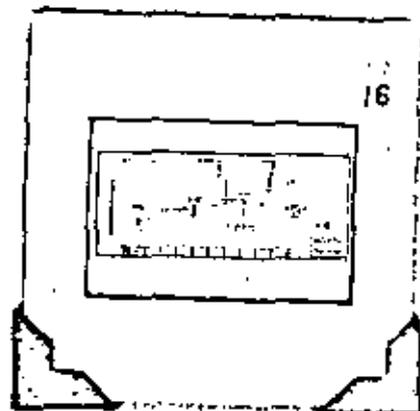
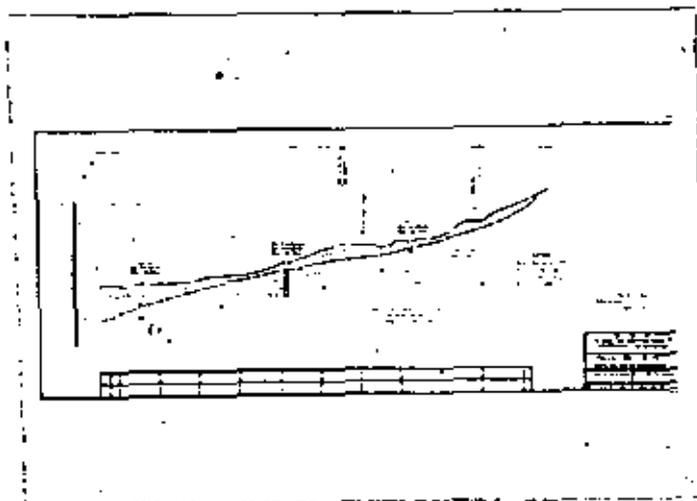


Los signos de inestabilidad de la ladera son los que pueden apreciarse en las siguientes figuras.



Con objeto de conocer a fondo el mecanismo del movimiento, se instalaron unos inclinómetros del tipo Slope-Indicator,

que permitieron definir la forma y profundidad de la superficie de deslizamiento, habiéndose encontrado que esta se desarrolla a lo largo del contacto de un suelo arcilloso y una roca sedimentaria, (caliza), y como hecho importante el agua se localizó prácticamente al nivel del terreno natural. El perfil de suelos que se pudo realizar con los resultados de la exploración efectuada en el sitio es el que se muestra en la gráfica siguiente.

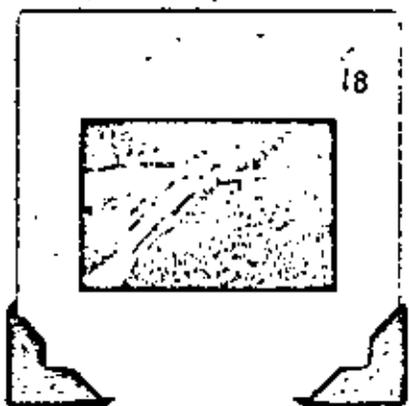
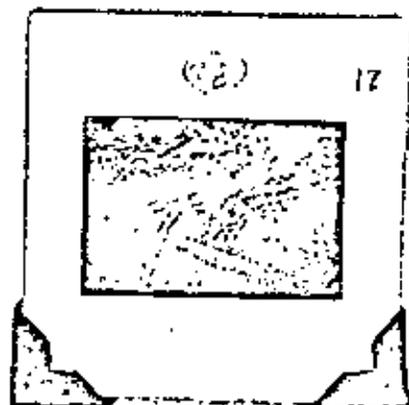


Después de haberse analizado las ventajas y desventajas que se tenían empleando diversas obras de subdrenaje para la estabilización de la masa en movimiento, se llegó a la conclusión de que, para este caso en particular, los drenes horizontales presentaban las mejores características para ser empleados como obra de estabilización, ya que su empleo reduce el riesgo de favorecer el movimiento, como sucede si se empleara una obra del tipo de una trinchera estabilizadora, que requiere el efectuar excavaciones profundas.

Se pretende instalar un total de 1000 m de drenes distribuidos en tres líneas perpendiculares al sentido del movimiento. Actualmente el costo de instalación de los drenes horizontales es del orden de \$750.00/m de dren.

La instalación de los drenes debe hacerse de tal manera que puedan ser objeto de un mantenimiento durante la conservación normal de la vía.

En las siguientes dos figuras se muestran unos drenes ya instalados en donde puede apreciarse su funcionamiento.



Cuando se instalan los drenes sin equipo especializado, se suele recurrir a equipos convencionales de perforación que requieren de la inyección de cantidades de agua bastante grandes, las cuales pueden producir condiciones críticas en la estabilidad; si se ejerce un cuidadoso control sobre la inyección es posible superar las malas consecuencias de dicha inyección, aunque es preferible no utilizar agua en la perforación.

En arenas finas limosas y en suelos que contienen grandes fragmentos de roca o boleos es donde mas se dificulta la perforación.

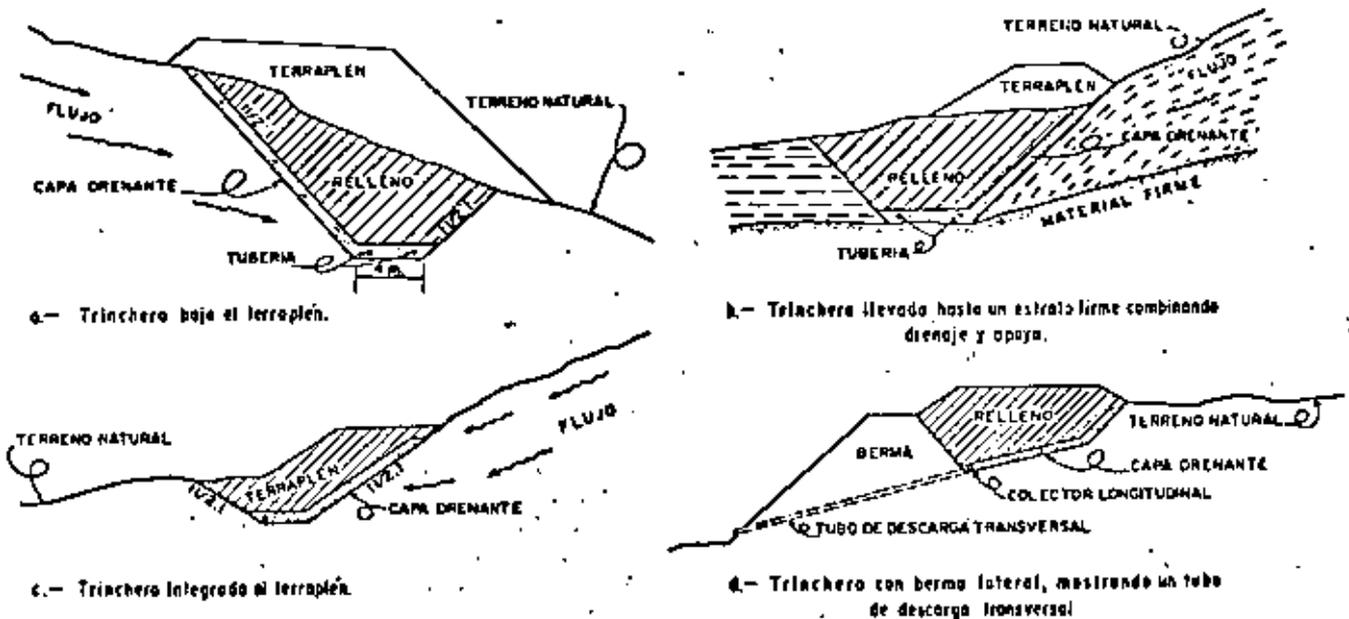
El éxito de los drenes no necesariamente debe medirse por la cantidad de agua que colecten ya que al ser el objetivo fundamental abatir las presiones neutrales en la masa de suelo, al llevar la presión atmosférica hasta donde penetra, establece una zona de influencia, que produce un beneficio en un cierto volumen de suelo.

Geotecnia Aplicada a las Vías Terrestres.

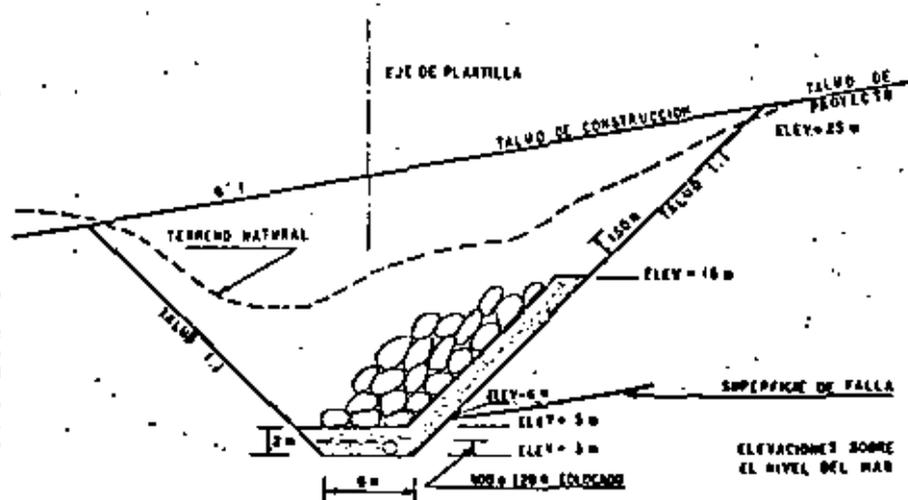
Trincheras estabilizadoras

Cuando en una ladera natural existe flujo de agua y está formada por grandes espesores de materiales cuya estabilidad se ve amenazada por él y sobre tal ladera ha de construirse un terraplén, la remoción de todos los materiales malos y su substitución por otros mejores resulta ya difícil y antieconómica. En estos casos puede pensarse captar el flujo y eliminar el agua en una zona bajo el terraplén, de profundidad y ancho suficientemente para garantizar la estabilidad local; en la práctica esto se logra drenando las aguas de una zona que abarque aquella por la que podría desarrollarse un círculo de deslizamiento del conjunto formado por el terraplén y su terreno de cimentación.

La figura muestra en croquis algunas posibilidades de trinchera estabilizadora adaptadas a diferentes circunstancias concretas de casos específicos.



En general, una trinchera estabilizadora es una excavación dotada en su talud aguas arriba de una capa drenante, con espesor comprendido entre 0.50 m y 1.00 m de material de filtro y un sistema de recolección y eliminación de agua en su fondo, el cual suele consistir de una capa de material de filtro del mismo espesor arriba citado, dentro de la cual hay tubería perforada (de 15 ó 20 cm de diámetro usualmente, o mayor si se espera gran gasto) para conducir rápidamente el agua captada; esta última debe conectarse a una tubería de desfogue que lleve el agua a donde sea inofensiva. En la figura siguiente se muestra una sección transversal del proyecto de una trinchera construida en una zona de deslizamiento en la Autopista Tijuana-Ensenada, en donde pueden apreciarse los aspectos mencionados anteriormente.



b.- Sección de la trinchera



El desfogue puede ser, por cierto, un grave problema si la excavación es profunda y la topografía no es favorable. A veces el problema puede resolverse simplemente prolongando la tubería longitudinal hasta algún bajo o cañada apropiados; otras veces será necesario dotar a la trinchera de tubos transversales que eliminen sus aguas y que deberán alojarse en zanja o en túnel; finalmente, hay ocasiones en que los problemas de desfogue son tan complicados y conducen a soluciones tan caras que se ha recurrido a eliminar el agua captada por la trinchera por medio de bombeo.

El fondo de la trinchera deberá tener el ancho suficiente para permitir la operación eficiente de equipo de construcción, lo cual se logra con unos 4 m. Los taludes de la excavación deberán de ser estables durante la construcción pues el relleno posterior elimina el problema a largo plazo. Como quiera que es común que las trincheras se ubiquen donde hay mal material, los problemas de estabilidad de taludes en la excavación no son raros; la rapidez de la construcción suele ser un buen aliado para superarlos y en casos extremos se recurre a la construcción por franjas del ancho conveniente, que se van rellenando antes de abrir la siguiente.

El material que rellena la trinchera debe ser de buena calidad, generalmente proveniente de préstamo de banco y debe colocarse con una apropiada compactación por capas.

Una trinchera estabilizadora suele mejorar la estabilidad de un terraplén o de su terreno de cimentación de varias maneras.

- 1.--Realizando la función drenante que ha quedado descrita.
- 2.-- Realizando un proceso de substitución de material, en el cual o se apoya el conjunto terraplén-trinchera en un suelo más firme o se modifican las condiciones de estabilidad de tal modo que cualquier posible superficie de deslizamiento resulta tan larga y tan profunda que hace irrealizable la falla.

Así pues, la función de cualquier trinchera estabilizadora es doble. El subdrenaje que proporciona mejora desde luego las características mecánicas del suelo ladera abajo, al cortar físicamente al flujo y también las mejora ladera arriba, abatiendo las presiones en el agua en una importante zona de influencia. Además, el mejoramiento de las características mecánicas del suelo que se substituye en el relleno crea una restricción mecánica a la falla, que puede ser muy importante en muchos casos.

Como ejemplo de esta dualidad de acciones puede mencionarse la importante trinchera estabilizadora construida para estabilizar la falla del Km 15 + 050 de la Autopista Tijuana-Ensenada, en el Noroeste de México, en la siguiente figura se presenta la fotografía aérea de la falla en cuestión, siendo la zona por estabilizar la que aparece en el extremo derecho entre el camino y el mar.

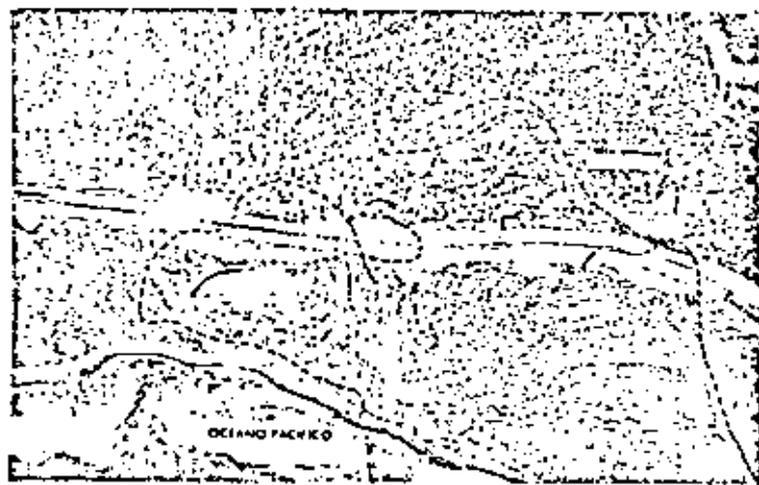
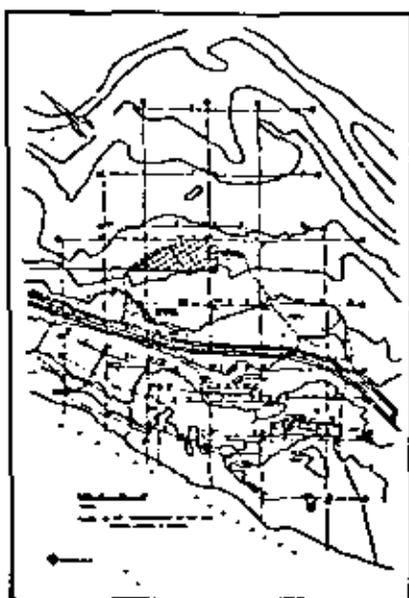


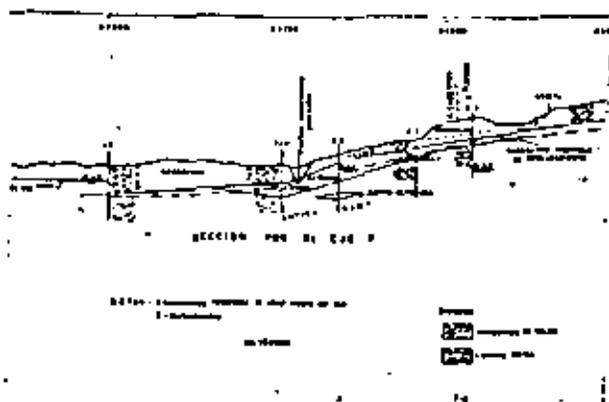
FIG. 10. VISTA AEREA DE LAS CALLES DE Tijuana, 1940 y 1945



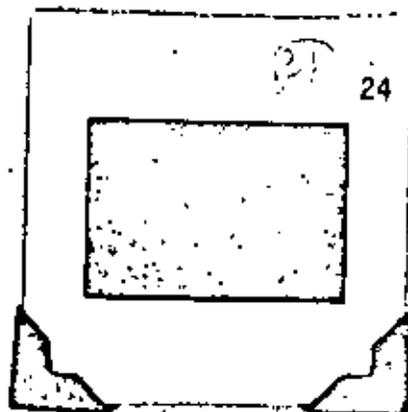
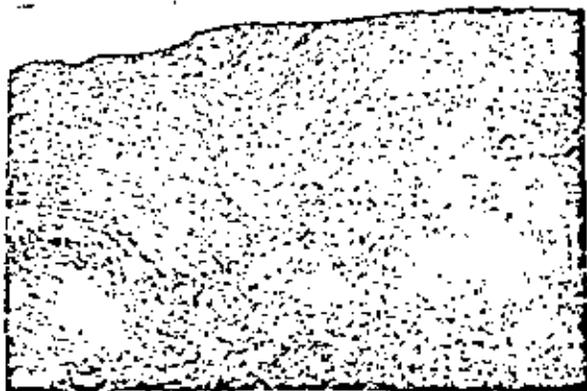
La planta de la misma zona se muestra a continuación



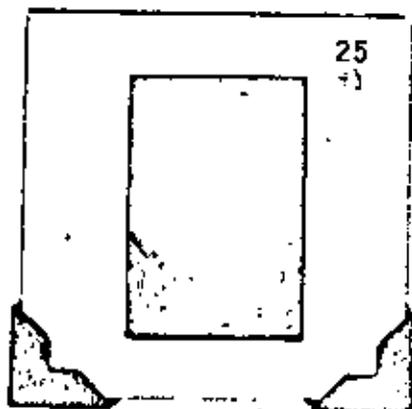
Un perfil general de la zona y la localización de la trinchera estabilizadora se indican a continuación.



