



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN

**ESTUDIO DE MECÁNICA DE ROCAS PARA LA CIMENTACIÓN DE LA  
PILA NO. 2 DEL PUENTE "MARIANO GARCÍA SELA"**

**TESIS**

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

**INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

**GUTIÉRREZ LÓPEZ, PEDRO PABLO**

ASESOR: QUINTERO NAREZ, MIGUEL,

Ciudad Universitaria, Distrito Federal,

1982



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



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

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

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

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

A mis padres:

Sr. Gelacio Gutiérrez Davila

y Ma. Dolores López de Gutiérrez

A quienes por su amor  
abnegación y consejos  
les debo todo lo que soy

Con cariño a mis hermanos:

Alfredo  
Alejandra  
Marcelino  
y Alberto



INEP. ACATLAN  
DEPTO. DE CERTIFICACION  
Y TITULOS

M - 0028638

Con cariño y gratitud para:

Mi abuelita Ma. de la Luz Davila vda. de Gutiérrez

Y

Mi tía Isabel Gutiérrez Davila

Al Ingeniero:

Miguel Quintero Narez

Con admiración y respeto en  
agradecimiento a su valiosa  
orientación para la elaboración  
de este trabajo.

Agradezco a la Dirección General de Proyectos y Vías  
Terrestres de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras  
Públicas el haberme facilitado toda la información requerida  
para la realización de este trabajo.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA

ENEP ACATLAN  
COORDINACION DEL PROGRAMA  
DE INGENIERIA Y ACTUARIA

CAI-C-0220-79

SR. PEDRO PABLO GUTIERREZ LOPEZ  
Alumno de la Carrera  
de Ingeniería Civil  
P r e s e n t e

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 5 de junio de 1979, me complace notificarle que esta Coordinación tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis: - "Estudio de mecánica de rocas para la cimentación de la Pila No. 2 del Puente "Mariano García Sela", el cual se desarrollará como sigue:

1. Planteamiento del problema.
2. Presentación de los métodos geofísicos usuales en roca.
3. Exploración realizada en la obra que se presenta.
4. Determinación del módulo de deformación de la roca - de apoyo.
5. Modelo realizado en el laboratorio.
6. Solución propuesta.
7. Conclusión.

Asimismo fue designado como Asesor de Tesis el señor Ing. Miguel Quintero Narez, profesor de esta Escuela

Ruego a usted tomar nota que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar -- servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses -- como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de -- Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en -- lugar visible de los ejemplares de la tesis el título -- del trabajo realizado. Esta comunicación deberá impri-- mirse en el interior de la tesis.

A t e n t a m e n t e

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Sta. Cruz Acatlán, Edo. de México a 13 de agosto de 1979

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

M - 0028633

# INDICE

PAGINA.

INTRODUCCION . 1

## CAPITULO I.

I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA , 3

1. ASPECTOS GENERALES . 4

2. OBJETO DEL ESTUDIO . 4

## CAPITULO II.

II. PRESENTACION DE LOS METODOS GEOFISICOS USUA-  
LES EN ROCA. 7

1. METODOS GEOFISICOS. 8

1.1 METODO SISMICO. 8

1.1.1 REFLEXION SISMICA. 9

1.1.2 REFRACCION SISMICA. 9

1.2 METODO ELECTRICO. 13

1.3 METODO DE SENSORES REMOTOS. 14

1.4 METODO TERMOMETRICO. 15

2. ENSAYOS A REALIZAR "IN SITU" Y APARATOS DE REGIS-  
TRO. 15



CAPITULO III.

III. EXPLORACION REALIZADA EN LA OBRA QUE SE PRESENTA.	20
--	----

CAPITULO IV.

IV. DETERMINACION DEL MODULO DE DEFORMACION DE LA ROCA DE APOYO.	31
1. CARACTERISTICAS DEL PROTOTIPO.	32
2. DETERMINACION DEL MODULO DE ELASTICIDAD.	33
2.1 PRINCIPIOS DEL METODO MICROSISMICO.	35
2.2 TECNICAS DE CAMPC.	46
2.3 ANALISIS DE LAS CURVAS DISTANCIA-TIEMPO.	49
2.4 EQUIPO EMPLEADO.	50
3. INYECCION DE LA FORMACION DE LA PILA No. 2.	52
3.1 OBJETIVO DE LA INYECCION.	52
3.2 ESPECIFICACIONES PARA EL INYECTADO EN LA ZONA DE CIMENTACION DE LA PILA No. 2.	57
3.3 PLANEACION, PROGRAMA Y EJECUCION DEL INYECTADO.	57
3.4 PROPORCIONAMIENTO DE MEZCLAS.	59
4. RESULTADO DEL ESTUDIO GEOSISMICO DESPUES DE LA INYECCION.	64

CAPITULO V.

V. MODELO REALIZADO EN EL LABORATORIO.	74
--	----

	PAGINA.
1. SELECCION DE LOS MATERIALES Y CARACTERISTICAS DEL MODELO.	75
2. CONSTRUCCION DEL MODELO.	96
2.1 MARCO DE PRUEBAS.	96
2.2 ESTRUCTURA DE LA PILA EN EL MODELO.	99
2.3 SUELO DE CIMENTACION EN EL MODELO.	99
2.4 SISTEMA DE CARGAS.	107
CAPITULO VI.	
VI. SOLUCION PROPUESTA.	115
1. TIPO DE MODELO Y APARATOS DE MEDICION.	116
2. INVESTIGACION EN EL MODELO.	121
2.1 ESFUERZOS EN EL PROTOTIPO.	128
2.2 DESPLAZAMIENTOS EN EL PROTOTIPO.	129
CONCLUSIONES .	135
BIBLIOGRAFIA .	140

## INTRODUCCION .

El adelanto de la Ingeniería presenta a los Ingenieros problemas cada vez más complicados. La necesidad de construir económicamente grandes obras en sitios que no reúnen todas las características ideales, da como resultado es tructuras esbeltas, complicadas y en ocasiones de comportamiento estático -- desconocido.

Las técnicas modernas han permitido resolver múltiples problemas, pero no en todos los casos las estructuras quedan satisfactoriamente analizadas por métodos analíticos de la teoría de elasticidad, ya que una construcción y su cimentación en roca son inelásticos, lo cual es muy difícil, y en algunos ca sos imposible tomar en cuenta en los cálculos analíticos.

Sin embargo, siempre es necesario considerar la heterogeneidad de las estruc turas, particularmente cuando la influencia de la cimentación sobre el com - portamiento de la construcción no puede ser ignorada. Los únicos métodos - que permiten resolver estos problemas, con una precisión satisfactoria, son los basados en la experimentación de modelos.

La investigación en los modelos permite analizar experimentalmente, el com - portamiento estático y dinámico de la construcción y de su cimentación, además de conocer con bastante precisión los esfuerzos y deformaciones en pun - tos escogidos y predecir su grado de seguridad real.

El empleo de modelos está especialmente justificado, cuando no existe solu -

ción matemática, o ésta resulta complicada a causa de la indeterminación de las condiciones de frontera.

Los adelantos logrados han hecho posible, cuando es necesario, probar modelos heterogéneos utilizando materiales que reproducen las características principales del prototipo.

La investigación mediante el uso de modelos, como regla general, persigue dos metas:

1. Verificar los métodos analíticos en los límites de la teoría de la elasticidad, empleando modelos elásticos.
2. Investigar la distribución real de los esfuerzos en la estructura y su cimentación, su comportamiento en conjunto y su estabilidad o factor de seguridad, para lo cual se usan modelos contruídos con materiales de características equivalentes a las de la naturaleza.

La finalidad del presente trabajo es, presentar la aplicación práctica de la metodología de la mecánica de rocas en el caso de una cimentación profunda. Así como la técnica de la utilización de un modelo físico a fin de investigar la estabilidad de la cimentación de la Pila No. 2 del puente "Marino García Sela".

CAPITULO 1

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .

## I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .

### 1. ASPECTOS GENERALES .

El puente "Mariano García Sela", está localizado en el km 291+850 de la Auto pista México-Veracruz, en el tramo Orizaba-Córdoba, sobre la barranca Metlac. La elevación media de rasante del camino es de 1138 m.s.n.m., y la del fondo del cauce de 1 020 m.s.n.m., aproximadamente. El puente, de 360 m de longitud, cuenta con dos pilas intermedias cuya separación es de 140 m, con dos tramos laterales con longitud de 110 m; las dos pilas centrales, denominadas Pila No. 2 y Pila No. 3, se encuentran situadas sobre las estaciones 8+485 y 8+625 respectivamente, con origen en el km 291+854. (fig. 1).

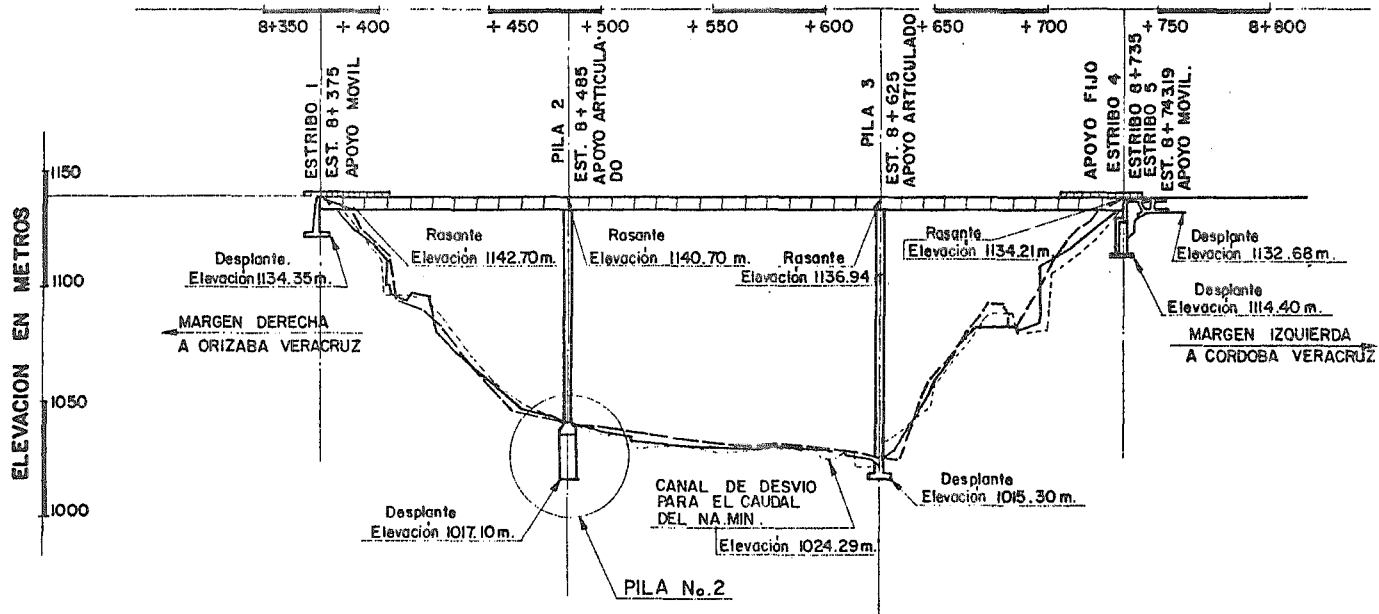
La Pila No. 2, objeto del presente estudio, se encuentra cimentada sobre un suelo de origen reciente, constituido por conglomerados con boleos del tipo andesítico, por travertinos empacados en materiales limosos, solo parcialmente cementados, y por arenas limosas.

### 2. OBJETO DEL ESTUDIO .

Se consideró necesaria la investigación del comportamiento y estabilidad de la cimentación de la Pila No. 2 mediante un modelo físico en el que se representará el suelo de cimentación, después de haber sido tratado con inyecciones de una mezcla de cemento portland y puzolana; este tratamiento tuvo por objeto mejorar las condiciones de la cimentación de la pila, considerando -

los aspectos siguientes:

- a) Aumentar la rigidez del suelo de cimentación que rodea a los cilindros de la pila.
- b) Proporcionar al suelo una estructura más homogénea, con una mejor continuidad.
- c) Mejorar las condiciones del contacto entre los cilindros y el terreno adyacente.
- d) Disminuir el coeficiente de permeabilidad hidráulica del suelo .



- Perfil del terreno natural segun el eje del camino.
- ..... Perfil del terreno natural 11.00 m. aguas arriba del eje del camino.
- ..... Perfil del terreno natural 11.00 m. aguas abajo del eje del camino.

## PERFIL ESTRUCTURAL DEL PUENTE "MARIANO GARCIA SELA"

FIG. No. 1



CAPITULO II.

PRESENTACION DE LOS METODOS GEOFISICOS USUALES EN ROCA.

## II. PRESENTACION DE LOS METODOS GEOFISICOS USUALES EN ROCA .

### I. METODOS GEOFISICOS .

Teóricamente cualquier método puede emplearse para resolver los problemas - planteados en el momento de realizar la exploración. Sin embargo, entre - ellos, existen unos más útiles que otros.

Dentro de la posibilidad que ofrece la geofísica, los métodos de mayor interés actualmente son:

- 1.1 METODO SISMICO .
- 1.2 METODO ELECTRICO.
- 1.3 METODO DE SENSORES REMOTOS.
- 1.4 METODO TERMOMETRICO .

#### 1.1 METODO SISMICO .

Cuando se provoca artificialmente una oscilación en un punto del suelo, el movimiento inicial se trasmite al medio circundante en forma de vibraciones llamadas sísmica o sismo-elásticas. Este método está basado en las diferencias de propagación de las ondas elásticas en medios de constitución diferentes. Estudiando las reflexiones o refracciones de las ondas, se podrán deducir: profundidades, espesores de capas y calidad del o de los materiales in vestigados.

Cuando se provoca una oscilación, dos tipos de ondas diferentes e independientes (en su propagación) entre ellas dan origen, por una parte, a las ondas longitudinales que se propagan por compresiones o dilataciones sucesivas y por otra a las ondas transversales que se propagan sin variación de volumen y que se denominan también ondas de distorsión o de esfuerzo cortante.

#### 1.1.1 Reflexión Sísmica .

Sirve también para el reconocimiento de los fondos marítimos. Se mide el tiempo que invierte una onda en hacer el trayecto entre el punto de origen de las oscilaciones y el receptor (geófono), después de reflexionarse sobre una superficie de contacto entre dos terrenos de naturaleza distinta.

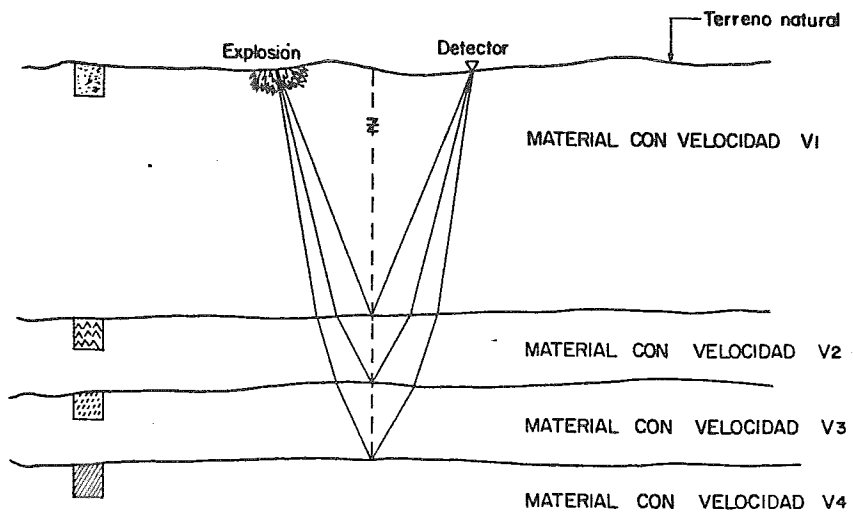
Este procedimiento, muy sencillo en teoría, necesita un equipo bastante complicado. La complejidad de los aparatos empleados se debe a la necesidad de poder determinar con seguridad la onda de regreso cuando todavía la superficie del suelo está en movimiento. Cuando existe una reflexión (cuando la onda de regreso llega a los aparatos), se observa un desplazamiento simultáneo de todos los geófonos que vienen a superponerse a los movimientos anárquicos procedentes. En este caso se define el tiempo total de la onda y así se obtiene la profundidad del estrato, en función de él, de la distancia entre la emisión y la recepción y la velocidad de la capa superior. (fig. 2).

#### 1.1.2 Refracción Sísmica .

En obras de Ingeniería Civil, se requiere con frecuencia el empleo de un

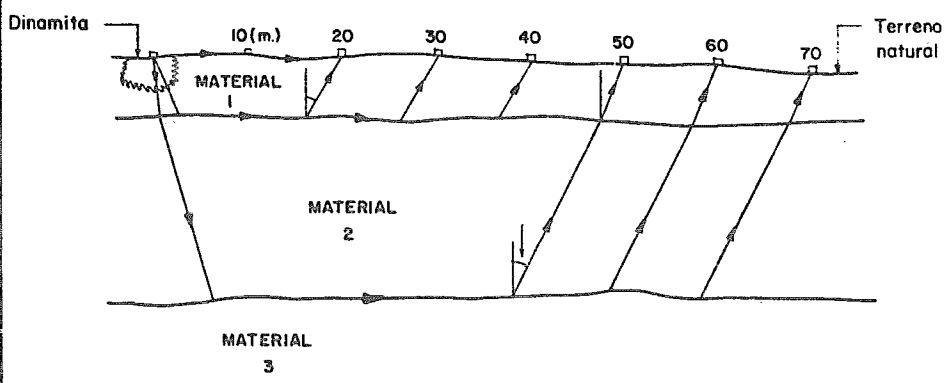
método que reconozca grandes espacios de terreno a poca profundidad. Es justamente el método de refracción el que mejor se adapta a este tipo de estudio. La teoría matemática en que se fundamenta este método es muy conocida, sigue prácticamente las leyes usuales de la óptica. Se emplean ondas elásticas producidas por medio de perturbaciones instantáneas del estado de tensión del material. Estas ondas se propagan siguiendo leyes que dependen de las características mecánicas del sólido y su contorno. La energía necesaria para producir estas ondas es muy variable, tienen en cuenta tanto el volumen de los materiales como sus características mecánicas. La forma de registro empleado es función del tipo de datos a obtener; será diferente si se trata de un reconcimiento estructural, cimentación de presa o medir la decompresión de la roca alrededor de una excavación. (fig. 3).

Una vez producido el impacto, la onda artificial llega sucesivamente a cada receptor (geófono), el cual transforma la energía mecánica en onda eléctrica y por medio de amplificadores, se registra el fenómeno sobre película, papel sensible o contador de tiempo, según el tipo de aparato empleado. (fig 4) . Con el tiempo de registro y conociendo la ubicación de cada receptor, se traza en coordenadas rectangulares el diagrama correspondiente, dibujando en abscisas las distancias y en ordenadas los tiempos de propagación. Este diagrama se llama "Dromocrónica" (fig. 5), y constituye la base de los cálculos que permite obtener velocidades de propagación y a partir de ellas profundidades e información sobre la calidad de los materiales.



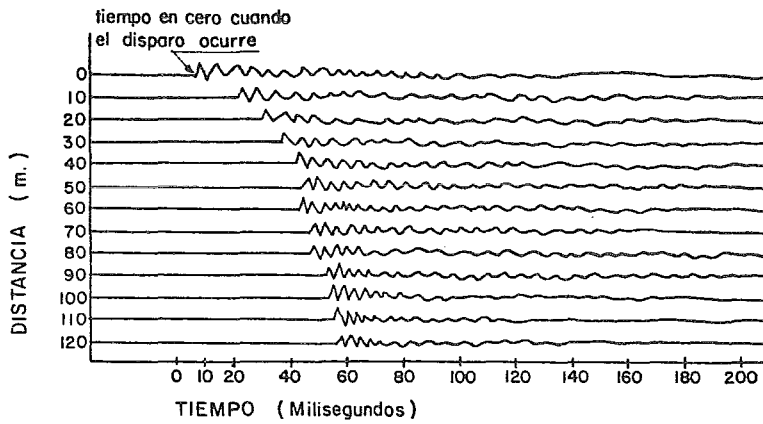
PRINCIPIO DE LA REFLEXION SISMICA.

Fig. 2



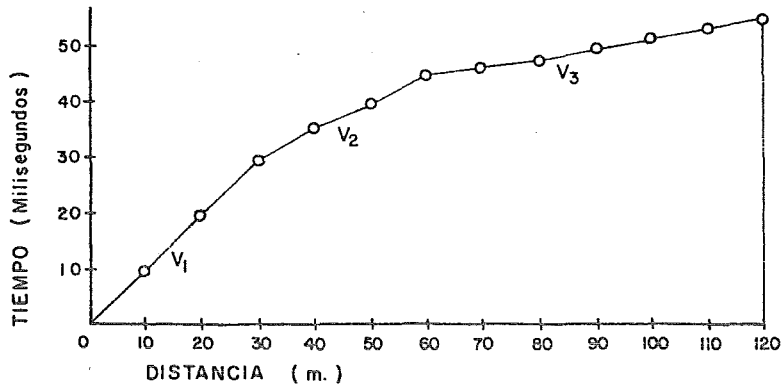
PRINCIPIO DE LA REFRACCION SISMICA

Fig. 3



### OBTENCION DE SISMOGRAMAS

Fig. 4



### DROMOCRONICA CORRESPONDIENTE

Fig. 5

## 1.2 METODO ELECTRICO .

Este procedimiento permite poner en claro las diferencias que pueden existir entre las propiedades eléctricas de diversas rocas. Se miden los potenciales naturales del terreno o inyectados artificialmente, después de haber anulado los naturales. Con los datos de campo se realizan varios diagramas que permiten interpretar cualitativa y cuantitativamente las mediciones realizadas. La prospección eléctrica es uno de los procedimientos geofísicos que permite usar muchas variantes para adaptarlas a la resolución de cada problema.

Los métodos eléctricos se basan en el estudio de la circulación de una corriente eléctrica en el subsuelo y se llevan a cabo mediante técnicas de medición de ciertas propiedades del campo eléctrico.

Dentro del método eléctrico se encuentran también otros que son:

- a) Método de mapas de potencial.
- b) Método de relación de caída de potencial.
- c) Método de resistividad.
- d) Método de polarización espontánea.
- e) Polarización inducida.

Todos se basan en las diferencias de resistividad de los materiales que constituyen una masa rocosa; de acuerdo con su contenido de agua y de acuer-

do con las características químicas de ésta.

### 1.3 METODO DE SENSORES REMOTOS .

El sol es la principal fuente de energía en los procesos atmosféricos. La energía solar es en parte reflejada y en parte absorbida por la atmósfera . Una porción de la energía radioactiva absorbida por la atmósfera es remitida y puede dispersarse en el espacio o regresar a la superficie de la tierra .

La identificación de rocas, minerales y suelos es posible por medio del análisis de la distribución de las curvas de reflectancia espectral. Las diferentes clases de reflectancia y emitancia pueden ser registradas a través de ventanas atmosféricas y sirven para determinar los tipos de rocas y suelos .

Con los sensores remotos se obtienen dos tipos de datos de la radiación. La primera es la distribución espectral de la radiación emitida y reflejada por un material. Esto no requiere conocimiento geométrico para distinguir la naturaleza del material, es decir, que el material puede determinarse por sus características espectrales. El segundo tipo de datos es la distribución especial de la radiación registrada.

Aquí los patrones radioactivos se usan para determinar la naturaleza del objeto y su consideración geométrica.



#### 1.4 METODO TERMOMETRICO .

Este método está basado en la medición de la temperatura del suelo y del sub suelo. Se emplea la noción de gradiente vertical y de grado geotérmico. El gradiente vertical en el interior de un terreno es el cociente de la diferencia de temperaturas por la diferencia de profundidad; es en resumen, la diferencia de temperatura por unidad de profundidad.

El grado geotérmico es la cantidad de metros (o centímetros) que se deben aumentar la profundidad para que la temperatura suba un grado centígrado. Esto interesa particularmente a los Ingenieros de Minas.

Este tipo de investigación es el que más se acerca a la meteorología. Se distinguen dos categorías de estudios: la primera interesa los primeros metros de la superficie y la segunda investiga las capas profundas. En ambos casos se miden las temperaturas con termómetros o con partes termoeléctricos según el caso.

#### 2. ENSAYOS A REALIZAR "IN SITU" Y APARATOS DE REGISTRO .

Para poder aportar valores representativos al cálculo de cimentación de la obra, es necesario conocer y determinar cualitativa y cuantitativamente el mayor número de parámetros desconocidos del maciso rocoso. Uno de los métodos, que permiten determinar los parámetros físicos es el de los métodos dinámicos.

## MÉTODOS DINÁMICOS .

Se agrupan bajo esta denominación todos los métodos que emplean esfuerzos rápidamente variables, producidos por vibraciones de ondas elásticas.

Las particularidades de estos métodos, muy importantes en las aplicaciones prácticas, además de las medidas de velocidad de las ondas longitudinales y transversales, están íntimamente ligadas a las características del fenómeno vibratorio y a las condiciones de propagación.

El origen de las vibraciones puede ser discontinuo, con producción de movimientos aislados o bien continuo. Para el primer caso, lo más usual, es el empleo de explosivo o de una excitación mecánica. El segundo caso corresponde al empleo de una fuente vibratoria cuya energía y frecuencia puede regularse.

El nivel de energía, y como consecuencia la amplitud del movimiento para cada frecuencia, tiene una influencia considerable sobre el régimen de propagación. Conviene hacer notar que las excitaciones con energía sobrepasada, pueden provocar esfuerzos sobre la roca que rebasen los límites de resistencia y se abran fisuras. Este tipo de vibraciones se propaga con celeridades diferentes de las ondas elásticas, a causa de la rotura y recolocación de la roca "in situ". Para niveles muy bajos de energía, se produce en la práctica una difracción de esa energía y las ondas y frecuencias características de un cierto tipo llegan a propagarse más allá de límites alcanzados por -

otras ondas. Es el caso de las ondas transversales que se propagan muchas veces más allá de las ondas de compresión, en una roca muy sana.

Los aparatos que deberán emplearse por realizar y registrar las mediciones dinámicas tendrán que tener unas características tales que permitan el registro del tiempo de propagación de las ondas, su amplitud y frecuencia. Dentro de los aparatos que existen en el mercado, serán convenientes los de tipo galvanométrico o de tipo osciloscópico.

Este método tiene la ventaja de permitir la determinación de la forma y dimensiones de los sólidos en los cuales se propagan las ondas, teniendo en cuenta las refracciones y reflexiones que se muestra en ellas.

Aunque el método parece aplicarse a la mayor parte de los problemas de mecánica de rocas, presenta algunas limitaciones importantes. En primer lugar, proporciona solamente las características del estado actual de los materiales, lo cual obliga a tener muy en cuenta la posible modificación de los mismos por cargas importantes o por evolución de su naturaleza. Por otra parte como intervienen en los cálculos las características de forma de los elementos, si estas características no se conocen con suficiente precisión, se puede incurrir en errores importantes en los resultados.

De los registros dinámicos se pueden deducir, además, propiedades referentes a la absorción de energía y determinar el coeficiente de absorción intrínseco de la roca. Este coeficiente permite cálculos de amortiguamiento en los

casos en que se estudian las vibraciones producidas por máquinas y en general de todos aquellos en que pueden tener importancia las características visco - elásticas.

El empleo del método dinámico o método microsísmico en cualquier tipo de excavación en roca (sobre todo en túneles y excavaciones subterráneas), da informaciones importantes para el proyecto y la ejecución del revestimiento. Permite además definir zonas de validez de los ensayos mecánicos y se complementan muy útilmente con ellos.

Este tipo de investigación substituye el empirismo de las apreciaciones y permite una mayor seguridad para las obras. Al mismo tiempo, estos reconocimientos son susceptibles de permitir economías considerables para el tipo de - obras que se propone construir, disminuyendo los "coeficientes de incertidumbres" a favor de los "de seguridad".

Numerosas aplicaciones de estos métodos han sido ya realizadas para obras superficiales o subterráneas, así como para el control del estado de revestimiento, del efecto de los tratamientos de terreno con inyecciones y de la evolución de un macizo rocoso con el tiempo.

## CONCLUSION .

Dentro de los numerosos estudios realizados sobre el presente tema y debido a las características y el tratamiento que se le dió a la roca, como fue la in-

yección de cemento-puzolana, el comprobar el efecto de la inyección sobre el sello de las oquedades de la formación, el grado de consolidación inducida a la roca y el incremento de rigidez de la misma, se requirió, debido a la celeridad de los trabajos de construcción, el pensar en el uso de técnicas modernas que por su economía y rapidez de ejecución, fueran adecuadas para los requerimientos, por lo cual se planteó la realización de modelos a escala y el uso de métodos geofísicos del tipo microsísmico.

C A P I T U L O    I I I .

EXPLORACION REALIZADA EN LA OBRA QUE SE PRESENTA .

### III. EXPLORACION REALIZADA EN LA OBRA QUE SE PRESENTA .

El inicio de los trabajos definitivos de construcción fue precedido por una serie de minuciosos estudios geológicos del cruce con el fin de conocer las características y condiciones del suelo y de la roca.

