



20

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
A C A T L A N**

**ESTUDIOS GEOLOGICOS Y GEOTECNICOS REALIZADOS  
PARA EL PROYECTO DE LA CASA DE MAQUINAS  
DE LA HIDROELECTRICA CHICOASEN**

**T E S I S**

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A:**

**CELIA GARCIA BONILLA**

México, D. F.  
**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



1992



## **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 está 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.

## INDICE

	PAG.
INTRODUCCION .....	1
CAPITULO I.	
ESTUDIOS REALIZADOS PARA LA UBICACION DE LA CASA DE MAQUINAS	
1.1. LOCALIZACION Y DESCRIPCION DEL PROYECTO .....	6
1.2. GEOLOGIA REGIONAL .....	12
1.2.1. Geología del Embalse .....	15
1.3. GEOLOGIA DE DETALLE DEL CAÑON DE CHICOASEN .....	20
1.3.1. Estratigrafía .....	22
1.3.2. Estructura geológica .....	24
1.3.2.1. Pliegues .....	25
1.3.2.2. Fallas y Fracturas .....	26
1.3.3. Geología de la margen derecha .....	28
1.3.4. Geología de la margen izquierda .....	28
1.4. RIESGO SISMICO .....	37
1.5. ESTUDIOS GEOFISICOS .....	41
1.6. ESTUDIOS GEOTECNICOS .....	45
1.6.1. Pruebas de campo .....	49
1.6.2. Pruebas de Laboratorio .....	66

1.7. ELECCION DEL SITIO DE UBICACION DE LA CASA DE MAQUINAS .....	74
---	----

CAPITULO II

PARAMETROS DE DISEÑO Y ESTADO DE ESFUERZOS DE LAS FORMACIONES

II.1 PROPIEDADES INDICE .....	79
II.2 PROPIEDADES DE RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD ....	84
II.2.1 Propiedades de resistencia .....	84
II.2.2 Propiedades de Deformabilidad .....	87
II.2.3 Resultados de la medición del estado de esfuerzos internos en el macizo rocoso de la casa de máquinas .....	96
II.3 PROPIEDADES REPRESENTATIVAS .....	103
II.4 ESTADO DE ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN EL CON-TORNO DE LA CASA DE MAQUINAS .....	106
II.4.1. Esfuerzos alrededor de las excavaciones-subterráneas .....	106
II.4.2 Estabilidad de la casa de máquinas .....	108
II.4.3 Análisis de estabilidad de la excavación	113
II.4.3.1 Hipótesis básicas .....	114
II.4.3.2 Selección de los parámetros de deformabilidad de las formaciones geológicas involucradas ...	115
II.4.3.3 Esfuerzos tectónicos .....	115
II.4.3.4 Geometría de la zona analizada.	116

II.4.4 Esfuerzos y desplazamientos alrededor de la casa de máquinas .....	116
II.4.4.1 Estado de esfuerzos .....	116
II.4.4.2 Estado de desplazamientos .....	118
CAPITULO III	
SISTEMAS DE ADEME Y ESTABILIZACION	
III.1 ALTERNATIVAS DE ADEME CONSIDERADAS .....	123
III.1.1 Tipos de soporte .....	124
III.1.2 Planteamientos por la valuación de presiones sobre los sistemas de soporte en túneles .....	126
III.1.3 Sistemas de ademe utilizados durante la construcción de la casa de máquinas ...	140
III.2 SISTEMA DE ADEME FINAL .....	163
III.2.1 Generalidades .....	163
III.2.2 Secuencia de colocación de concreto lanzado en casa de máquinas .....	167
III.3 TRATAMIENTO DEL MACIZO ROCOSO .....	172
III.3.1 Inyecciones .....	175
III.3.1.1 Inyecciones efectuadas en la casa de máquinas ....	176
III.4 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO .....	179

**CAPITULO IV  
INSTRUMENTACION**

IV.1 GENERALIDADES .....	208
IV.2 ALTERNATIVAS DE INSTRUMENTACION .....	209
IV.3 PROGRAMA DE INSTRUMENTACION DE LA CASA DE MAQUINAS .....	217
IV.3.1.1 Medición de movimientos verticales .....	217
IV.3.1.2 Medición de las deformaciones de la roca que circunda a la excavación del túnel .....	224
IV.3.2 Medición de presiones sobre el sistema - de soporte .....	236
CONCLUSIONES .....	240
BIBLIOGRAFIA .....	244
APENDICES.....	246

- I. Gráficas de los resultados de las pruebas - de la placa efectuadas en el socavón No. 12 en la margen derecha de río Grijalva.
- II. Gráficas de los resultados de las pruebas - Gato Plano provenientes de los socavones 12 y 22 de la margen derecha de río Grijalva.

## INTRODUCCION

La generación de energía eléctrica ha sido una de las tareas más importantes que el hombre se ha propuesto realizar, es por ello que desde el año de 1958 la Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.) inició en la cuenca del Río Grijalva, localizada en el Estado de Chiapas al SE de la República Mexicana, estudios encaminados a determinar su potencial hidroeléctrico para lograr el aprovechamiento integral de sus recursos; con base a dichos estudios y a los realizados por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (antes S.R.H.) se formuló "El Plan Integral del Río Grijalva" para el cual se fijaron cuatro etapas: la primera de ellas la constituye la P.H. Netzahualcōyotl, la segunda etapa la representa la P.H. Belisario Domínguez (Malpaso), la tercera etapa es la P.H. Manuel Moreno Tórres (Chicoasén) y por último la cuarta etapa es la P.H. Peñitas. La capacidad total instalada en la cuenca con estos cuatro proyectos es del orden de 3900 MW, de los cuales 1500 corresponden a la P.H. Chicoasén.

Hablar de un proyecto hidroeléctrico, es referirnos a un universo sumamente interesante de la construcción, a un mundo que capta toda la gama de oficios y profesiones que podamos pensar y que al mismo tiempo estimula el ingenio y la imaginación. Pretender describir en un trabajo de tesis

cada unos de los elementos que forman parte de un proyecto hidroeléctrico sería muy ambicioso, puesto que se perderían muchos detalles importantes del mismo, por la gran magnitud que éste representa; es por ello que el tema de estudio del presente trabajo está enfocado solamente a uno de esos elementos, la Casa de Máquinas de la P.H. Chicoasén. Elegir a la casa de máquinas como tema de tesis, fue por el gran interés que siempre despertó en mí, la construcción de una obra subterránea de gran envergadura y poder participar, aunque de forma indirecta, en la realización de uno de los proyectos más importantes del país, que por estar localizado en una zona de alta sismicidad dentro de la República Mexicana, hacen de él, una situación atractiva.

El principal objetivo que se persigue con esta investigación, es dar a conocer de manera general, los estudios geológicos y geotécnicos que se realizaron para seleccionar el sitio de ubicación de la Casa de Máquinas, a sí como, las medidas adoptadas para estabilizar la excavación durante su proceso constructivo y los alcances y dificultades que se presentaron al realizar este proyecto. Para ello se ha dividido el trabajo en cuatro capítulos, redactados de manera sencilla que permiten una fácil comprensión de los mismos.

En el primer capítulo se describe los antecedentes básicos del proyecto, a sí como, la geología regional de la

zona donde se localiza el P.H. Chicoasén, para adentrarse posteriormente a la geología de detalle del Cañón de Chicoasén, riesgo sísmico, estudios geotécnicos realizados y finalmente la selección del sitio de ubicación de la Casa de Máquinas.

En el capítulo segundo, se habla de los parámetros de diseño, es decir, los datos más representativos extraídos de los correspondientes estudios geotécnicos, que nos dan las características físicas y mecánicas del macizo rocoso. También se trata el análisis de estabilidad de la excavación a sí como, el estado de esfuerzos y desplazamientos en el contorno de la misma.

En el capítulo tercero, se aborda el tema del sistema de ademe y estabilización empleado en la cavidad de la casa de máquinas. Describiendo en primer lugar, las alternativas de ademe consideradas, en segundo término el sistema de ademe definitivo, después el tratamiento del macizo rocoso que fue necesario utilizar para mejorar sus propiedades y por último, el procedimiento constructivo de la excavación del túnel.

Para finalizar, en el capítulo cuarto, se presenta la importancia que tiene la instrumentación en las obras, cualquiera que sea su función; exponiendo de manera particular el programa de instrumentación utilizado en el túnel de la Casa de Máquinas, para conocer el comportamiento de la roca

durante la construcción del túnel. Al respecto se presentan las técnicas empleadas y los resultados obtenidos de las mismas.

Debo manifestar que el presente trabajo tiene muchas limitantes debido a que se trata de la investigación de una obra que se realizó hace varios años y se trata más que nada de la recopilación de información existente al respecto y no a la exposición de experiencias personales, que de haber sido así, se hubiera enriquecido aún más la presente investigación.

Mi agradecimiento a todas las personas de Comisión Federal de Electricidad, que hicieron posible la elaboración de este trabajo al facilitarme información y su colaboración incondicional.