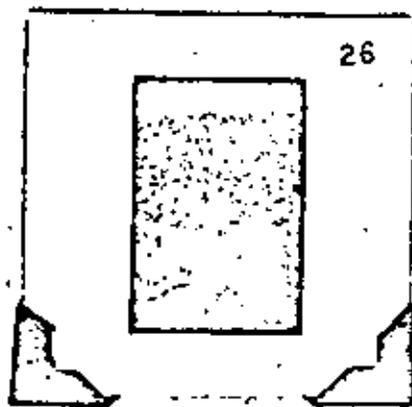
En la figura siguiente se muestra un aspecto de la zona — donde quedó alojada la trinchera. La línea blanca con cal indica el — eje longitudinal de la trinchera.



La excavación que tuvo que realizarse para alojar el enrocamiento constitutivo del cuerpo de la trinchera fue del orden de 20.0 m, teniendo en la plantilla el ancho necesario para alojar el equipo de construcción, como se muestra en la siguiente figura.



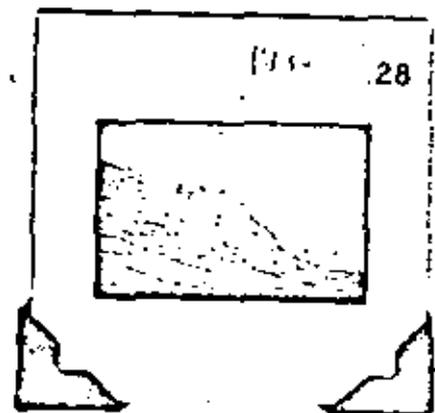
Un aspecto general del enrocamiento se muestra a continuación.



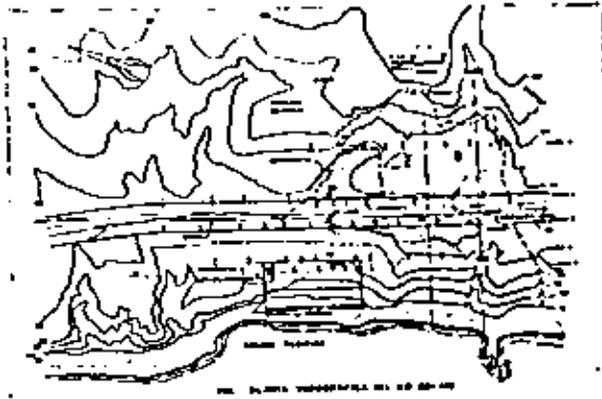
En otras ocasiones la topografía del lugar no permitirá realizar excavaciones en forma de cajón, como la ejemplificada anteriormente y tendrá que recurrirse al empleo de una solución que podría describirse como algo mixto entre un respaldo de enrocamiento, cuyo efecto estabilizador radica en su peso y una trinchera estabilizadora, con efecto drenante.



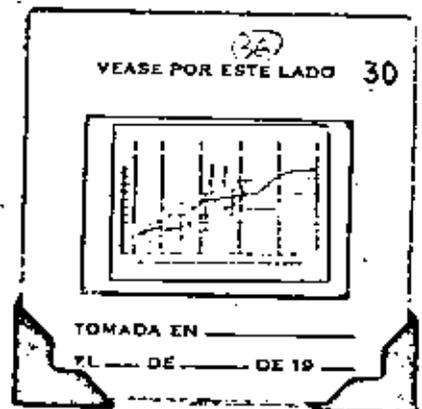
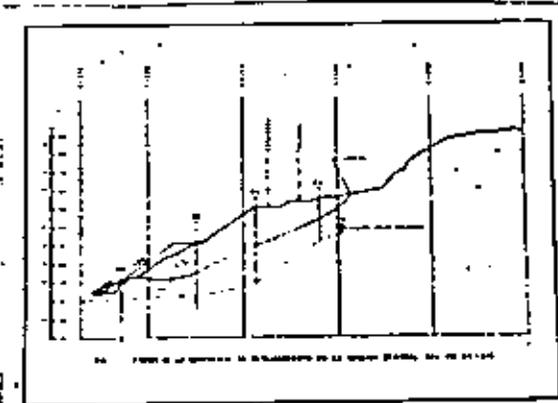
La fotografía aérea que se muestra corresponde a una zona denominada Km. 20 415 de la Autopista Tijuana - Ensenada, donde por razones de topografía tuvo que emplearse una trinchera del tipo mencionado anteriormente.



La figura muestra un panorama general de la zona por estabilizar, habiendo quedado localizada la trinchera entre el camino y el mar.

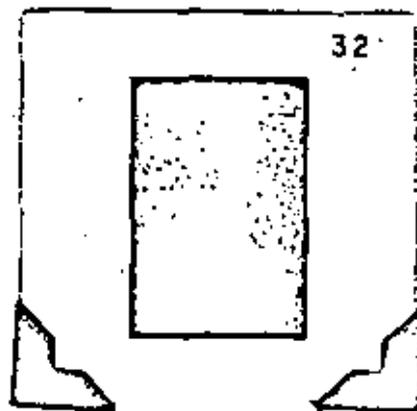
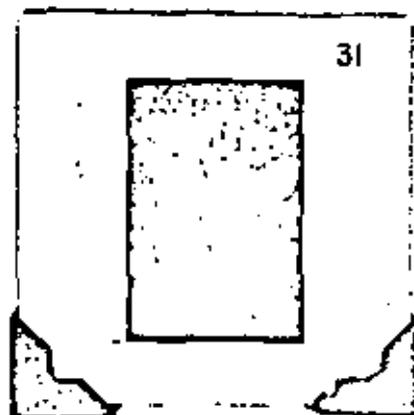
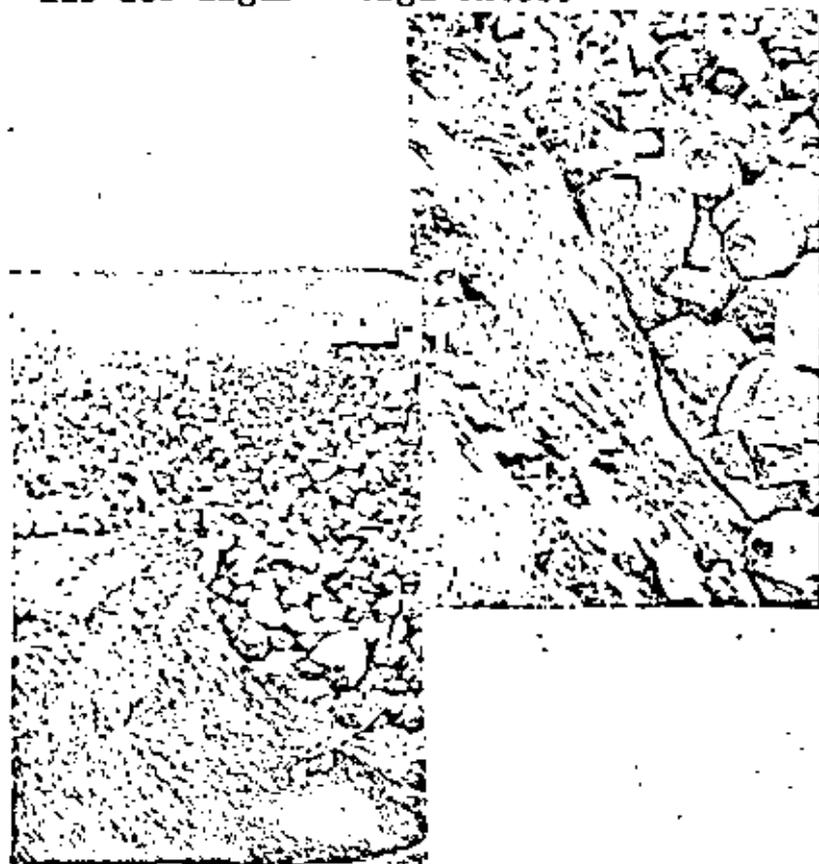


La planta topográfica de la zona en deslizamiento, así como la localización de la trinchera estabilizadora y la instrumentación colocada en el área con objeto de conocer el mecanismo cinemático de la falla, se muestran en la figura.

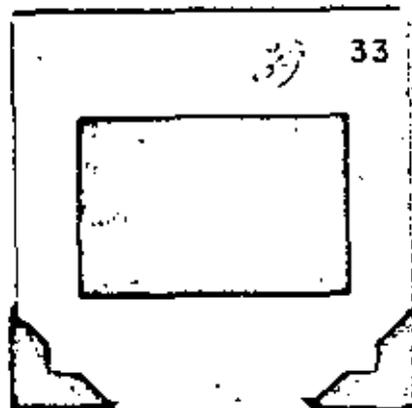
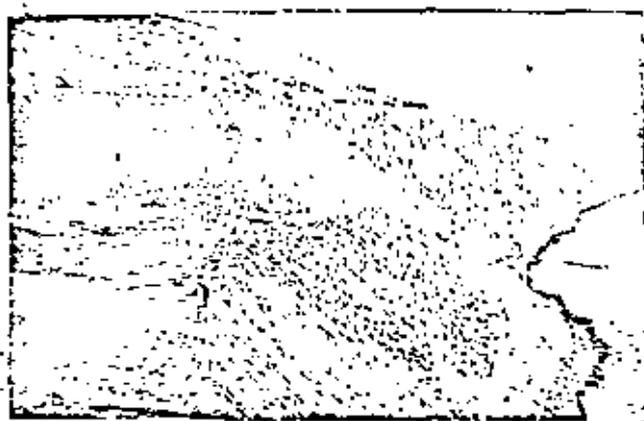


Con base en la instrumentación de campo pudo elaborarse el perfil de la superficie de falla, el cual se muestra en el croquis de la figura, en el cual aparece también la sección de proyecto de la trinchera estabilizadora.

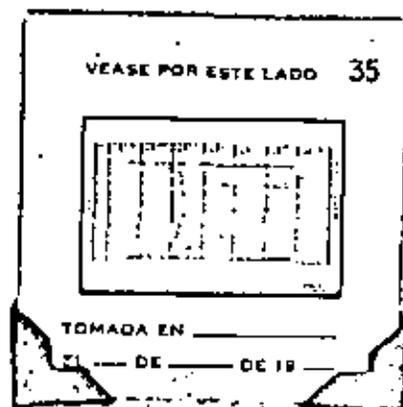
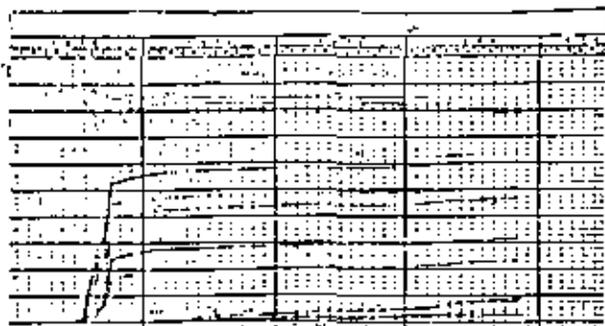
La gran excavación que se realizó, del orden de 50000 m³, se rellenó con enrocamiento de alta calidad, como se muestra en las dos figuras siguientes.



Un aspecto general de la trinchera ya prácticamente terminada se muestra a continuación.



En las gráficas de las dos figuras se ilustra el comportamiento de las dos trincheras mencionadas anteriormente, pudiéndose observar en ellas los movimientos tan grandes que tuvieron lugar durante el período constructivo de las mismas, el cual se llevó a cabo durante el año de 1970; también puede observarse que el comportamiento posterior en ambos casos ha sido del todo satisfactorio. En las dos figuras el comportamiento se describe con base en dos líneas de puntos de control colocadas en las cercanías de las obras de estabilización.



Galerías filtrantes.

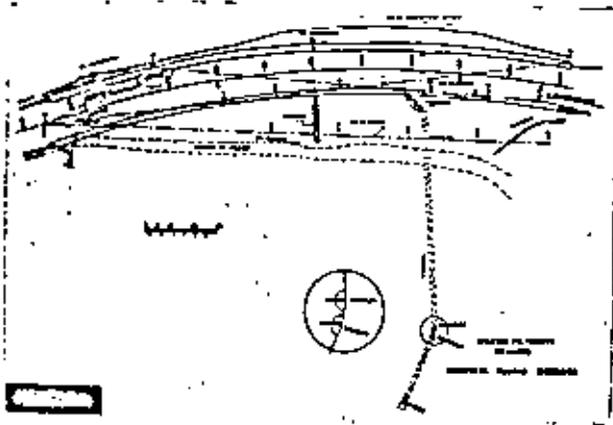
Cuando el agua subterránea se encuentra a una profundidad tal que sea imposible pensar en llegar a ella por métodos de excavación a cielo abierto y prevalezcan condiciones topográficas - que hagan difícil el empleo de drenes transversales, se ha recurrido en ocasiones a la construcción de galerías filtrantes. La técnica - de estas obras es muy ampliamente conocida en el campo de las presas de tierra; en las vías terrestres el uso de ellas se hace para corrección de problemas debidos a subdrenaje en zonas inestables de grandes proporciones.

La galería filtrante es un túnel de sección adecuada para permitir su propia excavación, localizado en donde se juzgue más eficiente para captar y eliminar las aguas que perjudiquen la estabilidad de un talud o de una ladera natural que se use como terreno de cimentación.

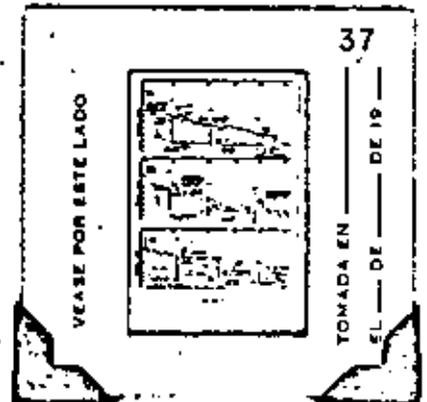
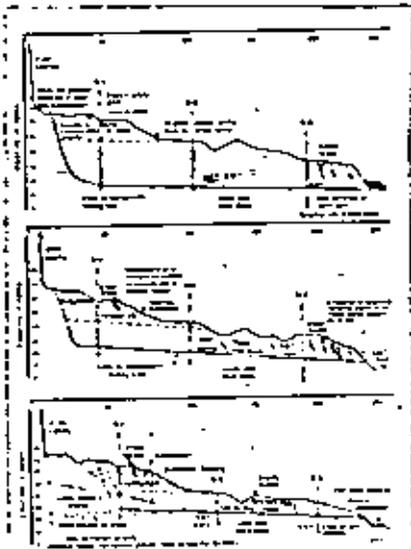
Las técnicas de construcción son las correspondientes a cualquier clase de túneles; el revestimiento de la galería, si resulta necesario, debe ser tal que permita un trabajo efectivo como dren; es bastante común que la galería filtrante se desarrolle por debajo de una superficie de falla previamente formada y en tal caso puede aumentarse mucho la capacidad drenante disponiendo tubos perforados en abanico radial que lleguen hasta la zona fallada.