El análisis preliminar de condiciones generales, llevó a dichos estudios hasta los siguientes resultados:

La barranca Metlac es una caprichosa hendidura de la corteza terrestre que alcanza una profundidad promedio de 150 m, el fondo de la misma es sensiblemente horizontal y tiene un ancho promedio de 100 m; la amplitud de la parte superior es de aproximadamente 355 m, dato que sumado a las anteriores nos demuestra la verticalidad tan pronunciada de los taludes los cuales presentan en particular las siguientes características:

a) La margen derecha presenta en la parte superior una pared casi vertical de 30 m y hacia abajo una pendiente promedio de  $40^\circ$ , está constituida en su parte superior por travertino muy poroso y poco fracturado, aunque existe una falla que originó que el apoyo fijo del puente se colocara sobre la ladera izquierda

Esta fractura de forma escalonada apareció una vez hecho el corte requerido por la subrasante del camino.

Este travertino poroso descansa sobre una formación de travertino y lentes de conglomerado andesítico interdigitales que tienen espesores y extensiones que varían entre 1 m y 10 m, este conglomerado está cementado por limos calcáreos y carbonato de calcio producto de redepositación por aguas circulantes.

El travertino tiene horizontes alterados por la circulación del agua que deja un residuo en forma de lentes de limos calcáreos de muy baja coherencia. Debido a la erosión por gravedad, el pie del talud se encuentra cubierto por fragmentos de travertino con arena y limos calcáreos con un espesor promedio de 8 m.

b) La margen izquierda tiene una pendiente más o menos uniforme de 45° y está constituida por dos capas de una toba muy interperizada de 4 m de espesor que superyace a la segunda que está formada por un conglomerado cementado, por un limo arenoso y cuyo comportamiento mecánico es similar al de una arcilla y que todavía conserva su estructura, probablemente fue andesita, basalto o caliza.

Por el fondo de la barranca corre el Río Metlac cuyo régimen es permanente y que tiene un ancho efectivo de 25 m.

Para detallar las características geológicas es necesario hacer sondeos en lugares escogidos para extraer muestras de suelo y de roca que más tarde serán llevadas a los laboratorios para su estudio. Toda la información acerca de la calidad del material del cual está compuesto el subsuelo se obtiene no só-



lo de las muestras, sino también de las observaciones hechas en el campo durante las perforaciones.

La maquinaria para lograr estos sondeos es muy diversa, de aquí que para escoger un cierto tipo de dispositivo influyen el factor economía y las condiciones geológicas y topográficas. De estos dos últimos depende el tipo de material a perforar y la accesibilidad del lugar de operación.

Para que el proyectista pueda obtener datos definitivos, deberá indicar las pruebas más adecuadas que requiera su problema en particular, para definir las características de deformación y resistencia a los esfuerzos en el suelo, por tanto se tendrán dos tipos de sondeos preliminares y definitivos.

La magnitud de la exploración dependerá no solo de la economía como se dijo anteriormente, sino que tiene suma importancia con el tipo de obra a ejecutar.

Es necesario dentro del aspecto geología conocer la clase de roca, sedimentos existencia de fallas, plegamientos y todo lo referente a la estratigrafía de la zona en estudio, puesto que toda esta información forma un criterio para el Ingeniero Civil.

Los métodos exploratorios que se utilizaron fueron pozos a cielo abierto, penetración estándar y rotatorios para roca.

El pozo a cielo abierto es más satisfactorio para conocer las condiciones del suelo, pero a profundidades grandes es antieconómico además, de que no puede

controlarse el nivel freático, debiéndose llevar registros de las condiciones del subsuelo durante el proceso, ya que el flujo de agua hacia la trinchera - de excavación modifica su naturaleza. Dentro de sus ventajas tenemos que pueden examinarse los diferentes estratos de suelo en su estado natural, así como su contenido de agua. En este método puede obtenerse dos tipos de muestras alteradas e inalteradas pero siempre deberá tenerse el cuidado de evitar la pérdida de humedad en ellas.

El método de penetración estándar proporciona muestras alteradas que no permiten conocer las características del suelo "in situ", sin embargo nos dan un valor confiable de la compacidad de los mantos en suelos puramente friccionantes y da idea de la resistencia a la compresión simple en suelos plásticos. El procedimiento de muestreo se basa en la penetración que sufre un dispositivo llamado penetrómetro al recibir energía dinámica a través de un martinete de 63.50 kg, (140 libras) que cae desde 76 cm (30 pulgadas).

Los resultados dependen en gran parte de la correcta correlación que se haga en el campo y en el laboratorio. En arenas se correlacionan la compacidad, el ángulo de fricción interna y la resistencia a la compresión simple, en arcillas el número de golpes para que el penetrómetro estándar logre entrar los 30 cm especificados.

En estratos rocosos se emplean máquinas perforadoras a rotación con broca de diamantes o del tipo cáliz.

En las primeras se acopla a un muestreador una broca de acero con incrustaciones de diamante industrial y en las segundas los muestreadores son de acero y la penetración se facilita por medio de municiones que actúan como abrasivo.

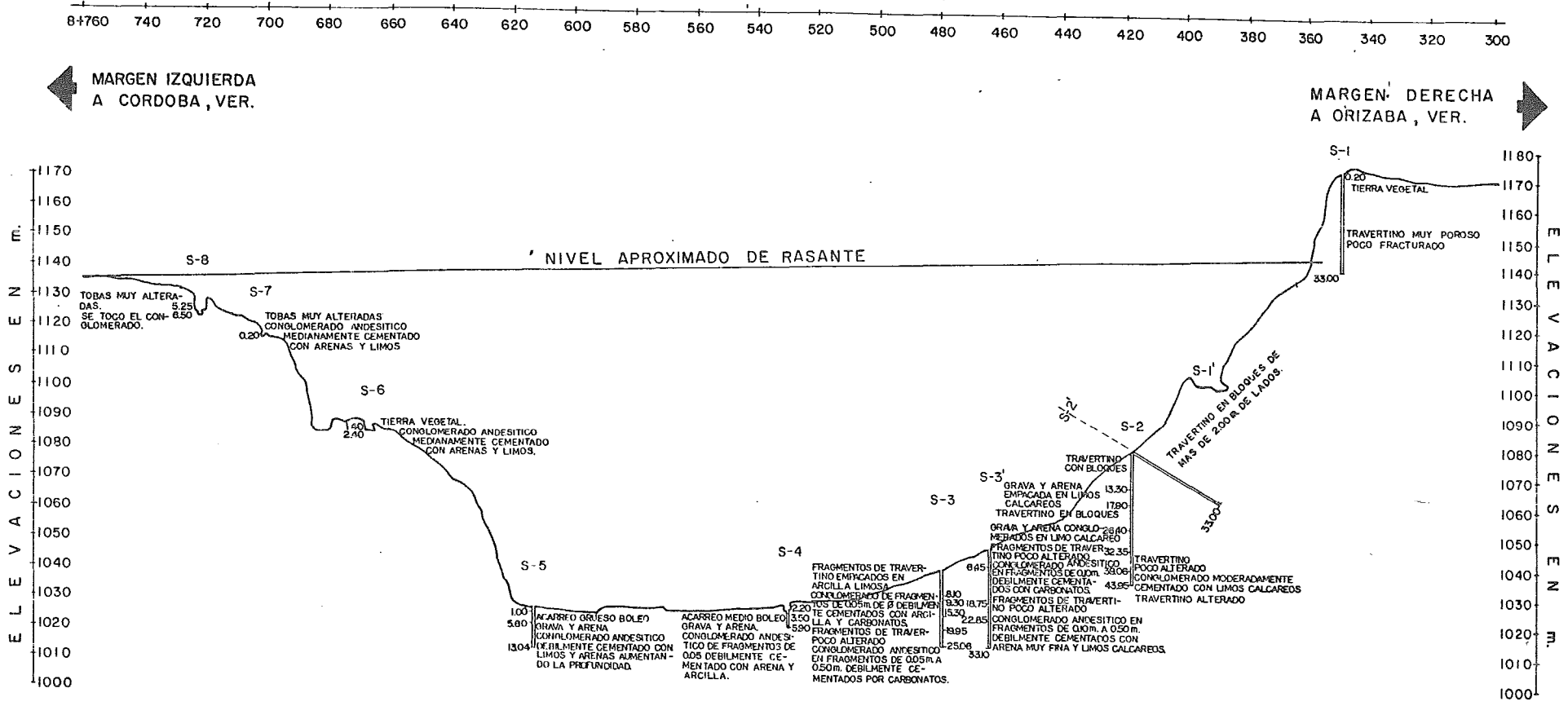
Los factores que influyen en la operación son la velocidad de rotación, la presión de agua y la presión sobre la roca.

El equipo de perforación rotatorio trabaja en cuatro diámetros:  $E_x$ ,  $A_x$ ,  $B_x$  y  $N_x$ .

El plano 1 muestra el perfil de la barranca con todos los resultados de los sondeos.

La localización de sondeos que se muestra en el plano 1 es el siguiente:

<u>SONDEO</u> <u>No</u>	<u>PROFUNDIDAD DE</u> <u>DESPLANTE (m)</u>	<u>CAPACIDAD DE CARGA</u> <u>PERMISIBLE (kg/cm<sup>2</sup>)</u>	<u>OBSERVACIONES</u>
1	2.00	8.00	a, b, c
3	25.00	15.00	d
5	8.00	10.00	d
8	8.00	8.00	a, b, c



PERFIL DE EXPLORACIONES

PLANO No. 1

## OBSERVACIONES :

- a) Bajo la subrasante.
- b) El borde de la cimentación quedará de la orilla del cantil a dos veces el ancho de la cimentación, siendo como mínimo de 8 m, en la margen derecha y 15 m en la izquierda.
- c) Cimentación por superficie.
- d) Se consideró en los cálculos cimentación mediante cilindros de 6 m exterior y 4.50 m de diámetro interior.

Toda la información recopilada por los estudios de exploración y campo, por el tipo y la magnitud de la superestructura, las condiciones de sismicidad de la zona, etc., sirvieron de base para determinar los tipos de cimentación, lo que en términos generales consistió en zapatas corridas de cimentación hincados por el procedimiento de pozo indio, para la Pila No. 2 y una losa corrida de cimentación en la Pila No. 3.

De las recomendaciones de cimentación dadas en el inciso anterior tuvieron que modificarse durante su ejecución debido a la presencia de ciertas irregularidades tales como:

- a) Durante la construcción del estribo 4 la presencia de grietas rellenas de

arcilla de alta plasticidad, obligó a aumentar la profundidad de desplante y revisar la estabilidad del talud a posibles deslizamientos.

- b) En la excavación de la Pila No. 3, la existencia de filtraciones no perjudiciales a la excavación en sí, requirió del bombeo para la construcción de este elemento .
- c) El problema más serio se presentó en la Pila No. 2, ya que en los trabajos de hincado de los cilindros de apoyo y en especial en la zona correspondiente a las paredes de la excavación aguas abajo, se observaron cavernas con ancho hasta de 1 m, altura de 4 m y longitud indefinida.

#### CONCLUSION :

Como resultado de los estudios de exploración se determinó que la zona del cruce está caracterizada por un conglomerado, cuyos boleos empacados en una matriz arcillosa se encuentran moderadamente cementados por carbonatos y silicatos presentando además la formación incrustaciones de travertino y carticidad; la fig. 6 muestra el perfil geológico y los resultados de exploración correspondientes. Durante las excavaciones para hincar los cilindros, fueron descubiertas grandes oquedades y hubo fallas del tipo de chimenea en las proximidades de los cilindros, provocadas por el desplome en la clave de algunas de las oquedades. Tales hallazgos congruentes con el conocimiento adquirido por la exploración previa, pusieron de manifiesto las consecuentes dudas sobre el grado de estabilidad de la Pila No. 2, sujeta a empujes o cargas hori-

zontales por el efecto de sismo y/o viento, respectivamente.

La anterior interrogante señaló como objetivos principales a perseguir el obtener una buena estabilidad del talud de la formación contra deslizamientos - dentro y en las inmediaciones a la Pila No. 2 y un buen empotramiento de los cilindros de cimentación en la roca. Así atendiendo al mecanismo de las fa - llas por deslizamiento, lo primero se lograría por un incremento a corto y largo plazo de la resistencia al esfuerzo cortante en la roca dentro de la superficie potencial de falla, evitando los efectos nocivos de las fuerzas de filtración desarrolladas por los escurrimientos internos y lo segundo, incre - mentando la rigidez de la formación y provocando el íntimo contacto entre las paredes de los cilindros y la roca.

La solución hizo pensar en la consolidación de la roca a base de inyecciones, con tal de comprobar su efecto antes y después del inyectado. Se seleccionó una lechada de cemento-puzolana, por sus características de fluidez, estabilidad y resistencia a corto y largo plazo y se pensó el procedimiento de inyec - tado con utilización de pantallas perimetrales profundas para confinar los gastos de inyección para asegurar el contacto de la lechada con dichos ele - mentos.

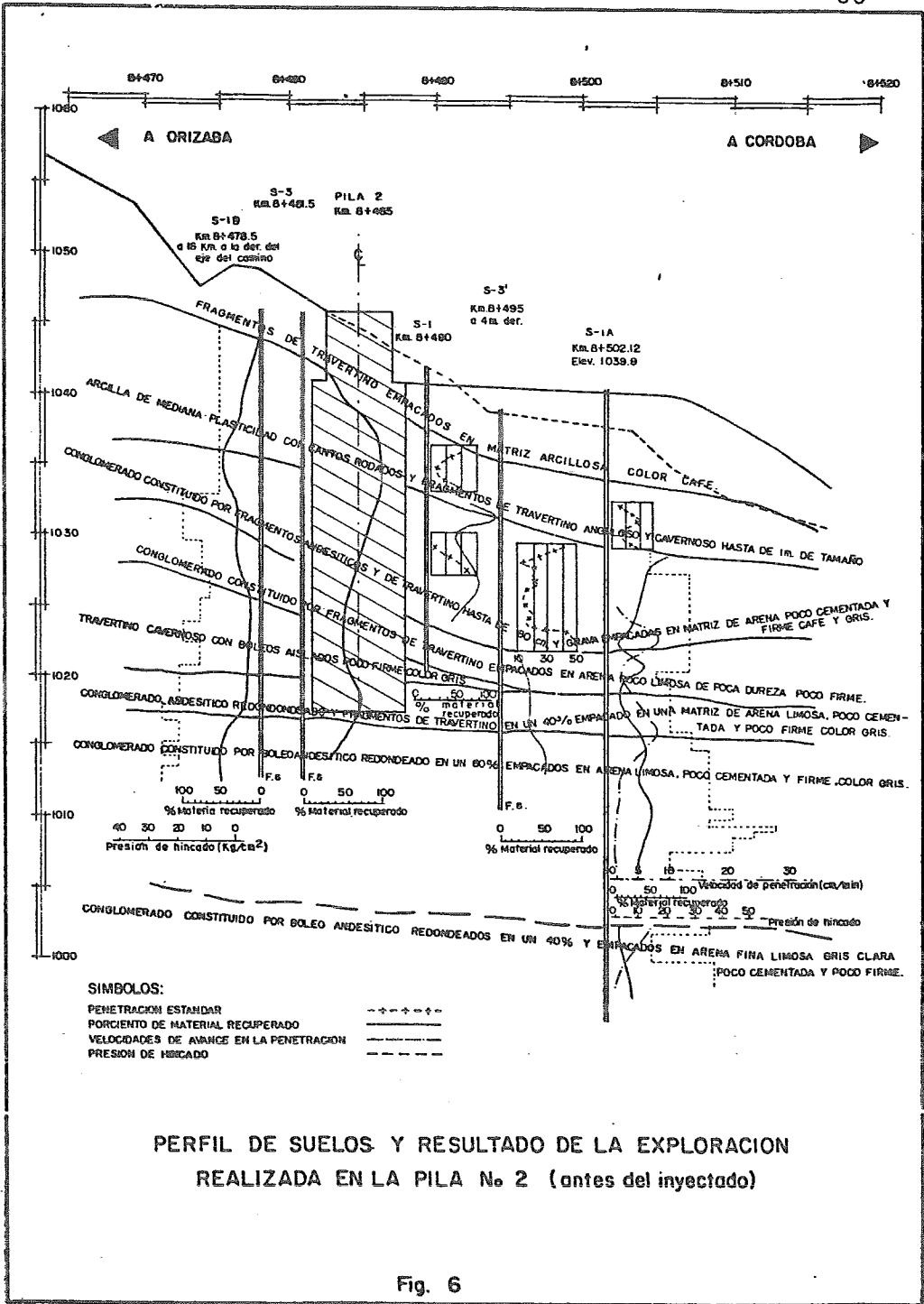


Fig. 6



C A P I T U L O    I V .

DETERMINACION DEL MODULO DE FORMACION DE LA ROCA DE APOYO .

#### IV. DETERMINACION DEL MODULO DE DEFORMACION DE LA ROCA DE APOYO .

##### 1. CARACTERISTICAS DEL PROTOTIPO .

A medida que se avanzaba en la excavación era tal la carsticidad que se decidió ejecutar sondeos a profundidades de 30 a 40 m, con perforaciones del tipo rotatorio mediante brocas de diamantes y también por el procedimiento de percusión, para conocer más a fondo la zona de cimentación.

De aquí que se consideró necesario un estudio geosísmico dentro de los cilindros y en las inmediaciones de los mismos para definir las condiciones en cuanto a rigidez, carsticidad y grado de alteración. A la vez, se procedió a la ejecución de una prueba de carga para conocer el módulo estático de la zona alrededor de la Pila No. 2. Para ello, se proyectó un dispositivo de acero previamente ancladas a las paredes interiores del cilindro, utilizando barrenanclas de 7/8", habiéndose colocado un total de  $20 \pm 2$  en cada placa, número necesario para soportar una fuerza cortante de 70 t.

Posteriormente, cuando ya se tenían desplantados los cilindros de la pila, se realizó una prueba de placa "in situ" con el objeto de conocer el módulo de elasticidad de la formación geológica localizada en el nivel del desplante .

El sistema de aplicación de carga, está constituido por tres gatos planos - con capacidad de 200 ton, del tipo Freyssinet, cuyos diámetros efectivos

son de 1.17 m, además consta de coples y niples necesarios para el ajuste entre la base de aplicación y la de reacción. El equipo secundario consiste de bombas de presión, manómetros y micrómetros para medir presiones y deformaciones en las inmediaciones de la placa de repartición.

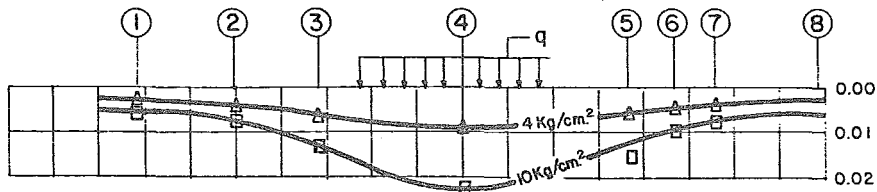
La prueba se realizó con aplicaciones sucesivas de carga y descarga para rangos de esfuerzo de 2 a 6 kg/cm<sup>2</sup>, de 2 a 12 kg/cm<sup>2</sup> y de 2 a 20 kg/cm<sup>2</sup>, aplicando incrementos de esfuerzo que variaron de 2 kg/cm<sup>2</sup> dentro de los dos primeros rangos de esfuerzo y de 4 kg/cm<sup>2</sup> para el último. Además se mantuvieron con el tiempo los incrementos de carga de 6, 12 y 20 kg/cm<sup>2</sup>. Así como en la descarga, con objeto de observar la variación de la deformación con el tiempo, habiendo observado que las deformaciones se estabilizaban dentro de los 15 minutos a partir de la aplicación de esfuerzos. En la figura 7 se pueden apreciar las deformaciones elásticas medidas "in situ" y las obtenidas teóricamente.

## 2. DETERMINACION DEL MODULO DE ELASTICIDAD .

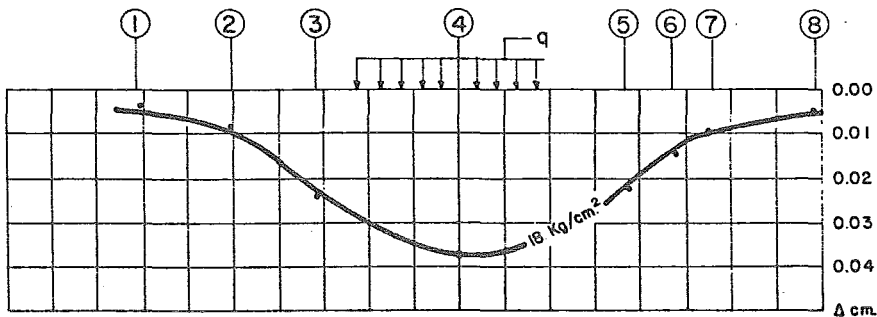
La determinación del módulo de elasticidad se realizó considerando los siguientes criterios:

- a) La interacción de la deformación elástica total exhibida durante la prueba y la teoría de elasticidad correspondiente al caso de un medio elástico, isótropo y semi-infinito, cargado en su superficie uniformemente.

COMPARACION DE LAS DEFORMACIONES ELASTICAS MEDIDAS  
"IN SITU" CON LAS CURVAS TEORICAS.



(a) Comparación de los resultados de campo con las curvas teóricas determinados para esfuerzos efectivos de 4 y 10 Kg/cm<sup>2</sup> y de 18 Kg/cm<sup>2</sup> para la figura (b).



(b)

ESCALA HORIZONTAL

0 20 40 60 80 100 cm.

④ PUNTOS DE MEDICION

- △ DEFORMACIONES PARA  $q=4 \text{ Kg./cm}^2$  (diferencia entre los puntos 4 y 7)
- ◻ DEFORMACIONES PARA  $q=10 \text{ Kg./cm}^2$  (diferencia entre los puntos 13 y 17)
- ◉ DEFORMACIONES PARA  $q=18 \text{ Kg./cm}^2$  (diferencia entre los puntos 41 y 45)
- CURVAS TEORICAS DE LAS DEFORMACIONES PARA  $E=48\,300 \text{ Kg./cm}^2$

Fig. 7

- b) por comparación de la curva teórica de deformación que exhibe un cuerpo elástico y el de la roca natural, al ser deformado en su superficie bajo las condiciones de carga expresadas.

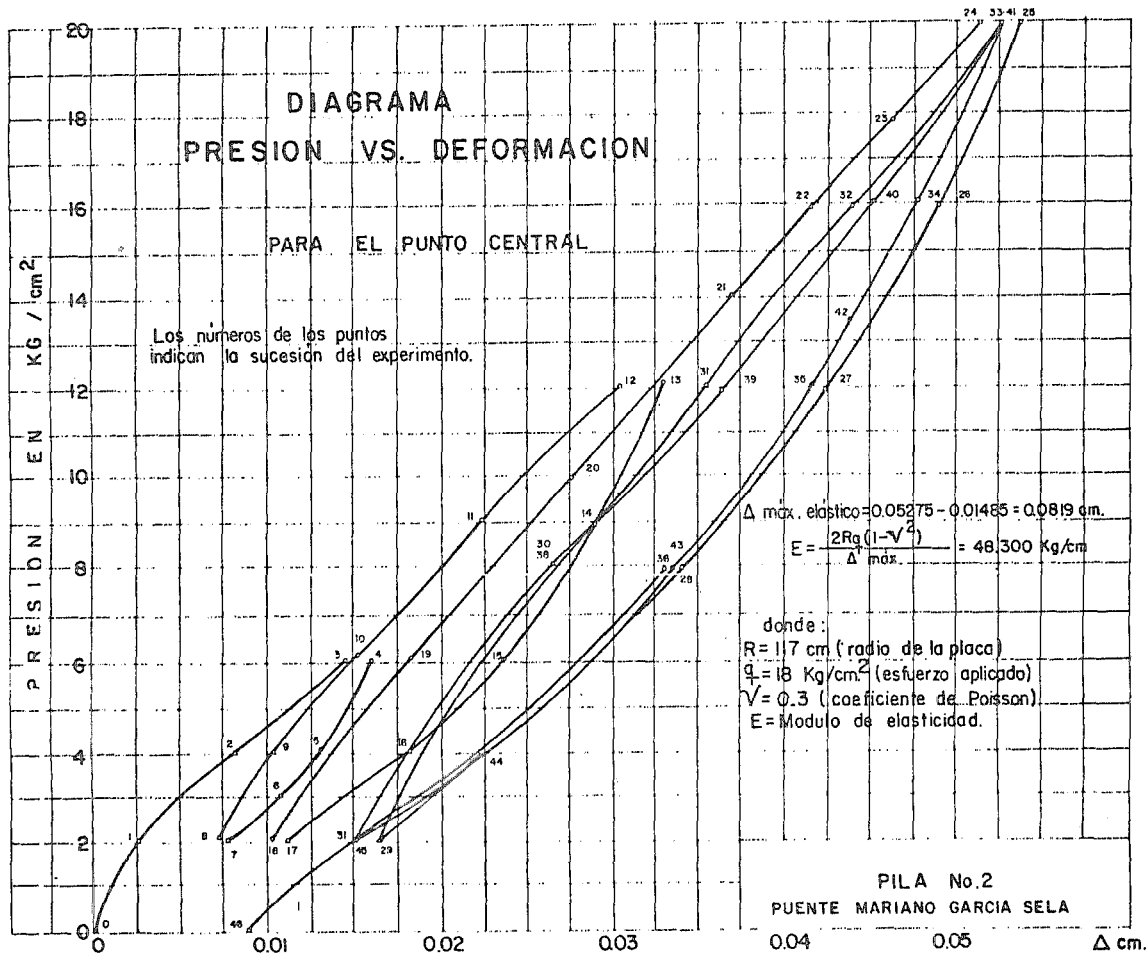
En la figura 8 se presenta un diagrama de presión-deformación de los resultados obtenidos en esta prueba de campo. En ella se observa que el módulo elástico de esta deformación es  $E_p = 48\ 300\text{ kg/cm}^2$ , supuesto un coeficiente de Poisson  $\nu = 0.3$ . Se obtuvieron módulos de reacción deducidos tanto vertical como horizontal necesarios para la obtención de la carga crítica y que fueron de  $k_v = 50\text{ kg/cm}^3$  y  $k_h = 5\text{ kg/cm}^3$ . En lo que respecta a la zona de la zapata de la Pila No. 3, el módulo de reacción vertical deducido resultó de explorar las características elásticas del material de la zona de la Pila No. 2, gracias a las condiciones de homogeneidad entre una y otra.

## 2.1 PRINCIPIOS DEL METODO MICROSISMICO .

El método consistió en provocar intencionalmente una explosión que con la ayuda de geófonos instalados en diferentes posiciones y separados entre sí, captan y transmiten a un oscilógrafo central las ondas vibratorias causadas por la explosión.

Se llevó un registro de tiempo en que se recibió la onda refractada a cada uno de los geófonos y de la distancia donde se produjo el estallido. De esta forma, se obtuvo una gráfica (dromocrónicas) en la que la pendiente a la curva nos da el valor de la velocidad. Hay un punto para el cual se reciben al mismo tiempo las ondas directas y las refractadas, que originan un cambio

Fig. No. 8



dependiente en la gráfica distancia-tiempo.

El punto donde se cortan las dos ondas puede estar representada por la abscisa  $X$ , donde se tiene que:

$$h = X/2 \sqrt{V_2 - V_1/V_2 + V_1}$$

donde:

$h$  = Espesor del estrato.

$V_1$  = Velocidad de propagación longitudinal o de compresión.

$V_2$  = Velocidad de propagación transversal o de esfuerzo cortante.

Una vez conocidas estas dos velocidades es posible obtener el módulo dinámico de elasticidad.

Para llegar a la ecuación que nos relacione el módulo dinámico de elasticidad con la velocidad de propagación de las ondas se debe considerar que el suelo es un medio elástico e isótropo, para lo cual se ha establecido las ecuaciones diferenciales generales del movimiento que rige la ley de propagación de ondas, cuyo resultado es:

$$(\lambda + G) \cdot \frac{\partial \Delta v}{\partial y} + Gv^2\eta + \gamma = \rho \cdot \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2}$$

$$(\lambda + G) \cdot \frac{\partial \Delta}{\partial x} + Gv^2\theta + X = \rho \cdot \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} \quad (1)$$

$$(\lambda + G) \frac{\partial \Delta V}{\partial z} + G \nabla^2 \xi + z = \rho \frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2}$$

donde:

$\theta, \eta, \xi$ , son las componentes del vector deformación según los ejes X, Y y Z.

$\Delta V$  - Cambios relativos de volumen.

$\nabla^2$  - Operador Laplaceano.

$\rho$  - Masa del Medio.

X, Y, Z - Componentes de las fuerzas del cuerpo.

$\lambda, G$  - Coeficientes de Lamé.