**CAPITULO I**  
**ESTUDIOS REALIZADOS PARA LA UBICACION DE LA**  
**CASA DE MAQUINAS**

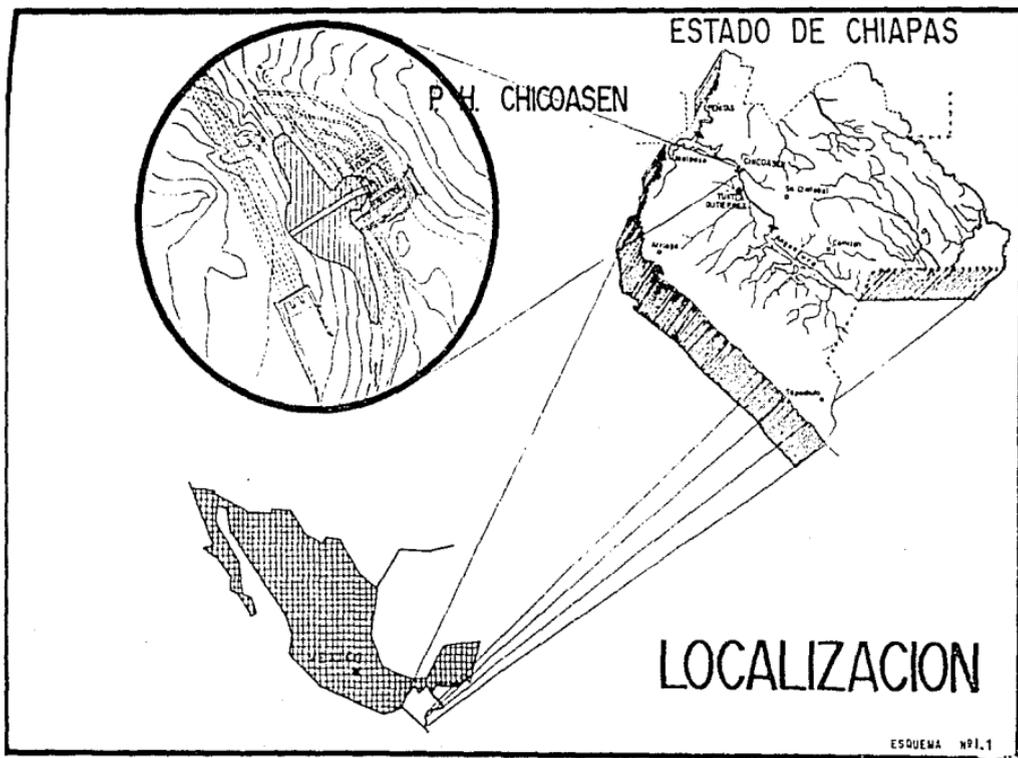
- 1.1 Localización y descripción del proyecto
- 1.2 Geología regional
- 1.3 Geología de detalle del Cañón de Chicoasén
- 1.4 Riesgo sísmico
- 1.5 Estudios geofísicos
- 1.6 Estudios geotécnicos
- 1.7 Elección del sitio de ubicación de la Casa de Máquinas

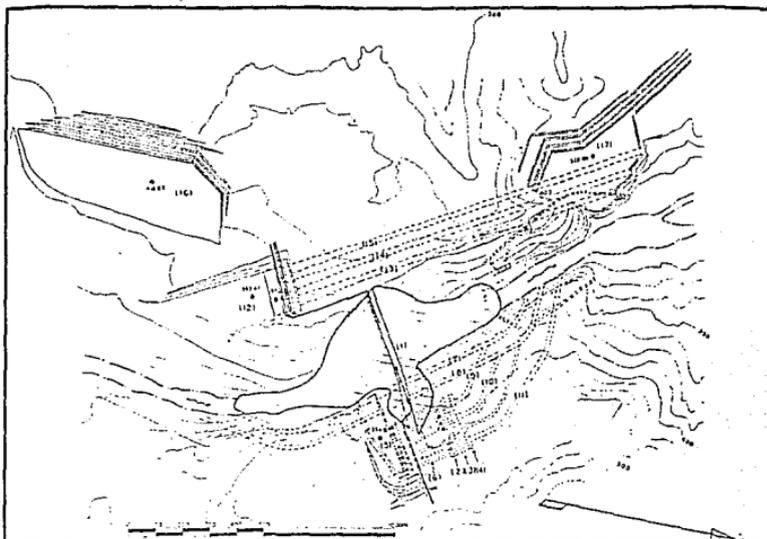
## I ESTUDIOS REALIZADOS PARA LA UBICACION DE LA CASA DE MAQUINAS

### 1.1 LOCALIZACION Y DESCRIPCION DEL PROYECTO

La casa de máquinas de la P.H. Chicoasén se localiza en el Estado de Chiapas en la ladera derecha del río Grijalva (ver fig.1.1); su geometría de sección tipo portal es de 44 m de altura, 20.35 m de ancho y 199 m de longitud, la clave de la bóveda de la caverna que aloja a la casa de máquinas se encuentra a una profundidad de 131 m abajo del nivel de terreno natural y el cuerpo de la misma pasa por las fallas geológicas  $F \propto III$ ,  $F \propto IV$  y  $F \propto I$ : el tímpano Oeste (W) de la casa de máquinas se localiza a dos diámetros del túnel de desvío No. 2 y el eje del grupo de generadores está localizado a 70 m aguas abajo del eje de la cortina y paralelo al eje de transformadores 40 m aguas arriba. Ver fig. 1.2, 1.3 y 1.4.

Para su construcción fue necesario excavar 160,000m<sup>3</sup> de roca y utilizar 60,000 m<sup>3</sup> de concreto armado; para su acceso se construyó un túnel de 800 m de longitud de sección portal de 8.45 m de ancho por 9.40 m de altura. Las dimensiones de la casa de máquinas obligó a que el procedimiento constructivo se realizara en dos etapas, por tratarse de una sección





1-CORTINA

2-CASA DE MAQUINAS (Turbinas)

3-GALERIAS DE TRANSFORMADORES

4-FOSOS DE ISOLACION

5-OBRA DE TOMA

6-TUBERIAS DE PRESION

7-10-TUNELES DE DESVIO

9-10-11-DESFOQUES

12-CANAL DE LLAMADA

13-14-15-TUNELES VERTEDORES

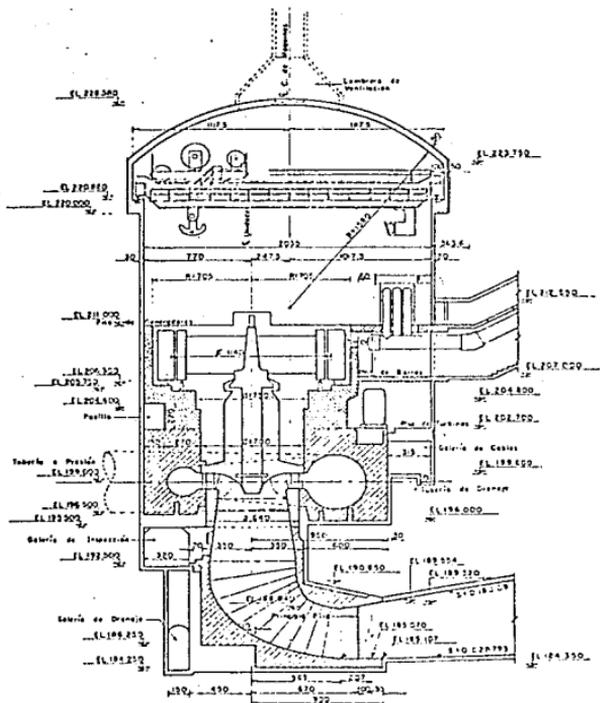
16-CANTERA ZONA INESTABLE

17-CANTERA N° 1

18-SISTEMA T I

— — — CANALES DE DIRECCION Y DRENAJE

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD	
SE-EN-1 DE LA SECCION DE PROYECTOS Y EJECUCION	
Sistema Hidroeléctrico de las Cumbres de Guadalupe en las Cumbres de Guadalupe	
Planta de Generación No. 1	
<b>PLANTA GENERAL</b>	
Fecha: Agosto de 1954	
Diseño: E. Gómez	Aprobado: _____
Revisado: E. Gómez	Fecha: _____
Escala: 1:10,000	
Hoja No. 1 de 1	



CORTE A—A  
DE FIGURA No. 2

FIGURA 1.3: CASA DE MAQUINAS: CORTE TRANSVERSAL POR  $\epsilon$  UNIDADES.

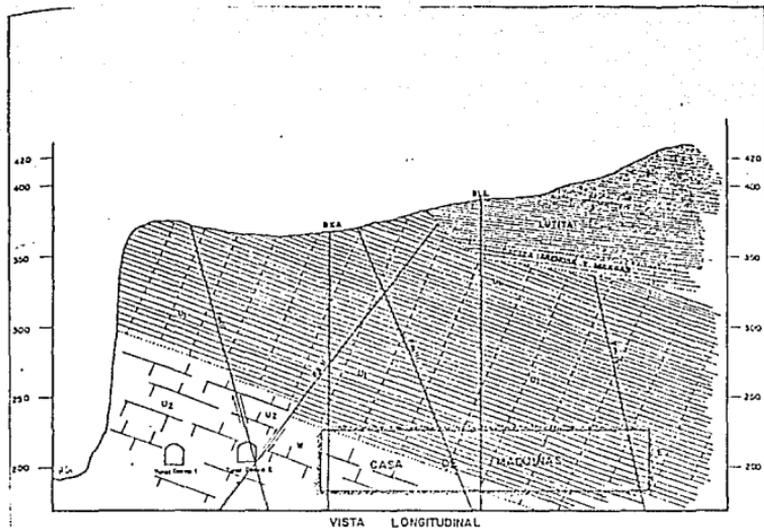


FIG. 1.4 CORTE GEOLOGICO DE CASA DE MAQUINAS

de gran magnitud, utilizándose para ello ampliaciones laterales en la bóveda y banqueos en el cuerpo principal. Las características del macizo rocoso obligaron a efectuar un tratamiento en el mismo a base de anclas e inyecciones que se ejecutaron junto con la excavación, de la misma forma que la colocación de concreto lanzado como ademe definitivo.

La roca que aloja a la caverna de la casa de máquinas presenta un rumbo N  $30^{\circ}$ W a N  $20^{\circ}$ W siendo más común el primero, las capas se encuentran inclinadas de  $25^{\circ}$  a  $35^{\circ}$  hacia adentro de la ladera y presentando buzamientos más pronunciados o pequeños plegamientos cerca de las fallas mayores. La posición de las capas con el rumbo más general N  $30^{\circ}$ W es perpendicular al eje de la casa de máquinas que la posición más favorable para la excavación de esta obra.