Seguramente el punto de juicio más delicado en conexión con las galerías filtrantes es su ubicación en relación con la planta de la zona cuya estabilidad se desea mejorar; una exploración completa a base de sondeos es ahora necesaria hasta definir la forma de la superficie de falla dentro del subsuelo. Definida ésta, la galería filtrante puede desarrollarse por la parte más baja, para co-lectar las aguas en la parte de más difícil drenaje.

El desague de la galería filtrante puede ser muy sencillo cuando la boca de la galería puede ser drenada por gravedad, - pero puede complicarse mucho en caso contrario; hay ocasiones en que ha de recurrirse al bombeo.



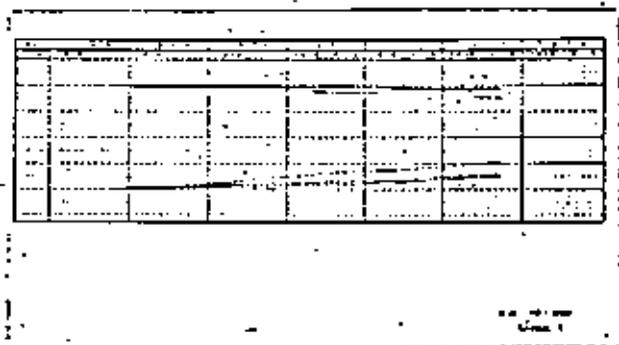
En la figura se muestra la planta general de la zona en donde se construyó la primera galería filtrante para carreteras en México, y corresponde al Km. 19+300 de la Autopista Tijuana - Ensenada.



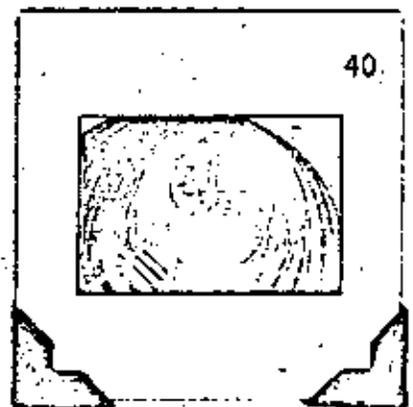
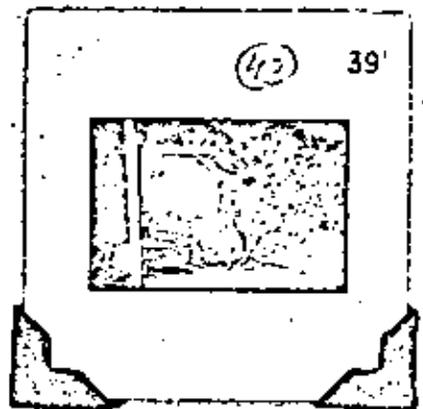
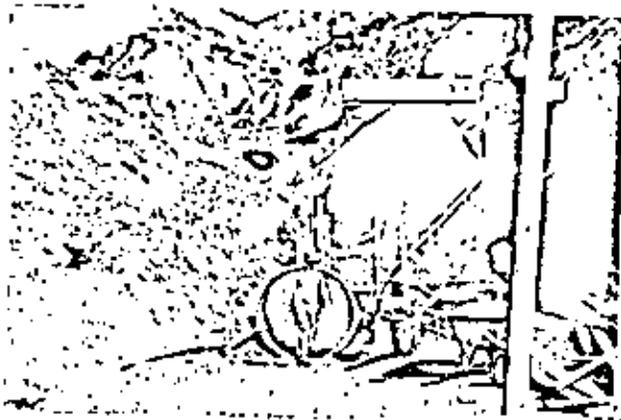
En los cortes de la figura se muestran tres perfiles esquemáticos que indican la exploración realizada en el sitio para detectar la superficie de deslizamiento, habiéndose localizado la galería filtrante bajo dicha superficie.

La obra tiene unos 200 m de longitud y está complementada por abanicos de drenes de penetración frontales y por tubería drenante colocada en los últimos 100 m de desarrollo. La falla que se estabilizó con esta obra, evolucionó durante el periodo de construcción, presentando movimientos totales acumulativos máximos hasta de 2 m en la dirección vertical, sobre la corona del camino y de 1.80 m hacia el mar, en la dirección horizontal, en la parte más alta de la superficie de falla, al pie del cantil de lutita sana.

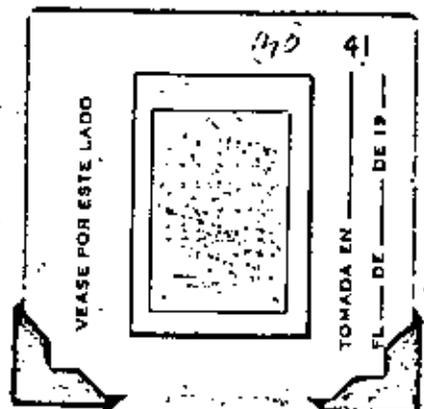
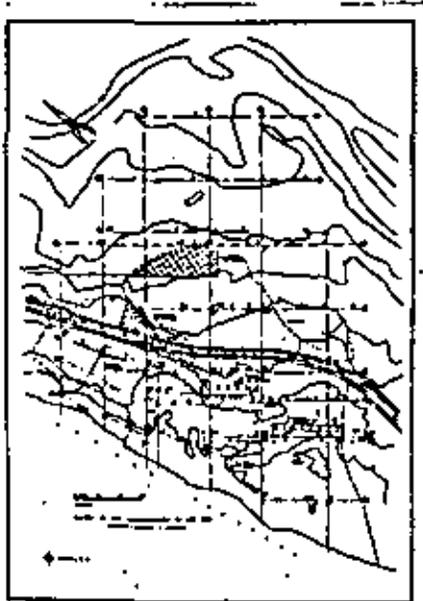
Los movimientos se detuvieron por completo, sin que se haya registrado ninguno hasta el momento presente, como puede apreciarse en las gráficas de los desplazamientos horizontales y verticales registrados en una línea de puntos de control colocados en esta zona.



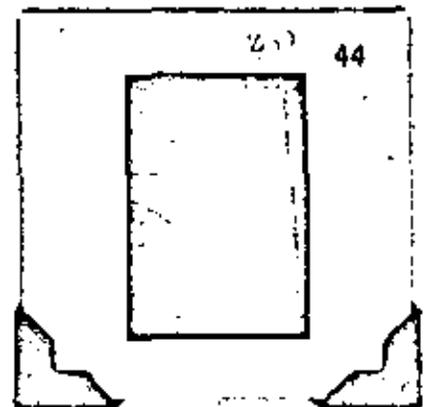
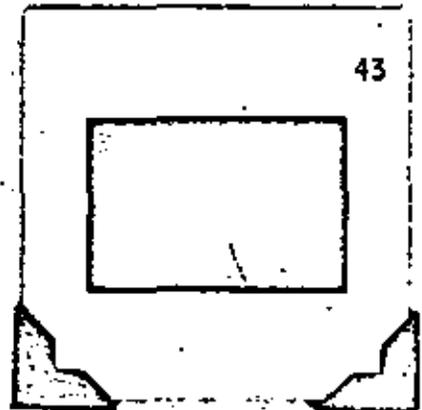
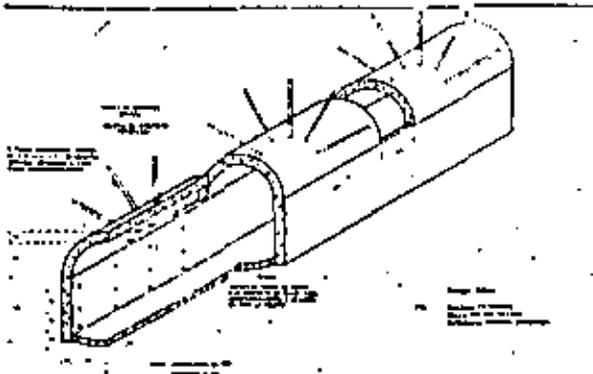
La galería se comenzó con un gran tubo metálico tipo ARMCO (1.80 m de diámetro), embebido en material de filtro, hasta completar una excavación total del orden de 2.50 m de diámetro. La galería se drena por bombeo en su boca. En las siguientes dos figuras se presentan los aspectos mencionados anteriormente.



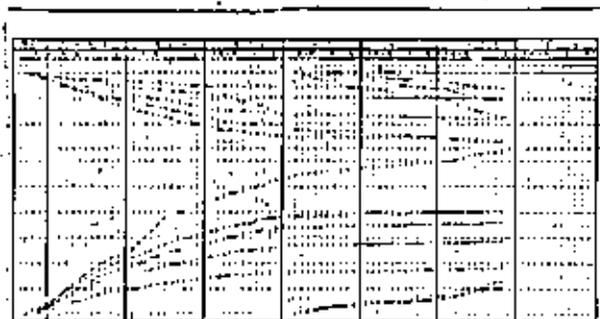
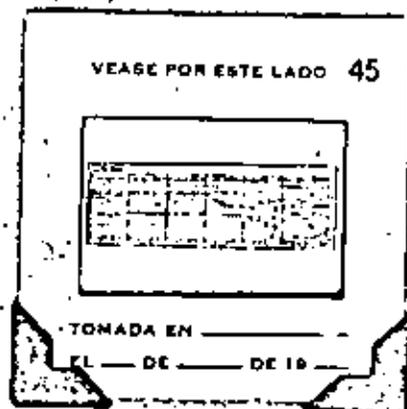
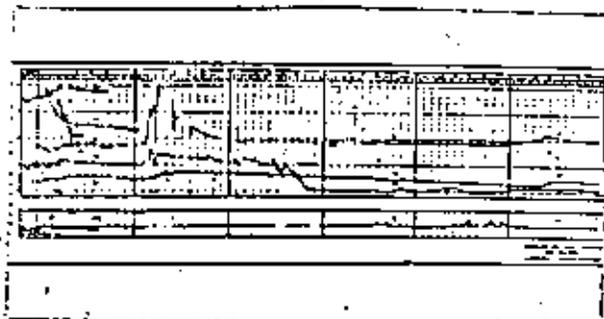
Otra zona, también en la Autopista Tijuana-Ensenada, donde se ha construido otra importante galería filtrante, es la del Km 15 + 500, cuya planta se muestra en la figura. La galería tiene forma de T, y al igual que la del Km 19 + 300, quedó localizada bajo la superficie de deslizamiento detectada por los inclinómetros colocados en la zona.



En las dos siguientes figuras se muestran un aspecto del interior de la galería, construida de concreto y un detalle de los drenes de penetración colocados en su interior.



En uno de los inclinómetros colocados en las carcanías de la galería filtrante, se han estado midiendo las variaciones de la posición del nivel de aguas freáticas desde tiempo atrás a la construcción de la galería, pudiéndose apreciar un descenso notable en el mismo que ocurrió precisamente a raíz de la instalación de los drenes de penetración.



Por otra parte los desplazamientos horizontales y verticales medidos en una línea de puntos de control muestran un notable decremento en su velocidad desde la época de la terminación de la obra.

NOTAS SOBRE PEDRAPLENES

M. en C. Raúl Esquivel Díaz

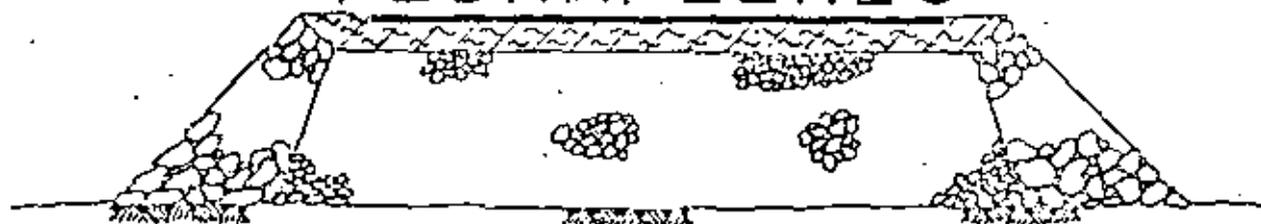
La presentación de estas notas está basada en la conferencia impartida por el Dr. Raúl J. Marsal como parte del curso de Geotecnia aplicada a las Vías Terrestres organizado por el Centro de Educación Continua, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.

El material ha sido adaptado por el autor para presentarse en forma audiovisual, con un enfoque práctico y básicamente informativo de los resultados obtenidos en investigaciones de laboratorio de enrocamientos contaminados realizadas en el Instituto de Ingeniería, UNAM bajo el patrocinio de la Dirección General de Carreteras Federales de la Secretaría de Obras Públicas, con la finalidad de usar estos materiales en la construcción de pedraplenes para carreteras.

NOTAS

SOBRE

PEDRAPLENES



M. en C. Raúl Esquivel Díaz

En la construcción moderna de carreteras suele plantearse la conveniencia de usar pedraplenes en lugar de otro tipo de estructura, como soporte de la superficie de rodamiento (fig 1).

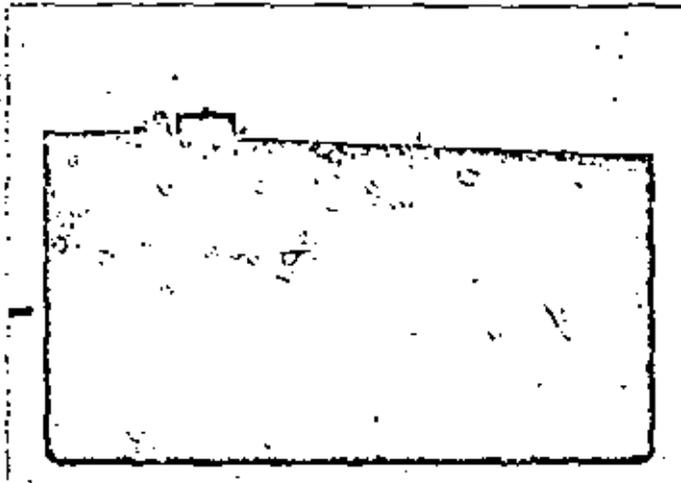
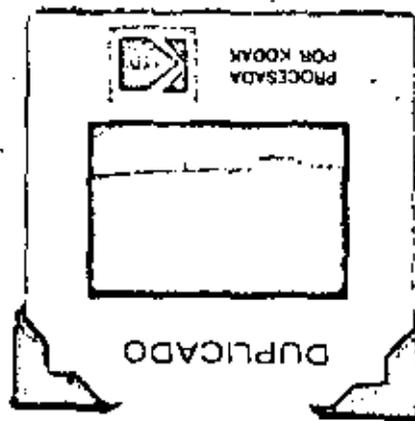


Fig. 1 Pedraplen para carretera



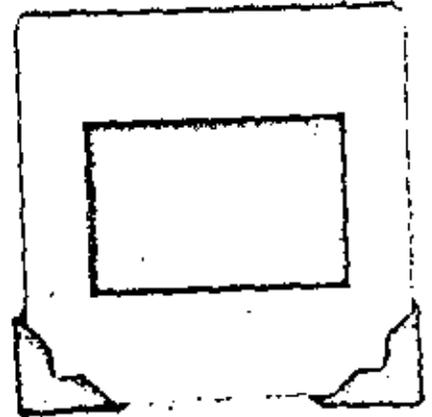
La experiencia que existe sobre este particular es corta, y en varios casos ha resultado un tanto desalentadora, por excesivo asentamiento del pedraplén como en el tramo de Mamulique sobre la Carretera Monterrey-Nuevo Laredo (fig 2) o por falla incipiente de sus taludes, como el caso ilustrado en la fig 3 de la falla de un depósito de material de desperdicio a volteo en un tramo de la Carretera México-Acapulco.



Fig. 2 Asentamiento excesivo de un pedraplén



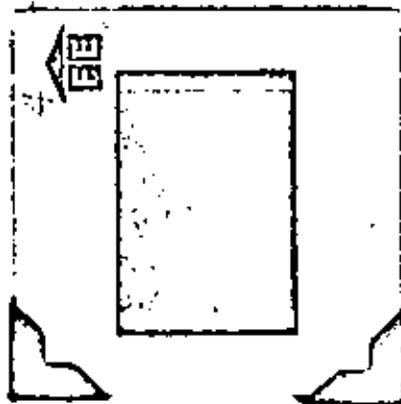
Fig. 3 Falla por deslizamiento de un depósito de material de desperdicio a volteo en un tramo de la carretera México-Acapulco



El desarrollo de proyectos hidroeléctricos en el país ha impulsado desde 1960 el estudio de enrocamientos, componente importante de varias presas que se han diseñado con fines de generación de energía eléctrica, como es el caso de la presa La Angostura sobre el río Grijalva en el estado de Chiapas, mostrada en la fig 4.