Haciendo las hipótesis de un medio elástico, isótropo y semi-infinito, solicitado por un origen de ondas cualesquiera que en un instante "t" irradia ondas que se propagan interior y superficialmente; la energía de la deformación de éstas, producirán esfuerzos de tensión o compresión y tangenciales, por en un punto del medio. tendremos que:

$$\theta = \theta_1 + \theta_2$$

$$\eta = \eta_1 + \eta_2$$

$$\xi = \xi_1 + \xi_2$$

(2)



donde las componentes  $\theta_1$ ,  $\xi_1$  y  $\eta_1$ , sólo producen cambios de volumen y no de forma, luego sus ecuaciones de compatibilidad angular satisfacen:

$$\begin{aligned}\frac{\partial \xi_1}{\partial y} - \frac{\partial \eta_1}{\partial x} &= 0 \\ \frac{\partial \theta_1}{\partial x} - \frac{\partial \xi_1}{\partial x} &= 0 \\ \frac{\partial \eta_1}{\partial x} - \frac{\partial \theta_1}{\partial y} &= 0\end{aligned}\tag{3}$$

Estas expresiones son válidas si las componentes de deformación tienen potencial, es decir:

$$\begin{aligned}\theta_1 &= \frac{\partial \phi}{\partial x} \\ \eta_1 &= \frac{\partial \phi}{\partial y} \\ \xi_1 &= \frac{\partial \phi}{\partial x}\end{aligned}\tag{4}$$

Ahora  $\theta_2$ ,  $\eta_2$  y  $\xi_2$ , deberán satisfacer:

$$\nabla V_2 = \frac{\partial \theta_2}{\partial x} + \frac{\partial \eta_2}{\partial y} + \frac{\partial \xi_2}{\partial x} = 0\tag{5}$$

Es decir, producen cambio de forma y no de volumen.

sustituyendo (4) en (2) tendremos que:

$$\theta = \frac{\partial \phi}{\partial x} + \theta_2$$

$$\eta = \frac{\partial \theta}{\partial y} + \eta_2 \quad (6)$$

$$\xi = \frac{\partial \theta}{\partial z} + \xi_2$$

Colocando cada uno de estos valores en (1) llegaremos a las siguientes ecuaciones:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial \tau^2} = V_1^2 \cdot \nabla^2 \phi \quad (7)$$

$$\frac{\partial^2 \eta}{\partial \tau^2} = V_2^2 \cdot \nabla^2 \eta_2 \quad (7a)$$

Donde  $V_1$  y  $V_2$  son las velocidades antes dichas, de magnitud:

$$V_1^2 = \frac{\lambda + 2G}{\rho} \quad (7b)$$

$$V_2^2 = \frac{G}{\rho} \quad (7c)$$

La expresión (7) representa las ondas que producen deformaciones lineales (cambio de volumen), denominandolas por este hecho ondas longitudinales y

a las segundas se les llama ondas transversales ya que producen deformaciones angulares.

Las velocidades se determinan a partir de las ecuaciones (7b) y (7c), que al sustituir el valor de la ecuación dada por Poisson:

$$\nu = \frac{\xi_x}{\xi_z} = \frac{\xi_y}{\xi_z} = \frac{\lambda}{2(\lambda + G)}$$

adoptan la forma general.

Así la velocidad de las ondas longitudinales, y transversales desarrolladas en un medio elástico, se expresan según:

$$V_1^2 = \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \cdot \frac{E}{\rho} \quad ; \text{ m/seg}$$

$$V_2^2 = \frac{1}{2(1+\nu)} \cdot \frac{E}{\rho} \quad ; \text{ m/seg}$$

E = Módulo elástico a la compresión (o módulo de Young)

De este modo y a partir del conocimiento de las velocidades  $V_1$  y  $V_2$  y de la densidad de masa del medio  $\rho$ , podemos definir E y  $\nu$  respectivamente.

Para poder aplicar la teoría anterior se hicieron las siguientes consideraciones.

Por las condiciones usuales de estratificación, discontinuidad y condiciones de frontera del medio de propagación.

La aplicación práctica de la teoría descrita requirió de las siguientes correcciones:

- a) De Forma. Debido a que las expresiones anteriores no son aplicables directamente al caso de cambios en la forma y dimensiones del medio de propagación. Casos comunes dan variaciones hasta del 50%.
- b) De Anisotropía. En un medio anisótropo las expresiones anteriores no son aplicables directamente, debido a que la energía cinética generada en el medio se reparte, por la generación de ondas de otro tipo. En casos comunes las variaciones alcanzan hasta el 20%.
- c) De Esfuerzo. Debido a que los valores de  $E$  y  $\nu$  dependen del estado de esfuerzos y por tanto, no son parámetros constantes del medio.
- d) De Tiempo. Dado el comportamiento geológico de las rocas, éstas presentan una respuesta esfuerzo-deformación dependiente del tiempo de aplicación de los esfuerzos.

Dos fenómenos que no deberán pasar inadvertidos y que caen dentro de las correcciones de anisotropía y esfuerzo ya indicados y que influyen notablemen-

te en la variación de las velocidades de propagación y por tanto en las de rigidez del medio son los correspondientes a las variaciones de la microfisuración por el cambio en el estado de esfuerzos o de liberación de los mismos y del posible efecto de circulación de agua intersticial dentro de la red de fisuración.

Teniendo en mente los fenómenos que influyen en la magnitud de las velocidades de propagación de onda, a partir de los cuales se pueden definir en forma aproximada los parámetros de elasticidad  $E$  y  $\nu$  del medio, se determinan en forma simplista las características geométricas de la estratificación para las condiciones de simple estratificación y de estratificación sucesiva con capas cuyos estados de esfuerzo de compresión, reducen su estado de fisuración con la profundidad; para ello se valúan los espesores de las capas e inclinación de las mismas, aplicando las leyes de refracción definidas en óptica.

- a) Para el caso de un estrato apoyado en un medio semi-infinito como se indica en la fig. 9a, se define su espesor en terminos de:

$$h = \frac{t_1}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}} = \frac{t_1}{2} \cdot \frac{V_1 \cdot V_2}{\sqrt{V_2^2 - V_1^2}} ; m$$

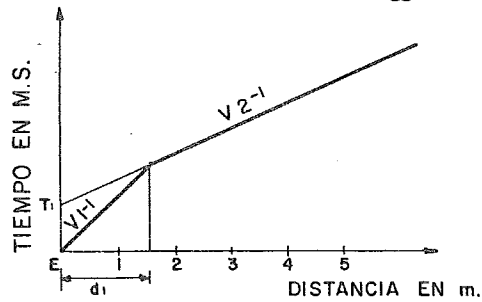
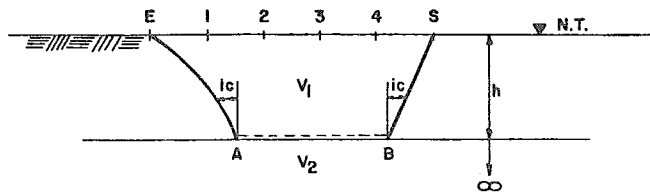
- b) Para el caso de dos estratos con espesor finito apoyados en un estrato semi-infinito (fig. 9b), los espesores se definen por:

$$h_1 = \frac{t_1}{2} \cdot \frac{V_1 \cdot V_2}{\sqrt{V_2^2 - V_1^2}} ; \quad m$$

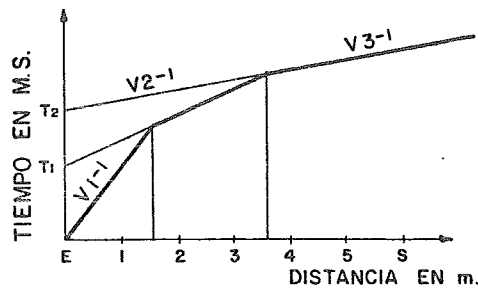
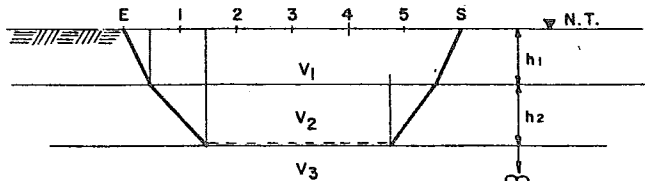
$$h_2 = (t_2 - 2 h_1 \cdot \frac{\sqrt{V_3^2 - V_1^2}}{V_2 - V_1}) \cdot \frac{V_3 \cdot V_2}{\sqrt{V_3^2 - V_2^2}} ; \quad m$$

Finalmente, las características de asimetría que presentan las líneas dromocrónicas obtenidas de la medición y según los sentidos (ES o SE), es posible determinar los espesores de los estratos con límites inclinados.

Gracias a este método sísmico, fue posible conocer el módulo estático de elasticidad después de la inyección con una ecuación que vincula el módulo estático con el dinámico, por medio de la relación establecida para las condiciones anteriores al inyectado.



(a)



(b)

DIAGRAMA ESPACIO - TIEMPO Y CURVAS DROMOCRONICAS.

Fig. 9

## 2.2 TECNICAS DE CAMPO .

La técnica utilizada para definir las características de carsticidad, de discontinuidad y de rigidez en la formación tanto antes del inyectado como después de él, fue planeada y ejecutada colocando tendidos dentro y fuera de los cilindros de cimentación correspondientes a la Pila No. 2, cuyas características se describen a continuación:

### a) Tendidos fuera de los cilindros.

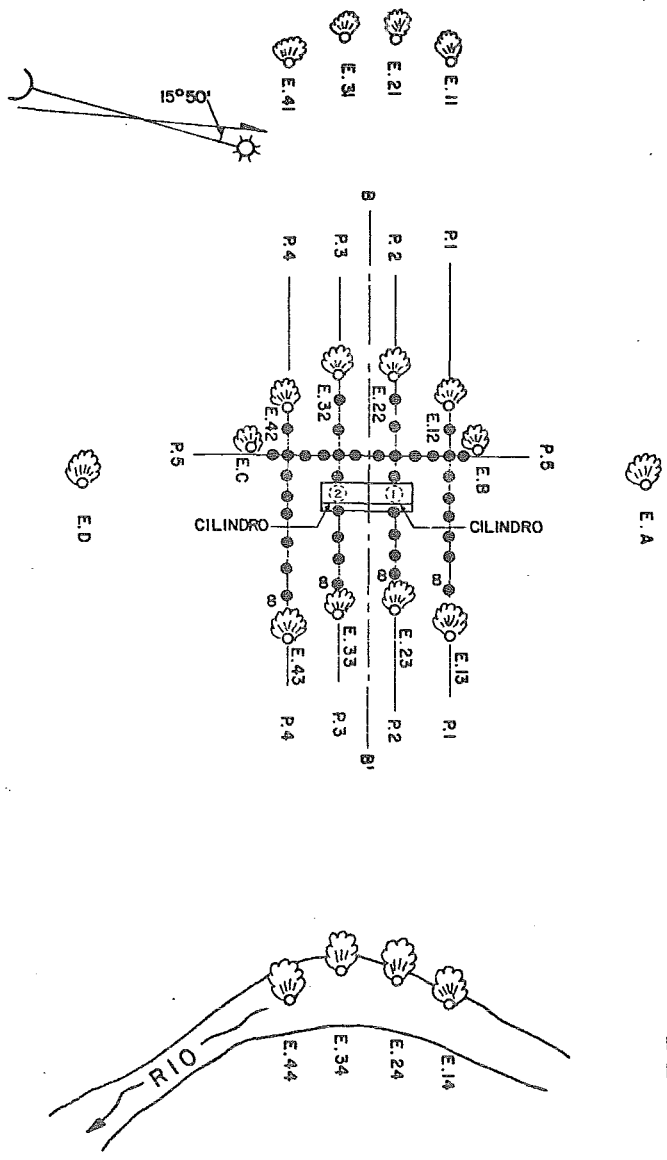
Se ubicaron 5 tendidos distribuidos en un área de 3 600 m<sup>2</sup>, estando cuatro de ellos orientados perpendicularmente al eje de los cilindros y sobre el talud, con una separación entre ellos de 10 m y el quinto perpendicular a los anteriores, como se indica en la Fig. 10.

En cada tendido se colocaron 8 geófonos con separaciones de 5 m registrándose los sismogramas para 6 explosiones de dinamita, cuyos focos se ubicaron - según la prolongación de los tendidos (dromocrónicos) y fuera de ellos (abanicos).

### b) Tendidos dentro de los cilindros.

Dentro de cada uno de los cilindros se colocaron 2 tendidos a lo largo de su eje vertical y con una equidistancia angular de 120° colocándose 8 geófonos con separaciones aproximadas de 3 m; los impactos u orígenes de las oscila -



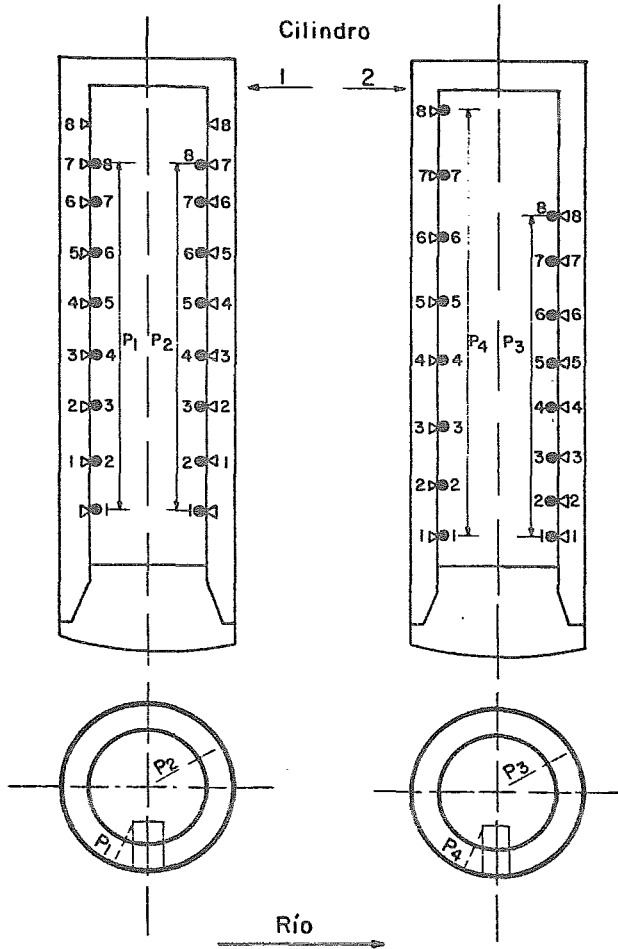


DISPOSICION DE LOS TENDIDOS DENTRO DE LA ZONA DE LA PILA No. 2

Fig. 10

## Microsísmica.

Escala 1:200



⊙ Antes de inyectar

⊕ Después de inyectar

UBICACION DE LOS GEOFONOS.

Fig. II

ciones, se provocaron sobre las paredes de los cilindros y en su parte superior e inferior según los tendidos (fig. 11).

### 2.3 ANALISIS DE LAS CURVAS DISTANCIA-TIEMPO .

#### a) Tendidos en el exterior de los cilindros .

Las curvas dromocrónicas constan en la mayoría de las veces de dos pendientes, así como de asimetría, lo que manifiesta la existencia de dos estratos diferentes. Estas curvas presentan cambios de pendientes lo cual es el resultado de la presencia de oquedades y discontinuidades en la formación. De estas gráficas distancia-tiempo, se calcularon las velocidades longitudinales que definieron variaciones de 300 a 800 m/seg, hasta una profundidad promedio de 20 m, a partir de la cual existieron variaciones locales de velocidades con rangos de 800 a 1 500 m/seg, y 800 a 2 500 m/seg, manifestándose éste último en la zona de aguas abajo. Esto indica que el área explorada aguas abajo presenta una mayor rigidez.

#### b) Tendidos en el interior de los cilindros .

De las velocidades de onda longitudinales calculadas en el interior de los cilindros, se consiguió una buena correlación con los datos obtenidos fuera de ellos y se observa una buena homogeneidad en la fabricación del concreto, habiendo registrado para éste, una velocidad media de 4 200 m/seg.

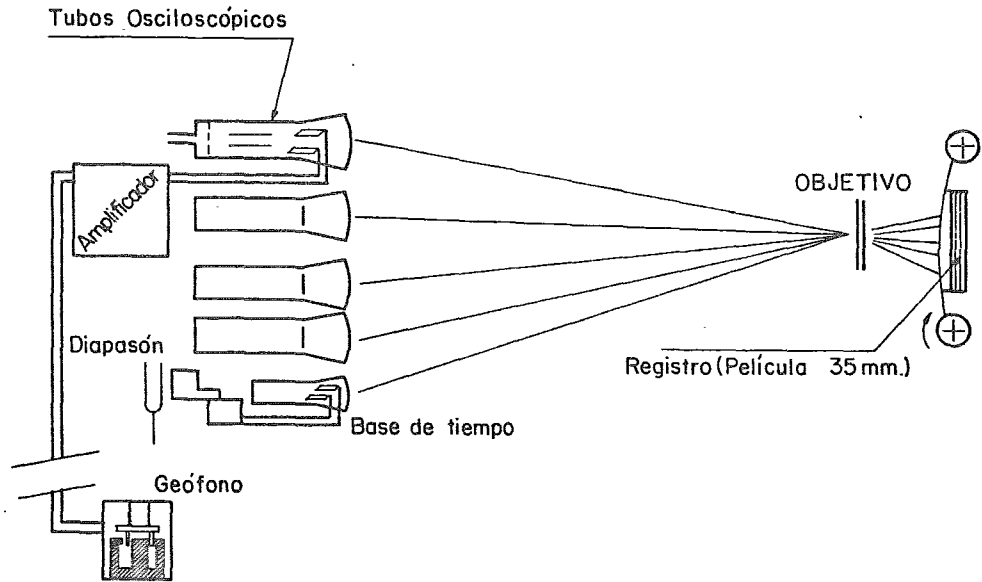
## 2.4 EQUIPO EMPLEADO .

El equipo usual para las medidas microsísmicas, se caracteriza por:

- a) Un laboratorio portátil de 8 canales, equipado de una base estabilizadora de tiempo, que proporciona la intensidad de corriente con una precisión de  $10^{-6}$  seg.
- b) Los amplificadores que complementan el equipo, corresponden a una ganancia recta entre 10 y 2 000 Hertz, con un coeficiente de amplificación de hasta 150 db.
- c) Los geófonos pueden ser del tipo unidireccional o multidireccional ; los primeros se adaptan a sismogramas de inductancia variable y los segundos a sismogramas de bobina móvil.
- d) Registro fotográfico formado por una cámara de 35 mm de movimiento eléctrico y velocidad variable, con un objetivo gran angular del tipo Berthi or 1/19.
- e) Película de alta velocidad y alto contraste, la que se revela y fija para su interpretación.

La figura del equipo empleado se presenta en el esquema de sistema utilizado en microsísmicas.

M -0028638



ESQUEMA DE SISTEMA UTILIZADO EN  
MICROSISMICAS

### 3. INYECCION EN LA FORMACION DE LA PILA NO. 2 .

#### 3.1 OBJETIVO DE LA INYECCION .

El objetivo principal fue el dar una continuidad de la formación, y su correcta interacción con los cilindros de cimentación, así como también su impermeabilización.

#### 3.2 ESPECIFICACIONES PARA EL INYECTADO EN LA ZONA DE CIMENTACION DE LA PILA No. 2 .

Los trabajos de inyectado en esta zona se efectuaron en tres etapas:

##### I. Formación de una pantalla perimetral .

Constituida por las pantallas denominadas primaria y secundaria, con objeto de confinar las inyecciones e impermeabilizar perimetralmente la zona por tratar.

##### II. Inyectado de Consolidación .

Que abarca la zona interior a la pantalla perimetral y que tiene por objeto consolidar la formación geológica que circunda a los cilindros de apoyo de la Pila No. 2.

### III. Inyección de contacto entre los cilindros y la roca adyacente .

Para mejorar las condiciones de empotramiento entre los cilindros y el terreno ya consolidado.

A continuación, se anotan las especificaciones correspondientes a cada una de estas etapas:

#### I. PANTALLA PERIMETRAL .

- 1º El avance de la perforación e inyección de la pantalla primaria se llevará del centro a los lados.
- 2º Una vez concluida la pantalla primaria, se proseguirá con la pantalla secundaria, inyectando en dirección hacia el cauce hasta concluir la pantalla perimetral.
- 3º Previo al inyectado de mortero se efectuarán pruebas de inyección de agua en las perforaciones realizadas, con objeto de definir consumos relativos de inyección, permeabilidad relativa en la formación y los efectos que sobre la estructura de la roca provocan las presiones de inyección.
- 4º Las perforaciones se realizarán con brocas de 76.2 mm.

- 5º El procedimiento de inyectado se llevará en progresiones descendientes, en tramos de 5 m, reperforando la zona ya inyectada para continuar con el tramo en turno, hasta alcanzar 25 m.
- 6º El inyectado se efectuará desde una boquilla colocada en el brocal del barreno, variando las presiones progresivamente desde 1 kg/cm<sup>2</sup>, del primero al quinto tramo de perforación.
- 7º En el caso de que se presenten caídas o pérdida del fluido de perforación, se inyectará de inmediato aún cuando la perforación no alcance la profundidad que le corresponde.
- 8º En la pantalla perimetral se utilizarán mezclas viscosas con el objeto de abatir los consumos; incluso, si a pesar de todos los consumos son altos, deberán utilizarse aditivos para acelerar el fraguado.
- 9º Para el inyectado se utilizará un mortero puzolánico con relaciones cemento-puzolana de 3:1 a 4:1. La relación agua-sólidos que se utilizará será de 1:1, aproximadamente.
- 10º Se considera sellado un barreno cuando al mantener la presión específica se tenga un consumo de 30 l/min
- 11º De los consumos que se observen en los barrenos, haciendo perfora -



ciones exploratorias preferentemente, se verá la necesidad de modificar la separación entre los barrenos o el criterio de consumo indicado en el párrafo 9º.

## II. INYECTADO DE CONSOLIDACION .

- 1º Las inyecciones de consolidación se efectuarán en frentes rectangulares concéntricos, inyectando desde la pantalla perimetral hacia las pilas, debiendo iniciar el inyectado de cada frente en los barrenos próximos al cauce.
- 2º Los diámetros de perforación serán de 76.2 mm .
- 3º El procedimiento de inyección será el mismo indicado en los párrafos 4º, 5º y 6º del inciso I.
- 4º Para el inyectado de consolidación se utilizarán mezclas fluidas en los primeros tramos de cada barreno, con el objeto de formar en lo posible una masa homogénea.
- 5º Para el inyectado se utilizará un mortero puzolánico con relación cemento-puzolana de 3:1 a 4:1. Las relaciones agua-sólidos que se utilizarán serán de 4:1, 3:1, 2:1 y 1:1, iniciando el inyectado en cada barreno con 4:1 y cambiando sucesivamente las proporciones a cada cincuenta sacos de consumo, hasta llegar a la relación 1:1 con

la cual debe sellarse el barreno. Un barreno se dará por sellado cuando se mantenga la presión especificada con un consumo de 30 lts/min, o menor.

6º Con la observación de los consumos y perforaciones intermedias, se afinarán las distancias entre barrenos para mejorar la eficiencia - en el proceso de inyección.

### III. INYECCIONES DE CONTACTO.

1º La inyección se efectuará desde el interior de los cilindros, ejecutando perforaciones radiales en las paredes de los cilindros, con brocas Nx y en distancias aproximadas de 5 m, tanto en dirección - vertical como perimetralmente, con una disposición en tresbolillo .

2º Inyección de mortero puzolánico, elaborado de acuerdo con las siguientes especificaciones:

- a) Dosificación cemento puzolana del orden de 3:1 a 4:1, en peso, empleando cemento tipo II.
- b) Relación agua-sólidos máxima de 3:1 utilizando principalmente, en la mitad superior de los cilindros, una relación aproximada de 2:1, con objeto de obtener la mayor resistencia y simultáneamente el mejor contacto posible entre los cilindros y la ro

ca adyacente.

- c) Deberán usarse aditivos del tipo retardante-dispersante-expansor.
- d) Resistencia a la compresión a los siete días mayor o igual a  $60 \text{ kg/cm}^2$ .
- e) Las especificaciones anteriores estarán sujetas a modificaciones, de acuerdo con los resultados prácticos obtenidos durante la inyección en el campo.

3º La inyección del mortero se efectuará de nivel de la base de los cilindros a la corona de los mismos, simultáneamente y por todas las perforaciones de un mismo nivel, utilizando presiones del orden de  $4 \text{ kg/cm}^2$ , en la boca del inyector y suspendiendo el inyectado hasta que el mortero se derrame por las perforaciones del nivel inmediato superior.

### 3.3 PLANEACION, PROGRAMA Y EJECUCION DEL INYECTADO .

Para poder llevar a cabo el programa de inyectado se hizo una planeación con el fin de optimizar la calidad a un costo mínimo.

El programa consiste en tres etapas:

### Primera Etapa .

Para reducir pérdidas por inyectado, así como de confinar las inyecciones e impermeabilizar la zona por tratar, se formó una pantalla perimetral, subdivida en pantallas primaria y secundaria.

### Segunda Etapa .

Esta consistió en el inyectado interior a la pantalla perimetral, con el objeto de mejorar la formación alrededor de los dos cilindros de apoyo de la Pila No. 2.

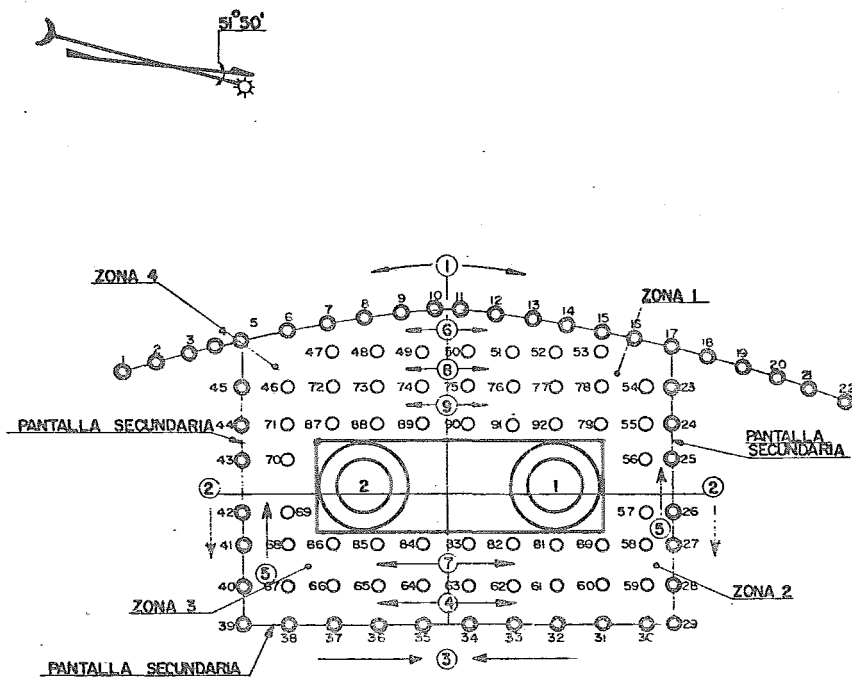
### Tercera Etapa .

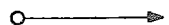
Para mejorar las condiciones de adherencia entre cilindros y suelo ya tratado se procedió a la inyección de contacto entre ambos elementos.

El sentido de cada etapa es el que se indica en la figura 12.

La inyección se llevó a cabo en forma descendente con brocas Nx de 76.2 mm, y se fueron inyectando subtramos de 5m, hasta una profundidad dada, proceso en el cual se reperforaba los tramos superiores ya inyectados.

Las presiones de inyectado a partir de las boquillas superficiales variaron linealmente en 1 kg/cm<sup>2</sup> por cada subtramo inyectado, limitando la presión a




  
 Orden y sentido de las inyecciones.

RIO

ZONA	No. PERFORACIONES
PANTALLA PRIMARIA	22
PANTALLA SECUNDARIA	23
ENTRE PANTALLAS	47
TOTAL	92

LOCALIZACION DE LOS POZOS DE INYECCION

FIG. 12

un máximo de 5 kg/cm<sup>2</sup>.

La longitud de los barrenos de inyectado fue de 30 m como mínimo, bajo la corona superficial de los cilindros, y ocasionalmente se incrementó, hasta que los subtramos de inyección manifestasen en la pantalla perimetral consumos de 1.5 m<sup>3</sup>/subtramo y en los barrenos localizados en la zona interior, - consumos de 3 m<sup>3</sup>/subtramo, considerándose sellado el barreno cuando se mantenía consumos del orden de 30 lts/min.

Para poder hacer el inyectado de la tercera etapa hubo que perforar a través de los cilindros con brocas Nx de 76.2 mm, de diámetro con una disposición tresbolillo.

La forma como se llevó la inyección fue simultánea, del nivel de la base de los cilindros a la corona de los mismos, inyectándose todas las perforaciones de una misma altura, con presiones de 4 kg/cm<sup>2</sup> hasta que empezaba a salir el mortero por los agujeros inmediatos superiores.