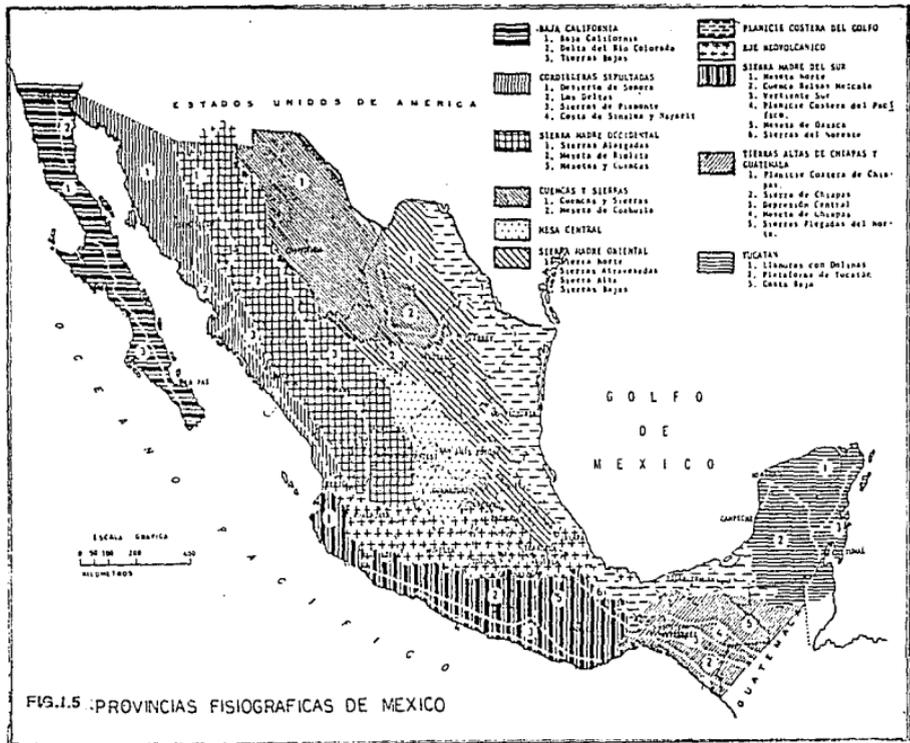
La mayor parte de la casa de máquinas se excavó en caliza estratificada y una pequeña parte en caliza masiva, quedando la bóveda en su totalidad, emplazada en caliza estratificada de la unidad U1; la estructura geológica dominante es una secuencia de calizas alternando con capas de arcilla buzando hacia el N  $30^{\circ}$ W, con una inclinación promedio de  $25^{\circ}$ . Para llevar un control sobre el comportamiento de la roca antes y durante la excavación del túnel de la casa de máquinas, se llevó a cabo un programa de instrumentación con aparatos de alto grado de precisión, con el cual fue posible conocer

e interpretar con la mayor exactitud posible la respuesta de la masa rocosa ante el ataque a la que estaba siendo sometida. Gracias a la instrumentación se pudieron tomar las medidas necesarias para modificar el diseño, cuando así se requirió, y continuar trabando según las indicaciones del proyecto teórico original. Una vez concluida la excavación de la casa de máquinas, se dejaron los instrumentos para vigilar el comportamiento del túnel durante la operación de la misma, la cual fue proyectada para alojar ocho turbinas tipo Francis de 416,000 Hp. instalándose cinco unidades en la primera etapa y tres unidades en la segunda y así generar 300,000 Kw por unidad, con una carga neta de  $180 \text{ m}^3/\text{seg.}$  y así transformar la energía cinética a eléctrica por medio del aprovechamiento de un flujo de agua a presión a través de equipo electromecánico.

## 1.2 GEOLOGIA REGIONAL

### a) FISIOGRAFIA

La República Mexicana ha sido clasificada en diferentes provincias fisiográficas con la finalidad de conocer las principales formaciones geológicas que la constituyen y los tipos de roca que prevalecen, como se puede observar en la fig. 1.5 (Provincias fisiográficas de México).



La provincia fisiográfica del Estado de Chiapas es la llamada Tierras Altas de Chiapas y Guatemala, localizada al sureste de la República Mexicana; se encuentra limitada al norte por las provincias de la Planicie Costera del Golfo, al poniente por la provincia de la Sierra Madre del Sur, y al sur por el Océano Pacífico, internándose en la República de Guatemala; abarca aparte de los Estados de Oaxaca, Veracruz, Tabasco y casi la totalidad del Estado de Chiapas. Esta provincia, a su vez, se encuentra dividida en cinco subprovincias que son: La Planicie Costera, La Sierra de Chiapas, la Depresión Central, Los Altos (Meseta de Chiapas) y Las Sierras Plegadas del Norte.

Morfológicamente constituye una estrecha planicie costera con un gran número de lagunas litorales y se caracteriza por tener sierras abruptas y alargadas con una orientación general noreste-sureste, con elevaciones mayores en las subprovincias Sierras Plegadas y Sierra de Chiapas. En esta región aparece al sureste una pequeña parte de la Planicie Costera e inmediatamente al norte se eleva la Sierra de Chiapas con un relieve escarpado de bordes agudos, mientras que la Depresión Central forma una cuenca elevada de terreno poco accidentado y de fácil erosión, no así las Sierras Plegadas que forman un relieve escarpado, redondeado y de suaves pendientes, llamada localmente Sierra Lacandona y constituida por rocas deformadas y cortadas profundamente, formando un

manejo de montañas interrumpidas por valles muy estrechos, es en esta última subprovincia donde se ubica el área de estudio. Los ríos principales siguen la dirección de las sierras (NW-SE) y pertenecen a dos tipos de corrientes: perennes e intermitentes. En el primer tipo se encuentran los ríos que forman la cuenca hidrológica del río Grijalva tales como: el Santo Domingo, Suchiapa, Sabinal y la Venta; el río Grijalva es la corriente que ha actuado como el agente erosionante más importante de la región, el cual además de haber labrado profundos cañones de paredes casi verticales de hasta 1200m de profundidad como el Cañón del Sumidero y el de Chicoasén, labrados en rocas calcáreas, también ha provocado el desequilibrio de las laderas. Las corrientes intermitentes están hacia el SE y drenan a la vertiente del Pacífico.

## b) GEOMORFOLOGIA

Los rasgos geomorfológicos de la región son variables. En el Oeste y Sureste las geoformas corresponden a rocas de origen intrusivo y en la parte restante a sierras plegadas.

### 1.2.1 Geología del embalse

El embalse de Chicoasén se extiende desde 5 Km arriba del Cañón del Sumidero y hacia abajo hasta 2 Km antes del poblado de Chicoasén, abarcando una longitud de 18 Km y dos

zonas amplias, una en Cañada de Muñiz y la otra en la confluencia de los ríos Hondo y Grijalva. La parte de aguas arriba del embalse se ubica en el profundo Cañón del Sumidero, labrado en una estructura geológica monoclinnal inclinada al norte, la parte baja está localizada en estructuras geológicas anticlinicales y sinclinales, a través de las cuales se formó el Cañón de Chicoasén.

#### a) GEOMORFOLOGIA

La geomorfología del embalse fue estudiada con base a la geología regional y datos topográficos (Kostenko y Riva palacio, 1975) lo que permitió concluir lo siguiente:

- Un relieve antiguo identificado por superficies de erosión desarrolladas en el Cenozóico Tardío y por el levantamiento en bloques tectónicos a distintas altitudes (1000 y 1700 m o más), y

- Un relieve joven, formado por profundos cañones y grandes escarpados del Cuaternario, los cuales se desarrollaron durante los levantamientos rápidos de las antiguas superficies de erosión.

Partiendo de su configuración, el relieve joven se

divide en tres bloques:

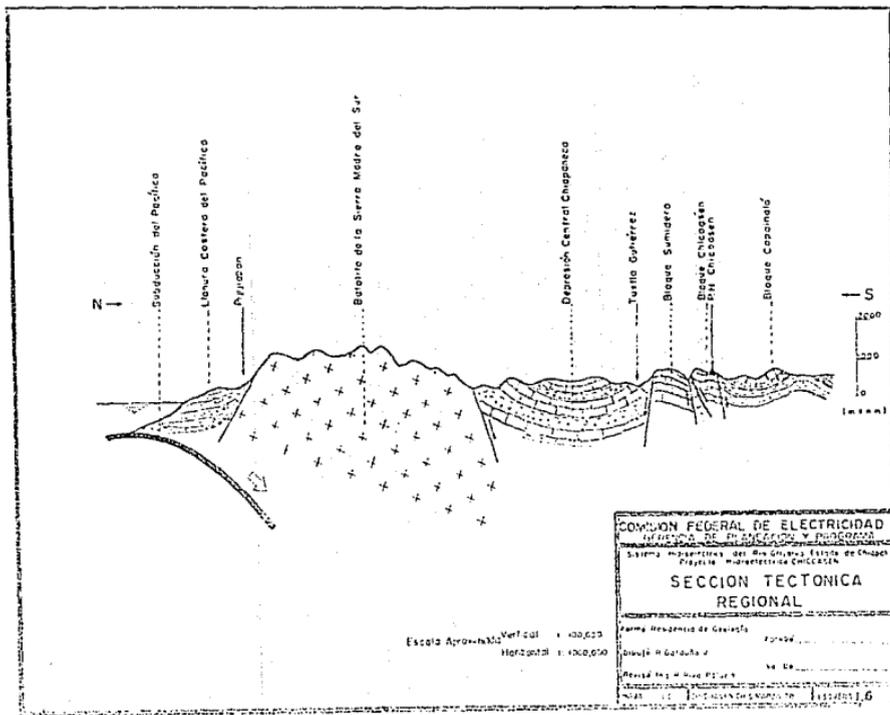
- BLOQUE SUMIDERO
- BLOQUE CHICOASEN
- BLOQUE COPAINALA

La comparación de sus relieves permite afirmar que el bloque Chicoasén es una zona separada por el efecto del levantamiento diferencial entre los bloques Copainala y Sumidero con movimientos desiguales de bloques independientes. En la fig. 1.6 se muestra este efecto.

El estudio de las formas estructurales orográficas permite establecer que los sinclinales corresponden a menudo a las más antiguas superficies del relieve, lo cual implica que las superficies alargadas que se formaron antes del Cuaternario y en la época del intenso levantamiento son estructuras inactivas.

En el bloque Chicoasén, que corresponde a la época actual (Cuaternario), se formaron las siguientes estructuras:

- Pilares tectónicos - anticlinales
- Fosas tectónicas - sinclinales y
- Pilares tectónicos - sinclinales



En el Cañón de Chicoasén se realizó un análisis de los posibles desplazamientos de bloques independientes entre los límites del valle del río Grijalva, aguas abajo de la falla Chicoasén - Malpaso, observandose dos etapas del corte del valle por el río:

- La antigua, una sección relativamente ancha del río con poca profundidad.
- Un brusco estrechamiento del valle, aumentando a la vez su profundidad.

Tal cambio atestigua al Cañón de Chicoasén como una región de transición del más intenso levantamiento joven.

#### b) ESTRATIGRAFIA

Las rocas que se encuentran en esta área varían del período Cretácico al Reciente. De la investigación de campo llevada a cabo y de acuerdo a clasificaciones usadas por PEMEX, se dividieron las rocas que afloran en la región en las unidades estratigráficas que se muestran en la fig. 1.7.