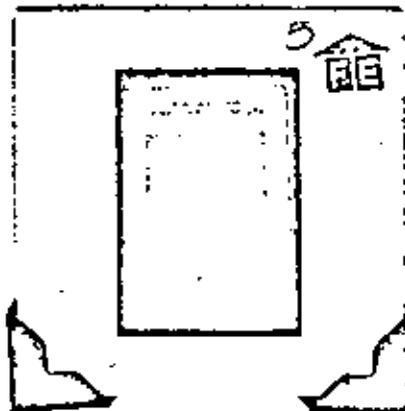
Fig. 4 Presa La Angostura, C.F.E.



En la construcción de presas se utilizan mezclas de grava y arena limpia y enrocamientos que por su bajo contenido de finos (que pasan la malla No. 4) se clasifican como limpios (fig 5).



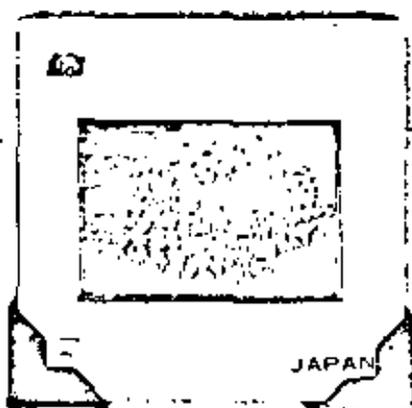
Fig 5 Mezcla de grava-arena, y enrocamiento limpio



En vías terrestres, por razones económicas el ingeniero se ve forzado a construir pedraplenes con enrocamientos que en general provienen de la excavación de cortes a lo largo de la carretera, los cuales generalmente contienen un porcentaje no despreciable de suelo (mayor de 5%), que se clasificarán como enrocamientos contaminados (fig 5).



Fig. 6 Basalto contaminado con 30% de arcilla



Por esta razón, la Secretaría de Obras Públicas a través de la Dirección General de Carreteras Federales ha promovido el estudio de mezclas de enrocamiento y suelo (fig 7), a fin de conocer la influencia del tipo de suelo y la proporción en que se afecta la resistencia y compresibilidad de masas formadas por fragmentos de roca mezclados con arena, limo o arcilla.

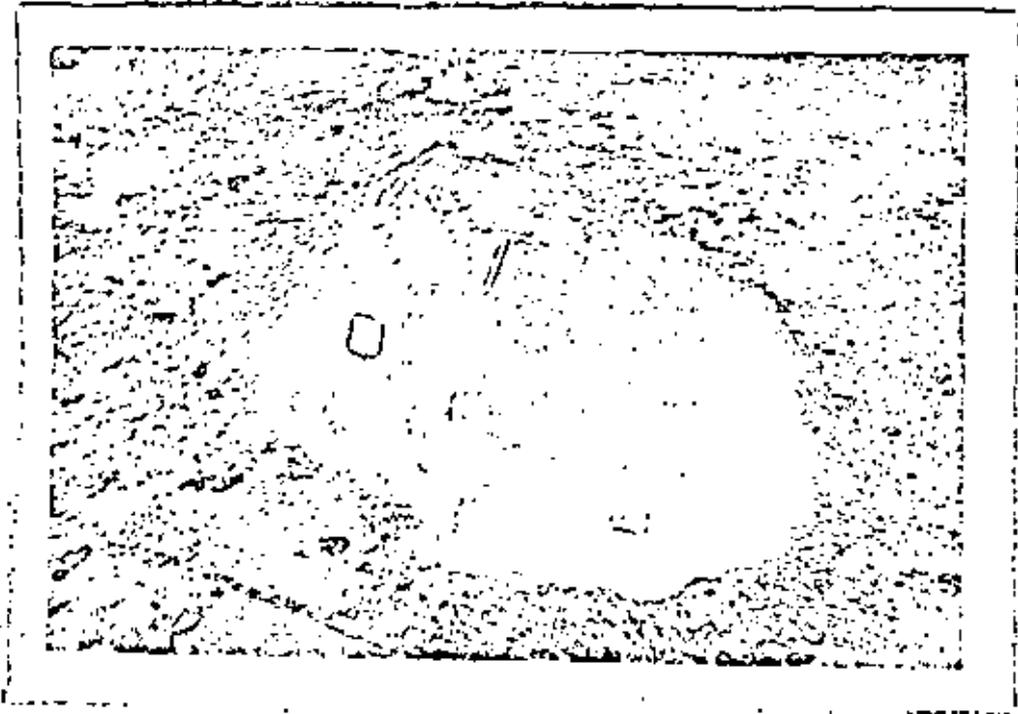
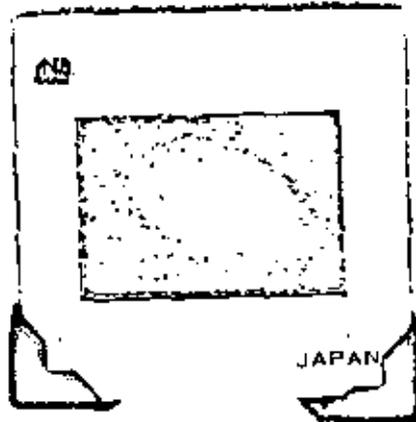


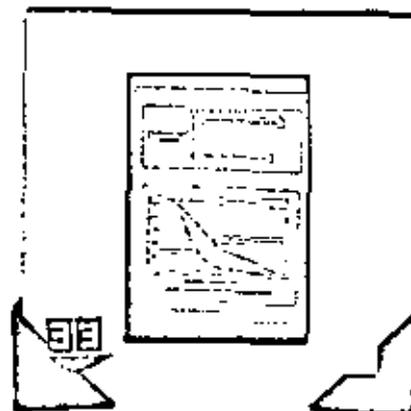
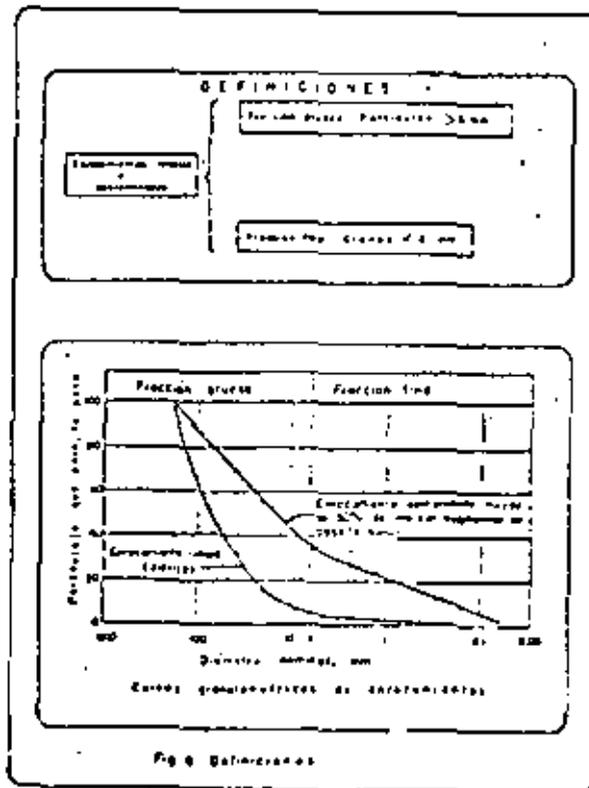
Fig. 7 Basalto contaminado con 70% de arcilla





Definiciones

Al hablar de enrocamientos limpios o contaminados, se hará diferencia entre la fracción gruesa, o sea la integrada por partículas o fragmentos de roca cuyo diámetro nominal es mayor de 6 mm (fig 8), y la fracción fina, constituida por granos de tamaño menor que el antes indicado. Mientras que en los enrocamientos limpios la fracción gruesa es la significativa en el comportamiento del material, la fracción fina de un enrocamiento contaminado puede ser la determinante de sus propiedades mecánicas. En la fig 8 se muestra la granulometría del enrocamiento limpio empleado en la construcción de la presa El Infernillo y la de un enrocamiento contaminado que se obtuvo mezclando en el laboratorio 30% de limo con fragmentos de basalto sano.



Clasificación

Las distintas fracciones de un enrocamiento se identificarán con los siguientes criterios (fig 9):

Fracción gruesa. - En las investigaciones realizadas por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, se han aplicado como criterios, el estudio de la forma de los fragmentos, el análisis de la información de campo relativa al fracturamiento natural del macizo rocoso y las características de la zona intemperizada, y por último, se han adoptado las normas usadas para juzgar la calidad de los agregados gruesos de concreto, previa identificación del tipo de roca (ígneas, metamórficas o sedimentarias). Estas tres normas, establecidas por la American Society for Testing and Materials (ASTM) se resumen a continuación:

Norma C 88-73. - Sanidad de agregados usando sulfato de sodio o de magnesio (intemperismo acelerado). Para calificar su durabilidad, la muestra se somete a cinco ciclos alternados de saturación en soluciones de sales de sulfato de sodio o de sulfato de magnesio con secado al horno a 100°C. La pérdida en peso expresada como porcentaje del peso seco inicial, se considera como una medida de la sanidad del agregado.

Norma C 127-73. - Absorción de agua de agregados gruesos. Es la cantidad de agua absorbida por el material secado inicialmente a peso constante, después de permanecer saturado por inmersión durante 24 horas.

Norma C 535-69. - Resistencia a la abrasión de agregados gruesos de gran tamaño. Se ensaya la muestra en la máquina rotatoria Los Angeles con 12 esferas de acero pesando 5,000 ± 25 g. El desgaste se define como la diferencia entre el peso seco inicial y final del material retenido en la malla No. 12 (1.70 mm), expresada como porcentaje del peso seco inicial de la muestra.

Fracción fina. - Para identificar la fracción fina que pasa la Malla No. 4 (4.76 mm), se aplican las determinaciones previstas en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Si son finos plásticos, la diferenciación entre suelos limosos o arcillosos se hace mediante los límites de plasticidad, fundamentalmente; cuando el componente principal es una arena, importa conocer el tipo de grano, su forma y la granulometría.

Los criterios que norman la aceptación de agregados serían muy severos si se aplicaran a los componentes de un enrocamiento, pero en ciertos casos pueden servir de guía para la selección de diversas fuentes de material.

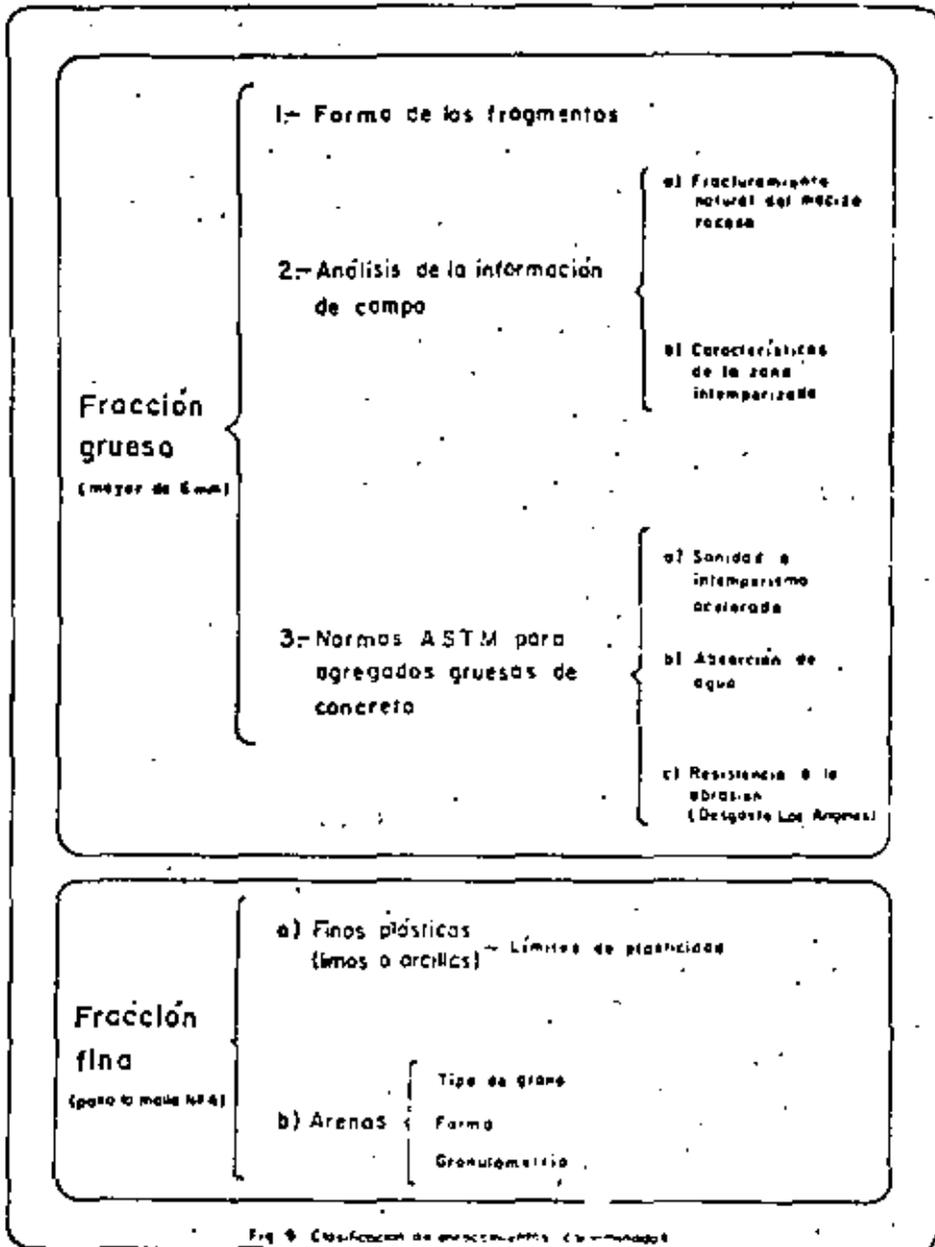
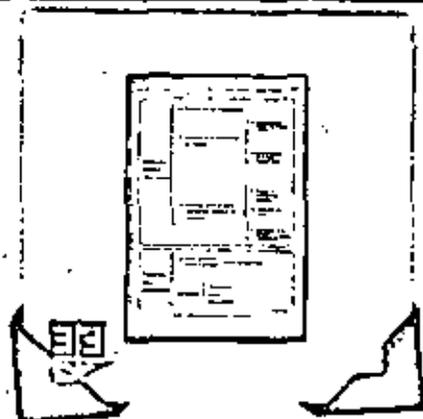


Fig. 9 Clasificación de agregados (Continuado)



La granulometría de un enrocamiento es una de sus características físicas más significativas. Los ensayos de compresión triaxial, deformación plana y compresión unidimensional han demostrado que los granos de un enrocamiento pueden experimentar rotura aún a niveles de esfuerzos relativamente bajos (presión de confinamiento menor de 5 kg/cm^2 , que equivale al peso de un pedraplén del orden de 20 m de altura). En consecuencia, con la rotura el material sufre cambios en su composición granulométrica que afectan notablemente a la compresibilidad, por lo menos.

Para cuantificar este proceso de degradación por carga, se ha desarrollado una prueba sencilla que reproduce condiciones similares a las que prevalecen en una masa granular sometida a esfuerzos (fig 10). En el aparato mostrado en la fig 11, se colocan tres fragmentos de roca del mismo diámetro nominal, entre dos placas de acero y se les aplica una fuerza vertical creciente hasta provocar la rotura de uno de ellos.