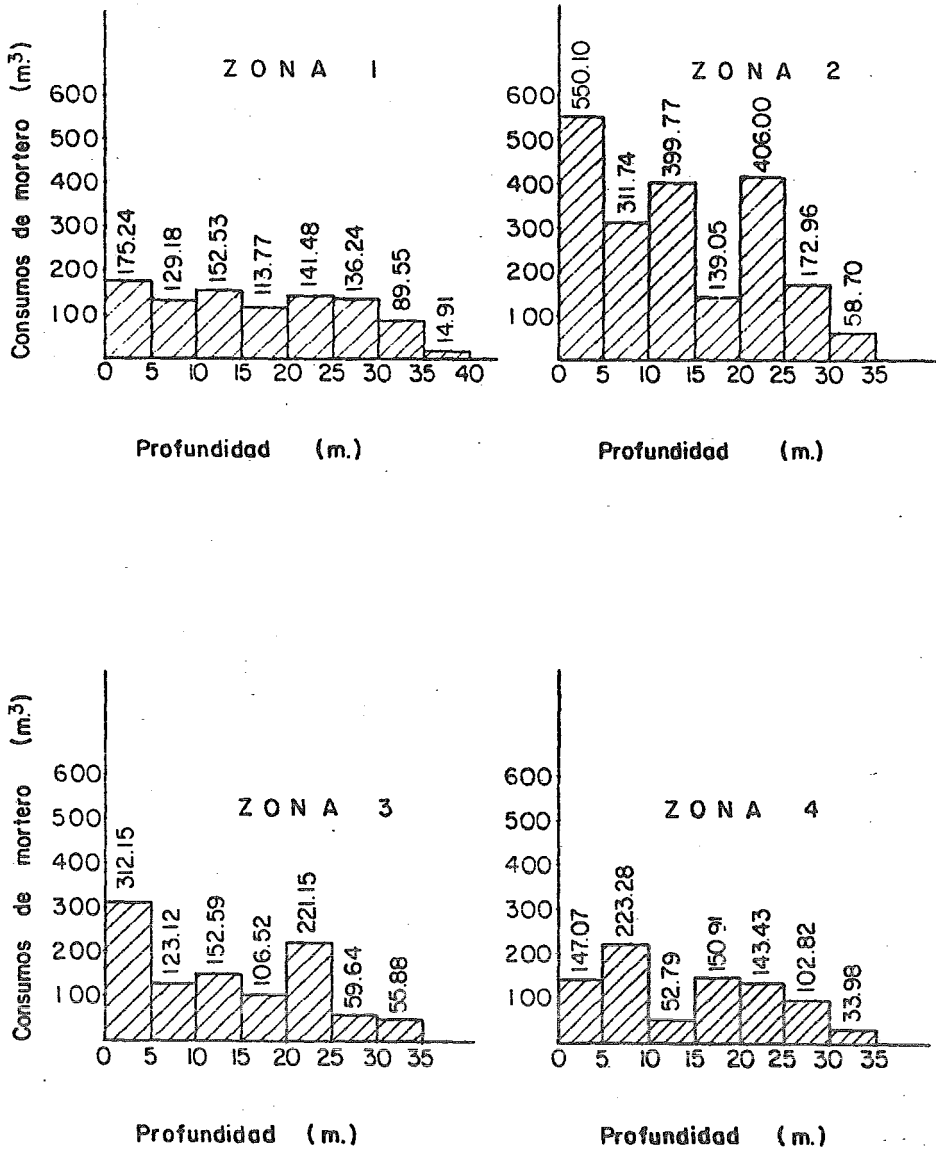
#### 3.4 PROPORCIONAMIENTO DE MEZCLAS .

Durante el inyectado se utilizaron proporcionamientos de sólidos de cemento Portland-Puzolana, los cuales en peso variaron de 3:1 a 4:1 respectivamente, habiendo utilizado en su mayoría cemento Portland del tipo II. Además se utilizaron relaciones de agua-sólidos, las que variaron de 1:1 a 4:1. según el siguiente criterio:

En la pantalla perimetral se utilizó el procedimiento agua-sólido de 1:1 . En el interior de la pantalla perimetral, así como en el interior de los cilindros, el proporcionamiento agua-sólidos, varió dentro de su rango de 4:1 a 1:1 respectivamente.

#### CONCLUSIONES :

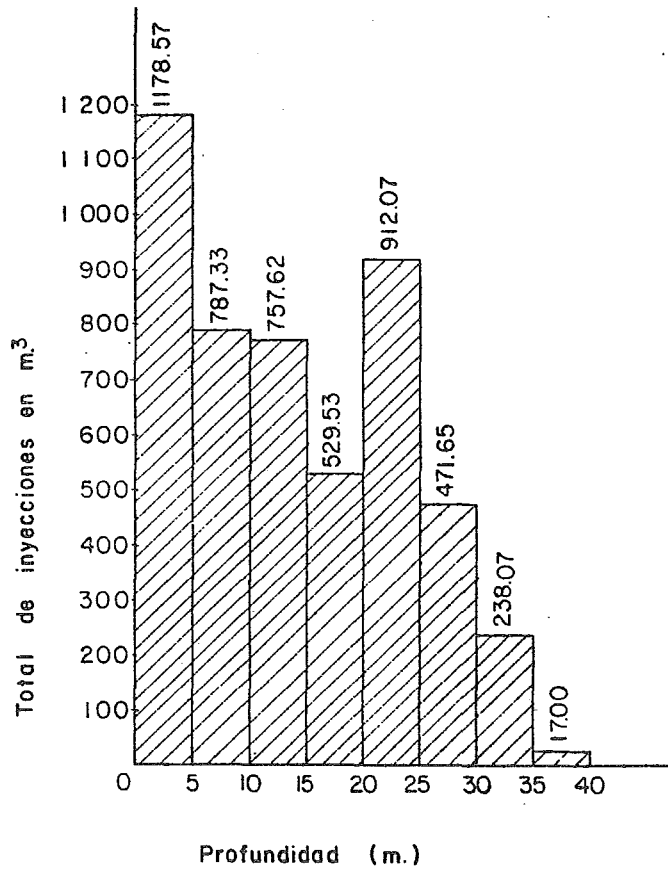
- 1) El consumo total de mortero inyectado fue de 5 000 m<sup>3</sup> aproximadamente , correspondiendo a las dosificaciones agua-sólido de 1:1 y 4:1 el 75% y 18% respectivamente.
- 2) El consumo de mortero por metro cuadrado en el área estabilizada fue de 7 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>, para una profundidad de 30 m, en promedio.
- 3) La longitud total de perforación y reperforación fue de 11 400 m, correspondiendo el 28% a la primera operación y el 72% a la segunda.
- 4) Las pérdidas durante el inyectado fueron restringidas con eficiencia, mediante el uso de viruta de madera.
- 5) Del examen de los consumos parciales con la profundidad, dentro de las cuatro subzonas en que se dividió el área estabilizada, (fig. 12), se registraron bajos consumos para las zonas de aguas abajo, lo que corresponde comparativamente a la mayor rigidez detectada por el procedimiento geosísmico. (La fig. 13 presenta unas gráficas de consumos por zonas).



GRAFICAS POR ZONAS DE LOS CONSUMOS PARCIALES DE MORTERO EN LAS CORRESPONDIENTES PROGRESIONES.

Fig. 13





CONSUMO TOTAL DE MORTERO EN LAS CORRESPONDIENTES  
PROGRESIONES DEL AREA INYECTADA.

Fig. 14

6) Del exámen de los consumos totales para las progresiones de inyección, se concluyó la poca estabilidad de los depósitos superficiales dentro de los primeros cinco metros de profundidad, así como discontinuidad por carsticidad, para profundidades de 20 a 25 m (fig. 14).

7) Con el objeto de conocer la bondad de la inyección se consideró necesario efectuar otro estudio geosísmico posterior a la misma, para compararlo con el realizado antes de inyectar.

#### 4. RESULTADO DEL ESTUDIO GEOSISMICO DESPUES DE LA INYECCION.

El método y la localización de los tendidos fueron exactamente los mismos, excepto los tendidos  $P_1$  y  $P_2$  del cilindro número 1, que fueron desplazados hacia la superficie en 1.60 m y 2.00 m respectivamente.

Para poder hacer comparaciones con los resultados anteriores a la inyección se analizaron tres zonas, en las que se puede notar las variaciones de las velocidades a medida que aumentaba la profundidad.

a) ZONA SUPERFICIAL. Esta zona comprende de 5 a 7 m de profundidad.

PERFILES	TRATAMIENTO		PORCENTAJE
	ANTES	DESPUES	
$P_1$	700 m/s	400 m/s	- 43%
$P_2$	650 m/s	550 m/s	- 31%
$P_3$	550 m/s	550 m/s	0%
$P_4$	550 m/s	450 m/s	- 18%
$P_5$	750 m/s	750 m/s	0%

El promedio de estos valores es de:

Antes del tratamiento : 640 m/seg  
 Después del tratamiento : 540 m/seg  
 Porcentaje : - 18.40%

Para esta zona se tiene una pérdida de velocidad longitudinal del orden de 18.40%, ocasionada por los efectos de la inyección sobre la estructura de los depósitos superficiales crecientes.

b) ZONA INTERMEDIA . Comprende desde 5 a 7 m, hasta 20 m. Aquí comienza a ser efectiva la inyección con un aumento de la velocidad longitudinal de 41.5 % y los resultados son los siguientes:

PERFILES	TRATAMIENTO		PORCENTAJE
	ANTES	DESPUES	
P <sub>1</sub>	1 300 m/s	1 950 m/s	50 %
P <sub>2</sub>	850 m/s	1 500 m/s	76.5%
P <sub>3</sub>	950 m/s	1 100 m/s	15.8%
P <sub>4</sub>	850 m/s	1 300 m/s	53 %
P <sub>5</sub>	1 250 m/s	1 500 m/s	20 %

Cuyo promedio es:

Antes del tratamiento: 1 040 m/seg  
 Después del tratamiento: 1 470 m/seg  
 Porcentaje: 41.50 %

c) ZONA PROFUNDA . La profundidad de esta zona abarca desde los 20m hasta los 25 a 30 m.

PERFILES	TRATAMIENTO		PORCENTAJE
	ANTES	DESPUES	
P <sub>1</sub>	2 000 m/s	2 200 m/s	10 %
P <sub>2</sub>	2 100 m/s	1 950 m/s	- 7.15%
P <sub>3</sub>	1 300 m/s	2 000 m/s	54 %
P <sub>4</sub>	2 500 m/s	2 100 m/s	- 16 %
P <sub>5</sub>	1 300 m/s	1 500 m/s	15.40%

El promedio de estos valores:

Antes del tratamiento: 1 840 m/seg

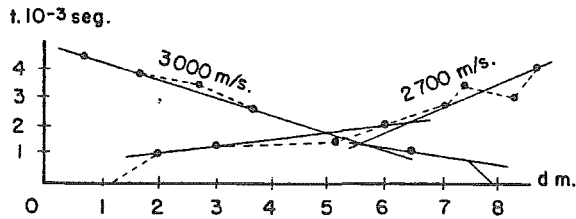
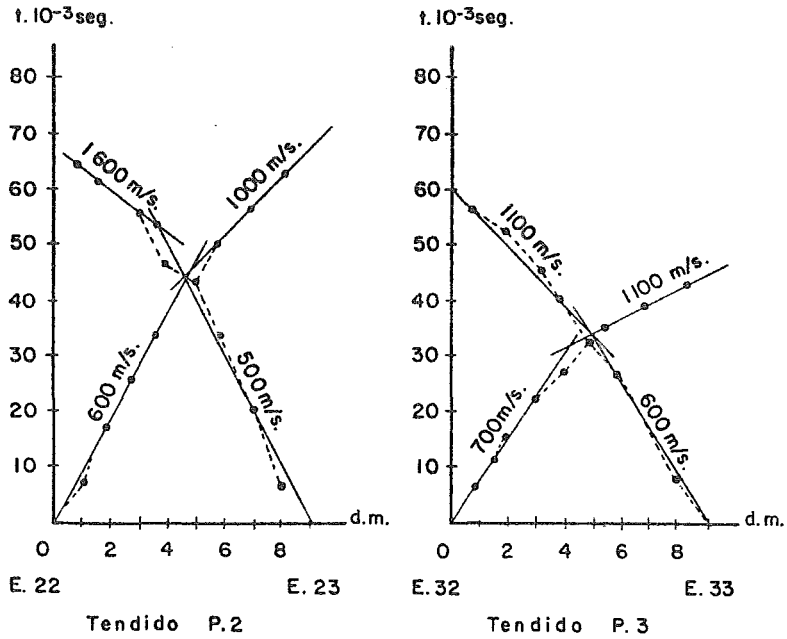
Después del tratamiento: 1 950 m/seg

Porcentaje: 6 %

Aunque presenta un incremento en la velocidad longitudinal es la que menos ha cambiado, esto significa un efecto reducido de la inyección a esta profundidad.

Las figuras 15 y 16 son las dromocrónicas representativas, antes y después de la inyección.

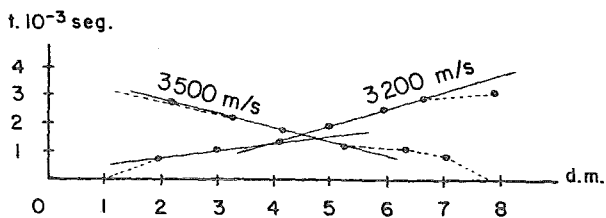
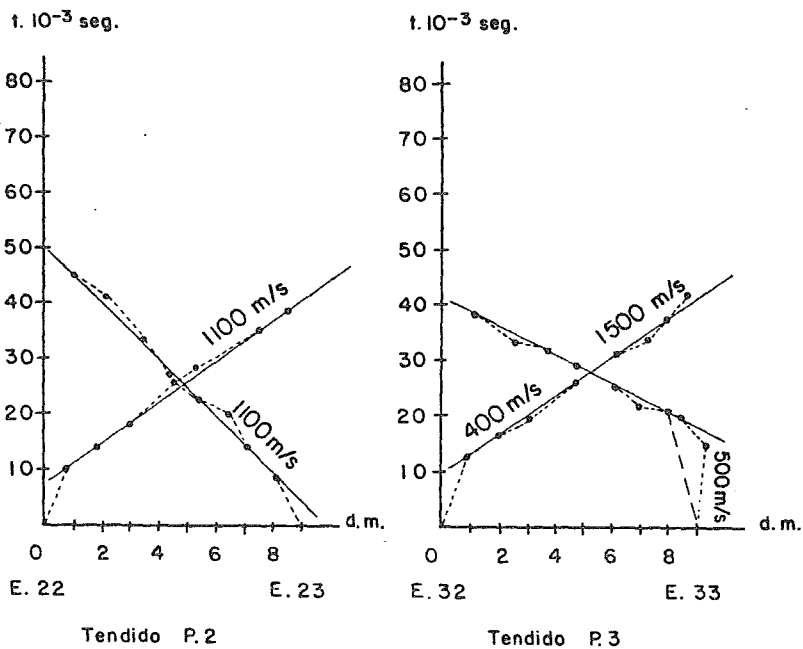
Las figuras 17 y 18 resumen los incrementos de velocidades longitudinales por la inyección.



Tendido eje longitudinal del cilindro.

LINEAS DROMOCRONICAS ANTES DE LA INYECCION.

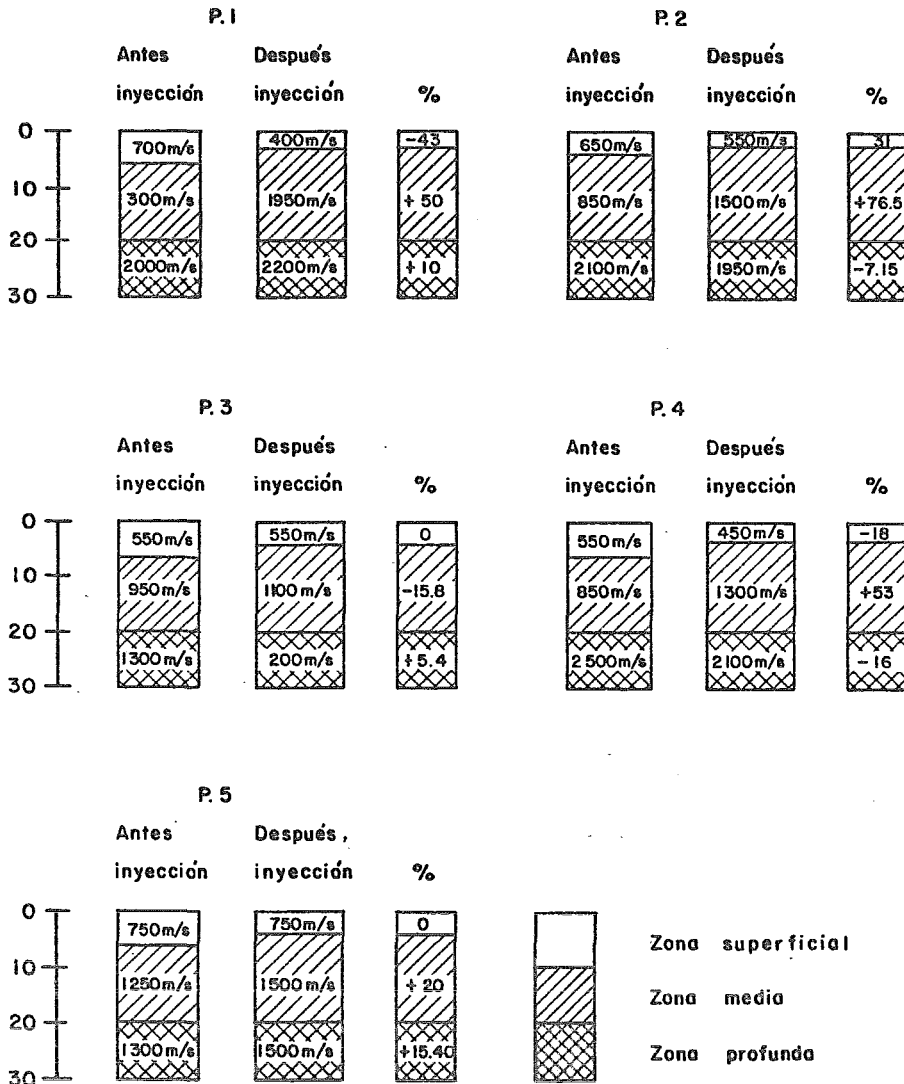
Fig. 15



Tendido eje longitudinal del cilindro

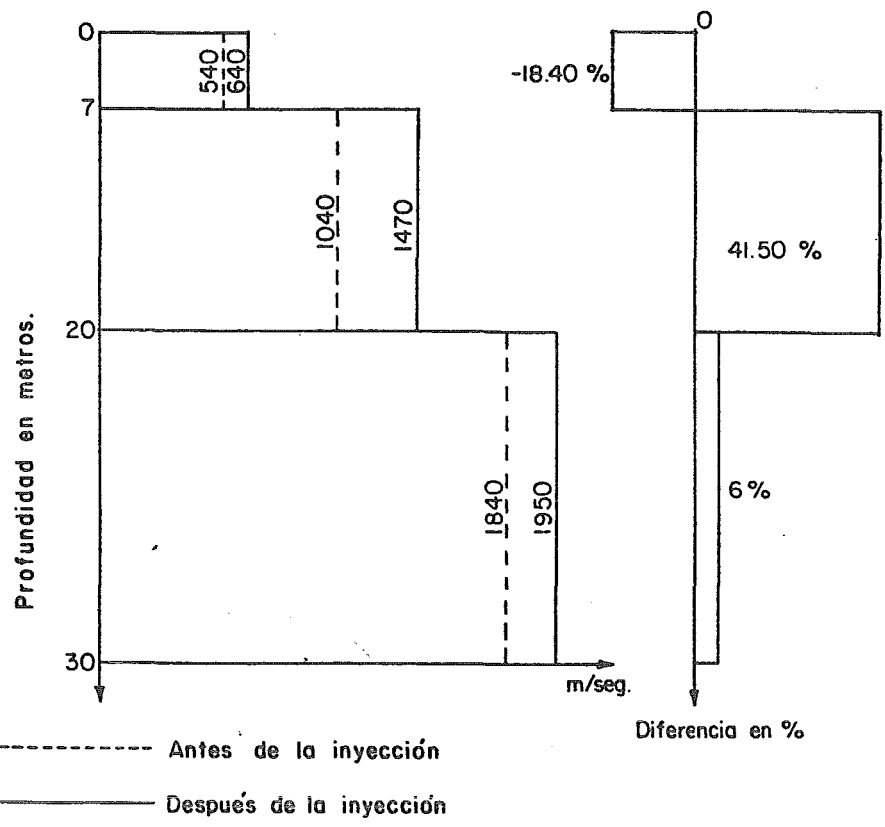
LINEAS DROMOCRONICAS DESPUES DE LA INYECCION

Fig. 16



COMPARACION DE VELOCIDADES LONGITUDINALES  
ANTES Y DESPUES DE LA INYECCION

Fig. 17



VARIACION DE LAS VELOCIDADES DE PROPAGACION CON LA PROFUNDIDAD.

Fig. 18



Con los resultados obtenidos en esta investigación geosísmica, se calculan los diferentes módulos dinámicos de elasticidad ( $E_d$ ), mediante la aplicación de la ecuación.

$$E_d = a^2 \rho (1 - \nu) (1 + 2\nu) / 1 - \nu$$

donde:

- a = Velocidad longitudinal
- $\rho$  = Masa específica
- $\nu$  = Relación de Poisson

Al punto en que se determinó el módulo estático ( $E = 48\,300 \text{ kg/cm}^2$ ) por medio de la prueba de placa, le corresponde un módulo dinámico de:

$$E_d = 49\,768 \text{ kg/cm}^2$$

Con lo cual se obtiene la siguiente ecuación de transferencia.

$$E = 0.97 E_d$$

Lo que permite calcular los diferentes módulos estáticos en las formaciones geológicas. La tabla siguiente presenta los módulos estáticos referidos a dos capas, una superficial de 20 m de profundidad y otra que comprende desde los 20 m hasta los 30 m, para las condiciones de antes y después de rea-

lizada la inyección.

Porf. m.	Módulos estáticos en kg/cm <sup>2</sup> .	
	Antes del Inyectado	Después del Inyectado
20	15 430	36 554
30	48 300	64 323

Los valores anteriores permiten apreciar la efectividad del tratamiento del terreno en lo que corresponde a su módulo de elasticidad. En el estrato superior, la relación de los módulos es de 2.36, y en el estrato inferior de 1.33.

Por otra parte, se consideró que el concreto armado de la estructura de la pila tiene un módulo de elasticidad de:

$$E_p = 200\,000 \text{ kg/cm}^2$$

Los módulos estáticos de los dos estratos después de inyectados y el módulo elástico anterior constituyen los valores básicos considerados en el prototipo, de los cuales se parte para establecer la escala mecánica de los esfuerzos y los módulos elásticos en el modelo, para una determinada condición de las deformaciones unitarias.

**CONCLUSIONES :**

Los resultados anteriores ponen de manifiesto que el tratamiento de inyección realizado en la Pila No. 2, a base de cemento puzolana fue satisfactorio, presentando un incremento substancial del módulo de elasticidad y el sello de las oquedades existentes. Con la posibilidad de presentarse esfuerzos horizontales críticos, que pudiesen provocar algún movimiento anormal de la Pila No. 2, por la cedencia en la zona débil o crítica, se determinó a partir del método microsísmico que dicha zona o zona media alcanzó mejoras en su rigidez dentro de un rango de el 135% y para la zona profunda de el 35%; luego finalmente se puede decir que se alcanzó con éxito el objetivo geotécnico fijado.

C A P I T U L O V.

MODELO REALIZADO EN EL LABORATORIO

## V. MODELO REALIZADO EN EL LABORATORIO .

La elaboración de un modelo queda justificada cuando la solución matemática del prototipo no existe o bien cuando involucra una serie de incertidumbres, e hipótesis que generalmente llevan a resultados poco confiables.

Existen dos causas esenciales para la investigación de los modelos:

1. Para verificar los métodos analíticos en los límites de la teoría - de la elasticidad, se usan modelos elásticos.
2. Para investigar la distribución real de los esfuerzos en la estructura y su cimentación, su comportamiento en conjunto y su estabilidad o factor de seguridad, se usan los modelos de materiales equivalentes de características semejantes a los de la naturaleza.

Por otra parte, es necesario considerar en algunas ocasiones como en el caso que nos ocupa, la heterogeneidad de los materiales de la estructura en cuestión, particularmente cuando la influencia de la cimentación sobre el comportamiento de la misma no puede ser ignorada. De aquí que los métodos más adecuados para solucionar estos tipos de problemas sean los experimentales.

1. SELECCION DE LOS MATERIALES Y CARACTERISTICAS DEL MODELO .

El conocimiento de las propiedades de los materiales que constituyen la Pila

Nó. 2 (prototipo) y el suelo de la cimentación, así como los elementos mecánicos que actúan sobre la estructura, permitieron establecer la base principal en la determinación de las características del modelo físico y la elección de los materiales adecuados para su confección.

A continuación se presentan los estudios realizados para determinar las propiedades de estos materiales:

a) Mezclas de yeso, diatomita y agua.

Se emplearon tres mezclas para la elaboración del modelo, cuyos componentes son: yeso, agua y diatomita, en diferentes proporciones.

Para definir estas proporciones en cada mezcla, se tomaron en cuenta básicamente los datos experimentales proporcionados y obtenidos en los laboratorios de Mecánica de Suelos del Departamento de Ingeniería Experimental de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos; también se usaron los contenidos en el informe "Investigación de Materiales para la Construcción de Modelos de Estructuras y Mecánica de Rocas del Departamento de Puentes", Dirección General de Proyectos de Vías Terrestres de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.

Primero fue necesario regular las proporciones de la mezcla de acuerdo con la "consistencia", la cual se define por la magnitud del diámetro de una pastilla de yeso que se forma sobre un cristal, al escurrir la mezcla a través del cono del consistómetro (fotos 1 y 2).

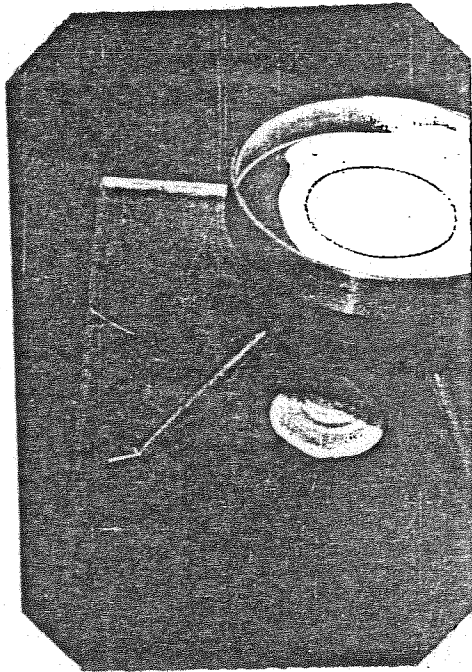


FOTO No. 1.  
CONSISTOMETRO EN OPERACION.

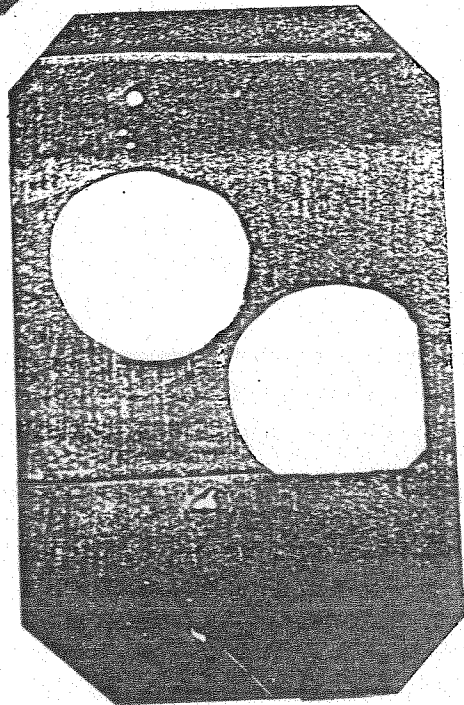


FOTO No. 2.  
PASTILLAS DE YESO OBTENIDAS POR MEDIO DEL CON  
SISTOMETRO.

Se considera consistencia normal de una mezcla de yeso aquella para la cual el diámetro de la pastilla es de  $11.5 \text{ cm} \pm 0.5$ .

A fin de conocer las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en el modelo, se elaboraron prismas con sección de  $3.8 \text{ cm} \times 3.8 \text{ cm}$ , y longitud de  $15.0 \text{ cm}$ , los cuales se instrumentaron por medio de extensómetros eléctricos (strain gages), una vez alcanzado su estado seco.

El método consistió en pesar y medir resistencias eléctricas de los prismas en diferentes tiempos hasta que los pesos de cada uno de ellos se conservaba constante, lo cual significaba que el contenido de humedad era nulo. Una vez conocidos el peso seco y el húmedo del prisma en cada tiempo, se pudo sacar la cantidad de humedad con su resistencia óhmica medida para cada uno de los diferentes instantes y para cada mezcla, obteniéndose gráficas para distintas relaciones agua-yeso de Humedad-Resistencia. De estas gráficas se observó que a medida que el yeso perdía agua, la resistencia se iba a infinito. En consecuencia, las gráficas fueron de gran utilidad ya que por medio de ellas se llegó a conocer midiendo las resistencias en el modelo el momento para el cual se haya logrado la humedad prácticamente cero, valor requerido por la similitud para probar el modelo.