#### c) ESTRUCTURA GEOLOGICA

A nivel embalse se tiene la siguiente estructura

PERIODO	EPOCA	FORMACION	
CUATERNARIO	RECIENTE	ALUVION	Q
	PREHISTORICO		
TERCIARIO	PLEISTOCENO	ARENISCAS	Ti
	MIOCENO	CALCARENITAS	
	ODONTOCENO	LUTITAS	
	CRETACEO	COPOYA	
		EL BOSQUE	
		SOYALO	
CRETACICO	SUPERIOR	OCOZOCOAUTLA	KOA
		ANGOSTURA	
	INFERIOR	SIERRA MADRE	KSM

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD	
DIRECCION DE PLANEACION Y PROGRAMA	
SISTEMA NACIONAL DE ENERGIAS ELÉCTRICAS	
PROYECTO PLANEACION CALLES	
COLUMNA ESTRATIGRAFICA REGIONAL	
Fecha de Emisión de la Carta	.....
Escala 1:.....	.....
Revisado por: R. Ruiz Ponce, C. E. P.	.....
M.C. DE INGENIERIA CIVIL MARIANO PAGUE	

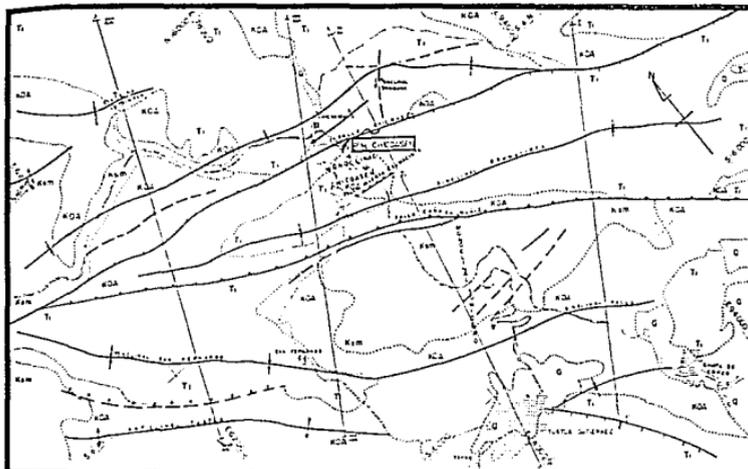
geológica (ver fig. 1.8)

Monoclinal del Sumidero  
Sinclinal de Osumacinta  
Anticlinal de Chicoasén  
Sinclinal de Bombaná  
Anticlinal de Copainalá  
Falla de Chapa de Corzo  
Falla de Muñiz  
Falla de Chicoasén - Malpaso

Esta última, es de gran importancia ya que cruza el río Grijalva a un kilómetro aguas abajo del proyecto Chicoasén, en total se puede observar en unos 40 Km de longitud y viene a ser una falla de tijera, con su bloque caído al norte en la margen izquierda y otro caído al sur en la margen derecha, cerca de la zona del proyecto.

### 1.3 GEOLOGIA DE DETALLE DEL CAÑON DE CHICOASEN

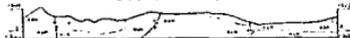
La formación del Cañón de Chicoasén se debe principalmente a la erosión provocada por el Río Grijalva en el flanco NE del anticlinal de Chicoasén con rumbo NW, el cual se encuentra delimitado y cortado hacia el norte por la Falla Chicoasén-Malpaso, produciendo ésta un bloque hundido hacia el noroeste con un salto de cientos de metros; al SE el anticlinal desapa-



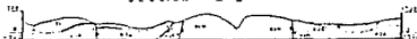
### SIMBOLOGIA

- G Cuaternario
- T<sub>1</sub> Terciario inferiorizado
- KCA Cretácico Superior
- KSM Cretácico Medio
- Sinclinal
- Anticlinal
- Contacto Geológico
- Falta normal regional
- Falta inversa
- Trazo de falla
- Línea de sección
- Carretera

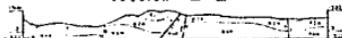
SECCION I-J



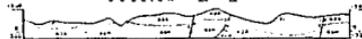
SECCION I-E



SECCION II-III



SECCION II-IV



ESCALA APROXIMADA 1: 200,000

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD GERENCIA DE PLANEACION Y PROGRAMAS	
Suma Hidroeléctrica del Área de los Estados de Chiapas Proyecto Hidroeléctrico Chicó	
<b>GEOLOGIA REGIONAL DEL PROYECTO HIDROELECTRICO CHICOSEN</b>	
Autores: Ing. E. González C.	Dibujos: _____
Dirección: Sr. Enrique M.	Edición: _____
Revisión: Sr. A. Silva Pineda C. S.	Impresión: _____
Elaboración: _____	Impresión: _____

rece coincidiendo con la confluencia del río Hondo al Grijalva. En la fig. 1.9 se puede apreciar el arqueamiento desarrollado en el Cañón de Chicoasén por el arrastre de la falla Chicoasén Malpaso.

### 1.3.1 Estratigrafía

Generalmente las rocas que afloran en el Cañón de Chicoasén son de origen sedimentario, del Cretácico Superior y del Terciario inferior, cubiertas discordantemente por lutitas, areniscas y brechas calcáreas.

Para una mejor comprensión de la estructura de la formación, se le ha dividido a ésta en tres unidades litológicas:

#### UNIDAD 1 (U1)

Esta unidad pertenece a la parte superior de la formación y está constituida por calizas interestratificadas con capas de arcilla y lutita, en espesores que varían de 90 a 140 m.

#### UNIDAD 2 (U2)

Se encuentra subyaciendo a la anterior y consiste

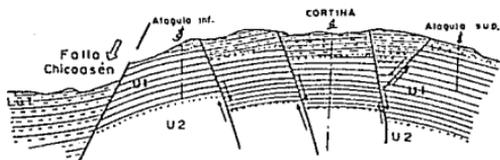


FIG. 1.9 Arqueamiento desarrollado en ambas márgenes del Cañón de Chicóasén; provocado por el arrastre de la falla Chicóasén - Malpaso, acompañado por el desarrollo de fallas escalonadas.

en calizas masivas no estratificadas de color blanco y textura arenosa, con banco de más de 30 m de espesor.

#### UNIDAD 3 (U3)

En la parte central del Cañón se encuentra aflorando esta unidad formada por caliza de color gris obscuro, con un espesor de 70 m, interestratificada con capas de arcilla carbonosa; presentando una pequeña discordancia (diastema) con la unidad 2 (U2).

#### 1.3.2 Estructura geológica

En general la secuencia de depósitos marinos anteriormente descrita presenta un buzamiento dentro del Cañón que va de la margen izquierda hacia la margen derecha con ángulos que varían de  $4^{\circ}$  a  $24^{\circ}$ , siendo más grandes en el lado sur del Cañón, poco inclinados a horizontales en la parte media y muy pronunciados a su salida. La estructura del Cañón de Chicoasén está formada por fallamientos en bloques, plegamientos correspondientes a dos etapas y flexuras; el cañón constituye parte del flanco oriente del Anticlinal Chicoasén, cuyo eje tiene un rumbo  $N 80^{\circ}W$  y es la fase primaria del plegamiento con ejes sensiblemente N-S.

Debido a la falla Chicoasén -Malpaso y en conjunto

con las fallas de plegamientos, ambos márgenes están rotas en bloques escalonados, hundidos hacia al sur.

### 1.3.2.1 Pliegues

Debido a que los plegamientos son muy apretados y a la diferencia de su capacidad para deformarse de las rocas estratificadas de la unidad U1 y U3 y la roca masiva de la unidad U2, se produjeron los siguientes efectos:

- Las rocas estratificadas con capas de arcilla se arquearon, deslizando unas capas sobre otras, debido a que la estratificación representa planos de debilidad y a la plasticidad de las capas arcillosas dando lugar a que el fracturamiento se engrosara hasta 2 m de profundidad.

- En la roca masiva de la unidad 2 (U2) el fallamiento es limpio, sin fracturamiento de mayor importancia.

Las estructuras plegadas se pueden dividir en dos grupos de acuerdo a la etapa de su formación:

#### a) Plegamientos primarios

- Sinclinales y anticlinales del camino desde el arroyo de la ICA hasta la cañada de Juy - Juy y que se

puede observar a lo largo del camino pavimentado.

- Sinclinal y anticlinal de la unidad U3 en el cauce del río Grijalva.

b) Plegamientos secundarios

- Sinclinal de Juy - Juy
- Anticlinal de Juy - Juy
- Flexura del cauce del río
- Flexura de la salida de vertedor.
- Terraza de la México
- Terraza del canal de llamada

Como resultado de los efectos ocasionados por las dos épocas de plegamientos, se tiene la posición y las variaciones de los estratos en las margenes derecha e izquierda a lo largo del cañón.

#### 1.3.2.2 Fallas y fracturas

A lo largo de los 2.5 Km del Cañón de Chicoasén las margenes se han visto afectadas por las fallas y fracturas pertenecientes a diferentes familias, siendo estas: Alpha, Beta y Gamma.

Fallas y fracturas Alpha ( $\alpha$ ). Esta familia es producto del arrastre de la falla Chicomasén, tiene un rumbo general NE-SW, con una inclinación al SE de  $70^\circ$  a la vertical y alabeadas tanto en sentido vertical como horizontal; representa la familia más importante y predominante. Produce desplazamientos verticales que van de 3 a 50 m, afectando a todas las unidades litológicas y en particular a la Unidad U1; los desplazamientos provocan bloques de 100 a 200 m de espesor, con inclinación hacia el norte con cuñas y zonas quebradas en la unidad U1, mientras que en la unidad U2, por ser masiva, los planos de las discontinuidades son limpios sin zonas fracturadas a los lados.

Fallas y fracturas Beta ( $\beta$ ). Las fracturas Beta forman una "X" con las fracturas Alpha; son menos frecuentes y representan los mismos efectos sobre las unidades que el sistema Alpha.

Fallas y fracturas Gamma ( $\gamma$ ). Esta familia es la segunda en importancia y constituye una debilidad paralela a gran parte del cañón. Es a través de estas fallas que se ha efectuado la decompresión de las laderas al erosionarse el cañón, su efecto sobre las unidades de roca es similar a las fallas Alpha y frecuentemente presentan relieves de movimiento horizontal.