Fig. 10. Fuerzas de contacto entre partículas

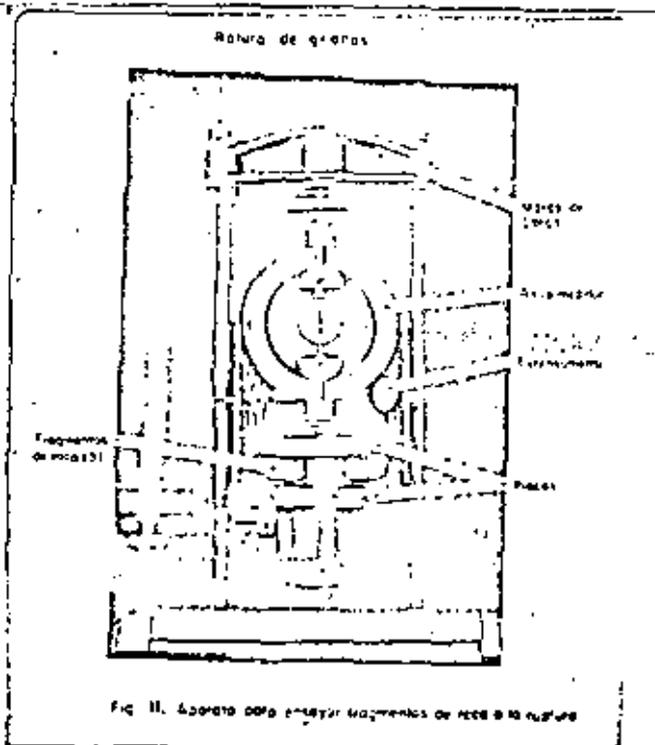
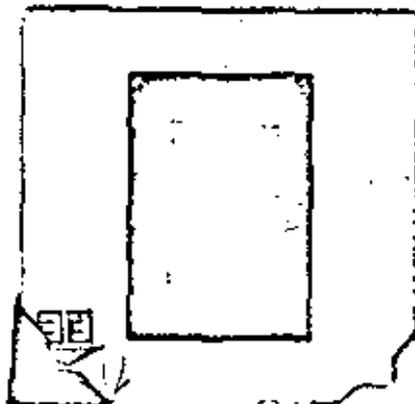
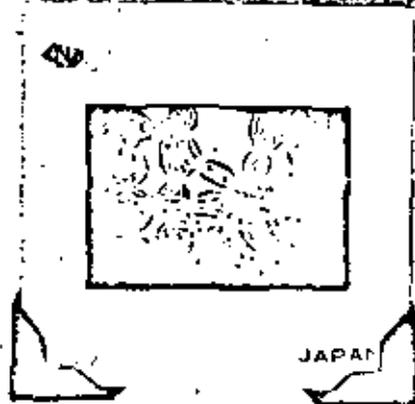


Fig. 11. Aparato para ensayar fragmentos de roca a la rotura



Clasificación de enrocamientos

Para la clasificación de enrocamientos limpios o de la fracción gruesa de los contaminados, se ha propuesto la tabla que aparece en la fig 13, para algunos ejemplos representativos de enrocamientos.

Los materiales se ordenan teniendo en cuenta la solidez de los granos, y la granulometría. La solidez de los granos se determina a partir de la carga de ruptura de la roca \bar{P}_a , y de los índices de absorción de agua y desgaste Los Angeles. Según su granulometría, los enrocamientos se agrupan, además, en uniformes (U) o bien graduados (W), atendiendo a los valores del coeficiente de uniformidad C_u indicados en la tabla; el límite entre (U) y (W) de 5 es un tanto arbitrario. Con los requisitos establecidos se clasifican tres tipos de enrocamientos (1, 2 y 3), según que los granos sean duros, semiduros o blandos respectivamente, y a cada uno de estos números se les agrega la letra U ó W, que califica la composición granulométrica.

Materiales	\bar{P}_a por cm^2 de cm^2 de cm^2	Absorción de agua %	Desgaste Los Angeles %	Granulometría	C_u	Tipo de enrocamiento
Granos duros (Bosque de San Francisco para el Puente)	> 1000	10-25	10-15	Uniforme	1-5	1 U
				Bien graduado	> 5	1 W
Granos semiduros (Cercos, guías de Meca, muro de El Estero)	500-1000	10-25	15-25	Uniforme	1-5	2 U
				Bien graduado	> 5	2 W
Granos blandos (Cercos de La de, guías, muro de Meca, los cerros de San Pedro)	< 500	25 o 15	> 25	Uniforme	1-5	3 U
				Bien graduado	> 5	3 W

\bar{P}_a = carga de ruptura de la roca

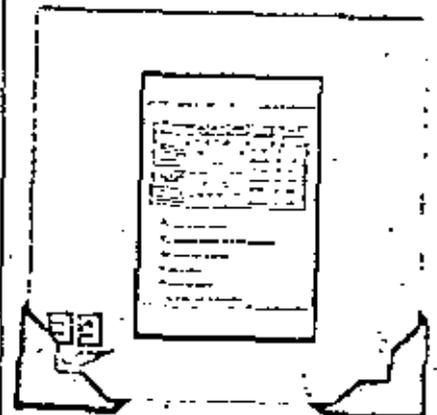
C_u = coeficiente de uniformidad (de la curva granulométrica)

d_m = diámetro medio de partículas

U = material uniforme

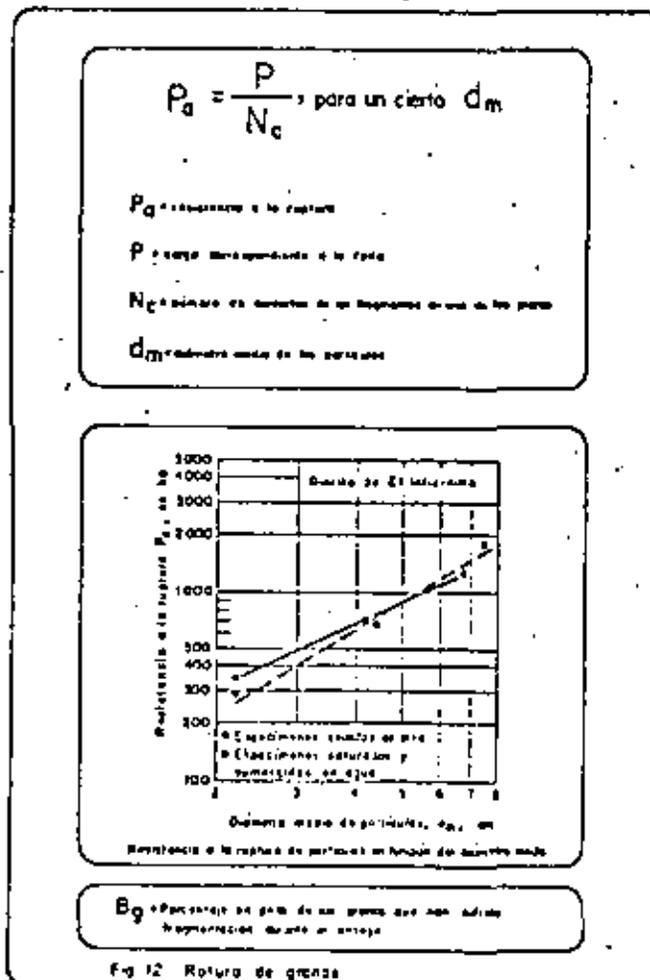
W = material bien graduado

Fig 13 Clasificación de enrocamientos



La carga P correspondiente a la falla, dividida entre el número de contactos N_c de los fragmentos en una de las placas, es el valor P_a de resistencia a la ruptura de la roca para el diámetro medio de las partículas d_m (fig 12). Las cargas P_a varían en pruebas sucesivas realizadas con fragmentos del mismo tamaño de cierta roca, debido a que las condiciones de apoyo cambian, y a la presencia de defectos naturales (fisuras, poros, intemperismo, etc). Por ello, para cada dimensión d_m se realizan por lo menos 10 determinaciones, las cuales se promedian para obtener un valor más representativo \bar{P}_a . Sistemáticamente se ha encontrado que la relación $\log \bar{P}_a$ vs $\log d_m$ es aproximadamente lineal, como se ilustra en la figura para el enrocamiento formado por fragmentos de diorita para la presa El Infiernillo.

Otro aspecto de interés en este tema, es la evaluación del cambio en la distribución de los distintos tamaños de partículas de una masa granular (cambio granulométrico) debido a la rotura de granos inducida por los esfuerzos aplicados. El criterio adoptado por el Instituto de Ingeniería hace uso de las curvas granulométricas antes y después de un cierto ensaye, definiendo como una medida de la rotura de granos al parámetro B_g que representa aproximadamente el porcentaje en peso, de los granos que han sufrido fragmentación durante el ensaye.



Compactación

Es bien conocida la influencia que tiene la compactación tanto en la resistencia como en la compresibilidad de suelos granulares (arenas y gravas). Terzaghi predijo en 1960 que la masa granular ideal debiera poseer la composición de una grava bien graduada, disponerse en capas de espesor ligeramente mayor que el tamaño máximo de partículas y compactarse con rodillo vibratorio. Estos son, en general, los requisitos que actualmente se aplican en la construcción de los pedraplenes de una presa.

Como en el caso de arenas, se mide la compactación relativa (D_r) de enrocamientos determinando las relaciones de vacíos $e_{máx}$ y $e_{mín}$ correspondientes a los estados más suelto y más compacto, respectivamente, que pueden lograrse en el laboratorio, y aplicando la fórmula (fig 14):

$$D_r = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{mín}} \times 100$$

en donde e es la oquedad del enrocamiento en el pedraplén. Si bien el valor de $e_{máx}$ puede obtenerse con relativa facilidad y confiabilidad, colocando el material a volteo y desde la mínima altura compatible con la operación, en cambio, el parámetro $e_{mín}$ depende de la energía de compactación impartida a las capas de enrocamiento de espesor prefijado extendidas evitando la segregación.

$$D_r (\%) = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{mín}} \times 100$$

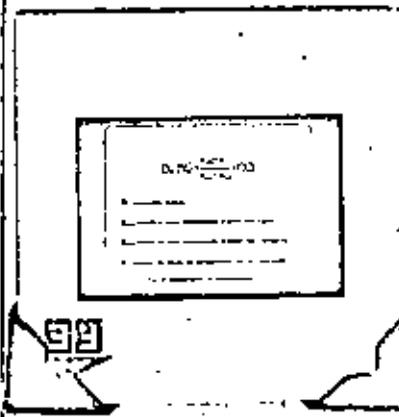
D_r = compactación relativa

$e_{máx}$ = relación de vacíos correspondiente al estado más suelto

$e_{mín}$ = relación de vacíos correspondiente al estado más compacto

e = relación de vacíos del enrocamiento en el pedraplén

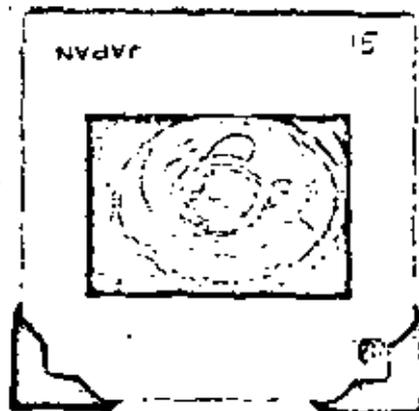
Fig. 14 Compactación de enrocamientos



Para realizar las pruebas triaxiales y de compresión unidimensional, en el Instituto de Ingeniería se han usado dos procedimientos para compactar en el laboratorio especímenes que contienen fragmentos menores de 20 cm en capas de 25 cm: el vibratorio y la precarga. En el primero de ellos se emplea un disco vibratorio de 1 m de diámetro y 150 kg de peso (fig 15), y para la precarga se aplica presión axial al espécimen confinado, en estado suelto.



Fig. 15 Disco vibratorio para compactación de especímenes

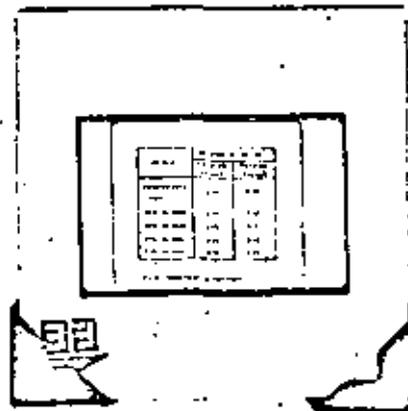


A fin de comparar la compactación con disco vibratorio y con precarga, en la tabla de la fig 16 se muestran los valores de relación de vacíos logrados con varias mezclas de enrocamiento y suelos. Se observa que los efectos del vibrador y de la precarga en especímenes confinados, son semejantes para el enrocamiento no contaminado y sus mezclas con la arena; en cambio, la vibración es menos efectiva que la precarga cuando la fracción fina es un limo de baja plasticidad preparado con la humedad óptima (Proctor modificada).

De estos resultados se concluye que en la práctica puede resultar igualmente aceptable usar un rodillo neumático, por ejemplo de 50 ton, que uno liso-vibratorio de 15 ton, para compactar mezclas de enrocamiento y arena, mientras que sólo el neumático es recomendable cuando el contaminante es un suelo plástico.

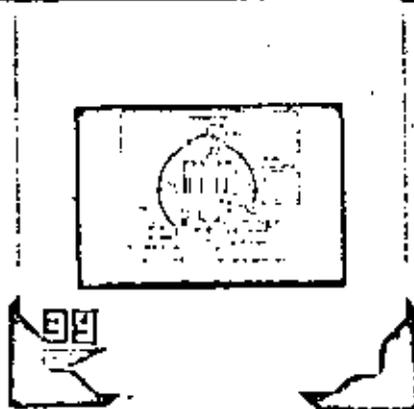
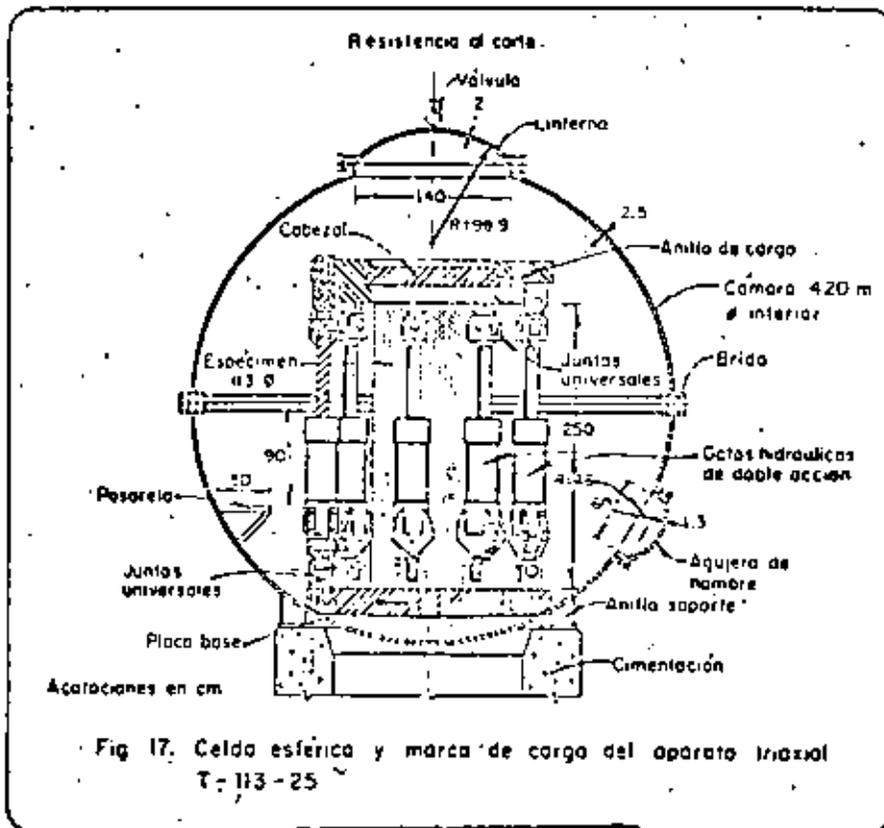
MEZCLA	RELACION DE VACIOS	
	Vibración (5 min)	Precarga (5 kg/cm ²)
Enrocamiento limpio	0.34	0.30
20% de arena	0.33	0.32
50% de arena	0.28	0.31
20% de limo	0.50	0.42
50% de limo	0.75	0.53

Fig. 16 Compactación de laboratorio



Resistencia al corte

Se presentan resultados obtenidos ensayando en pruebas de compresión triaxial drenadas especímenes de enrocamiento limpio y de gravas mezcladas con arena. Las probetas cilíndricas se ensayaron en la cámara mostrada en la fig 17 y tenían 1.13 m de diámetro y 2.50 m de altura, habiéndose compactado en capas de 25 cm de espesor con el disco vibratorio de 150 kg de peso. El diseño original de esta cámara triaxial T-113-25 fue realizado por la Comisión Federal de Electricidad para ensayar los enrocamientos de la presa El Infiernillo, y actualmente se encuentra en el Instituto de Ingeniería, UNAM. El tamaño máximo de las partículas se limitó a 20 cm, habiéndose aplicado presiones confinantes que variaron entre 0.5 y 25 kg/cm².