Posteriormente fueron sometidos estos prismas a la prueba de carga uniaxial, hasta llegar a la ruptura y, mediante el estudio gráfico correspondiente, se determinaron sus módulos de elasticidad y los esfuerzos de ruptura a la compresión. (fotos 3, 4, 5, 6 y 7).



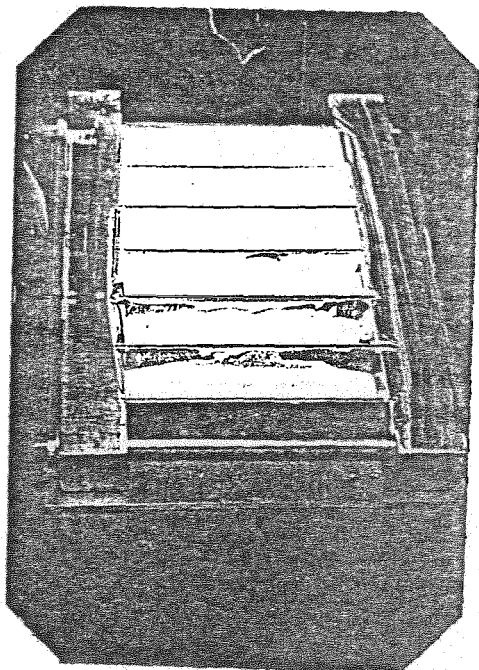


FOTO No. 3.

MOLDE DE PRISMAS, COLANDO UNA  
MEZCLA DE YESO.

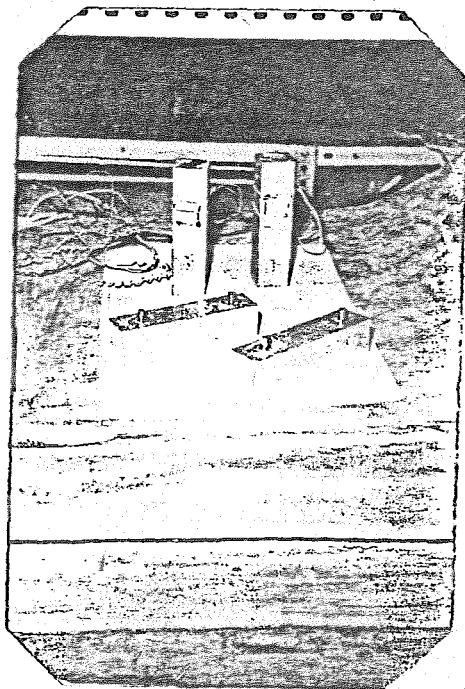


FOTO No. 4.

PRISMAS CON ELECTRODOS  
DE CONTROL DE HUMEDAD,  
Y EXTENSOMETROS ELEC -  
TRICOS.

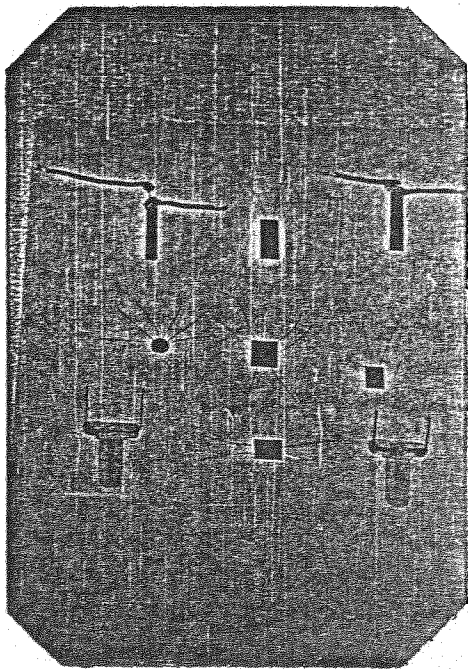


FOTO No. 5.

DIFERENTES TIPOS DE EXTENSOMETROS ELECTRICOS (STRAIN GAGES).

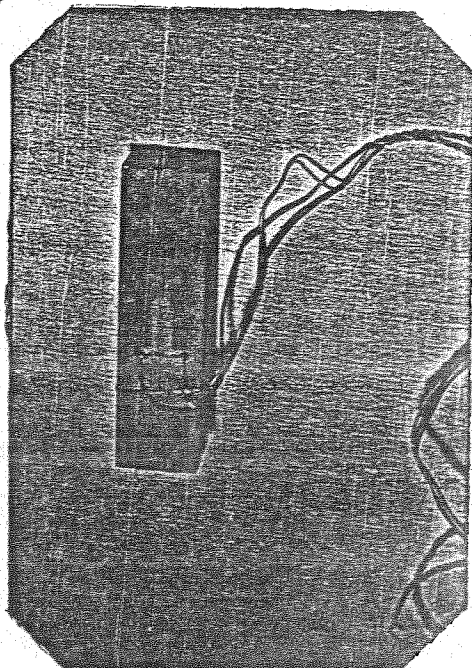


FOTO No. 6.

PRISMA INSTRUMENTADO CON EXTENSOMETROS ELECTRICOS (EN CARAS OPUESTAS PARA DETERMINAR EL MODULO DE ELASTICIDAD).

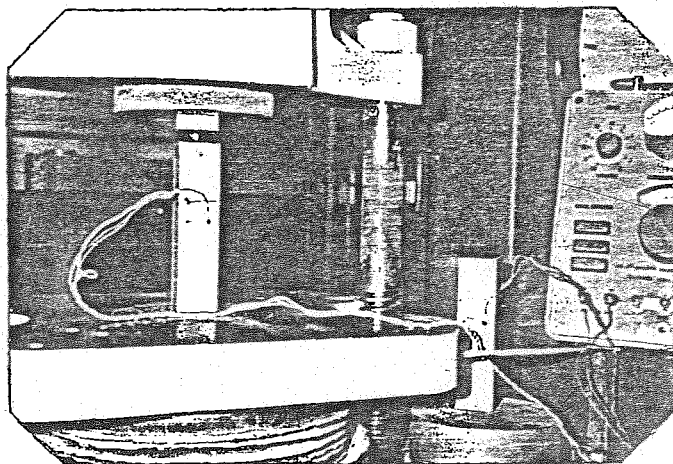


FOTO No. 7. PRUEBA DE CARGA UNIAXIAL EN PRISMA INSTRUMENTADO CON EXTENSOMETROS ELECTRICOS PARA DETERMINAR EL MODULO DE ELASTICIDAD DE LAS MEZCLAS DE YESO EMPLEADAS EN EL MODELO.

Los resultados obtenidos en estas pruebas se presentan en la tabla 1. Asimismo, la figura 19 presenta una correlación entre los módulos de elasticidad y las correspondientes relaciones agua-yeso.

b). Módulos de Elasticidad en los materiales del modelo .

Para representar el material de la pila en el modelo, se escogió una mezcla de yeso y diatomita, identificada con el No. 17-SM4, con la que se fabricaron los prismas representativos Nos. 10, 11, 16 y 17, que fueron instrumentados por medio de extensómetros eléctricos y sometidos a la prueba de carga axial. El módulo de elasticidad correspondiente a esta mezcla es:

$$E'_m = 55\,500 \text{ kg/cm}^2$$

y el esfuerzo de ruptura.

$$R'_m = 107 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{fig. 28})$$

Para representar el material del estrato superior del suelo de cimentación en el modelo, fue seleccionada una mezcla de yeso, diatomita y agua, cuyo resultado en la prueba de carga dió el módulo de elasticidad promedio siguiente:

$$E''_m = 10\,000 \text{ kg/cm}^2$$

**CARACTERISTICAS DE MEZCLAS DE :**  
**YESO, AGUA, ARENA, DIATOMITA Y CEMENTO PORTLAND I**  
**(Experiencia del Depto. Geotecnia D.G.P.V.T. SAHOP)**

PRISMA No.	P R O P O R C I O N (en peso)						MEZCLA No.	RESIST. R Kg/cm <sup>2</sup>	MODULO ELASTICO E Kg/cm <sup>2</sup>	Peso Vol. $\gamma_d$ Kg/dm <sup>3</sup>	E/R
	yeso Y	agua A	arena S	diatomita D	cimento C	retardador R					
10	1	0.57	0	0.05	0	0.004	17-SM4	106.63	55 500	1.28	520
11	1	0.57	0	0.05	0	0.004	17-SM4	93.69	55 500	1.28	592
16	1	0.57	0	0.05	0	0.004	17-SM4	104.40	55 500	1.28	532
17	1	0.57	0	0.05	0	0.004	17-SM4	107.40	55 500	1.28	517
43	1	1.3	0	0.30	0	0.005	15-SM15	34.70	18 000	0.752	519
45	1	1.3	0	0.30	0	0.005	15-SM15	32.24	18 000	0.752	558
46	1	1.3	0	0.30	0	0.005	15-SM15	37.40	17 400	0.752	465
55	1	1.70	0	0.43	0	0.005	16-SM2	17.08	9 200	0.722	539
57	1	1.70	0	0.43	0	0.005	16-SM2	13.69	8 200	0.722	599
60	1	1.70	0	0.43	0	0.005	16-SM2	14.83	8 300	0.722	559
110	1	0.57	0	0	0	0.004	17-SM5	113.20	65 000	1.22	574
113	1	0.57	0	0	0	0.004	17-SM5	73.70	63 000	1.22	855
114	1	0.57	0	0	0	0.004	17-SM5	88.60	67 500	1.22	761
116	1	0.57	0	0	0	0.004	17-SM5	84.40	60 000	1.21	711
117	1	0.57	0	0	0	0.004	17-SM5	57.90	57 500	1.21	993
119	1	0.57	0	0	0	0.004	17-SM5	89.90	55 000	1.21	612
120	1	0.57	0	0	0	0.004	17-SM5	92.20	58 000	1.21	629
338	1	0.80	0.77	0	0.53	0	2-SM-SC-8	178.00	104 000	1.57	584
339	1	0.80	0.77	0	0.53	0	2-SM-SC-8	165.30	98 000	1.57	592
340	1	0.80	0.77	0	0.53	0	2-SM-SC-8	169.00	99 500	1.57	588

**NOTA:**

YESO TIPO TIGRE  
 ARENA MINA 100-200  
 CEMENTO PORTLAND-I  
 DIATOMITA "WHITE FLOSS"  
 RETARDADOR - CITROS

Prismas de 3.8 x 3.8 x 15 cm.  
 Deformaciones unitarias determinadas  
 con extensómetros eléctricos ubicados  
 en la parte media de la long. del  
 prisma.  $\gamma = 0.20$

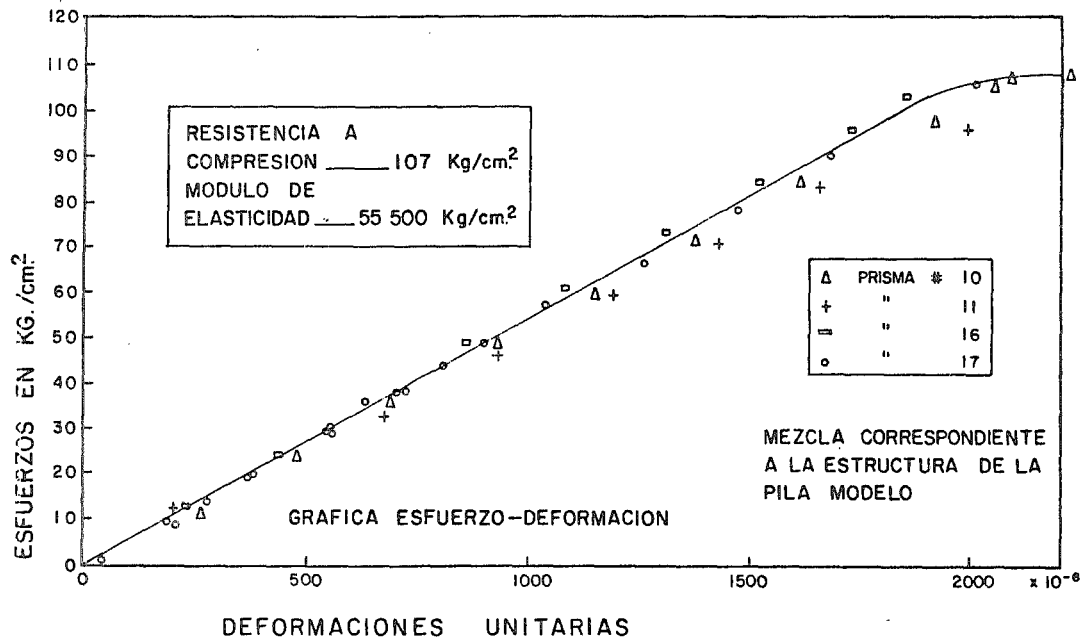


Fig. 19

y el esfuerzo de ruptura:

$$R_m'' = 18 \text{ kg/cm}^2$$

El estrato inferior del suelo de cimentación se reprodujo en el modelo por medio de la mezcla No. 15-SM15, que contiene yeso, agua y diatomita. De los resultados obtenidos en las pruebas de carga uniaxiales realizadas en prismas se encontró el módulo de elasticidad.

$$E_m''' = 18.000 \text{ kg/cm}^2$$

y el esfuerzo de ruptura de:

$$R_m'''' = 34 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{fig. 20})$$

En la figura 20 se dan a conocer además, los resultados de la prueba de carga midiendo las deformaciones unitarias transversales mediante la colocación adicional de un extensómetro eléctrico en posición normal respecto al eje del prisma. La relación de Poisson ( $\nu$ ) obtenida varía entre 0.19 y 0.22, y representa un parámetro adimensional que debe satisfacerse en el material del modelo.

Con objeto de representar en el modelo el armado metálico de las columnas y cilindros de la pila del prototipo, se utilizaron varillas de latón de dos -

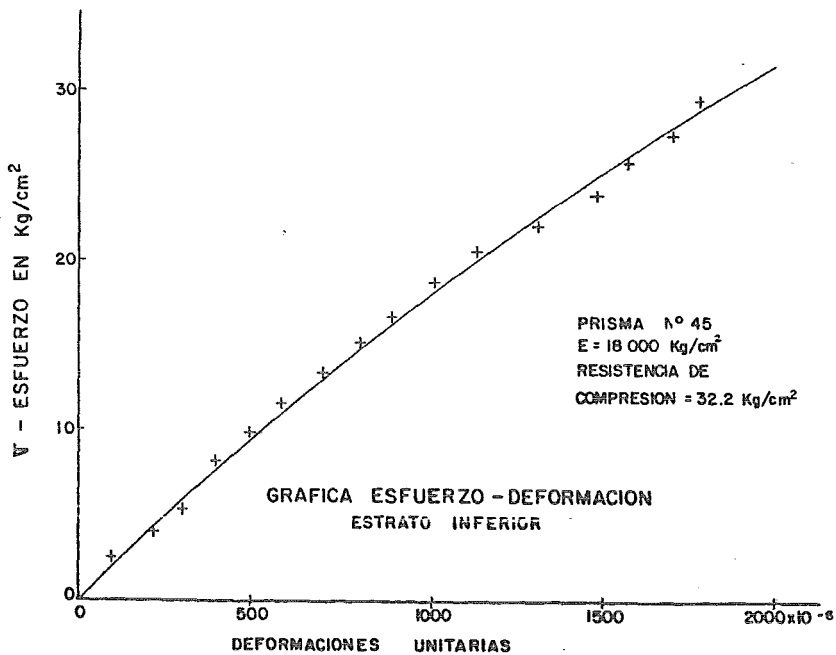
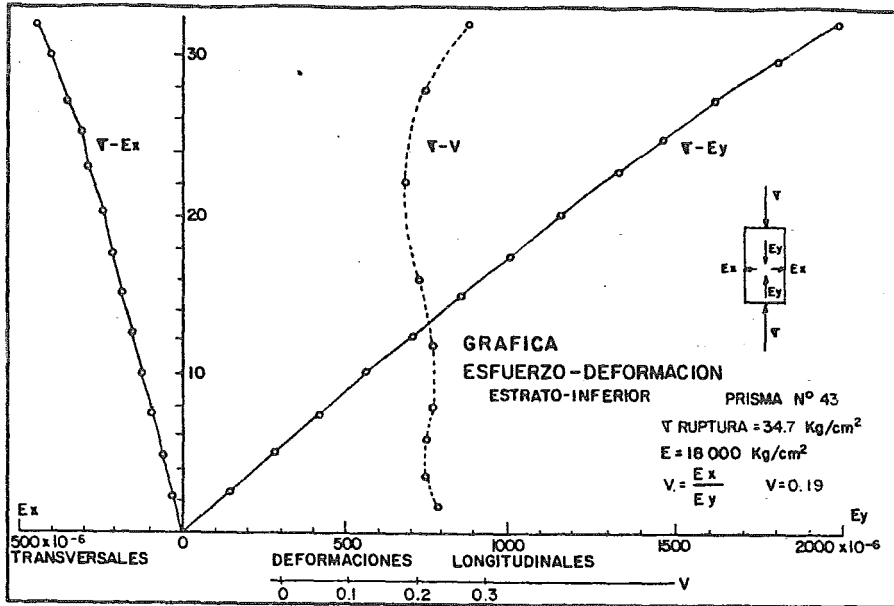


Fig. 20



diámetros, 3.2 mm y 1.65 mm, con un módulo de elasticidad aproximado de ----  
900 000 kg/cm<sup>2</sup>.

c) Similitud. Escalas.

En general, la similitud mecánica en un modelo se define solamente por medio de tres parámetros independientes: geometría, fuerza y tiempo.

En el presente modelo se consideró únicamente el problema de la estática, con lo cual se excluye el tiempo del fenómeno quedando básicamente dos parámetros: la geometría y la fuerza.

- Escala Geométrica.

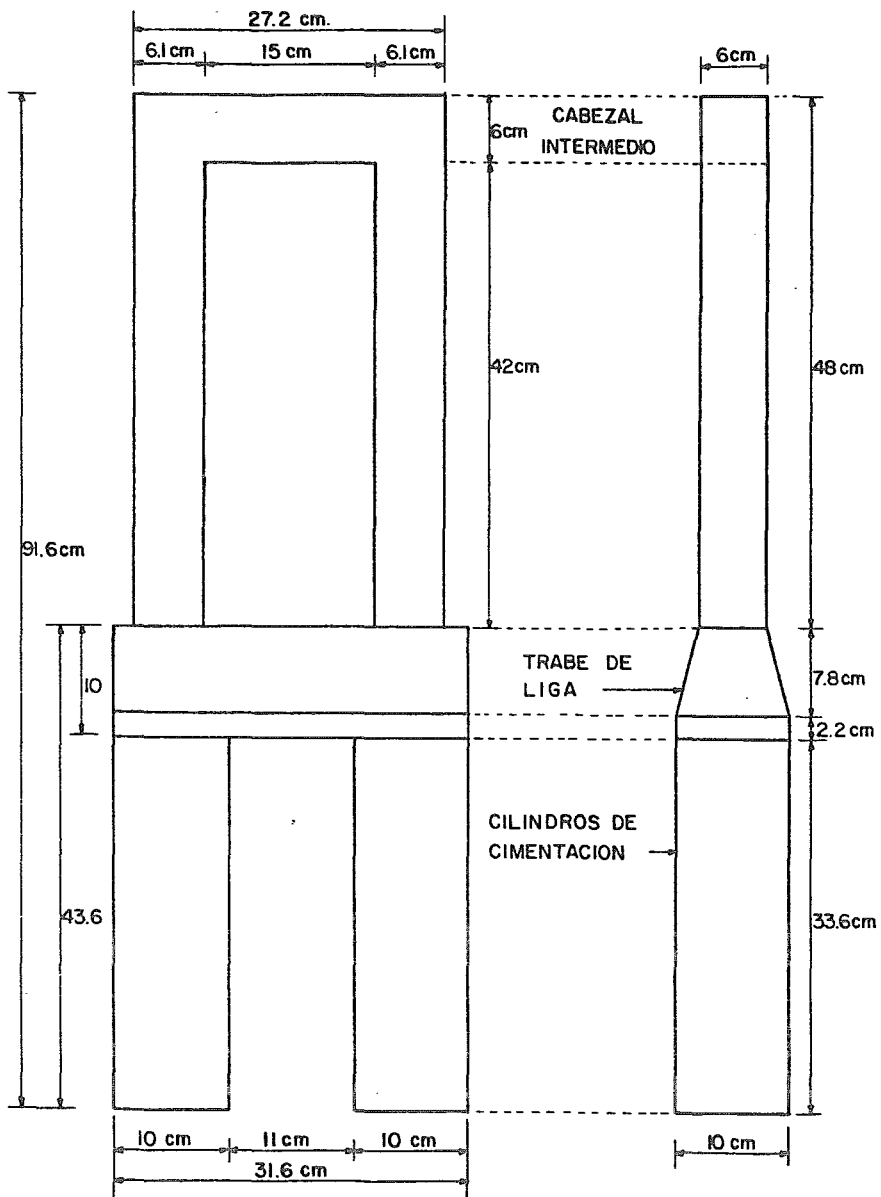
La escala geométrica del modelo se define por medio de la expresión siguiente:

$$\lambda = L_p/L_m \quad (1)$$

Donde L representa cualquier dimensión de longitud, ya sea en el prototipo (p) o en el modelo (m). De  $\lambda$  se derivan las escalas de áreas y volúmenes.

Para el modelo estudiado se escogió la escala

$$\lambda = 65$$



DIMENSIONES DEL MODELO EN LA ESTRUCTURA DE LA PILA No 2

Fig. 21

Las dimensiones del modelo se presentan en la fig. 21 .

- **Escala de Esfuerzos.**

Puesto que al establecer la semejanza del modelo se tomó en cuenta no solamente el material que forma la pila, sino también los dos estratos que constituyen el suelo de cimentación, se hizo necesario establecer las relaciones de los módulos de elasticidad correspondientes a esos tres materiales para definir la escala de esfuerzos.

El módulo de elasticidad del concreto es:

$$E'_p = 200\,000 \text{ kg/cm}^2$$

Y el módulo elástico en el material correspondiente en el modelo (mezcla de yeso) es:

$$E'_m = 55\,500 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, la escala de módulos es la siguiente:

$$\xi = E'_p/E'_m = 3.6$$

y para este caso, en que las deformaciones unitarias son iguales en ambos sistemas

$$\xi = \sigma_p / \sigma_m$$

La escala  $\xi$  define también las relaciones de módulos de elasticidad en los estratos superior e inferior del suelo de cimentación.

El módulo de elasticidad del estrato superior en el campo después del tratamiento es el siguiente:

$$E_p'' = 36\,554 \text{ kg/cm}^2$$

Y el correspondiente al modelo resulta:

$$E_m'' = 10\,000 \text{ kg/cm}^2$$

El módulo de elasticidad en el estrato inferior en el campo después del tratamiento es:

$$E_p''' = 64\,323 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo que el módulo del material del modelo resulta

$$E_m''' = 18\,000 \text{ kg/cm}^2$$

- Escala de Fuerzas .

Se expresa de la siguiente manera:

$$\xi = \frac{\kappa}{\lambda^2} \quad (2)$$

Donde  $\kappa$  es la escala de las fuerzas o cargas.

O bien

$$\kappa = \xi \lambda^2 \quad (3)$$

Para el presente modelo la escala real de fuerzas es la siguiente:

$$\kappa = 14 \ 152$$

- Escala de Pesos Volumétricos.

$$\rho = \gamma_p / \gamma_m$$

La escala de fuerzas se expresa también de la siguiente manera:

$$\kappa = \rho \lambda^3 \quad (4)$$

Considerando además la expresión (3), se tiene:

$$\rho \lambda^3 = \xi \lambda^2 \quad (5)$$

De donde se obtiene:

$$\rho = \xi \lambda^{-1} \quad (6)$$

o bien:

$$\rho = \kappa \lambda^{-3} \quad (7)$$

Ecuaciones que permiten calcular la escala de los pesos volumétricos, mediante el conocimiento de las escalas básicas de la geometría y de los esfuerzos o bien de la escala de fuerzas.

Para este modelo, la escala de pesos volumétricos es:

$$\rho = 0.057$$

Lo cual significa que el modelo debe tener un peso volumétrico superior al del prototipo, a fin de satisfacer la semejanza de peso propio de los materiales en ambos sistemas.

Es decir:

$$\gamma_m = 17.4 \gamma_p$$

En la práctica no hay materiales que puedan utilizar en el modelo con un peso volumétrico tan alto.

Esta situación se subsana mediante el empleo de métodos indirectos, apropiados en cada caso, entre los cuales se cuenta el procedimiento de "aplicación de cargas concentradas", que fue precisamente el utilizado en este caso.

Esencialmente consiste en reproducir la distribución de esfuerzos en el modelo, por concepto de peso propio faltante, mediante la aplicación de fuerzas externas concentradas durante los períodos de carga.

- Parámetros adimensionales.

En este modelo también se satisfacen las siguientes expresiones, por medio de las cuales se establecen en forma completa las características de la deformabilidad elástica en los dos sistemas:

$$\epsilon_p = \epsilon_m \quad (8)$$

$$\nu_p = \nu_m \quad (9)$$

donde:

$\epsilon$  - deformación unitaria en el prototipo (p), o en el modelo (m).

$\nu$  - relación de Poisson en el prototipo (p), o en el modelo (m).

En modelos como el presente, cuando los esfuerzos inducidos rebasan los límites de elasticidad de los correspondientes materiales, las relaciones de la deformabilidad y de la mecánica sufren modificaciones significativas, de manera que las escalas afectadas por este nuevo fenómeno, incluyendo las ecuaciones (8) y (9), dejan de tener su validez de similitud.

La fig. 20 presenta los resultados obtenidos en la prueba de compresión uniaxial a la que se sometió el prisma No. 43, correspondiente a la mezcla de yeso utilizada en el estrato inferior del modelo. En ella se observa que el valor medio de la relación de Poisson puede ser considerado del orden de magnitud de 0.20 y, por lo tanto, la ecuación (9) queda satisfecha prácticamente, ya que los materiales del prototipo poseen valores parecidos

- Factor de Rigidez  $EI$  en la estructura de la Pila.

La escala correspondiente a la rigidez de la pila queda expresada a partir de la escala geométrica ( $\lambda$ ) y de la de los esfuerzos ( $\xi$ ) de la siguiente manera:

$$(EI)_p / (EI)_m = \xi \lambda^4 \quad (10)$$

donde:

E - módulo de elasticidad del material correspondiente.

I - momento de inercia de una sección horizontal en la pila.



Sustituyendo los valores de las escalas, se tiene:

$$\xi \lambda^4 = 58.5 \times 10^6 \text{ (valor ajustado)}$$

En las columnas del prototipo el factor es:

$$(EI)_p = 425 \times 10^{12} \text{ kg-cm}^2$$

y en el modelo

$$(EI)_m = 7.2 \times 10^6 \text{ kg-cm}^2$$

Por lo que:

$$(EI)_p / (EI)_m = 58.53 \times 10^6$$

Para los cilindros de cimentación se tiene:

Prototipo :

$$(EI)_p = 1966 \times 10^{12} \text{ kg-cm}^2$$

y modelo:

$$(EI)_m = 35.4 \times 10^6 \text{ kg-cm}^2$$

Por lo que:

$$(EI)_p / (EI)_m = 55.54 \times 10^6$$

Se consideró en este caso que las escalas relacionadas con los módulos de elasticidad de los materiales de la cimentación son los más convenientes para la similitud que se propone establecer.

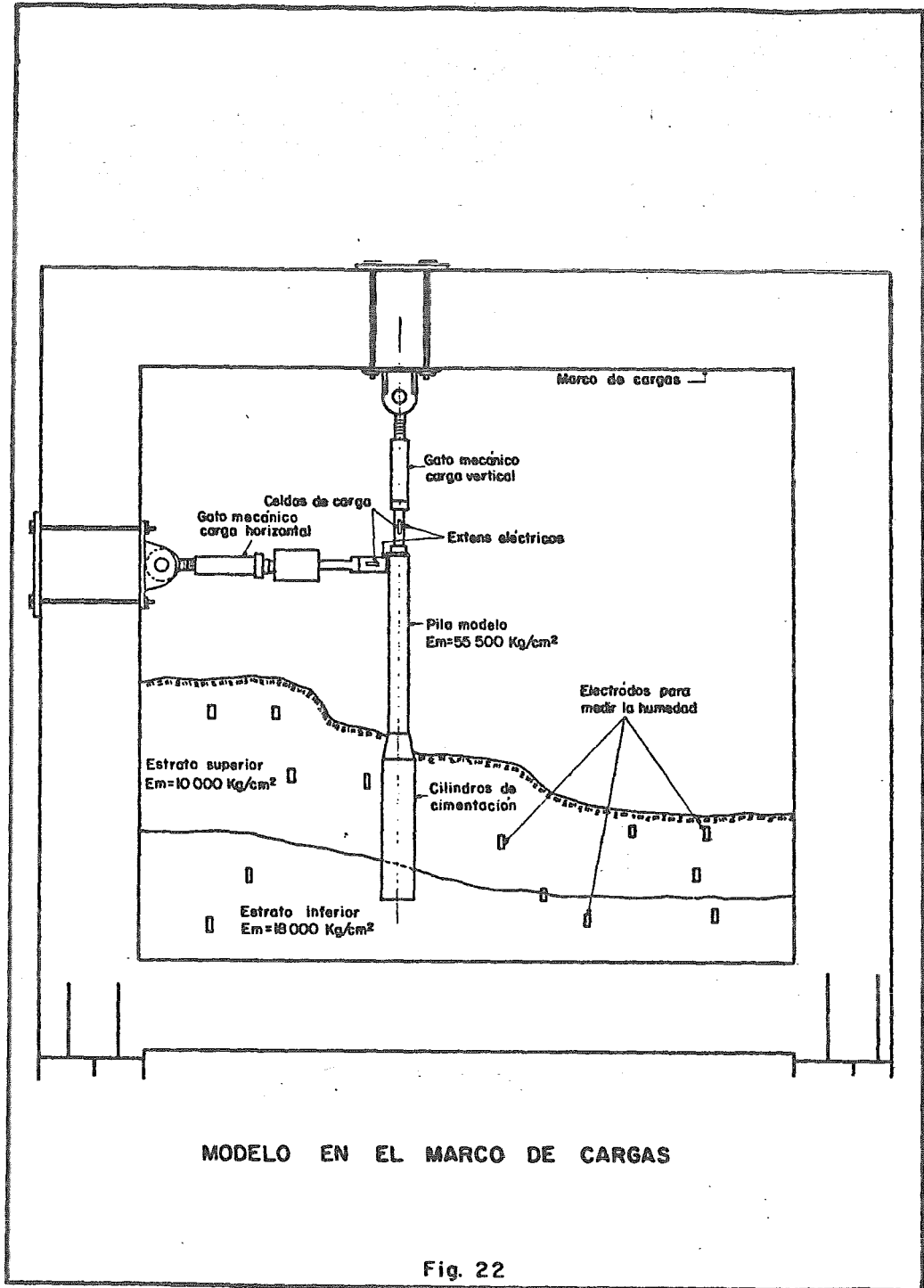
## 2. CONSTRUCCION DEL MODELO .