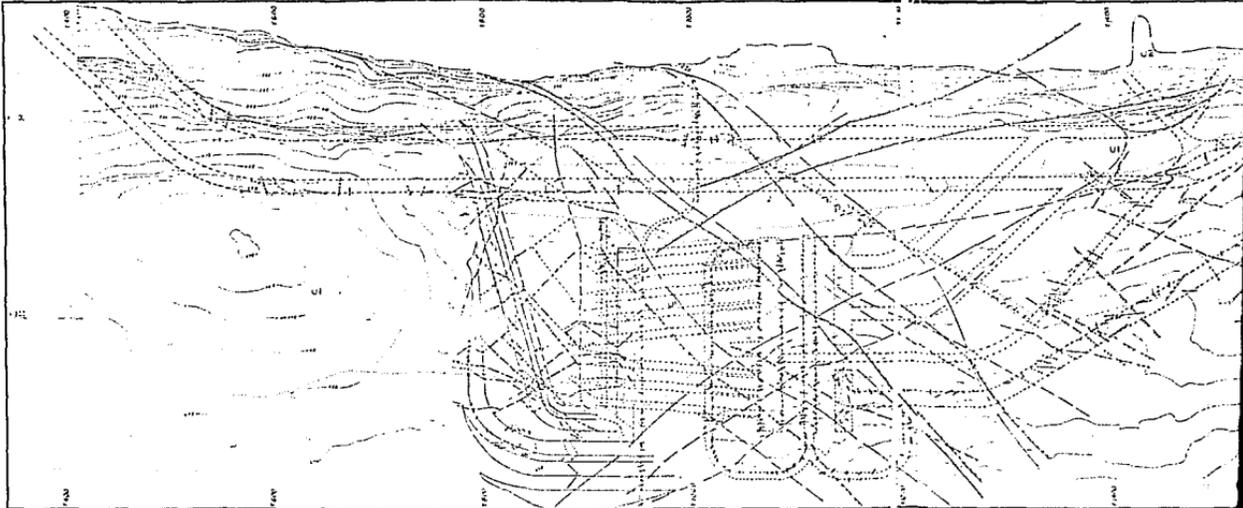
Como consecuencia del arrastre de la falla Chicocasén-Malpaso, se produjo una serie de flexuras o cambios bruscos en la inclinación de las capas, dichos cambios provocaron arqueamientos muy apretados dando lugar a zonas de concentración de esfuerzos, donde se dio fracturamiento muy fino y cercano entre sí (de 5 a 15 cm de separación) denominado "microfracturamiento", con orientación paralela al eje de las fracturas.

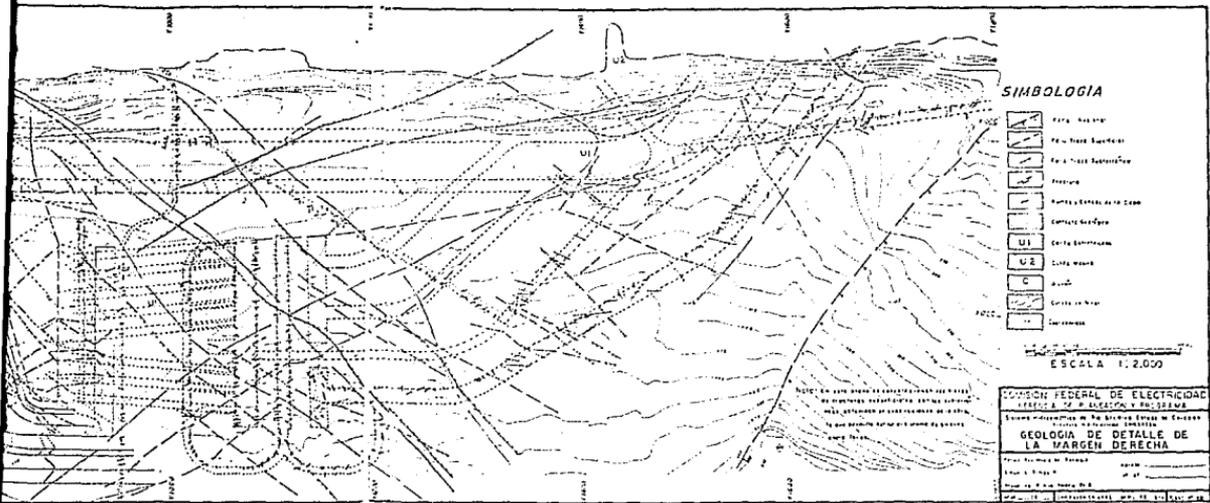
### 1.3.3 Geología de la margen derecha

Esta margen tiene pocas complicaciones y presenta en general una inclinación fuerte de  $24^{\circ}$  a  $36^{\circ}$ , con un rumbo  $N 40^{\circ}E$  a la entrada del cañón, que va girando hacia un rumbo de  $N 80^{\circ}W$ , como si se tratara del flanco de un domo; la decompresión de la ladera en bloques alcanza una profundidad de 30 m en la unidad 1 (U1) y 15 m en la unidad 2 (U2), mientras que en la roca la decompresión es de 15 m en la U1 y de 2 a 5 m en la U2. En la lámina de la fig. 1.10 se muestra la geología de detalle correspondiente a esta margen.

### 1.3.4 Geología de la margen izquierda

Mediante los estudios realizados en ambas márgenes del Cañón de Chicocasén, se localizó en la margen izquierda una zona inestable, probablemente adversa para la construcción





**SIMBOLOGIA**

-  Faja de Anillo
-  Faja de Base Subterránea
-  Faja de Base Superficial
-  Faja de Base
-  Faja de Base de la Zona
-  Corriente Subterránea
-  Corriente Superficial
-  Corriente de Agua
-  Carreteras

ESCALA 1:2,000

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD  
 DIRECCIÓN DE INGENIERÍA Y MANTENIMIENTO  
 SECCIÓN DE INVESTIGACIONES DE LA SUBESTACIÓN DE LA ZONA DE LA MARGEN DERECHA  
**GEOLOGÍA DE DETALLE DE LA MARGEN DERECHA**  
 Escala: 1:2,000  
 Autor: Dr. R. A. M. M. M. M.  
 Fecha: 1960

de la presa, la estructura geológica de dicha margen se da a conocer a continuación.

#### a) LITOLOGIA

Las unidades litológicas U1, U2 y U3 en esta margen presentan las siguientes características:

##### UNIDAD 1 (U1)

Se presenta formada por caliza gris clara en estratos de 1 a 3 m de espesor; en cada dos o tres capas de caliza aparecen intercalaciones de arcilla color café.

##### UNIDAD 2 (U2)

Está constituida por caliza masiva de 120 m de espesor

##### UNIDAD 3 (U3)

Constituida por calizas de cuenca de color gris oscuro, en estratos de 0.2 a 0.3 m de espesor con intercalaciones de arcilla negra.

## b) Inestabilidad

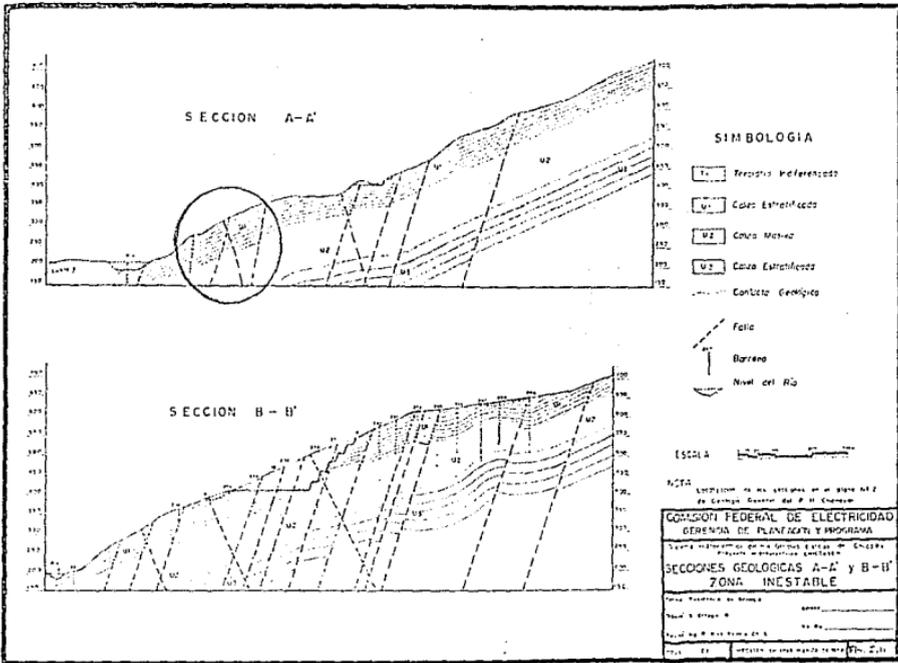
Cuando se efectuó la exploración de la margen izquierda se determinó que el ángulo máximo de inclinación de los estratos de la unidad U1 era de  $18^{\circ}$ , suponiendo entonces que dicho ángulo correspondía al ángulo de fricción bajo el cual la ladera era estable para las condiciones naturales encontradas; por lo cual y considerando que el ángulo de fricción está en función de:

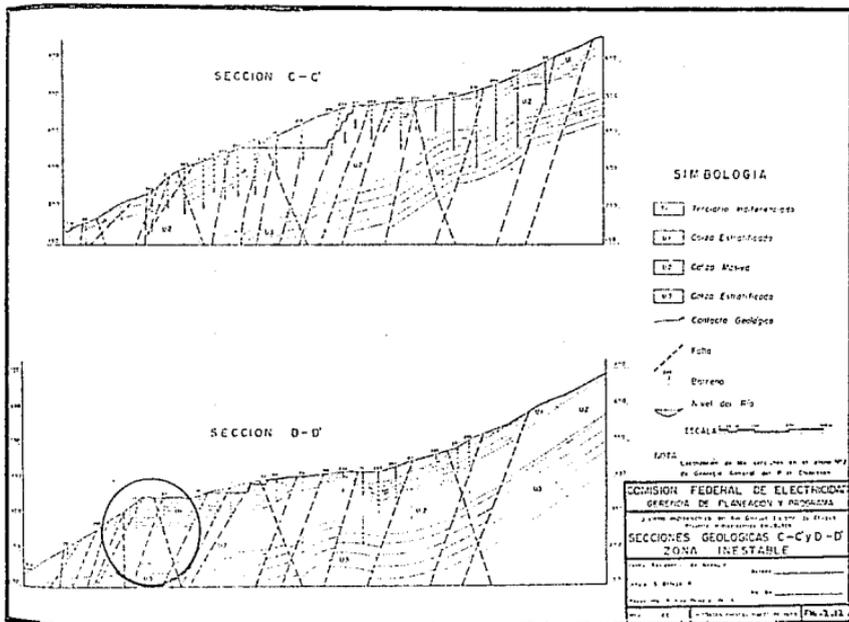
- Las ondulaciones del plano de deslizamiento
- Es menor cuando hay condiciones de humedad y,
- Que en la arcilla húmeda baja bruscamente;