En la fig 18 (a) se presentan los datos registrados en las pruebas triaxiales, ensayando especímenes del enrocamiento y la grava-arena de la presa La Angostura en Chiapas. Son notorias las diferencias entre ambos materiales, a juzgar por la forma de las curvas esfuerzo-deformación, para las mismas especificaciones, pero difieren apreciablemente en su composición granulométrica y en la solidez de los granos. Por esta última razón, la rotura de partículas es importante en el caso de la caliza y despreciable en la grava-arena.

Con los datos correspondientes a la falla del material calizo, se ha trazado la envolvente de Mohr en la fig 18 (b), en la cual también se presentan envolventes de distintos tipos de enrocamiento a manera de comparación.

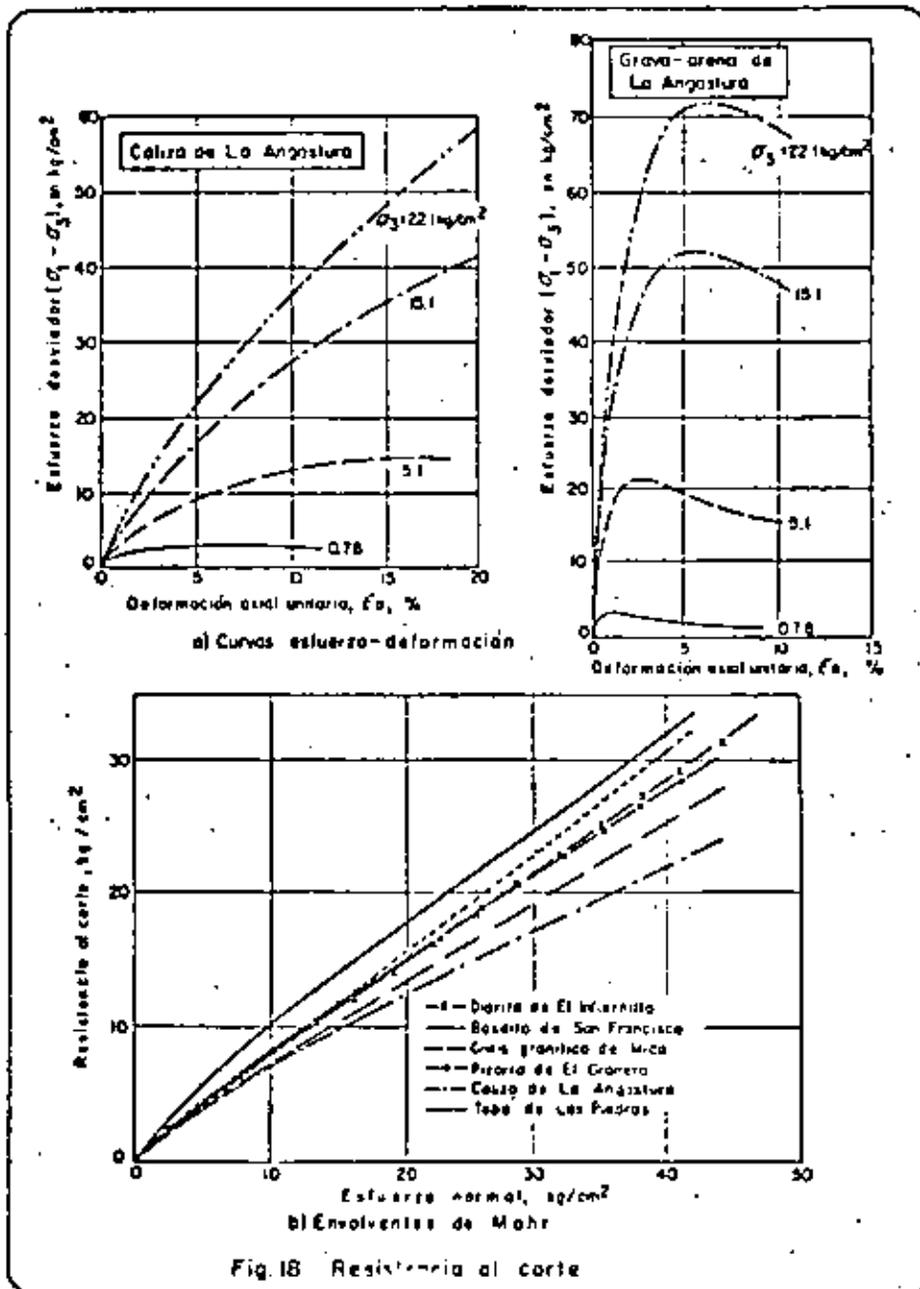
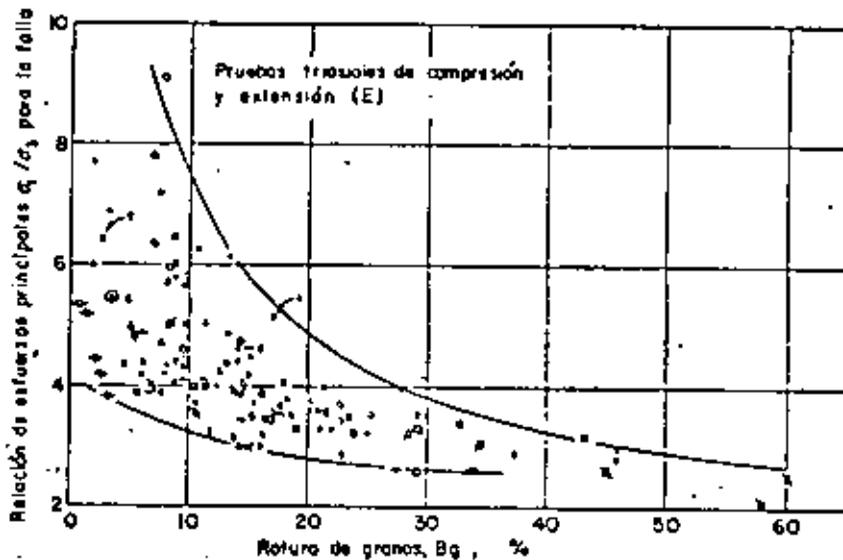


Fig.18 Resistencia al corte

La influencia decisiva de la rotura de granos en la resistencia al corte se puede apreciar en la fig 19, que presenta la relación entre la rotura de granos y la relación entre esfuerzos principales para distintos tipos de enrocamientos de muy diverso origen y composición granulométrica. Con esta gráfica se puede evaluar la relación σ_1/σ_3 a la falla conociendo el porcentaje de rotura de granos P_g , para luego calcular los respectivos valores del ángulo al origen ϕ_0 , que representa la resistencia al corte del material para un cierto nivel de esfuerzos, con la fórmula:

$$\text{sen } \phi_0 = \frac{(\sigma_1/\sigma_3)_{\text{falla}} - 1}{1 + (\sigma_1/\sigma_3)_{\text{falla}}}$$

Finalmente, los valores así estimados se usan en los cálculos de estabilidad del pedraplén, teniendo presentes los niveles de esfuerzos que actúan en los diferentes elementos de dicha estructura.



Conocido B_g ,

$$\text{Sen } \phi_0 = \frac{(\sigma_1/\sigma_3)_{\text{falla}} - 1}{1 + (\sigma_1/\sigma_3)_{\text{falla}}}$$

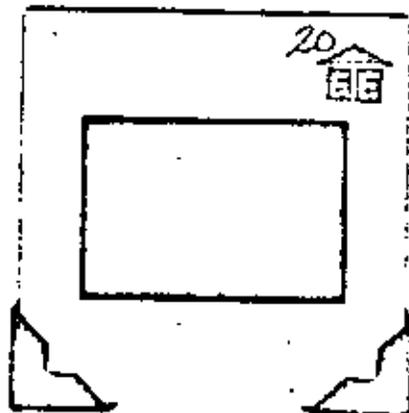
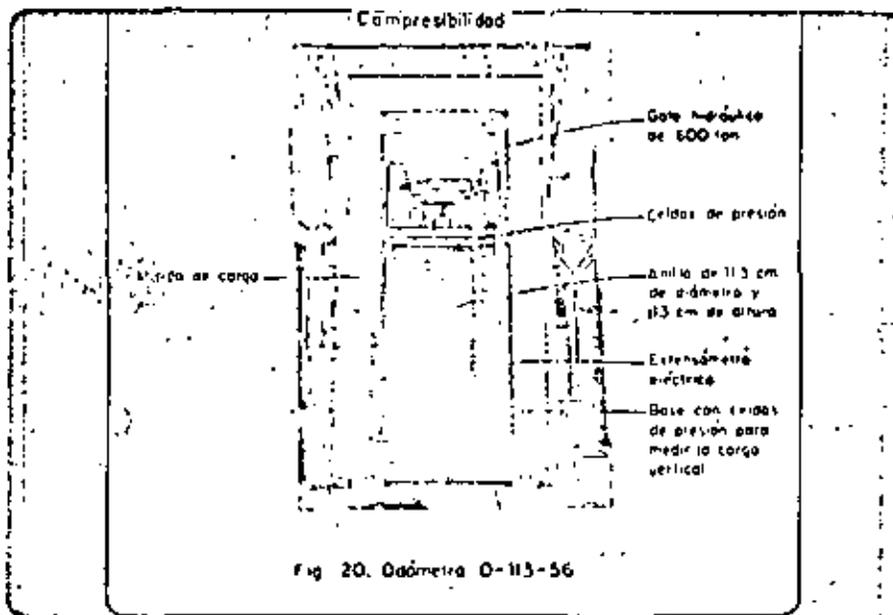
ϕ_0 = Ángulo al origen

Fig. 19 Influencia de la rotura de granos en la resistencia al corte

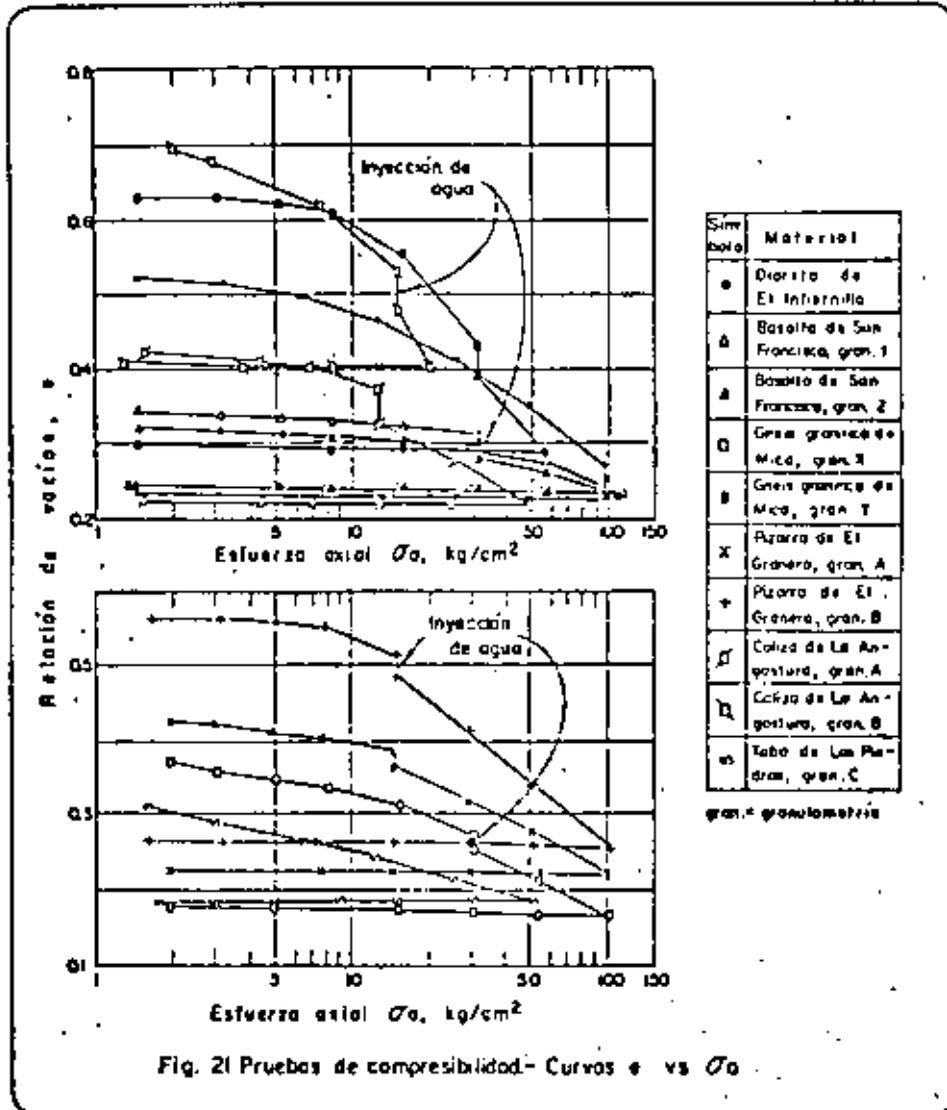
Compresibilidad

Las pruebas de compresibilidad tanto en enrocamientos limpios como en mezclas con arena, limo o arcilla se realizaron en dos odómetros; uno de ellos tiene un anillo flotante de 1.13 m de diámetro interior y 67 cm de altura, mientras que en el otro el anillo se apoya sobre la base y tanto el diámetro como la altura son aproximadamente iguales a 113 cm (fig 20).

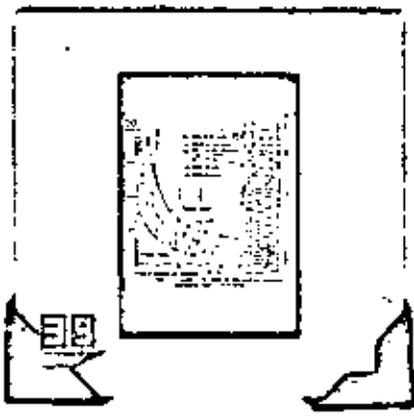
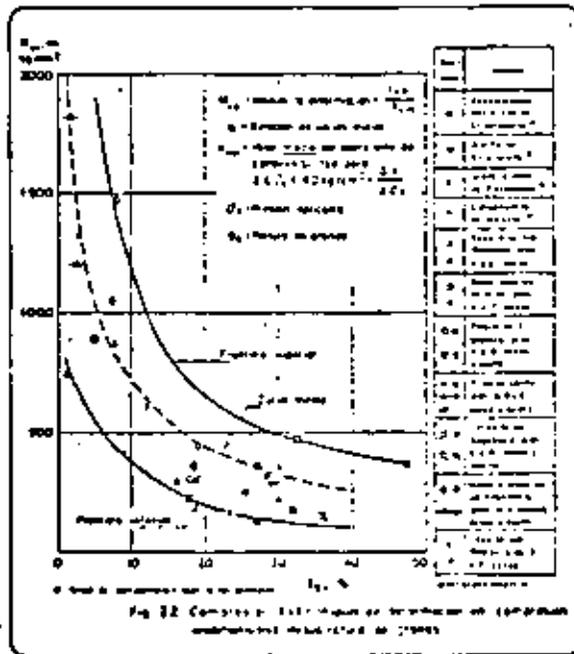
Como en el caso de los ensayos de compresión triaxial, las probetas se compactaron con vibración o precarga en capas de 25 cm de espesor.



En la fig 21 aparecen dibujadas las curvas relación de vacíos vs. presión vertical para distintos tipos de enrocamientos, observándose que la forma de estas curvas es semejante a la de una arena.



Con objetivos semejantes a los expuestos para valorar aproximadamente la resistencia al corte, en la fig 22 se han trazado dos curvas que limitan la zona en que se localizan los puntos representativos del módulo de deformación promedio M_{OC} y de la rotura de granos B_G , registrados para cada material ensayado en compresión unidimensional. Es posible localizar la banda (superior, media o inferior) más aceptable para estimar la compresibilidad del enrocamiento en cuestión. Una vez definida dicha banda y conocido el valor de la rotura de granos B_G , se encuentra el intervalo de valores de M_{OC} con los que pueden calcularse los asentamientos del pedraplén, en este caso construido a base de enrocamiento limpio.



La información relativa a la compresibilidad de mezclas de enrocamiento y suelo es aún muy limitada. Las posibilidades son numerosas no sólo por el tipo de roca y la granulometría de la fracción gruesa, sino también por la composición y cantidad del componente fino. Por ello la investigación se redujo al ensaye de una fracción gruesa formada por fragmentos de basalto y tres suelos (arena, limo y arcilla) mezclados en diferentes proporciones, formándose las probetas en capas compactadas con el disco vibratorio.