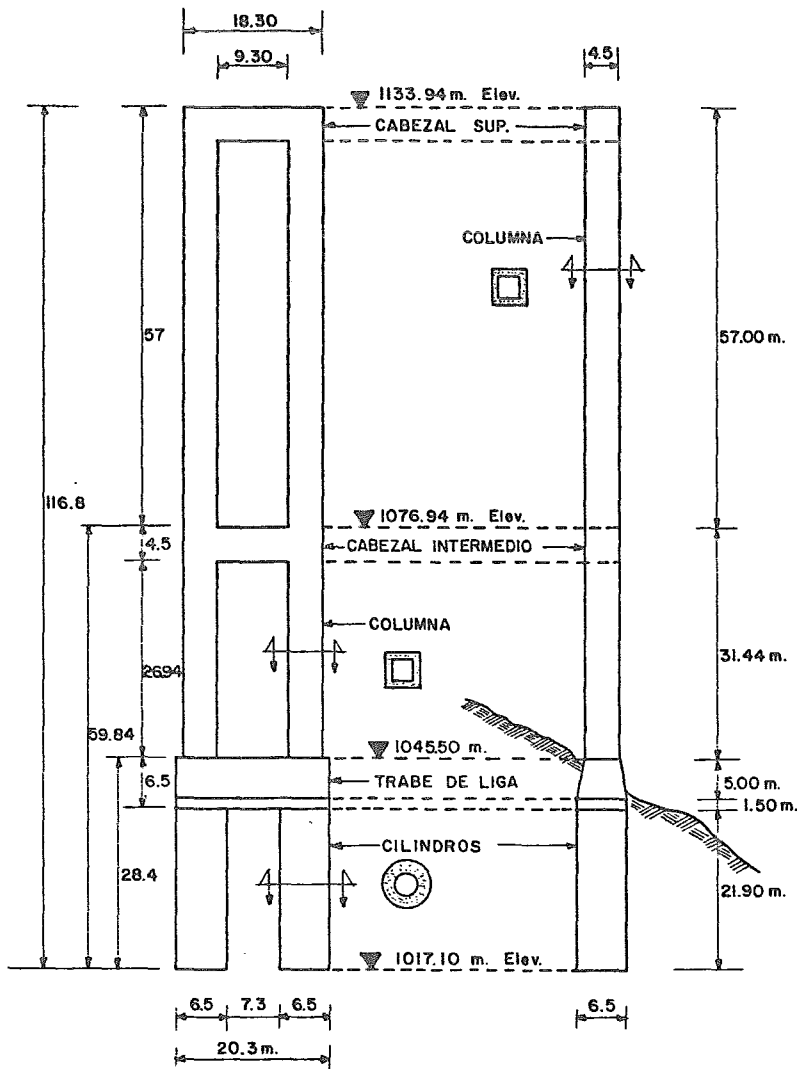
### 2.1 MARCO DE PRUEBAS.

Para dar apoyo a la cimentación del modelo y también a las cargas aplicadas exteriormente, se construyó un marco de pruebas de acero, cuyo diseño estructural fue realizado por el Departamento de Puentes de la D.G.P.V.T.

El marco es de forma rectangular con las dimensiones útiles (interiores) siguientes: altura 150 cm, longitud 185 cm y ancho 30 cm. Su peso aproximado es de 1 600 kg.

Se construyeron dos gatos mecánicos de tipo tornillo, con capacidad cada uno de 3 ton, con objeto de aplicar las cargas concentradas, horizontal y verticalmente, en el modelo (fig. 22).





ESTRUCTURA COMPLETA DE LA PILA No 2

Fig. 23

## 2.2 ESTRUCTURA DE LA PILA EN EL MODELO .

La estructura se construyó de yeso, reproduciendo su armadura con varillas - de latón de 3.2 y 1.65 mm de diámetro, y módulo de elasticidad aproximado de 900 000 kg/cm<sup>2</sup>.

Se hizo primeramente un molde positivo de madera, el cual sirvió para hacer el colado de un molde de yeso, formado por dos piezas simétricas (fotos 8 y 9).

Una vez secado el molde negativo, se procedió a colocar el modelo de la estructura de la pila.

## 2.3 SUELO DE CIMENTACION EN EL MODELO.

El suelo del modelo está representado por dos estratos principales, los cuales se construyeron utilizando mezclas de yeso elaboradas cuidadosamente en varias capas de construcción, con espesor mínimo de 10 cm.

En la porción superior de la primera capa quedaron ahogados en la masa de yeso veinticuatro electrodos de latón, conectados hacia el exterior por medio de cables eléctricos, cuya finalidad fue poder efectuar lecturas de la resistencia eléctrica durante el periodo de secado de la mezcla, con lo cual se pudo conocer en forma indirecta la viariación del contenido de agua. En todos los casos en que se colocaron electrodos de este tipo, la separación en-

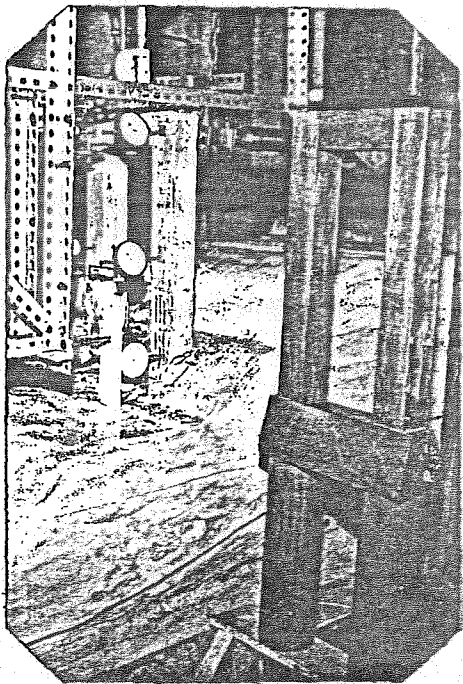
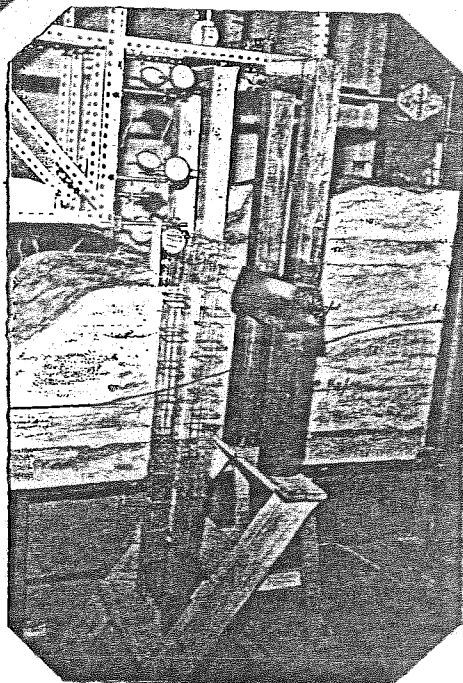


FOTO No. 8.

MOLDE POSITIVO DE MADERA DE LA  
ESTRUCTURA DE LA PILA JUNTO AL  
MODELO INSTRUMENTADO.

FOTO No. 9.

POSITIVO DE MADERA Y ARMADURA DE  
LATON CORRESPONDIENTE AL MODELO.



tre piezas en cada pareja fue de 10 cm.

La segunda capa de yeso fue colocada de tal manera que llegase hasta el nivel superior del estrato de cimentación, correspondiendo a esta etapa la colocación del conjunto del modelo (foto 10). Asimismo, se colocaron 6 electrodos de latón para el control de humedad durante el proceso de secado.

En forma similar se colocaron la tercera, cuarta y quinta capas que correspondieron al estrato superior, en el cual quedaron 14 electrodos de latón, con lo que se tuvo un total de 44 electrodos distribuidos convenientemente en toda la masa del modelo que representa el suelo de cimentación de la pila.

En la serie de fotografías que comprende desde la No. 10 hasta la No. 17, se presenta una sucesión gráfica de las etapas más importantes durante la construcción del modelo, las cuales corresponden a las ya descritas.

Previamente a la realización de estos colados, se prepararon prismas especiales instrumentados con electrodos de latón, con el objeto de efectuar lecturas de la resistencia eléctrica (óhmica) durante el período de secado. En estos prismas se utilizaron mezclas de yeso cuyas proporciones fueron iguales a las de cimentación del modelo (fotos Nos. 4 y 18).

Los resultados obtenidos en estas mediciones se presentan en forma gráfica en las figuras Nos. 24, 25 y 27. En la primera, se pueden observar dos curvas relativas al peso del prisma en por ciento y la variación de la resisten-

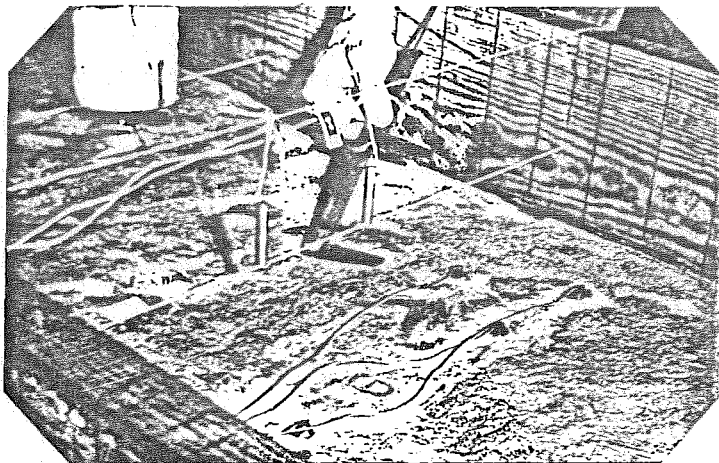


FOTO No. 10. COLOCACION DE ELECTRODOS PARA LA SEGUNDA CAPA.  
EXTREMO INFERIOR DE LOS CILINDROS DE LA PILA  
EN LA POSICION DE DESPLANTE.

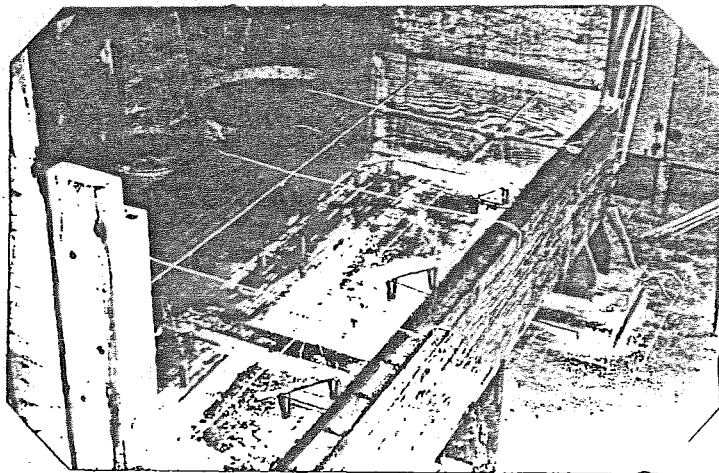


FOTO No. 11. ELECTRODOS SUSPENDIDOS EN LA POSICION DEFINITIVA  
(ANTES DE COLAR LA PRIMERA CAPA DEL ESTRATO INFE  
RIOR).



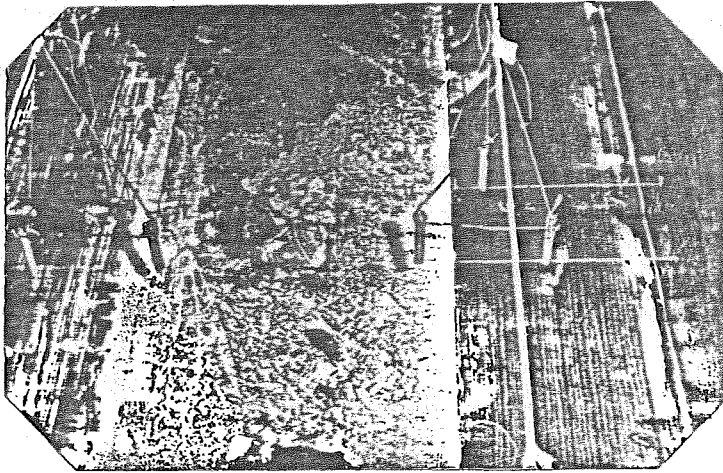


FOTO No. 12. DETALLE DE COLOCACION DE ELECTRODOS EN LA PRIMERA CAPA ANTES DE HACER EL COLADO.



FOTO No. 13.  
PRIMERA CAPA DESPUES DE  
SER COLADA. LOS ELEC -  
TRODOS FORMAN TRIANGU -  
LOS.

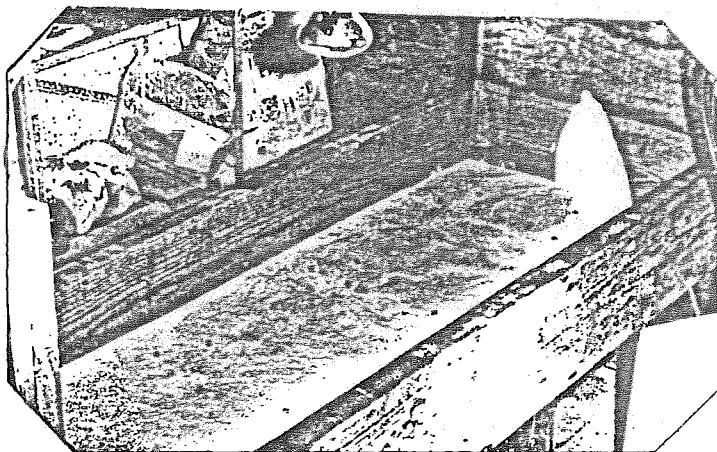


FOTO No. 14. SE INICIA EL SECADO DE LA PRIMERA CAPA POR MEDIO DE RAYOS INFRARROJOS Y FLUJO DE AIRE.

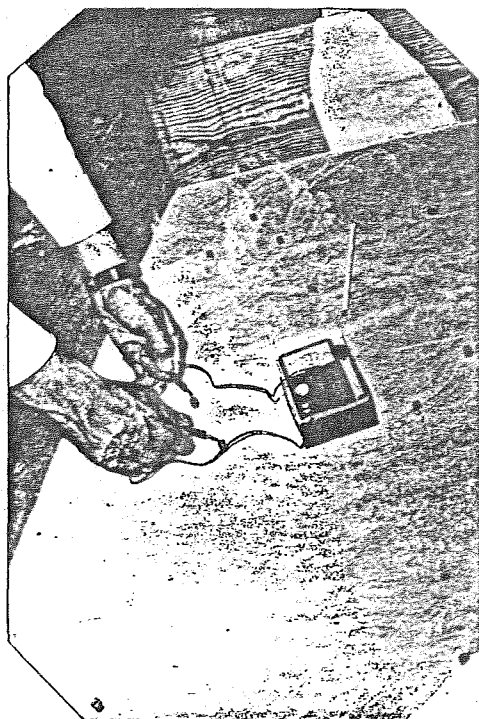


FOTO No. 15.

MEDICION DE LA RESISTENCIA  
OHMICA DE LA PRIMERA CAPA  
DURANTE EL PERIODO DE SE -  
CADO.

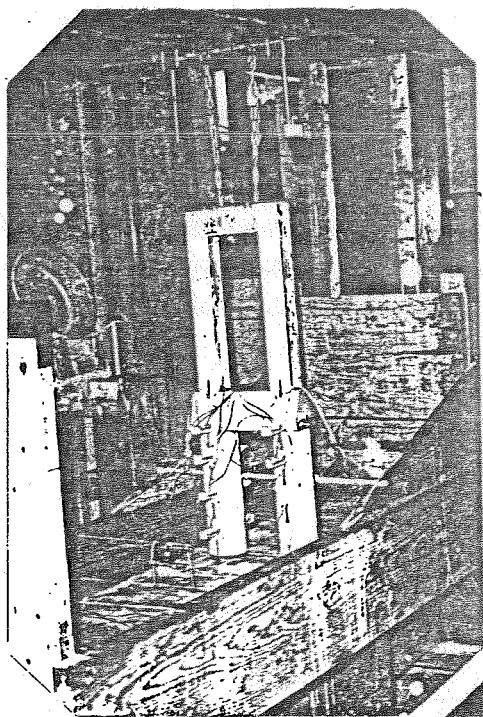
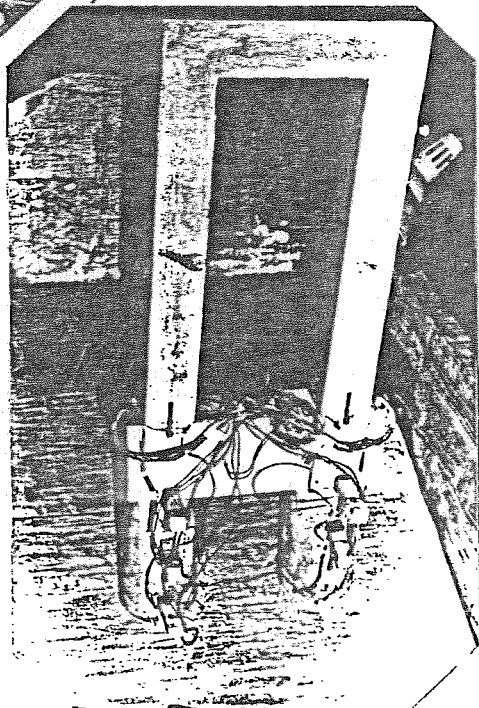


FOTO No. 16.

PILA DEL MODELO SUSPENDIDA DEL MARCO DE PRUEBA EN POSICION DE FINITIVA. VEANSE LOS EXTENSOMETROS ELECTRICOS VERTICALES - (ESTRUCTURA) Y HORIZONTALES -- (SUELO).

FOTO No. 17.

PILA EN SU POSICION DEFINITIVA DESPUES DE COLADA LA SEGUNDA - CAPA DE YESO HASTA EL LIMITE - DEL ESTRATO INFERIOR.



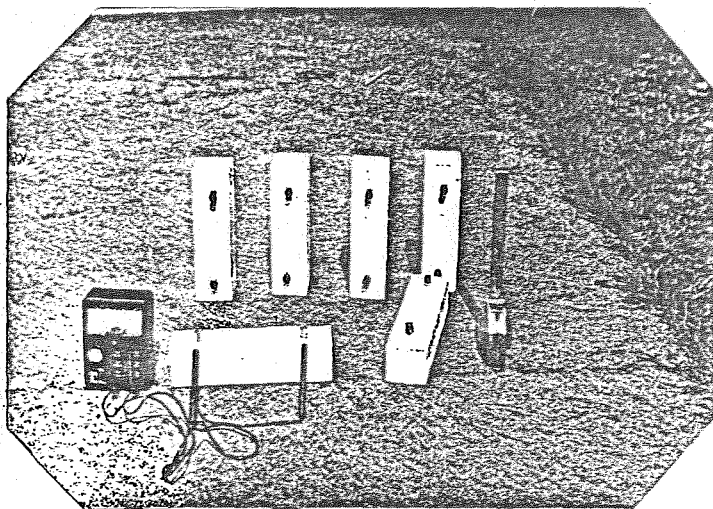


FOTO No. 18 .

PRISMAS DE YESO CON ELECTRODOS AHOGADOS Y APARATO  
PARA MEDIR LA RESISTENCIA OHMICA.

cia eléctrica (óhmica). En la segunda se tiene un diagrama que relaciona la variación del peso del prisma, en porciento, y el tiempo de secado en días . Y en la tercera, se presenta la evolución del secado a través de la variación de la resistencia eléctrica (óhmica).

Debe hacerse notar que el secado de los prismas se desarrolló a la temperatura ambiente, con límites de variación de 22°C hasta 26°C.

Estos resultados están relacionados con mediciones semejantes efectuadas en la masa de yeso del modelo durante el proceso de secado. Así por ejemplo, se puede observar en las figuras Nos. 26 y 27 la existencia de un paralelismo entre modelo y prismas, en lo que se refiere a la magnitud de la resistencia eléctrica (óhmica) alcanzada en el estado seco de la mezcla.

Las fotos 15 y 18 ilustran el procedimiento de medición realizado en el modelo y en los prismas respectivamente.

La figura No. 28 muestra la gráfica que relaciona el módulo elástico con la relación agua/yeso.

#### 2.4 SISTEMA DE CARGAS.

La carga correspondiente al peso propio de la pila en el modelo es la siguiente:

$$W_m = 187.4 \text{ kg}$$

Asimismo, la del peso propio de la superestructura en el modelo es:

$$W_{sm} = 98.2 \text{ kg}$$

Ambas cargas actúan en forma permanente sobre la pila, dando origen a la carga vertical de proyecto en el modelo  $V_m$ .

$$V_m = W_m + W_{sm}$$

$$V_m = 285.6 \text{ kg}$$

Los elementos mecánicos de proyecto, que actúan sobre la pila, permiten determinar el momento  $M_{zp}$ , producido en el pie de la columna, a la elevación - 1 045.50 m.s.n.m., el cual mediante la escala de momentos queda reducido a su correspondiente en el modelo.

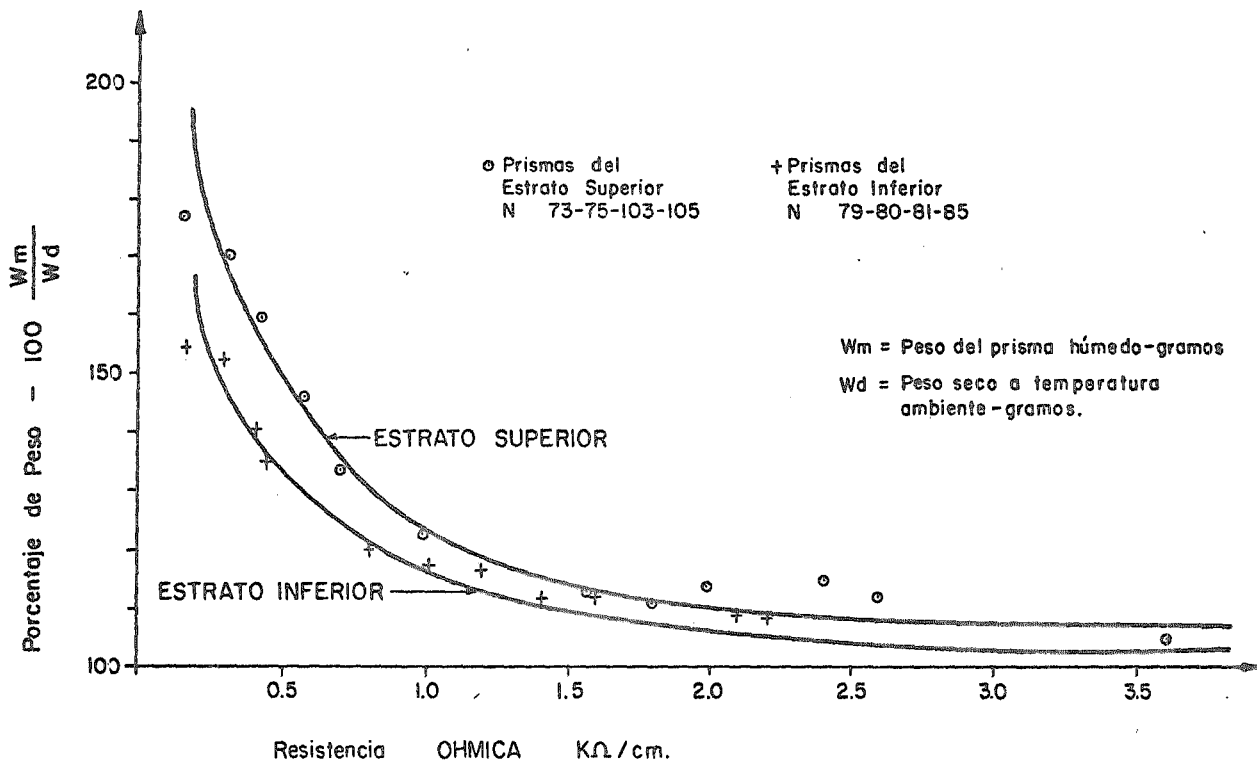
$$M_{zm} = 400 \text{ kg-cm}$$

La carga horizontal (H) requerida para producir este momento, aplicada en el centro del cabezal intermedio, es igual a :

$$H_m = 17.86 \text{ kg (condición de proyecto).}$$

A fin de reproducir en el modelo los esfuerzos de peso propio de la pila, se utilizó el método de aplicación de cargas concentradas actuando sobre el ni -

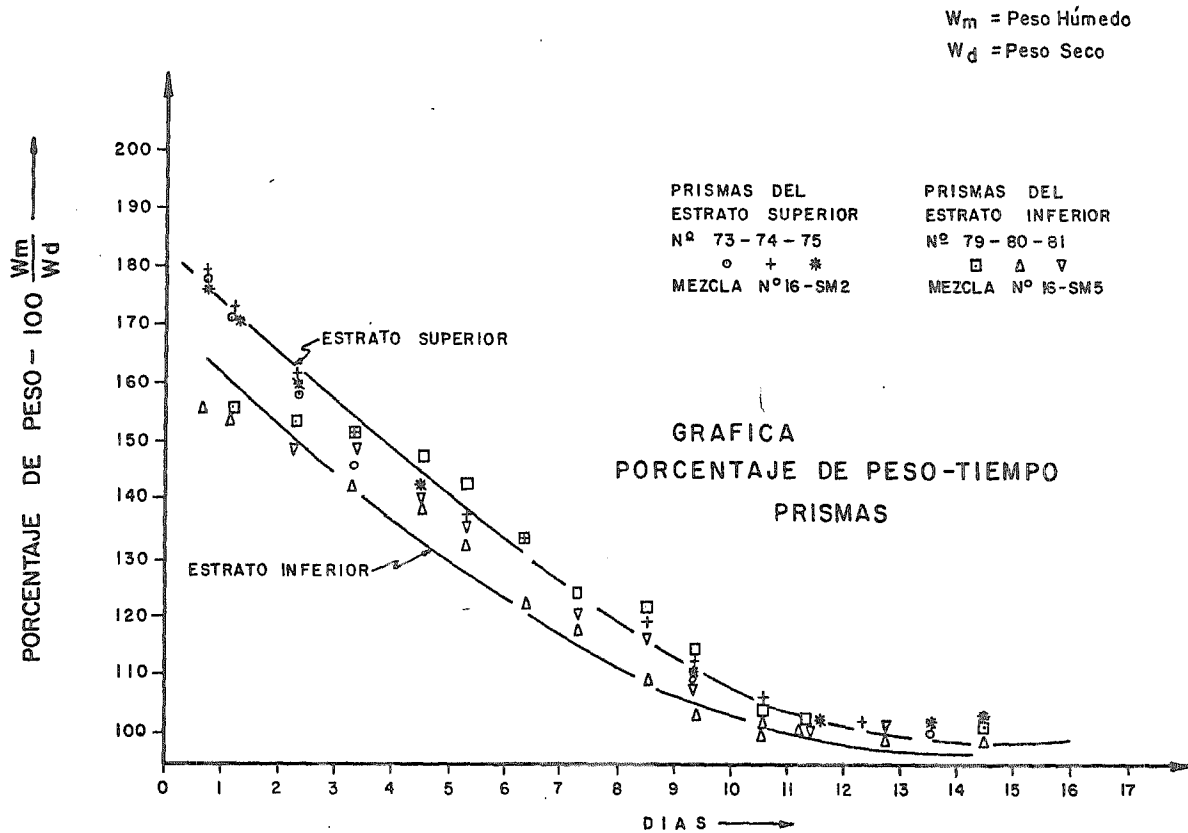
vel superior del cabezal intermedio, ya que éste resultó ser el más sencillo en su aplicación durante el proceso cíclico de carga y descarga a que fue sometido el modelo.