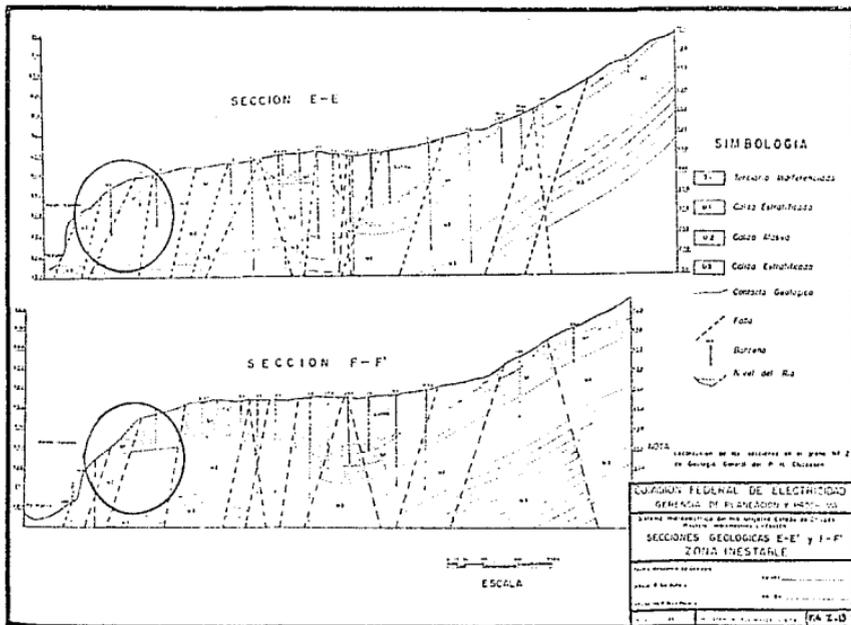
Se determinó que el bloque de material inestable en la ladera era del orden de 8 a 15 millones de  $m^3$  en las secciones A-A' y D-D' y de 80 millones de  $m^3$  en las E-E' y F-F', lo cual se puede ver en las fig. 1.11-1.12 y 1.13.

Para determinar con mayor precisión el ángulo de fricción y las condiciones de deslizamiento se decidió realizar sondeos, abrir socavones y emplear métodos geofísicos, así como estudios de mecánica de rocas correspondientes, con este propósito los estudios indicaron lo siguiente:

- En la zona inestable las capas de caliza estrati-







ficada con capas de arcilla de la unidad U1 buzando con más de  $12^{\circ}$  sin apoyo.

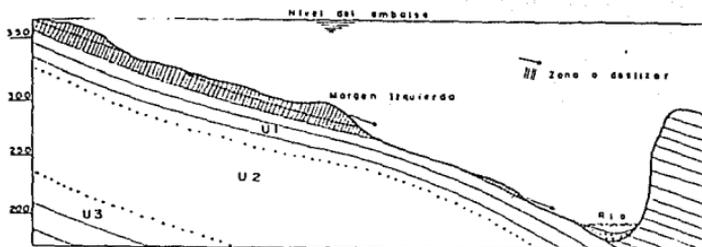
- El ángulo de fricción seco entre dos capas de caliza con una capa intermedia de arcilla varía de  $18^{\circ}$  a  $24^{\circ}$  dependiendo de las ondulaciones menores en estas capas.

- En una muestra saturada de la U1, determinó que el ángulo de fricción era de solo  $12^{\circ}$ , por lo que en aquellos sitios donde la unidad U1 estuviera inclinada hacia el vaso y sin apoyo en un ángulo de mayor valor, sería inestable al llenado del embalse.

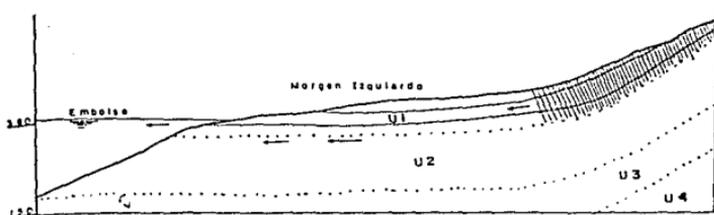
Bajo estas condiciones se localizaron dos casos potenciales de deslizamientos, los cuales se muestran en la fig. 1.14.

Caso 1. zonas de capas de caliza de la unidad U1 que se encuentra buzando hacia el río, con inclinaciones mayores de  $12^{\circ}$  carentes de apoyo.

Caso 2. deslizamiento de zonas con inclinaciones menores de  $12^{\circ}$ , que debido al empuje de las zonas inestables deslizarán cuando se llene el embalse.



Caso I.- Zonas de capas de caliza de la U1 que se encuentran buzando hacia el río con inclinaciones mayores de  $12^\circ$  y carentes de apoyo (zona inestable asiurada).



Caso II.- Deslizamiento de zonas con inclinaciones menores de  $12^\circ$  que debido al empuje de zonas inestables detrás deslizarán cuando se llene el embalse - (zona inestable asiurada).

FIG. I.14 Casos potenciales de deslizamiento

### c) Fallas y fracturas

En la margen izquierda se pueden distinguir las siguientes familias de fallas y fracturas:

- Sistema de fallas y fracturas escalonadas de dirección SSW-NNE, con saltos de 10 a 20 m, con distanciamiento entre sí de 100 a 200 m; en general se encuentra inclinadas más de  $70^{\circ}$  al SE, con bloques individualizados con descenso gradual hasta el fondo del valle y pertenecientes a la familia Alpha de los estudios geológicos.

- Sistema de fracturas de dirección NNE - SSE, con anomalías locales poco importantes que no llegan a producir desniveles apreciables, exceptuando la zona de la parte NW donde se registran saltos de cierta importancia; este sistema de fallas se identifica con la familia Gamma.

- Sistema de fallas de dirección NW -SE que corresponden a fracturas falladas con inclinación mayor de  $60^{\circ}$  al SW, definida en los estudios geológicos como la familia Beta.

#### 1.4 Riesgo Sísmico

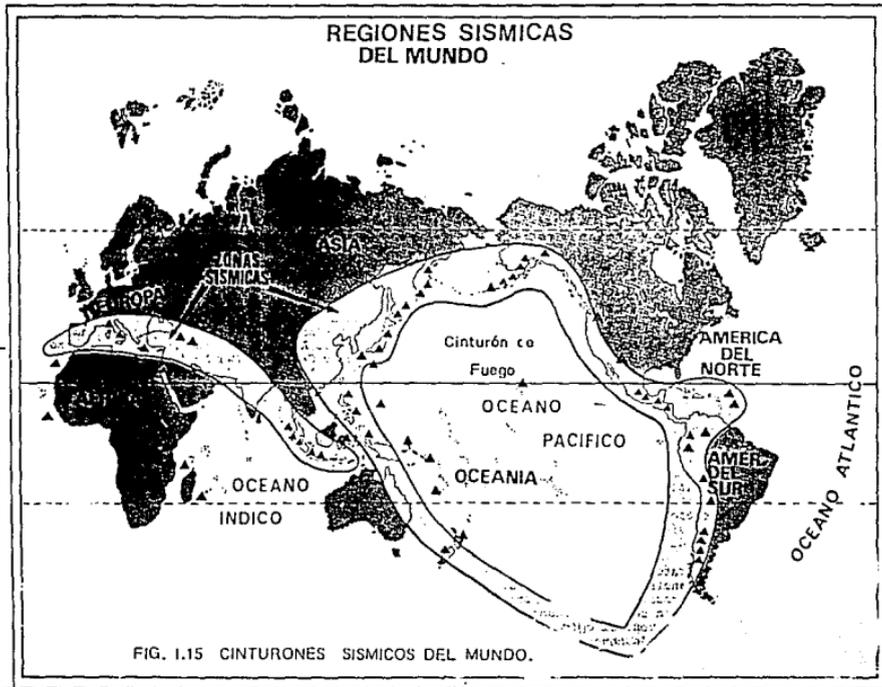
El Estado de Chiapas es una zona que se le considera con un alto grado de sismicidad por estar localizado dentro

de uno de los cinturones sísmicos mundiales que atraviesan a la República Mexicana (Cinturón de fuego del Pacífico). Ver fig. 1.15 y por la existencia de fallas geológicas, principalmente las fallas Chicoasén - Malpaso y de Muñiz. Debido a ello fue necesario realizar un estudio para conocer a detalle la sismicidad de la región y la actividad de las fallas, en caso de que existiera, ya que de serlo, el riesgo sísmico representaba un factor de considerable importancia para la realización del proyecto.

Para determinar este factor se aplicaron cuatro métodos:

- a) Geológico
- b) Histórico
- c) Sismológico
- d) Tectónico

a) Método geológico. Se encontró que las fallas regionales Chicoasén-Malpaso y de Muñiz se hayan cubiertas por cenizas pleistónicas (5 x 10 años por el método de Potasio-Argón), por lo que se concluye que han estado inactivas por lo menos todo este período; estudios fotogeológicos y de campo confirman que no existen rasgos de actividad actual en esta falla.



b) **Método Histórico.** Existen construcciones que datan desde hace 450 años en las cercanías de las fallas y que indican que por lo menos en este lapso de tiempo no ha habido sismos que hayan producido una aceleración mayor de 0.15G.

c) **Método Sismológico.** Análisis estadísticos de sismología instrumental de 1900 a la fecha, efectuados por el Instituto de Ingeniería de la UNAM indican que una aceleración máxima de 0.15G con una recurrencia de 500 años es lo más que puede sufrir la zona.

d) **Método Tectónico.** La sismicidad es de profundidad media de 70 a 100 Km en la parte media de Chiapas (área del proyecto) lo que confirma que no existen fracturas tectónicas que puedan producir aceleraciones mayores a 0.15G cercanas al sitio.

Ante el serio problemas que representaba la determinación del riesgo sísmico para el proyecto, el Instituto de Ingeniería de la UNAM realizó varios estudios encaminados al tema, de los cuales se puede resumir lo siguiente:

- El Cañón del Sumideró se encuentra ubicado en una zona de alta sismicidad, donde la mayor parte de la actividad sísmica se ha generado a profundidades de 100 Km o mayores,

sin embargo existe información instrumental que atestigua la ocurrencia de temblores superficiales de magnitud moderada que han ocurrido en Chiapas o en su vecindad con epifoco en la costa o en el mar, mientras que la actividad correspondiente a temblores intermedios y profundos es casi uniforme en la plataforma marina y en la zona continental, por lo que se considera un riesgo moderado en la zona del Cañón.