En la fig 23 se muestra la ley de variación de los módulos de deformación, M_{oc} en función de la presión axial aplicada para cada uno de los suelos contaminantes, uniendo con línea continua las pruebas correspondientes al enrocamiento limpio a manera de comparación. Las diferencias entre este último y las mezclas son notables.

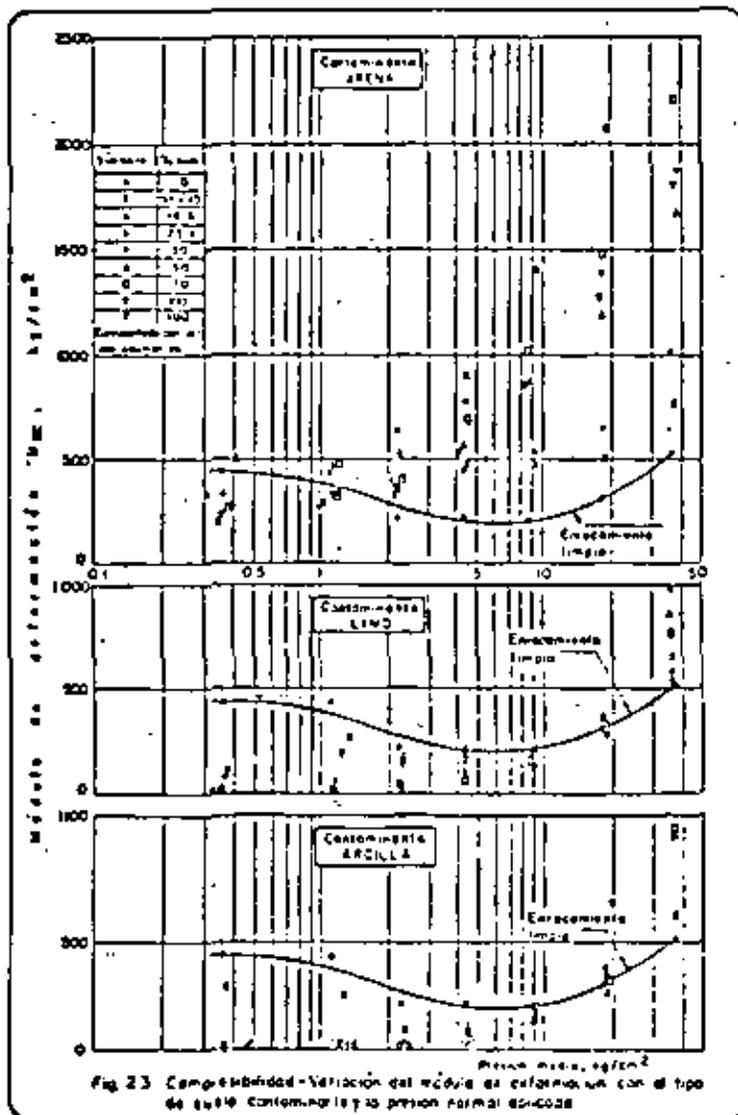
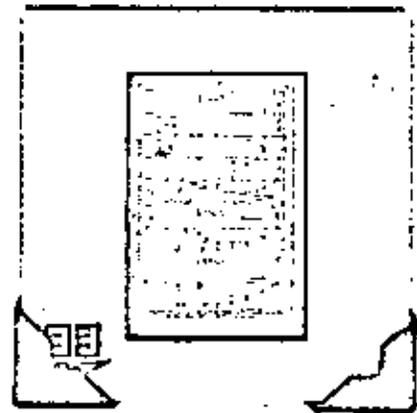
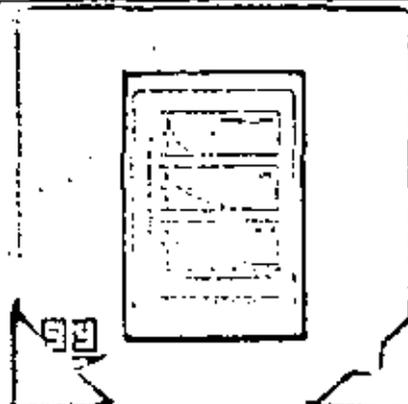
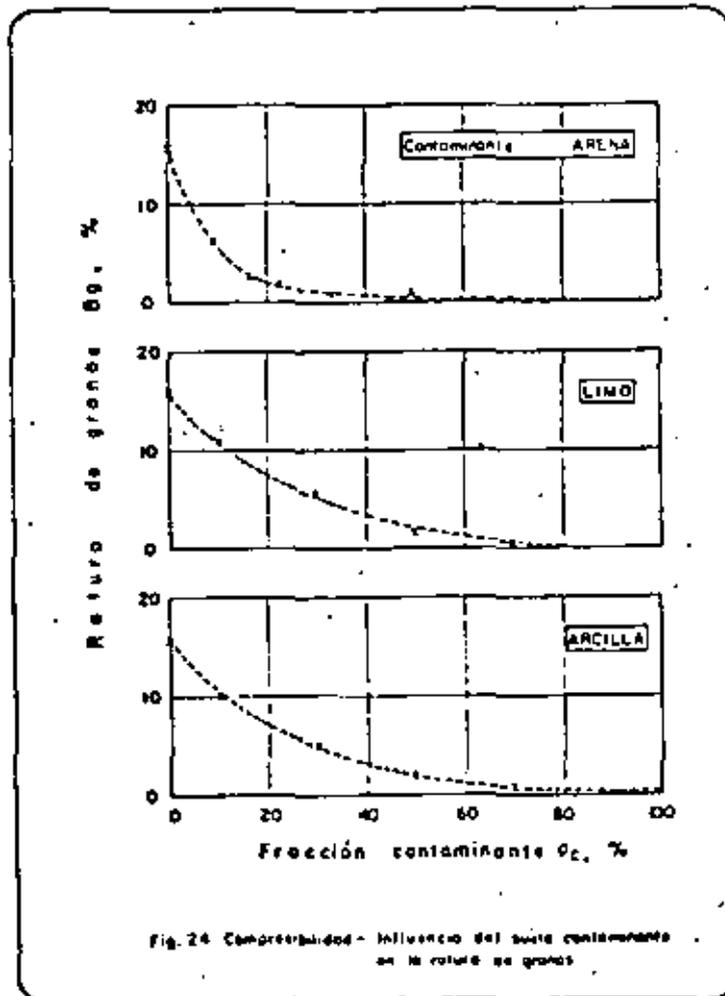


Fig 23 Compresibilidad-Variación del módulo de deformación con el tipo de suelo contaminante y la presión normal 65-6028

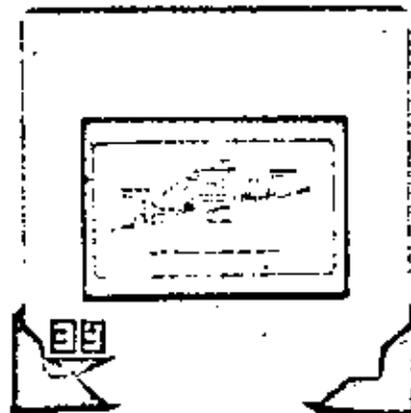
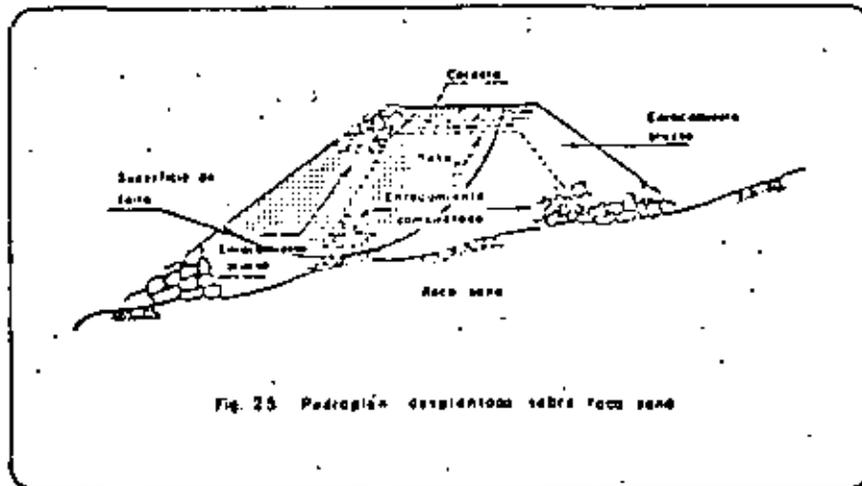


La influencia del porcentaje de suelo contaminante p_c en la rotura de granos definida por el parámetro B_g , se muestra gráficamente en la fig 24; la rotura de granos que para el enrocamiento limpio ($p_c = 0$) es de 16%, disminuye rápidamente al crecer el porcentaje de suelo, sea este arena, limo o arcilla, resultando B_g prácticamente nulo para mezclas enrocamiento-suelo de 50% o mayores.



Diseño

Los pedraplenes en la construcción de carreteras son, en general, masas homogéneas de sección trapezoidal, con la frontera inferior variable a lo largo de la estructura y no necesariamente horizontal. El caso de la fig 25 supone que el pedraplén está asentado sobre roca sana. Debido a que la cimentación es una roca competente, la estabilidad de los taludes del pedraplén está gobernada por las características mecánicas del enrocamiento. Una vez evaluadas estas propiedades, el análisis de estabilidad se efectúa suponiendo el mecanismo de falla (superficies cilíndricas, por ejemplo) y aplicando procedimientos de cálculo conocidos. El problema de asentamiento debido a la compresibilidad propia del enrocamiento es importante cuando el pedraplén es alto (por ejemplo, mayor de 10 m). Pero como se vió al tratar el tema de compresibilidad; el valor del módulo de deformación M_{OC} depende de la granulometría, la solidez de los fragmentos de roca, la compacidad inicial de la masa, y la posibilidad de que se inunde cuando el enrocamiento se coloca en estado seco.



Construcción

En el pasado, la forma usual de construir el pedraplén de un camino, era echar a volteo el producto de excavaciones sin selección previa del material, ni limpia de la cimentación. El resultado era una masa heterogénea, segregada y en estado suelto, apoyada sobre una formación que podía ser inadecuada. En estas condiciones no era sorprendente registrar asentamientos del orden de 1 m a los pocos meses de colocada la carpeta, que seguían incrementándose a velocidad decreciente, o bien, la falla de los taludes por la presencia de suelos blandos en la cimentación. En la fig 27 se muestra el caso de un pedraplén de diorita colocada a volteo sobre suelo blando (turba) para el puerto interior de Manzanillo, Col. en donde se pueden observar las deformaciones en la carpeta causadas por los asentamientos.

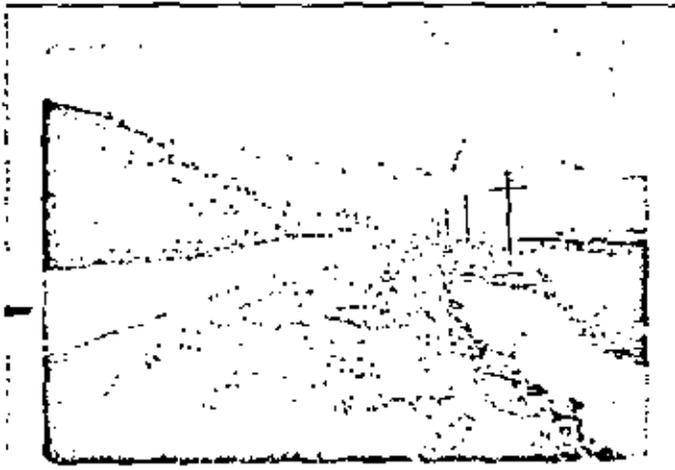
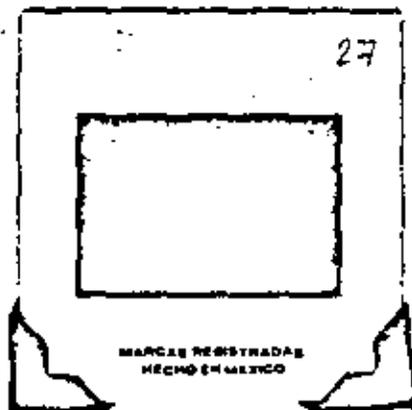


Fig. 27 Pedraplén sobre suelo blando

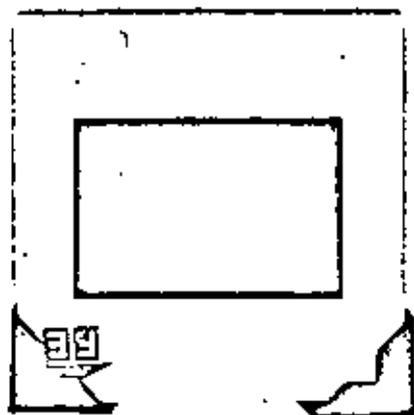


En la actualidad se prescribe eliminar de la cimentación los materiales sueltos (escombros, suelo intemperizado, etc.) que tengan resistencia al corte menor que el enrocamiento del pedraplén y sean más compresibles.

La selección del material procedente de la excavación de un corte o de un préstamo de roca (fig 28) implica: 1) la limpieza superficial previa, a fin de eliminar la cubierta orgánica y los suelos blandos; 2) la voladura del corte y carga del material clasificándolo en dos tipos: el que contiene fragmentos menores de 30 cm y el enrocamiento grueso integrado por el resto del producto obtenido. Esta clasificación se realiza en el frente de trabajo, por el operador del equipo respectivo (pala mecánica, cargador, etc.).



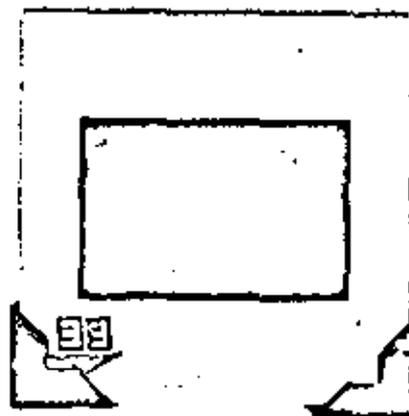
Fig. 28 Construcción.- Exploración de un préstamo de roca



La distribución del material clasificado por alguno de los procedimientos antes descritos, se hace tomando en cuenta la conveniencia de colocar por capas la fracción más fina, compactándola en la parte central del pedraplén (fig 29), y dejando el enrocamiento grueso para las zonas adyacentes a los taludes exteriores, con el fin de reducir la compresibilidad de la masa.



Fig. 29 Construcción.- Distribución del material clasificado



El espesor de las capas en el pedraplén depende del tamaño máximo de los fragmentos de roca (d_m). Si se ha clasificado en dos fracciones con frontera en $d_m = 30$ cm, es admisible especificar para la fracción con $d_m \leq 30$ cm capas de 50 cm en estado suelto. El resto del producto de explotación se coloca también por capas de espesor comprendido entre 1 y 2 m, acarreado con tractor dotado de reja (fig 30) los fragmentos de tamaño $d_m > 1$ m hacia los taludes exteriores. En casos en que la compresibilidad del enrocamiento deba reducirse al mínimo, es necesario humedecerlo al descargar en el pedraplén a razón de 300 a 400 litros por metro cúbico de sólidos.

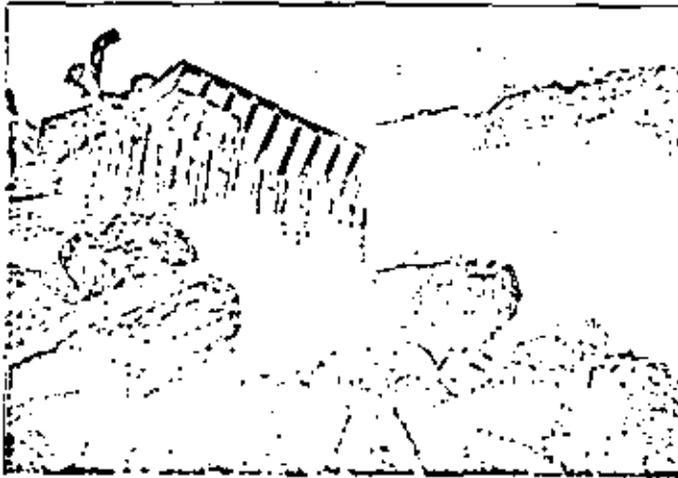
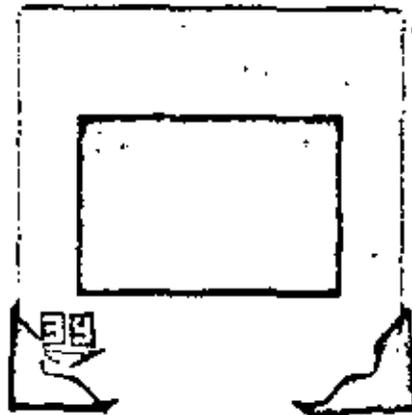


Fig. 30 Construcción.- Acarreo con tractor dotado de reja



Los enrocamientos contaminados por arena limpia se compactan con rodillos vibratorios de 10 a 15 ton de peso (fig 31); estos equipos son recomendables para tratar la fracción más fina, dispuesta en capas de 50 cm de espesor. Sin embargo, cuando el pedraplén es de baja altura y el material tiene buena granulometría, puede ser suficiente compactar con tractor pesado (D-8 o equivalente), transitándolo un mínimo de 4 pasadas. Este último procedimiento es el que invariablemente se aplica al componente grueso del enrocamiento, a medida que se le coloca en las zonas exteriores del pedraplén.