CONTROL DE HUMEDAD DE SECADO EN PRISMAS

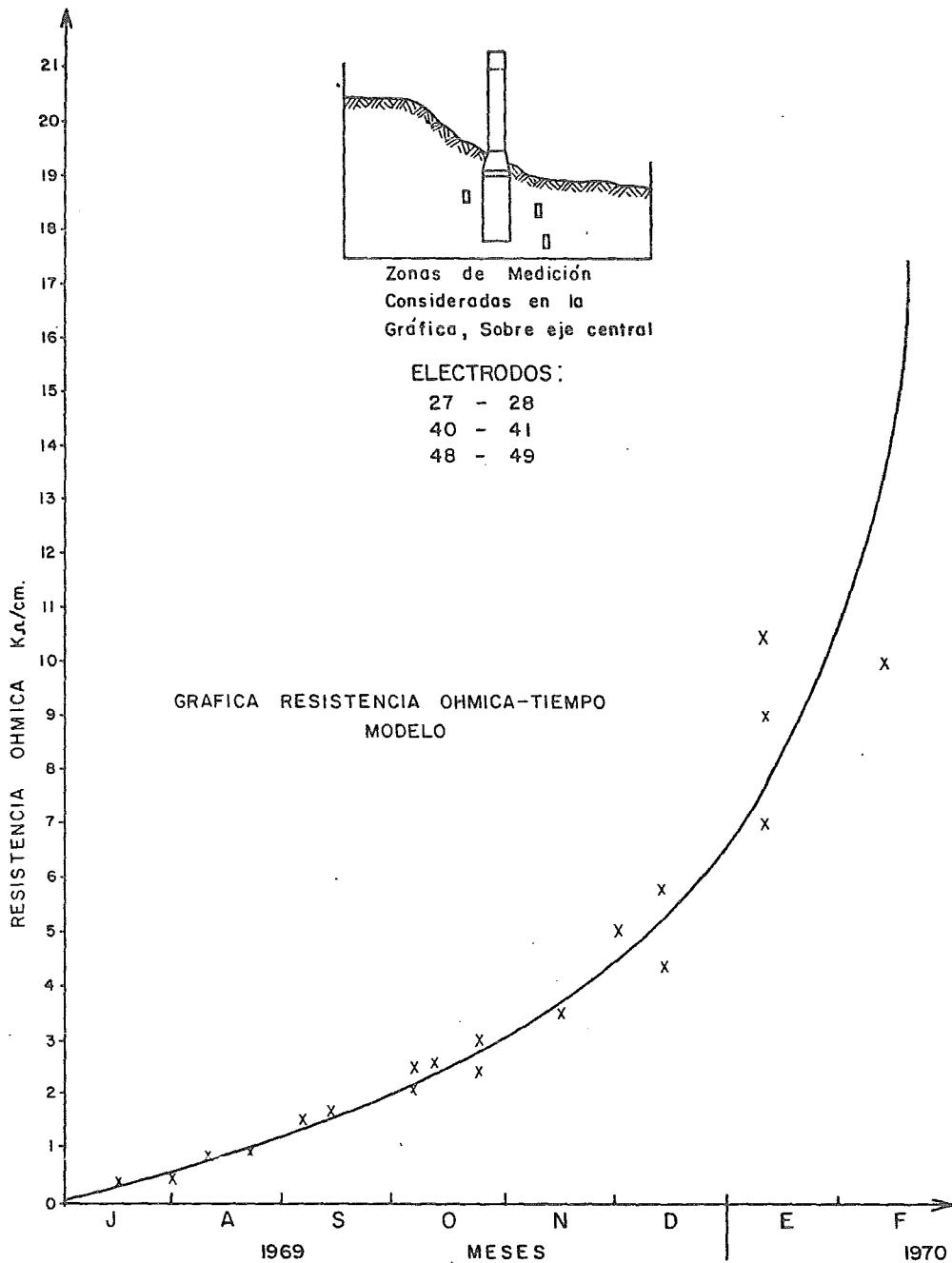
Fig. 24





SECADO DE PRISMAS DE MEZCLA DE YESO

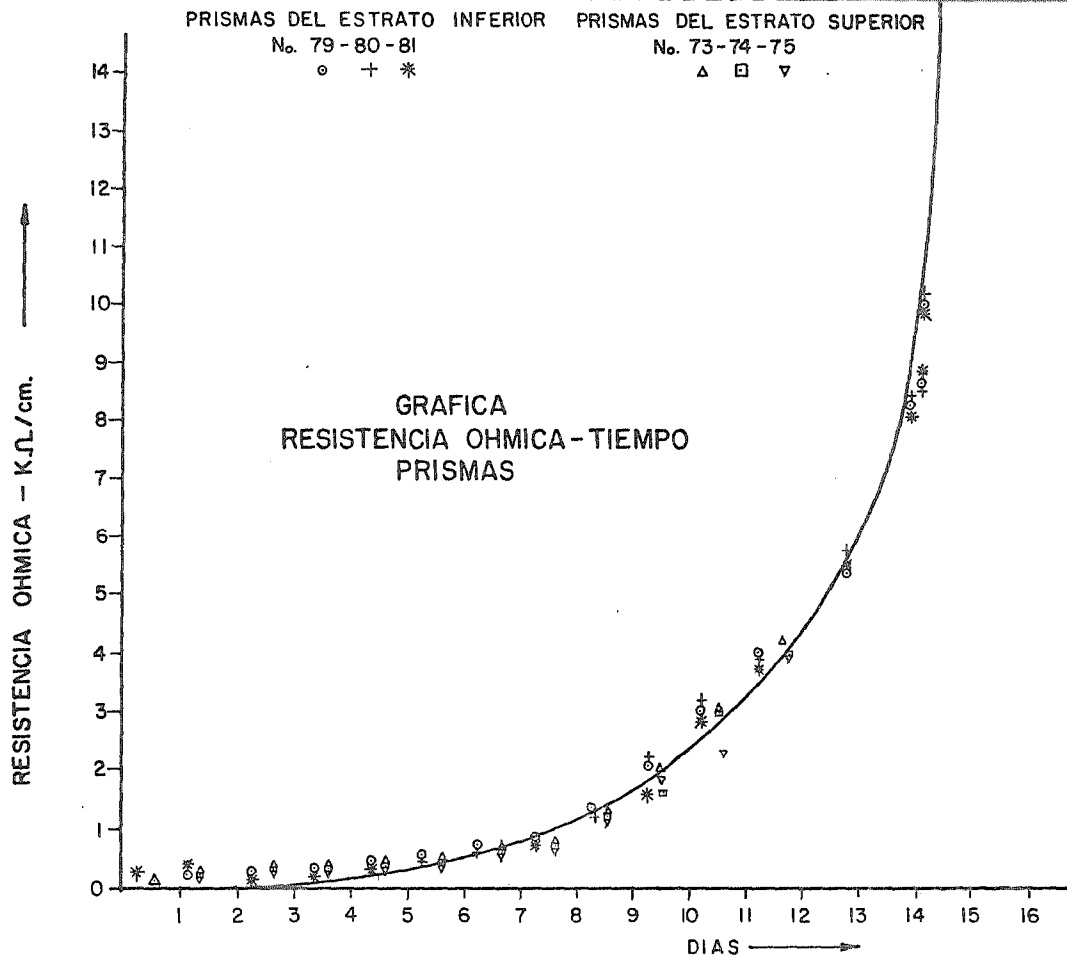
Fig. 25



CONTROL INDIRECTO DE HUMEDAD DURANTE  
EL SECADO DEL MODELO

Fig. 26

Fig. 27



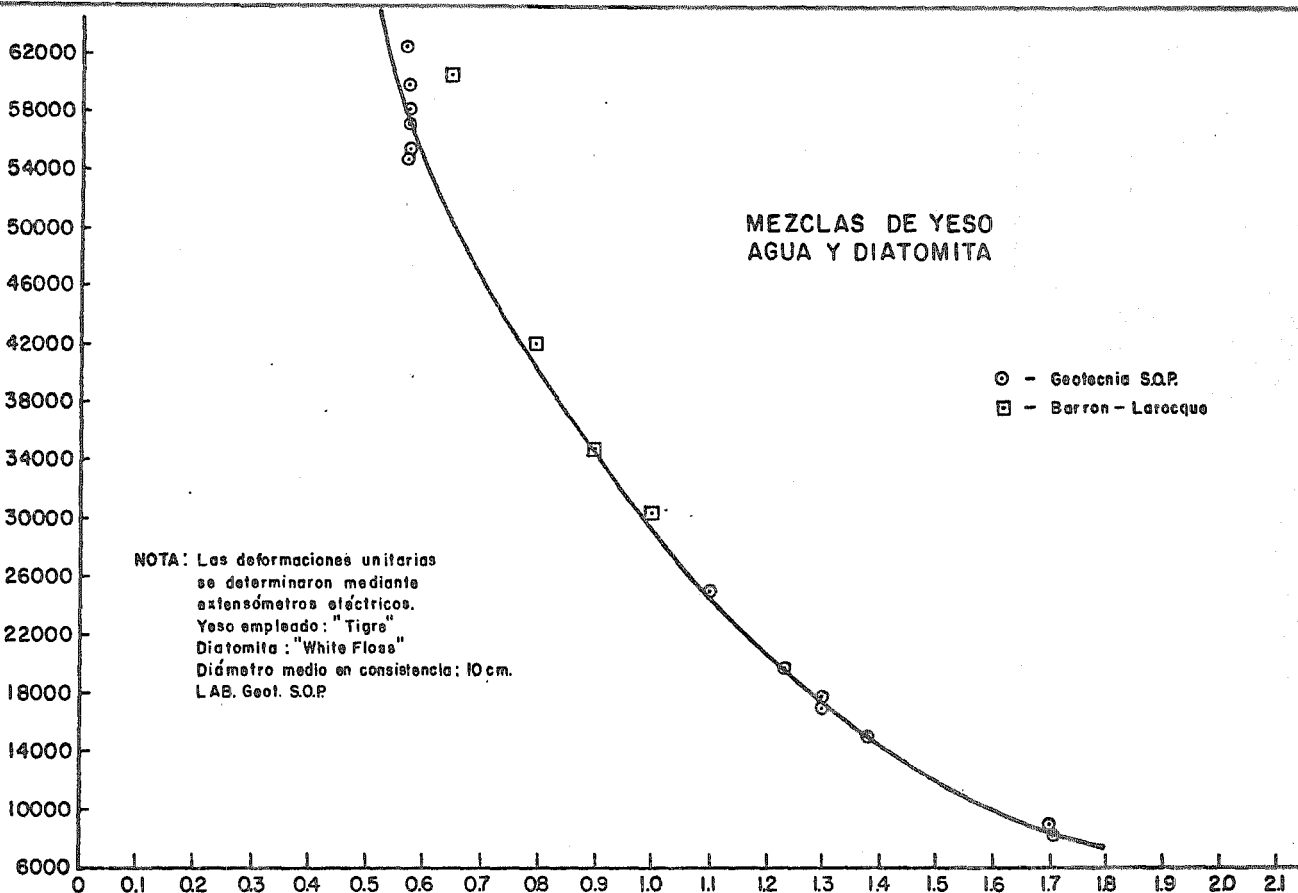
CONTROL DE HUMEDAD DURANTE EL SECADO DE PRISMAS DE YESO.

MODULO DE ELASTICIDAD E-Kg / cm<sup>2</sup>

MEZCLAS DE YESO  
AGUA Y DIATOMITA

- - Geotecnia S.O.P.
- - Barron - Larocque

NOTA: Las deformaciones unitarias  
se determinaron mediante  
extensómetros eléctricos.  
Yeso empleado: "Tigre"  
Diatomita: "White Floss"  
Diámetro medio en consistencia: 10 cm.  
LAB. Geol. S.O.P.



0 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 0.6 0.7 0.8 0.9 1.0 1.1 1.2 1.3 1.4 1.5 1.6 1.7 1.8 1.9 2.0 2.1

RELACION AGUA / YESO EN PESO

GRAFICA MODULO ELASTICO - RELACION AGUA / YESO

Fig. 28

C A P I T U L O VI .

SOLUCION PROPUESTA.

## VI. SOLUCION PROPUESTA .

### 1. TIPO DE MODELO Y APARATOS DE MEDICION .

Una vez definidas y satisfechas las condiciones de similitud, mediante las expresiones descritas en el capítulo 5, parece posible establecer las siguientes afirmaciones:

- a) El fenómeno físico representado se desarrolla fundamentalmente en un plano.
- b) La masa de yeso del modelo satisface la Ley de Hooke y la relación de Poisson.
- c) La curva esfuerzo-deformación del material de yeso es del tipo semi elástico, razonablemente representativa de su correspondiente en el prototipo. Sin embargo, los límites de la microfisuración en el modelo y otros parámetros colaterales no se cumplen.
- d) Estas condiciones de similitud señaladas permiten definir al modelo como representativo del tipo Hookeano, no destructivo.

- Instrumentación y mediciones en el modelo.

Con objeto de medir las deformaciones unitarias en el modelo, se hizo una instrumentación con extensómetros eléctricos (strain gages) localizados en

29 puntos, de los cuales 20 quedaron ubicados en la superficie de los cilindros de cimentación y 9 en el interior de la masa de yeso que representa el suelo de cimentación, colocados en las cercanías de la estructura.

Los extensómetros eléctricos empleados tienen una resistencia de  $99.5 \pm 0.2\%$  ohms, con una longitud de parrilla de 30 mm. En las figs. 29 y 30, así como en la foto 16, se puede observar la disposición de los extensómetros eléctricos.

Las deformaciones se midieron empleando un puente eléctrico (tipo Wheastone) de indicador automático, modelo SM-60AT de Kyowa; se alternó con un indicador manual modelo 120C de Baldwin, ambos con una precisión de  $5 \times 10^{-6}$  (foto 19).

Las cargas exteriores fueron aplicadas por medio de dos gastos mecánicos diseñados especialmente para el caso; se midieron utilizando un sistema de "celdas de carga" y un puente eléctrico tipo "N" de Baldwin, en el cual la división menor del cuadrante corresponde a una deformación unitaria de  $1 \times 10^{-5}$ .

Las celdas de carga consisten en un cilindro de lucita (plástico acrílico), con diámetro de 31 mm y longitud de 80 mm, instrumentado con dos extensómetros eléctricos en la porción media de su longitud, cuya calibración fue previamente realizada en el laboratorio mediante la aplicación directa de cargas patrón. La foto 20 muestra una de las celdas de carga.

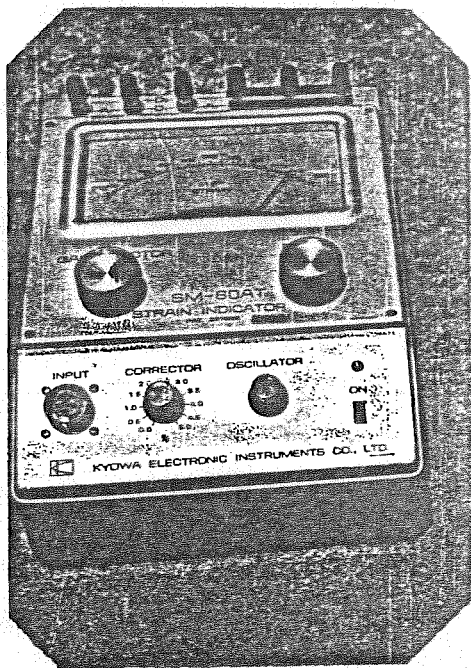


FOTO No. 19.

PUENTE ELECTRICO DE INDICADOR  
AUTOMATICO UTILIZADO EN LA ME  
DICION DE LAS DEFORMACIONES -  
UNITARIAS EN EL MODELO .

FOTO No. 20.

CELDA DE CARGA INSTRUMENTADA  
CON EXTENSOMETROS ELECTRICOS  
(STRAIN GAGES).

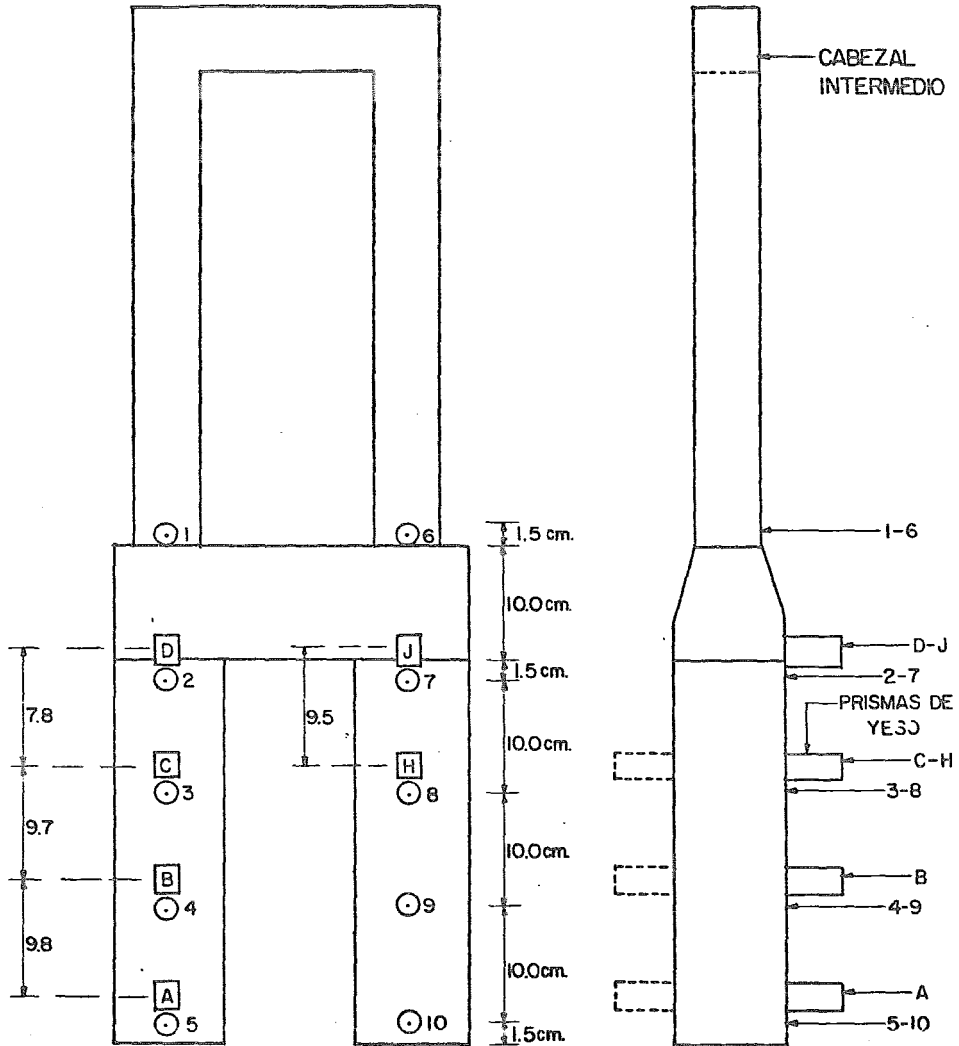




## EXTENSOMETRO ELECTRICOS:

- Verticales (y) Sobre estructura  
 □ Horizontales (x) Sobre suelo modelo

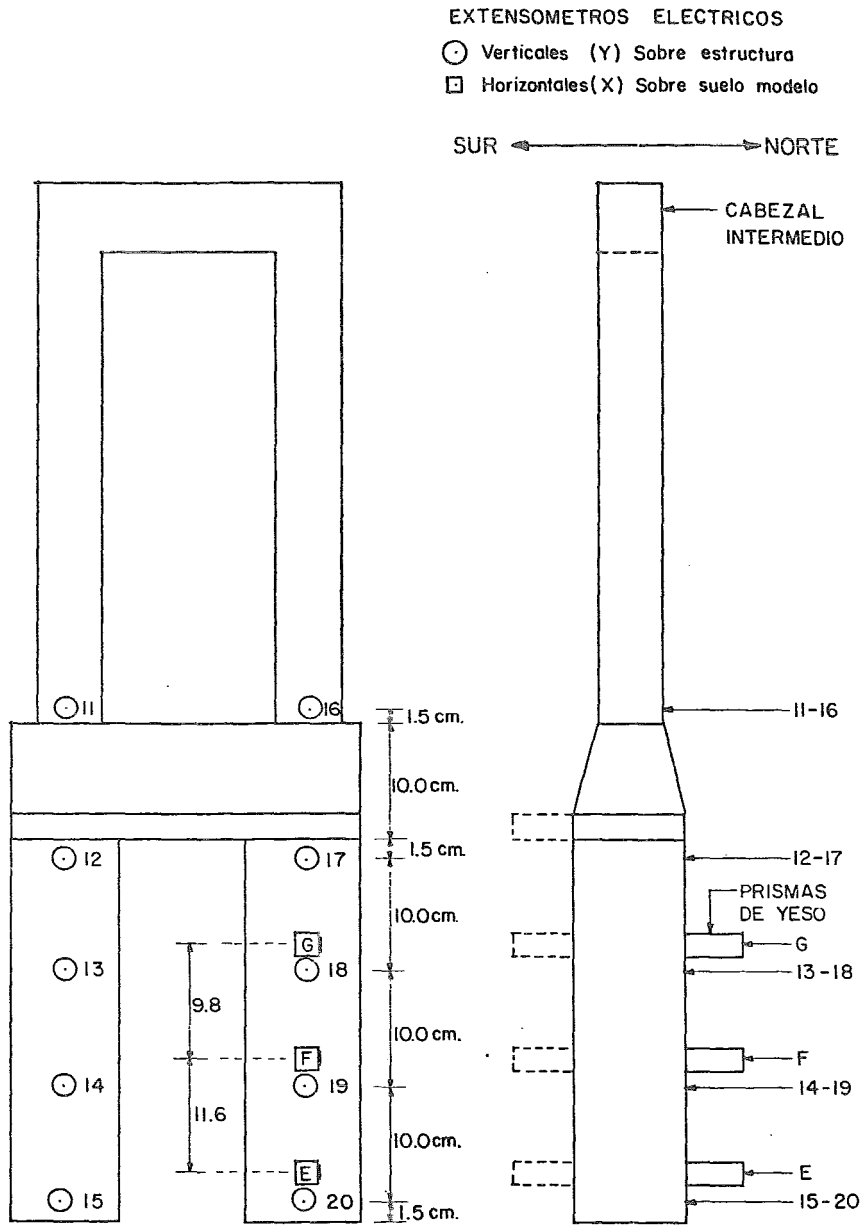
NORTE ← → SUR



LOCALIZACION DE EXTENSOMETROS  
ELECTRICOS EN EL MODELO

(CARA SUR)

Fig. 29



**LOCALIZACION DE EXTENSOMETROS  
 ELECTRICOS EN EL MODELO  
 ( CARA NORTE )**

Fig. 30

Los desplazamientos horizontales de las columnas de la pila se midieron con extensómetros mecánicos o micrómetros, apoyados sobre una pequeña estructura sujeta al marco de pruebas, formada por tramos angulares de 'perfiles ranurados', tal como se puede observar en las fotos 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27 y 28.

## 2. INVESTIGACION EN EL MODELO .

El modelo fue sometido a un período de cargas, durante el cual se hicieron mediciones de las deformaciones unitarias y de los desplazamientos desarrollados en las columnas de la estructura de la pila. El proceso de cargas incluye básicamente tres etapas bien definidas, las cuales se describen a continuación:

### - Primera Etapa:

constituyen el período de precarga y tiene por objeto proporcionar el acomodo de todas las partes del modelo y verificar el funcionamiento de los diversos dispositivos de medición.

Los ciclos de carga y descarga que comprende esta etapa se efectuaron aplicando solamente cargas verticales, cuya magnitud llegó hasta 35 por ciento de la carga vertical de proyecto.

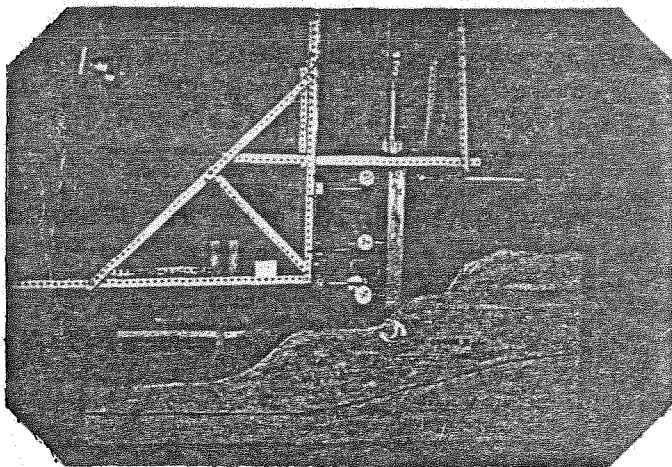


FOTO No. 21. VISTA GENERAL DEL MODELO EN EL PERIODO DE PRECARGA.

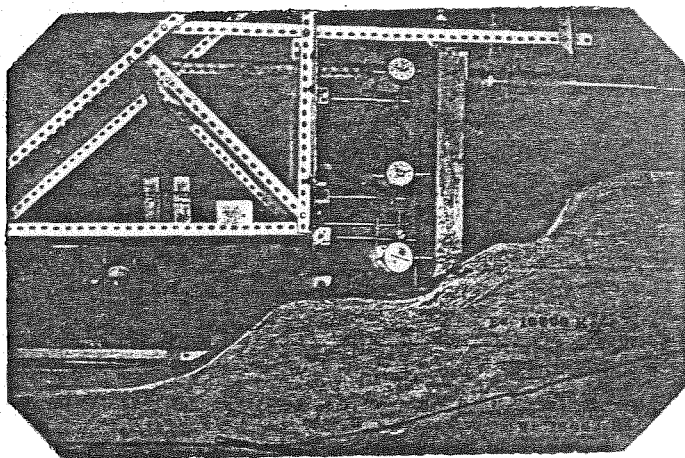


FOTO No. 22. MODELO EN EL PERIODO DE PRECARGA.  
VISTA DEL SUELO DE CIMENTACION .

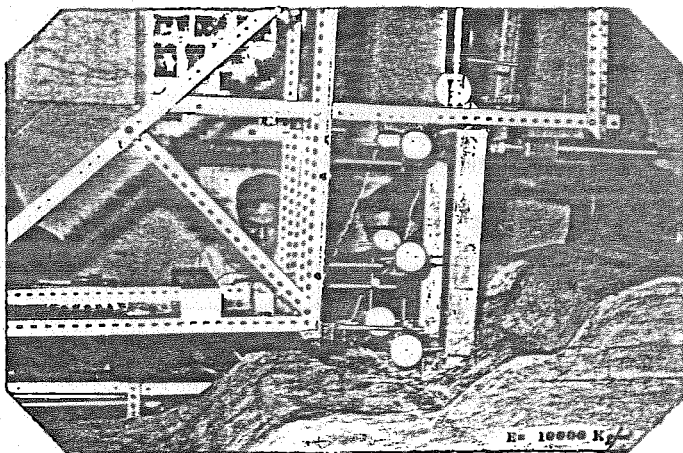


FOTO No. 23. GATOS MECANICOS EN SU POSICION.  
 CELDAS DE CARGA. EXTENSOMETROS MECANICOS  
 PARA MEDIR DESPLAZAMIENTOS EN LAS COLUM -  
 NAS.

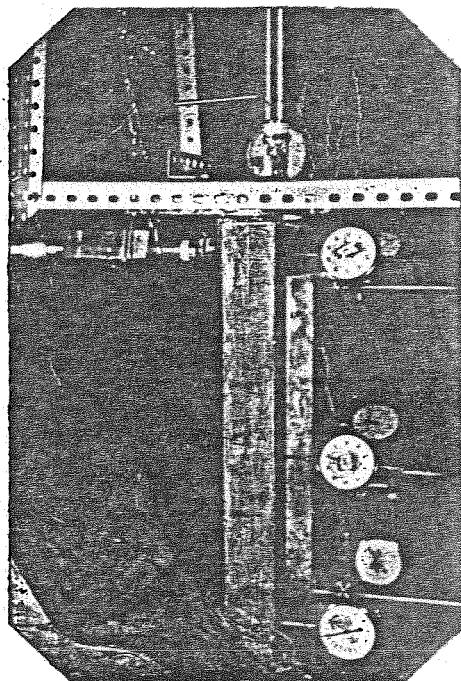


FOTO No. 24.  
 CELDAS DE CARGA Y EX-  
 TENSOMETROS MECANICOS  
 EN EL PERIODO DE PRE-  
 CARGA.