### 1.5 ESTUDIOS GEOFISICOS

Para conocer las condiciones geológico - estructurales que afectan al P.H.Chicoasén, se realizaron diversos estudios geofísicos por los métodos de refracción sísmica, eléctrico de resistividad con punto de disposición Wenner y resistividad de alta densidad. Estos estudios basados en la medición de ciertas propiedades físicas del macizo rocoso, emplean equipos de fácil operación que permiten conocer la estratigrafía y característica de los materiales en estudio. Para el caso particular de la casa de máquinas se realizaron estudios en la margen izquierda, cauce y margen derecha del río Grijalva. A continuación se mencionan las investigaciones realizadas en la margen derecha, puesto que es la zona de mayor interés para el presente trabajo, por estar ubicada precisamente en ella, la Casa de Máquinas.

Las investigaciones realizadas en esta zona, tuvieron

la finalidad de conocer la parte del macizo rocoso donde están ubicadas las obras de la Planta Hidroeléctrica. Por los métodos indirectos se pudo definir que aguas abajo y hacia el interior de la margen, se obtuvo un cambio muy importante de las características de la roca, interviniendo en primer lugar los niveles superiores (U1) más margosos, pero con buenas celeridades (4.5 a 5.0 Km/seg.); más allá de esta zona periférica intervienen fenómenos tectónicos que parecen condicionarse por orientación general de la falla Chicoasón - Malpaso.

Los resultados obtenidos por medio de la microsísmica efectuada en el socavón No. 22 situado a 13 m por encima de la casa de máquinas, indicaron que el macizo comprimido detrás de la zona superficial mostró celeridades longitudinales del orden de 3.5 a 4.5 Km/seg., lo cual parece normal y está de acuerdo con la existencia de una moderada decompresión estructural producida por la existencia del valle. Este efecto es más sensible en la zona próxima a la entrada y casi nula en el fondo, donde la U1 muestra celeridades prácticamente iguales a las determinadas desde la superficie.

El examen general de la distribución de celeridades, permite distinguir en el socavón No. 22, tres zonas de comportamiento relativamente diferente:

Zona 1. Comprendida entre 0 - 65 m presenta una gran

anisotropía y su límite es probable que sea la falla F III; el límite entre las zonas 2 y 3 puede ser la falla F 1 y el contacto entre las unidades U1 y U2 respectivamente.

Zona 2. En esta zona la decompresión superficial en el socavón varía entre 0.5 a 0.6 y 1.0 a 1.5 m, llegando a valores algo mayores en la entrada y en algún accidente local, tal como las inmediaciones de la falla F III y de la F 1.

Zona 3. La entrada en la ladera presenta una cierta decompresión en la dirección del socavón como se pone de manifiesto, por la distribución de celeridades y los valores de características elásticas; esta situación es normal, puesto que se debe a la erosión del valle por el río Grijalva. Más allá de los 72 m existen diferencias de compresión y capacidad entre las zonas 2 y 3, donde la última parece en general más comprimida que la 2 especialmente en la pared final de ésta; la combinación del accidente con el contacto de las unidades U1 y U2, puede explicar esta situación. Conviene señalar una probable existencia de una cierta anisotropía general del macizo rocoso, por la existencia de las celeridades medidas en la dirección del río (más altas) y normal al río (más bajas) que podría corresponder a una cierta distensión de esfuerzos en el macizo rocoso, en una dirección próxima a la normal al río.

Los valores de coeficientes de Poisson están influidos por la anisotropía especialmente cerca de la entrada; el efecto es análogo pero inverso del que produce en su medida un ensayo mecánico en una muestra no confinada y aumenta el valor aparente en vez de disminuirlo, como sucede en el ensayo de muestras confinadas.

La comparación de los resultados obtenidos en la exploración del socavón No. 22 en la margen derecha, permite establecer las conclusiones siguientes:

- La zona 1 parece corresponder a un bloque individualizado entre el cañón del río Grijalva y el accidente de la falla F III. Su anisotropía y estado de fisuración pueden haber sido influidos por el empuje del bloque de la zona 2 y el vacío o la falta de confinamiento que origina el Cañón. Hacia unos 30 o 40 m de la entrada puede existir otro accidente de menor importancia, tal vez del sistema paralelo al cañón (X), como el observado a unos 5 m de ella.

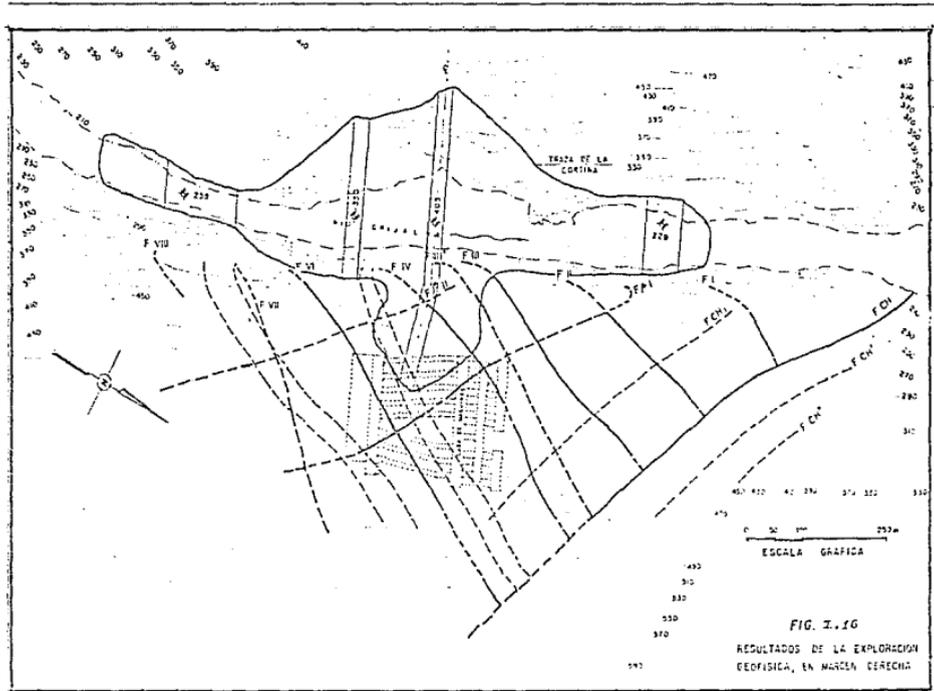
- La zona 2 corresponde a un bloque más o menos hundido, en niveles de la unidad U2 y se presenta compacta y rígida, aunque bastante fisurada. Por esta causa la zona 3, en la unidad U1, llega a presentar una rigidez mayor, pese a que en general, la unidad U1 suele ser menos rígida que la unidad U2.

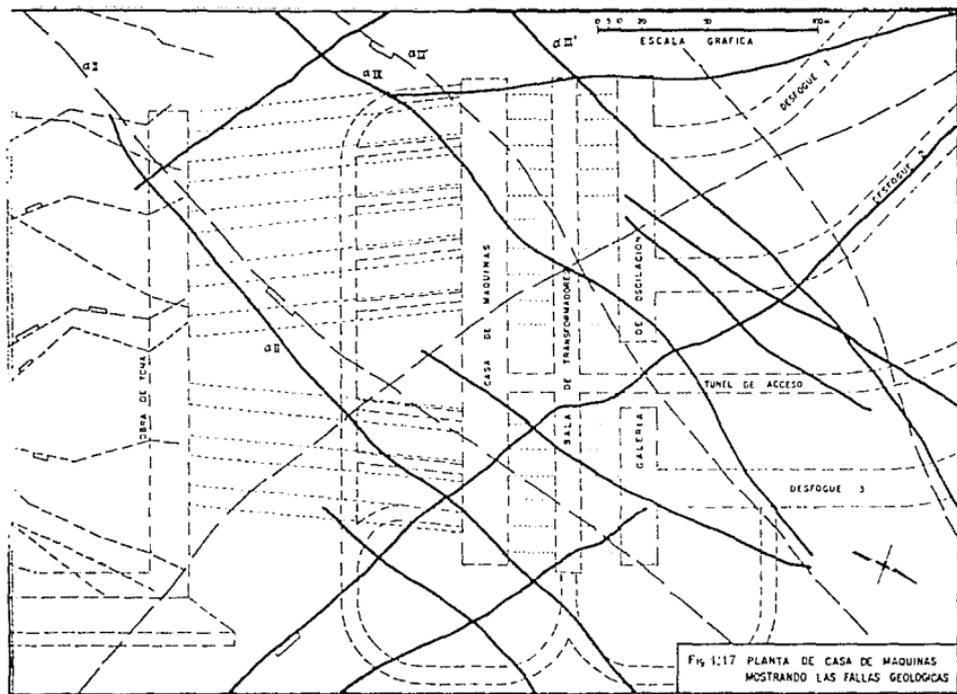
- En la zona 3, de muy buena calidad general, se identificaron pequeños accidentes más o menos fallados, de acuerdo con la fisuración adicional que crean. Puede corresponder a los cambios de rigidez, pero no se observó en el socavón, más que una fractura algo más importante que otra y con alguna intercalación arcillosa.

En resumen, los resultados de la exploración geofísica muestran en esta margen un macizo calcáreo de buena calidad relativamente estrecho aguas abajo y que adquiere mayor amplitud aguas arriba. En él han podido delimitar en forma simplificada zonas de características homogéneas adecuadas para ubicar cualquier obra. En la fig. 1.16 se presenta el plano estructural de los accidentes geológicos más importantes definidos a partir de los resultados de las exploraciones geofísicas, en margen derecha. En la fig. 1.17 se presenta la planta de casa de máquinas mostrando las fallas geológicas que atraviesan por ella.

## 1.6 ESTUDIOS GEOTECNICOS

La validéz / confiabilidad en el diseño de una obra civil, ya sea superficial o subterránea, dependerán en gran medida de la información obtenida a través de los estudios geotécnicos realizados, entendiendo bajo este concepto específico, a todo el conjunto de estudios de campo y laboratorio recorridos





e inspecciones, análisis y cálculos que conducen a una serie de recomendaciones y conclusiones necesarias para establecer las normas geotécnicas a que han de apegarse los proyectos y procedimientos de construcción. Los estudios geotécnicos deberán dar a conocer toda la información relevante sobre el probable comportamiento futuro del material (suelo o roca) y los tratamientos que se requerirán; su información deberá presentarse en forma sencilla, clara y sistematizada, traduciendo las características de las formaciones existentes en el campo a valores numéricos y recomendaciones escuetas, que puedan ser tomadas en cuenta por los proyectistas, con seguridad y correcta comprensión, aún no siendo especialistas en las disciplinas geotécnicas.