Cuando el contaminante es un suelo plástico en proporción mayor de 15%, el equipo más adecuado es el rodillo neumático de 50 ton; se supone que el espesor de la capa, en este caso, no excede de 50 cm.

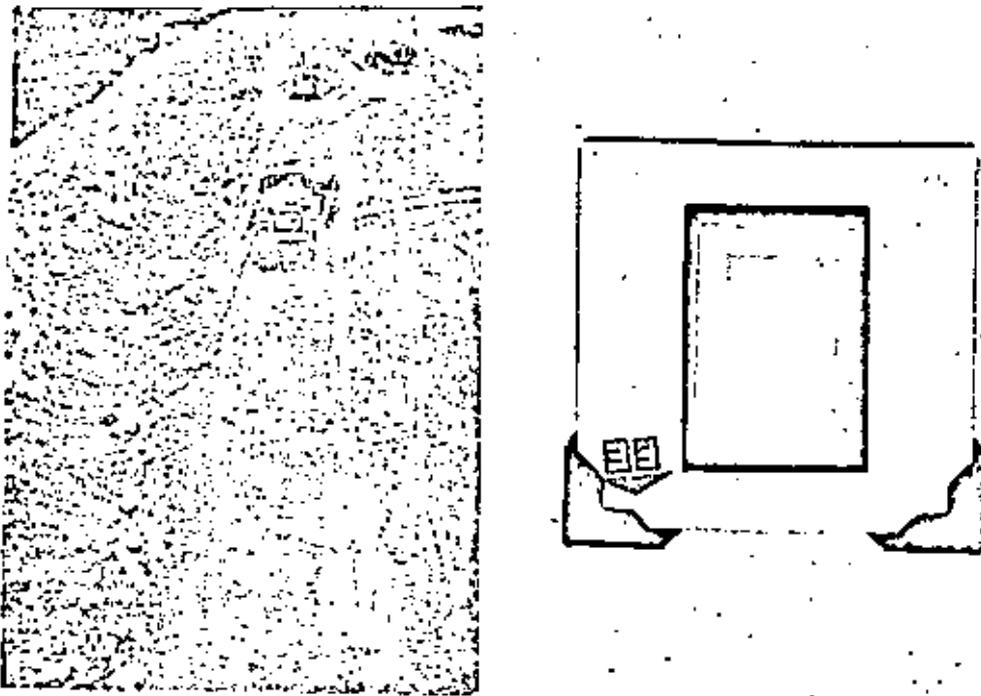


Fig. 31 Construcción.- Compactación de enrocamientos con rodillo vibratorio de 10 ton

Handwritten notes, possibly bleed-through from the reverse side of the page. The text is extremely faint and illegible.

Comportamiento

Dada la escasa información que existe sobre el comportamiento de pedraplenes, es conveniente realizar mediciones de campo con cierta periodicidad. Si la estructura es de baja altura (menor de 10 m), está apoyada sobre terreno firme y la masa se ha construido con un enrocamiento competente siguiendo normas mínimas de colocación como las sugeridas antes, será suficiente instalar bancos para registrar asentamientos. Cuando el pedraplén es alto y la sección está formada por enrocamiento compactado al centro y enrocamiento grueso en los taludes exteriores, es aconsejable medir las dos componentes del desplazamiento horizontal en el coronamiento; mediante colimación y extensómetro portátil, entre los mismos bancos de nivelación (fig 32). En ejemplos particulares que involucren problemas de cimentación o el uso de materiales muy contaminados con suelos plásticos, será necesario complementar la observación de la corona con otras similares a diferentes elevaciones de los taludes y, en su caso, instalar inclinómetros y piezómetros para registrar desplazamientos internos y presiones de poro en la masa o la cimentación.

Los datos de campo, debidamente procesados, pueden servir para el doble propósito de registrar un comportamiento no previsto por el proyectista y evaluar la confiabilidad de los datos experimentales usados en el diseño del pedraplén.

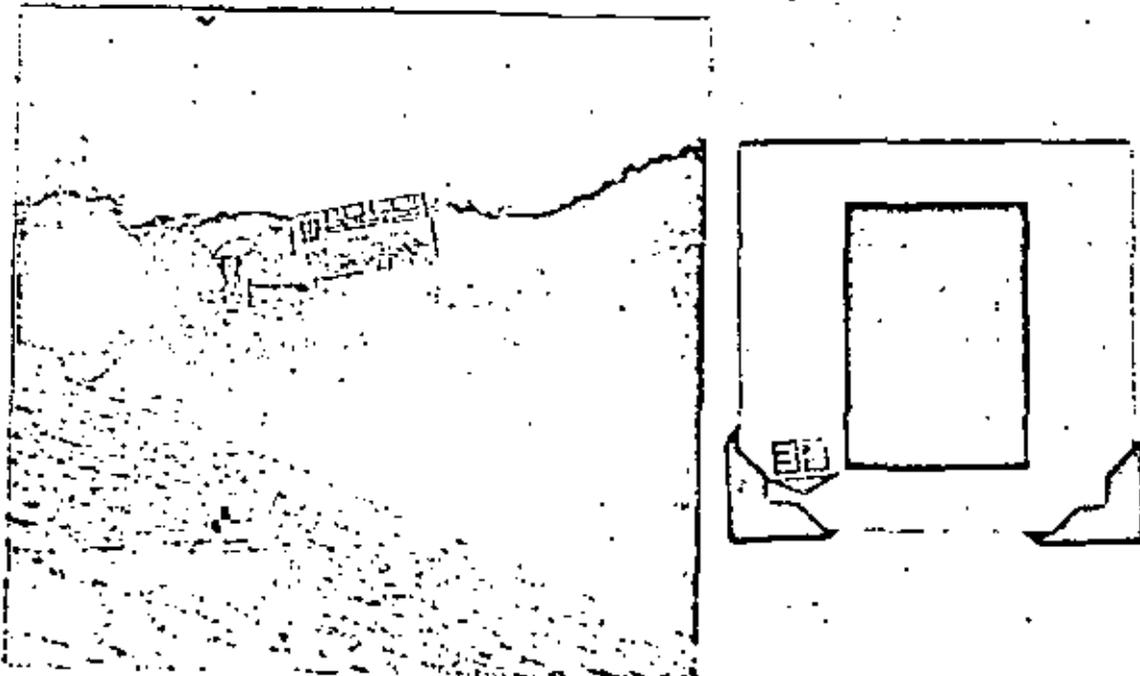


Fig. 32 Comportamiento de pedraplenes.- Colimación de bancos de nivel

Directorio de Alumnos del Curso: "Geotecnia Aplicada a las Vías Terrestres"

del 19 al 23 de octubre de 1981 .

José Angeles Pérez
Junta Local de Caminos
Jefe de Lab.
Av. Universidad s/n
Cuernavaca, Mor.
3 10 87

Calle 46 Nte. 7
CIVAC
Cuernavaca, Mor.
5 18 48

2. Jaime Arvizu Mondragón
Dirección General de Construcción
y Operación Hidráulica
D D F.
San A. Abad.231 -7º Piso
México 8, D.F.
578 32 18

Calle 43 # 55
Sta. Cruz Meyehualco
México 13, D.F.
582 39 11

3. Ernesto Bernal Flores
Junta Local de Caminos
Residente de Construcción
S A H O P
Av. L. Mateos 1302 Ote.
Aguascalientes, Aguascalientes
5 24 36

Poder Legislativo Sur 147
Aguascalientes, Aguascalientes
5 18 92

Rogelio Camacho Vázquez
S A H O P
Supervisor de Laboratorios
D.G. Servicios Técnicos
México, D.F.

Naranjartla 8
Tlalpán 22, D.F.
573 35 24

5. Carlos Humberto Castellanos Nápoles
S A H O P
Diseñador de Pavimentos
Xola y Ave. Universidad
México 12, D.F.

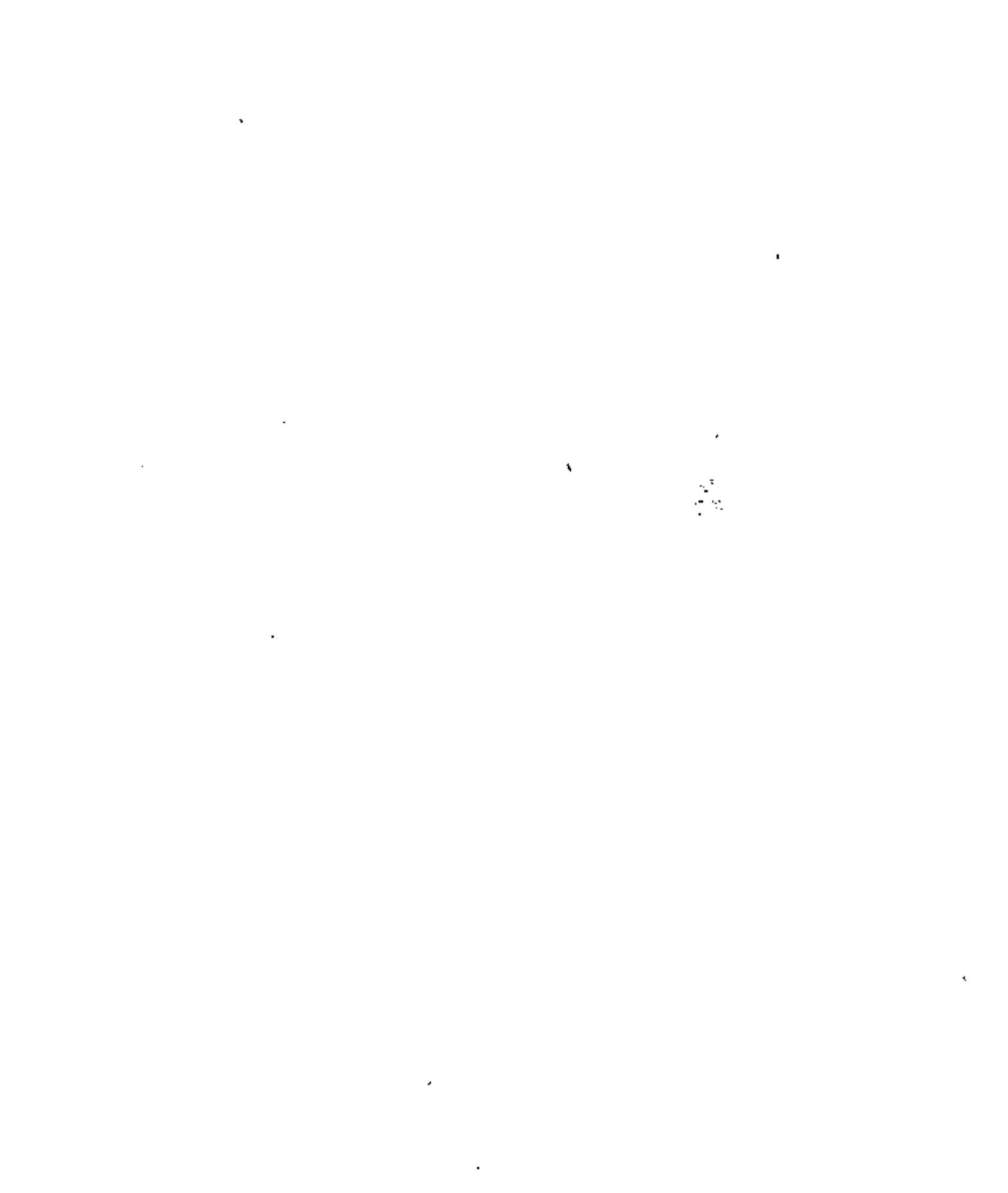
José Rocabrana 57
Copilco El Alto
CP 04360

6. Vicente Cortés Aranda
Ayudante Técnico en Ingeniería Urbana
P E M E X
Av. Marina Nacional 329
México 17, D.F.

Camino de Nextengo 28
México, D.F.
352 63 79

7. José Francisco De la Mora Gálvez
Centro SAHOP
Jefe de Laboratorio
L. Cárdenas 4040
Chapalita
Guadalajara, Jal.
21 78 87

Junipero Sierra 1581
Colinas de la Normal
Guadalajara, Jal.
24 49 07



8. Fernando Díaz Salazar
Intercambio Académico
Universidad del Estado de México
 9. Antonio García Soto
S A H O P
Supervisor Estudios Geotécnicos
Xola y Avenidad Universidad
México, D.F.
519 07 30
2.Pte. Manzana 4 Lote 12
I. Fabela
México 22, D.F.
573 51 61
 10. Gerardo Garza González
S A H O P
 11. David González Vizcarra
 12. Abelardo Jáquez Quiñones
S A H O P
Residente de Construcción
5 de Febrero 420
Durango, Dgo.
2 79 85
Guadalupe 315
Durango, Dgo.
 13. Miguel Liera Flores
S A H O P
 14. José M. Martínez Douglas
S A H O P
Jefe de la Unidad de Laboratorios
Km H-200 Carr. Cuernavaca-Tepoztlán
Cuernavaca, Mor.
3 23 45
Cerrada de Tabasco 34
Maravillas
Cuernavaca, Mor.
3 73 57
 15. Luis Munguía Avila
S A R H
Analista Titular
I. Ramírez 20-1° Piso
Mexico 4, D.F.
546 11 54
Tetrazzini 143-3
Peralvillo
México 2, D.F.
537 77 58
 16. Luis Olivares Morales
S A R H
Subjefe del Depto. de Est. y Control de Calidad
I. Ramírez 20-1°
México 4, D.F.
546 11 54
Calle 15 # 310-1
Pro-Hogar
México 15, D.F.
556 59 59
- Manuel Ortega Zavala
S A H O P

18. José de Jesús Oscar Ponce Coronilla
S A H O P
Auxiliar Residente de Obra
Km. 1+ 200 carr. Cuernavaca-Tepoztlán.
Chamilpa
Cuernavaca, Mor.
Pinos # 1
Lomas de San Antón
Cuernavaca, Mor.
3 31 35
19. Bulmaro Reyes Valle
Escuela de Ingeniería
U A Gro.
Av de la Juventud, S/N
Chilpancingo, Gro.
Galeana 47
Chilpancingo, Gro.
20. Jesús Salvador Rodríguez Díaz
Jefe de Sección de Diseño Estructural
de Plantas de Bombeo
Reforma 20 4° Piso
México 1, D.F.
591 14 61
Naranjo 47-35
Sta. Ma. la Ribera
México 4, D.F.
547 11 31
21. Jesús Salazar Macías
S A H O P
Dirección General de Carreteras en Cooperación
Alberto Cornelio Sánchez Ramos-
Constructora General del Norte
Superintendente de Producción
Cerrada Lomas de Bezares No. 41-4° Piso
Lomas de Bezares
México 10, D.F.
570 23 57
Adolfo Prieto 1624-2
Col. del Valle
México 12, D.F.
524 14 19
23. Vinicio A. Sterment Guerrero
S A H O P
Ingeniería de Estudios Geotécnicos
Av. Universidad y Xola
México 12, D.F.
530 46 77
Morelia 33
Sta. Teresa
México 20, D.F.
568 34 39
24. Pedro Tapia Vázquez
Junta Local de Caminos-
Subresidente
17 Ote. 1624
Amalco
Puebla, Pue.
43 37 88
3° Pre. 2914-7
La Paz
Puebla, Pue.
48 11 09
25. Alfonso Vázquez Salgado
S A H O P
Dirección General de Carr. en Cooperación