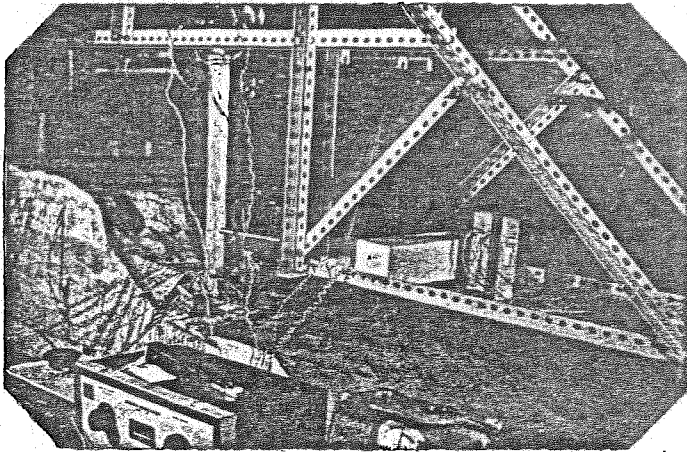


FOTO No. 25. CONEXIONES EN LOS EXTENSOMETROS ELECTRICOS Y CELDAS DE CARGA HACIA EL PUENTE WHEASTONE Y CONMUTADORES.

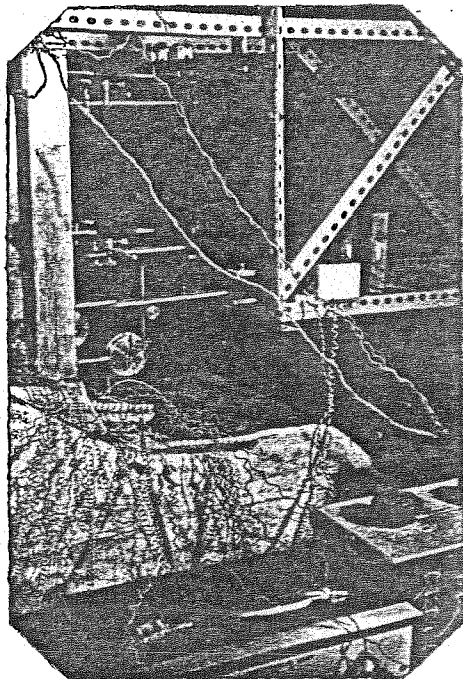


FOTO No. 26.  
CONEXIONES DE LOS EXTENSOMETROS ELECTRICOS PROCEDENTES DEL INTERIOR DE LA MASA DEL MODELO.

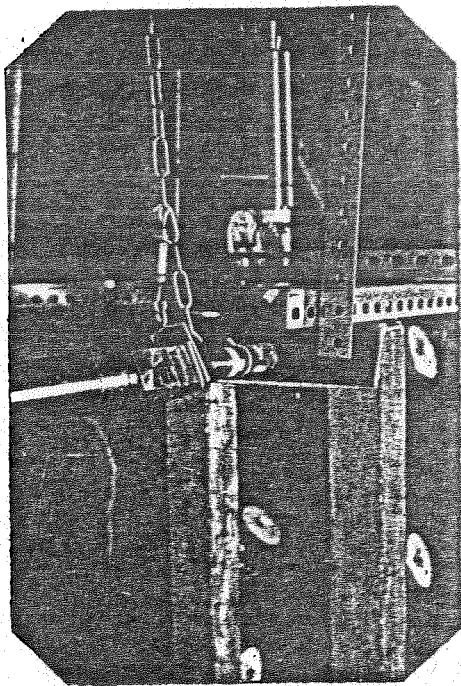
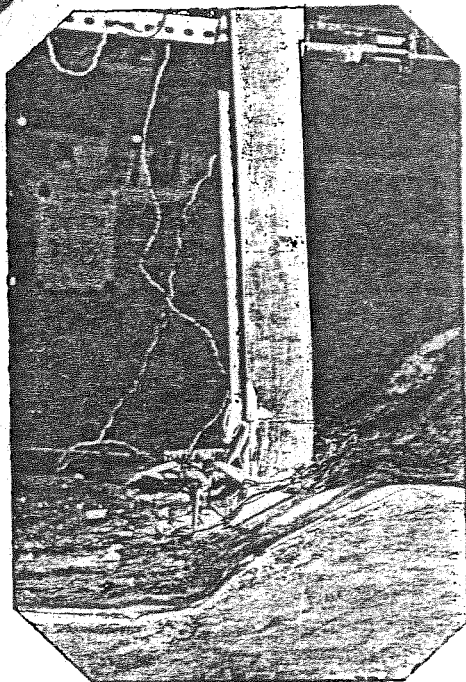


FOTO No. 27.

DETALLE DE GATOS MECANICOS,  
HORIZONTAL Y VERTICAL .

FOTO No. 28.

FALLA ULTIMA DE LAS COLUMNAS  
DE LA PILA EN EL MODELO .



- Segunda Etapa .

Corresponde al período de aplicación de las cargas de proyecto o de operación; durante ella se realizaron varios ciclos de carga y descarga.

La carga horizontal se fue aumentando sucesivamente por medio de cinco incrementos hasta alcanzar su nivel de proyecto de 17.86 kg; entre tanto la carga vertical permaneció constante en 285.6 kg, que es su valor correspondiente de operación.

En estas condiciones de carga se efectuaron lecturas de las deformaciones unitarias y de los desplazamientos en todos los extensómetros, tanto eléctricos como mecánicos. Con los datos obtenidos se prepararon las gráficas de distribución de esfuerzos consignados en las figs. 33 y 34, así como los diagramas de los desplazamientos horizontales ocurridos en las columnas de la pila, que se muestran en las figs. 31 y 32.

Asimismo, se efectuó en esta etapa la verificación de los esfuerzos medidos con extensómetros eléctricos, comparándolos con los encontrados analíticamente. Los esfuerzos se refirieron a cuatro puntos localizados al pie de las columnas de la pila.

- Tercera Etapa.

En general, durante esta etapa se aumentó la carga horizontal a partir del



nivel de proyecto, sosteniendo constante en forma simultánea la carga vertical de 285.6 kg, correspondiente a la de operación. Esta forma de aplicación de las cargas tuvo por objeto conducir al modelo hacia una condición crítica de ruptura, a través de una operación simplificada de breve duración.

La realización del procedimiento señalado comprendió dos fases diferentes - que se describen a continuación:

- a) Consistió primero, en aplicar al modelo una carga horizontal de 20 kg, simultáneamente con la carga vertical de proyecto. En estas condiciones se registraron las lecturas correspondientes en los extensómetros eléctricos y mecánicos. Después se sometió el modelo a una nueva carga horizontal de 25 kg, con una carga vertical igual a la de proyecto, registrando las lecturas de todos los extensómetros. En esta forma quedaron concluidos los dos ciclos de carga y descarga realizados en esta fase.
  
- b) En la segunda fase la operación consistió en mantener constante la carga vertical de proyecto (285.6 kg), mientras que la horizontal se fue aumentando lentamente a partir de los 25 kg, imprimiéndole una velocidad de carga apropiada, hasta alcanzar la ruptura del modelo, la cual quedó definida en el momento en que las agujas indicadoras de los aparatos de medición dejaron de funcionar.

Esto aconteció cuando la carga horizontal llegó al valor máximo de 62 kg.

El control de la carga horizontal aplicada al modelo, en esta segunda fase , se pudo realizar mediante el empleo de un puente eléctrico Kyowa de indicador automático y el de la carga vertical mediante un puente Baldwin de operación manual.

## 2.1 ESFUERZOS EN EL PROTOTIPO .

En la figura 33 se puede ver la distribución de los esfuerzos verticales  $\sigma_y$  en la estructura de la pila al ser aplicada la carga de proyecto, en sus componentes horizontal y vertical (línea de círculos). Los esfuerzos se calcularon con las deformaciones unitarias medidas en el modelo a través de los extensómetros eléctricos (strain gages), los cuales fueron colocados sobre la superficie de los cilindros, dispuestos en cinco elevaciones diferentes , correspondiendo diez puntos de medición al sur y diez al norte (figs. 29 y 30).

Los esfuerzos cuya ubicación corresponde al lado sur de los cilindros son de compresión y alcanzan un valor máximo de  $42 \text{ kg/cm}^2$  aproximadamente, para la carga de proyecto.

En el lado norte de la pila, los esfuerzos verticales  $\sigma_y$  son tensiones en la parte superior de la trabe de liga, con un valor máximo de  $4 \text{ kg/cm}^2$ , aproximadamente.

En la fig. 34 se presenta la distribución de los esfuerzos horizontales  $\sigma_x$

inducidos en el suelo de cimentación del prototipo, calculados con las mediciones hechas en el modelo para la condición de carga de proyecto.

El esfuerzo máximo de compresión se presenta en el punto D, situado a 2 m de la pila y a una profundidad en el terreno de 2.5 m (dimensiones del prototipo), con magnitud de  $1.7 \text{ kg/cm}^2$ .

## 2.2 DESPLAZAMIENTOS EN EL PROTOTIPO .

Se midieron los desplazamientos horizontales de las columnas de la pila utilizando micrómetros que se colocaron en seis puntos localizados en la carga sur del modelo.

En la fig. 31 se pueden observar dos curvas que relacionan la carga horizontal y sus correspondientes desplazamientos. En el ángulo superior izquierdo de la figura, el diagrama exhibe la proporcionalidad existente hasta el nivel de carga horizontal de proyecto. En el ángulo inferior derecho se presentan las curvas completas, hasta llegar a los puntos correspondientes al estado de ruptura.

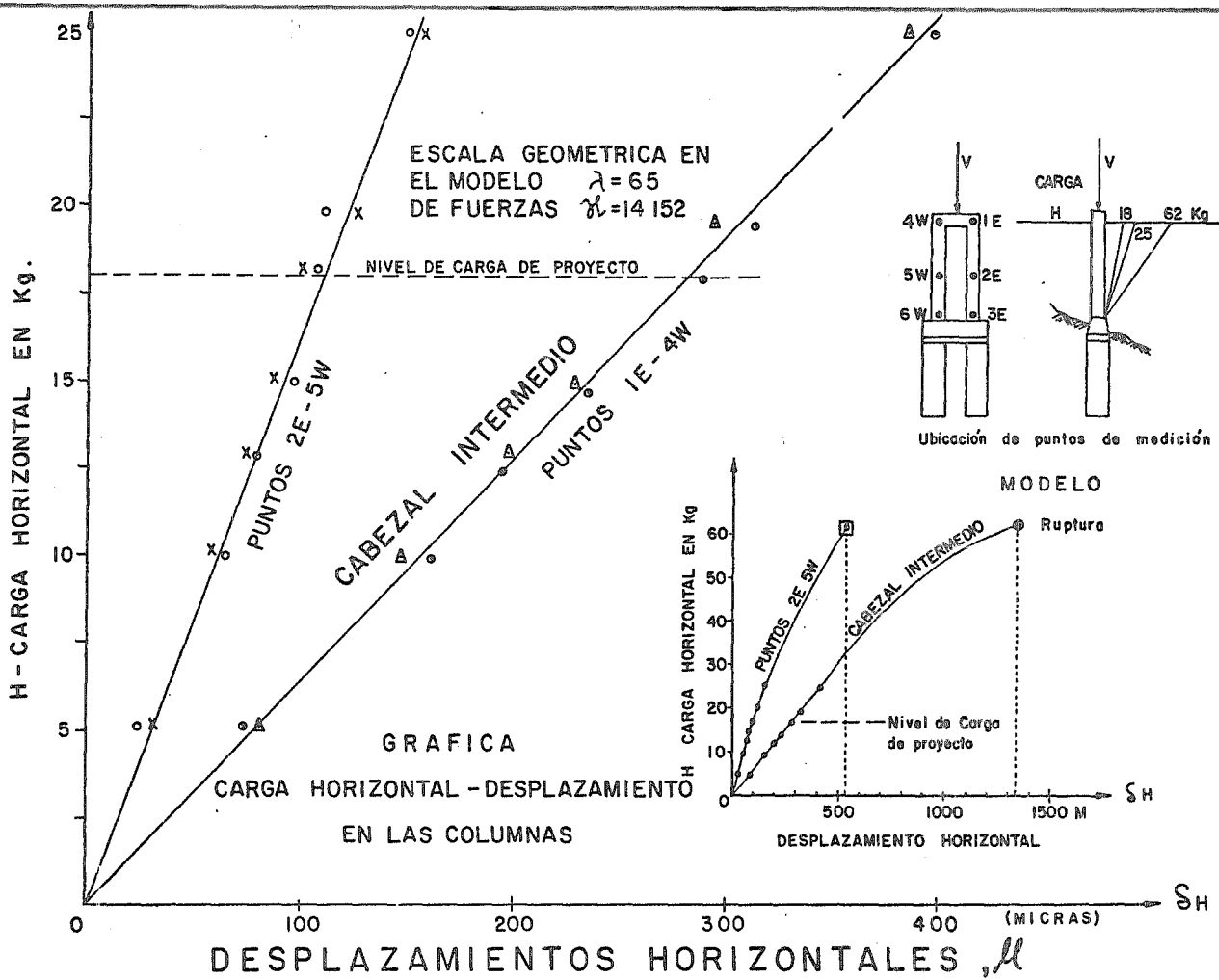
En la fig. 32 se presentan los desplazamientos ocurridos a diferentes alturas en las columnas, referidos tanto al modelo como al prototipo.

Considerando las cargas de proyecto, el desplazamiento sufrido en el nivel correspondiente al cabezal intermedio tiene un orden de magnitud de 2 cm y

para la carga de ruptura, el desplazamiento alcanza los 9 cm. Al extrapolar estos valores hasta el cabezal superior de la pila, se obtiene un desplazamiento aproximado de 7 cm, considerando aplicada la carga de proyecto.

En relación con estos desplazamientos, se debe hacer notar que el extremo superior de la pila en el modelo no está en una situación real respecto al prototipo, por las restricciones de movimiento que le impone a éste la superestructura.

Fig. 31



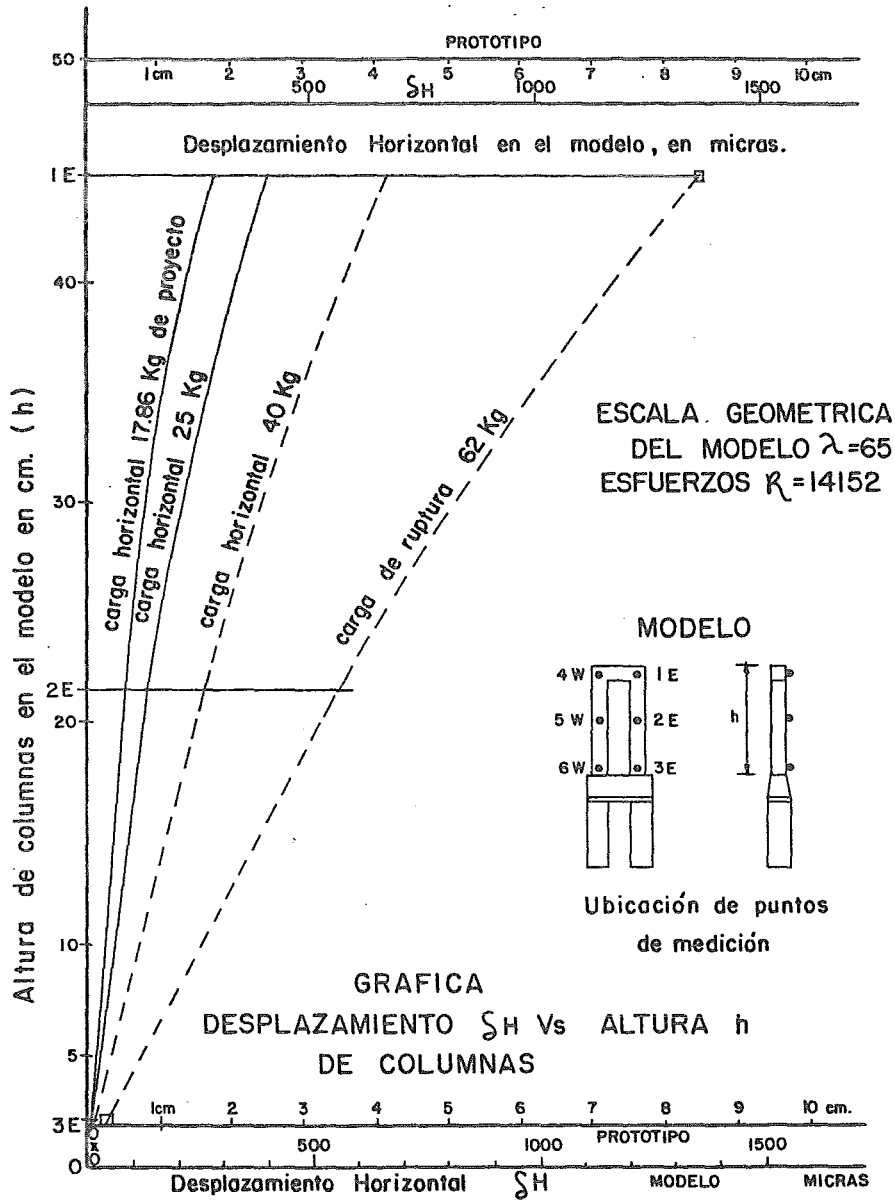
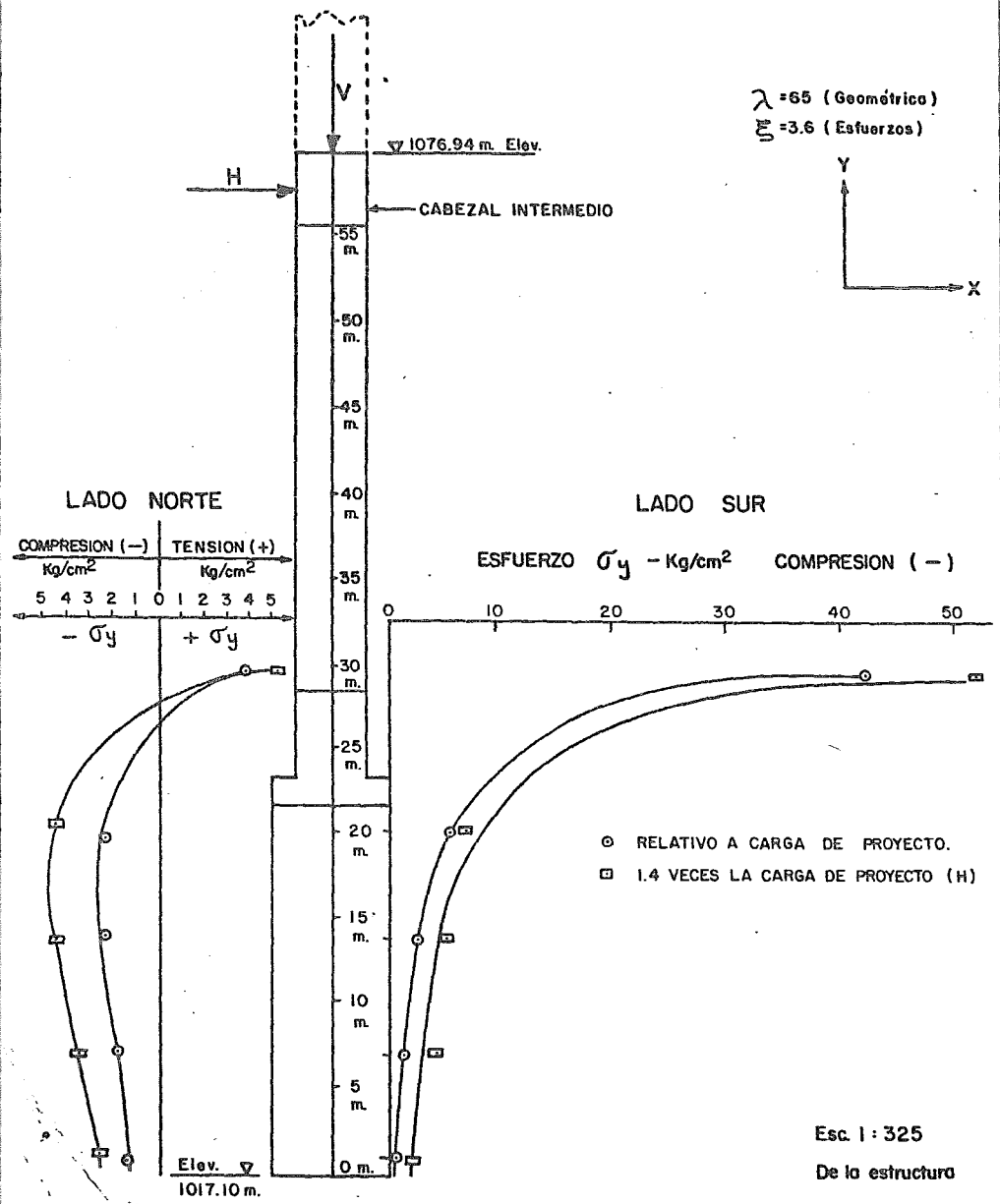


Fig. 32

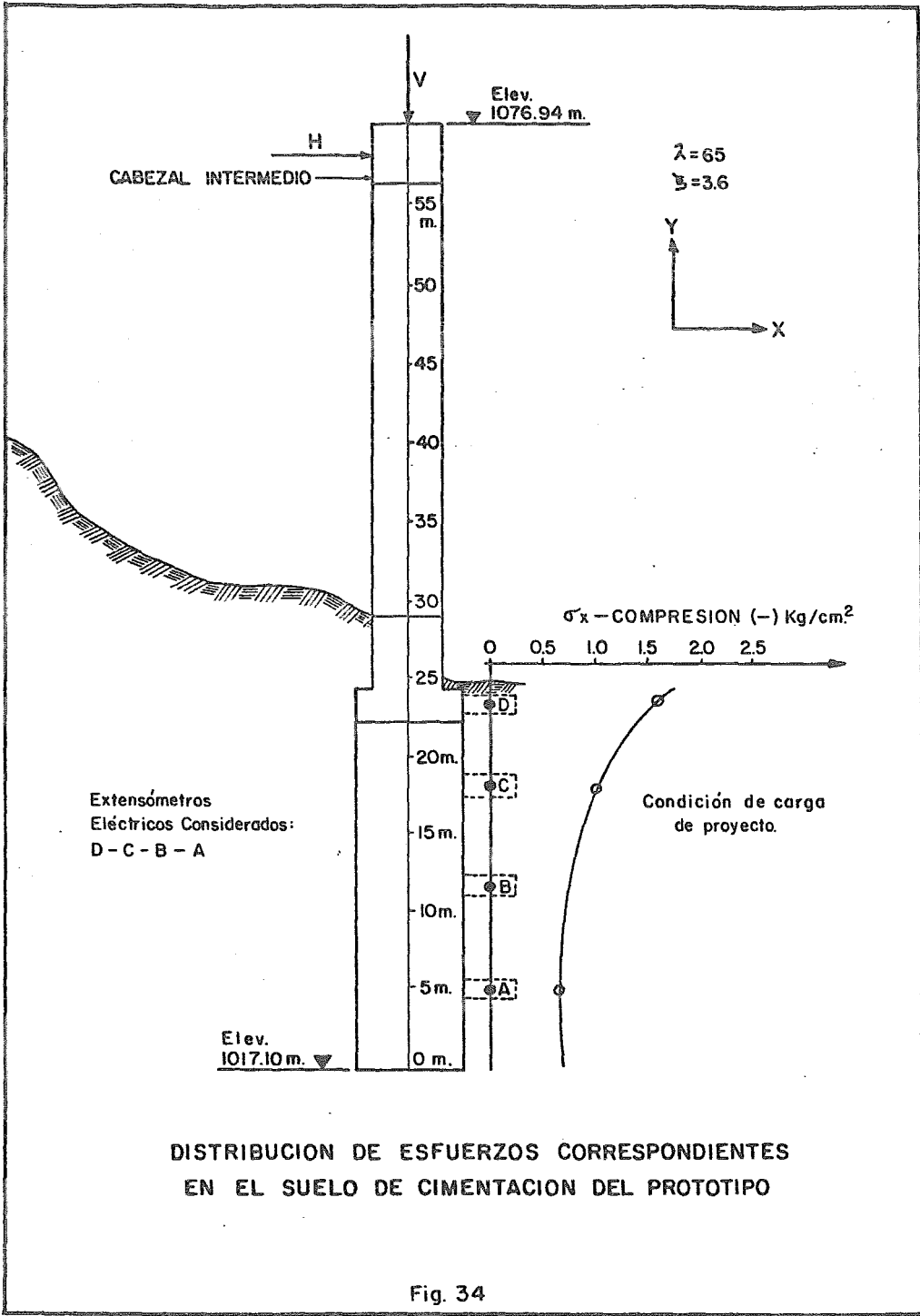
$\lambda = 65$  (Geométrico)  
 $\xi = 3.6$  (Esfuerzos)



DISTRIBUCION DE ESFUERZOS CORRESPONDIENTES EN LA ESTRUCTURA PROTOTIPO

Fig. 33

Esc. 1 : 325  
 De la estructura



DISTRIBUCION DE ESFUERZOS CORRESPONDIENTES EN EL SUELO DE CIMENTACION DEL PROTOTIPO

Fig. 34



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

=====

## CONCLUSIONES .

- a). El esfuerzo máximo de compresión es de  $42 \text{ kg/cm}^2$  en la estructura de la pila del prototipo, localizado en el pie de las columnas y referido a las condiciones de carga de operación.
- b). El esfuerzo máximo de tensión es de  $4 \text{ kg/cm}^2$ , localizado al pie de las columnas en el prototipo, para las condiciones de carga de operación.

Los esfuerzos de compresión y tensión señalados se ubican en las caras opuestas de las columnas.

- c). Por lo que respecta al suelo de cimentación del prototipo, el esfuerzo máximo de compresión desarrollado es del orden de magnitud de  $2 \text{ kg/cm}^2$ .

Es probable que se hayan producido esfuerzos mayores en puntos más cercanos a la superficie de contacto entre el suelo y la estructura de la pila.

- d). Todos los esfuerzos medidos en el modelo son menores que los límites de resistencia de los materiales en que actuaron, al ser aplicada la carga de operación.

- e). Los esfuerzos inducidos en el modelo, al ser aplicada la carga de operación, son menores que los correspondientes a los límites de elasticidad de los materiales en los cuales actuaron.

Se hace notar que en el caso de la estructura, casi se alcanzan dichos límites.

- f) La carga máxima aplicada al modelo en los límites de la microfisuración fue de 62 kg, y con ella sobrevino la ruptura.

considerando la escala de fuerzas, bajo estas condiciones límites la carga de ruptura representa un factor de seguridad de 1.98, el cual es válido exclusivamente para el sistema de cargas aplicado .

- g) El estudio de la evolución de los esfuerzos desarrollados en el modelo, en relación con las diversas cargas horizontales aplicadas , revela que el estado de ruptura producido por la carga de 62 kg, -- tuvo lugar en el material que constituye la estructura de la pila.

La realización del modelo experimental de la Pila No. 2 queda justificada , ya que de acuerdo a los resultados obtenidos en los estudios de Mecánica de suelos se encontró que el lugar donde se cimentó la estructura se tenían com plicaciones de estabilidad, por lo que fue necesario hacer investigaciones - para poder obtener resultados que confirmaran la estabilidad de la obra realizada.

La práctica de métodos experimentales en la construcción de grandes obras , siempre es indispensable para poder obtener resultados que comparados con los del prototipo, nos de una seguridad real , y saber que solución darle - al problema en casos más complicados.

Cuando se requiere investigar por métodos experimentales una estructura o - una cimentación en roca, es necesario estar enterado perfectamente de la na turaleza del problema y tener una idea clara para la solución práctica del mismo.

Los materiales del modelo deben cumplir con los siguientes requisitos:

1. Sus características satisfarán las condiciones de similitud.
2. Deben elaborarse y colocarse con facilidad en el modelo.
3. Su deformabilidad debe ser adecuada.
4. Presentarán facilidades tales que los instrumentos de medición puedan ser fijados en el modelo.
5. Deben ser económicos.

Cuando en un modelo se emplean diferentes materiales y en los ensayos se tie ne que sobrepasar el intervalo elástico hasta alcanzar la ruptura, es neces

rio que los materiales seleccionados ofrescan semejanza estructural.

Se ha descrito una de las posibilidades de uso de la microsísmica dentro del ámbito ingenieril; sin embargo otras y muy variadas aplicaciones podrán considerarse en presas, túneles, puentes, etc., a saber: Para determinar los cambios de esfuerzo por decompresión originados durante las excavaciones en las cimentaciones; el uso y previsión racional de los explosivos; condiciones de estabilidad de taludes y perforaciones existentes en roca; condiciones y efectos de inyectado y del estado presforzado de la roca; variación de los esfuerzos con el tiempo dentro y en las paredes de los túneles; previsión y características del recubrimiento en túneles. Finalmente permite seleccionar las zonas adecuadas para la realización de pruebas de resistencia al corte o bajo presión de agua en el campo.

Todo lo anterior se podrá realizar con bajos coeficientes de incertidumbre en la toma de decisiones, así como elevada economía y seguridad en pequeñas y grandes obras civiles.

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

- 1- ERAST G. GAZIEV, ASPECTOS GENERALES DE LA MECANICA DE ROCAS.
- 2- SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE ROCAS, SIMPOSIO OCTUBRE 1978, EXPLORACION Y MUESTREO EN ROCA.
- 3- JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ, MECANICA DE SUELOS TOMO I y II.
- 4- ERAST G. GAZIEV, MECANICA DE ROCAS EN LA INGENIERIA.
- 5- JAEGER Y COOK, FUNDAMENTS OF ROCK MECHANICS.

M-0028638