Para la ejecución de los estudios geotécnicos se recomienda dividirla en dos etapas. La primera comprende reconocimientos, exploración, levantamiento de datos y pruebas de laboratorio y campo. En la segunda etapa se recopila la información disponible, se analiza, se producen recomendaciones detalladas y concretas y se redacta el informe correspondiente. En el caso particular de la Casa de Máquinas, se llevó a cabo un programa completo de estudios geotécnicos, el cual permitió conocer las características geológicas de la zona en estudio, anteriormente descritas en los puntos correspondientes a la Geología Regional y de detalle; y las propiedades mecánicas del macizo rocoso mediante las correspondientes pruebas de

campo y laboratorio que a continuación se mencionan.

#### 1.6.1 Pruebas de campo

Al ser los túneles obras longitudinales, situadas por lo general a una profundidad considerable de la superficie, el acceso directo al sitio en el que se ubica la obra es muy difícil antes de la propia excavación, de ahí la importancia de llevar a cabo adecuadas investigaciones in situ con el fin de anticipar los riesgos geológicos que pudieran afectar al túnel.

Las pruebas de campo proporcionan un conocimiento de las propiedades índice, de resistencia y deformabilidad de la formación rocosa y describen en términos de ingeniería todas las propiedades del cualquier falla geológica o zona de falla que los estudios geológicos indiquen que atravieza o que está lo suficientemente cerca como para afectar el lugar del proyecto.

Mediante este tipo de pruebas se puede determinar:

- Las características de la resistencia de la masa de roca, particularmente de las diferentes condiciones de esfuerzo, provocadas por las estructuras.

- El estado de esfuerzos en la masa de la roca antes y después de la construcción.
- La existencia de anisotropía con respecto a la resistencia y a la deformabilidad del macizo rocoso.
- La permeabilidad del macizo rocoso y sus variaciones durante y después de la construcción de la obra.
- El índice de calidad de la roca y su grado de alteración.

En el caso de la casa de máquinas de la P.H. Chicoasén fue necesario medir en el campo las siguientes propiedades de la roca: deformabilidad, resistencia al esfuerzo cortante, estado de esfuerzos internos, permeabilidad, índice de alteración e índice de calidad de la roca.

#### a) DEFORMABILIDAD DE LA ROCA

La deformabilidad de la roca fue determinada mediante pruebas de carga (pruebas de placa) en el sitio, las cuales consisten en aplicar una carga a una superficie plana de la roca y medir la deformación resultante; al variar el tamaño de placa de carga, cambian también los valores del módulo de deformación así determinados; cuanto mayor sea el diámetro

de la placa de carga mayor será la profundidad de la roca afectada por la prueba.

La placa de distribución es casi circular y de diámetro tal que distribuye la carga en aproximadamente  $1\text{m}^2$  de superficie. Esta placa puede ser rígida o flexible, en cualquier caso, el cálculo de los módulos de deformación se efectúan suponiendo que el macizo rocoso es un sólido infinito, elástico, homogéneo e isótropo.

Se acostumbra realizar esta prueba en galerías y socavones simultáneamente en las dos paredes laterales o en techo y piso de los mismos. La carga máxima aplicada deberá ser del orden de 1.5 veces la que será impuesta a la masa de roca, alcanzándose la carga máxima en el último de una serie de 3 a 5 ciclos de carga y descarga. Los desplazamientos de las paredes normalmente se miden en el centro de aplicación de la carga, para lo cual la placa de apoyo tiene un agujero central, aunque en ocasiones también se miden desplazamientos en otros puntos a lo largo de un diámetro y aún fuera del área de aplicación de los esfuerzos.

En el caso del macizo rocoso de la casa de máquinas se utilizaron placas flexibles de 100 cm de diámetro y se aplicaron cargas sobre una superficie plana labrada y resanada con mortero. En la fig. 1.18 se muestra un esquema de la

placa flexible para una prueba de placa. Las cargas se aplicaron con tres gatos hidráulicos de presión de 200 Ton. cada uno, en los cinco o seis ciclos de carga - descarga, hasta llegar a la carga máxima. La presión aplicada en cada ciclo se mantuvo constante hasta que el desplazamiento resultante se estabilizó y se consideró estabilizado cuando fue igual o menor que 0.01 mm en cinco minutos. Los desplazamientos fueron medidos con micrómetros mecánicos con precisión de 0.01 mm colocados en la forma siguiente: uno apoyado sobre un ancla al centro de la placa a distancias de 80 y 100cm y sobre anclas hincadas a 20 cm de la superficie.

El módulo elástico o de deformación se calculó con el criterio del módulo secante, utilizando para ello la expresión de Boussinesq.

En el inciso II.2, se presentan los valores de los módulos de deformación mediante estas pruebas.

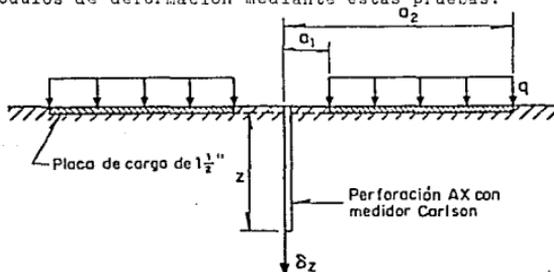
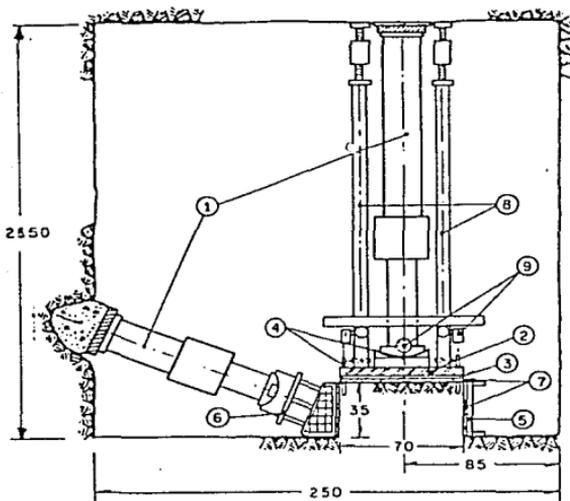


Fig. 1.1 8 Placa Flexible

## b) RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

Las fallas de las rocas alrededor de los túneles normalmente se deben a fuerzas de tensión o de cortante. Puesto que los planos de debilidad están usualmente presentes dentro de la roca, los esfuerzos de tensión en la masa de roca, son casi nulos. Las fallas por esfuerzo cortante en la masa de roca, generalmente ocurren a lo largo de sus planos de debilidad, tales como juntas, fracturas, estratificaciones, etc., siendo los parámetros más importantes de la resistencia de la roca, la cohesión y la fricción a lo largo de las superficies de deslizamiento.

Para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de un macizo rocoso in situ, existe una gran variedad de métodos; el más tradicional es aquél que se realiza en bloques labrados, en la que una de sus caras se deja unida al macizo rocoso. Sobre la cara superior de la muestra, la cual suele tener un área de  $1\text{m}^2$  (pudiendo utilizar superficies mayores), se ejerce una fuerza constante normal al plano potencial de falla, mientras simultáneamente se aplica, en incrementos, una fuerza tangencial, que induce la falla del bloque. En el esquema de montaje, mostrado en la fig. 1.19., se observa que la aplicación de la fuerza lateral no es horizontal, por lo que es necesario corregir la magnitud de la carga normal  $N$  directamente aplicada a la muestra, a fin de compensar el com



- |                      |   |
|----------------------|---|
| ① Gatos de 100 ton   | ⑥ Viga de apoyo                         |
| ② Placas de asiento  | ⑦ Asiento de mortero                    |
| ③ Colchón metálico   | ⑧ Templete para colocación de medidores |
| ④ Puntas de medición | ⑨ Deformómetro de cordón                |
| ⑤ Marco de cortante  |   |

Fig 1. 19 Montaje general para la prueba de corte

ponente normal de la carga lateral variable T.

Este dispositivo elimina la formación de grietas de tensión en la cercanía de la zona de la aplicación de la carga lateral.

Al respecto y con el propósito de obtener datos de resistencia al corte para analizar la estabilidad de la excavación subterránea para la Casa de Máquinas, fueron realizados dos programas de pruebas de corte; uno en campo, en las intercalaciones arcillosas de la unidad litológica U1, en uno de los socavones de la margen derecha y en otro en laboratorio, en el material proveniente de las intercalaciones arcillosas de las unidades U1 y U3.

b.1) Prueba de corte en las intercalaciones arcillosas de la unidad litológica U1.

La prueba consistió en la aplicación de una fuerza normal al plano de intercalación arcillosa mediante un gato hidráulico de 200 Ton de capacidad. Esta carga normal se mantuvo constante durante toda la prueba. Cada uno de los incrementos de carga se mantuvieron hasta que los desplazamientos normales al plano de arcilla se estabilizaron. A continuación se aplicó una carga tangencial mediante otro gato hidráulico, la carga lateral se ejerció conservando una velocidad

de desplazamiento tangencial constante de aproximadamente 0.15 mm/min. Durante el ensayo se midieron los desplazamientos tanto en dirección normal como paralela al plano de deslizamiento hasta el momento de la falla. Cada ensayo permitió el trazo de una gráfica esfuerzo - desplazamiento, en la que pudo determinarse el esfuerzo tangencial máximo y el esfuerzo tangencial residual para la presión normal aplicada durante la prueba. Ver fig. 1.20.

Después de una serie de pruebas con diferentes esfuerzos normal aplciado se trazó la envolvente de falla. Ver fig. 1.21.

Las dimensiones de los especímenes de roca fueron 60 x 60 x 30 ca. y la de las intercalaciones arcillosas también, con un espesor de 3 a 7 cm.

### c) ESTADO DE ESFUERZOS INTERNOS

Estas mediciones se llevan a cabo con el objeto de determinar la magnitud, distribución y sentido de los esfuerzos que existen en el interior de una masa rocosa como consecuencia de su historia geológica. Para la determinación de los esfuerzos internos del macizo rocoso se puede utilizar el método de relajación de esfuerzos a través de cualquiera de sus dos pruebas más usuales: la prueba de roseta (over coring) y la

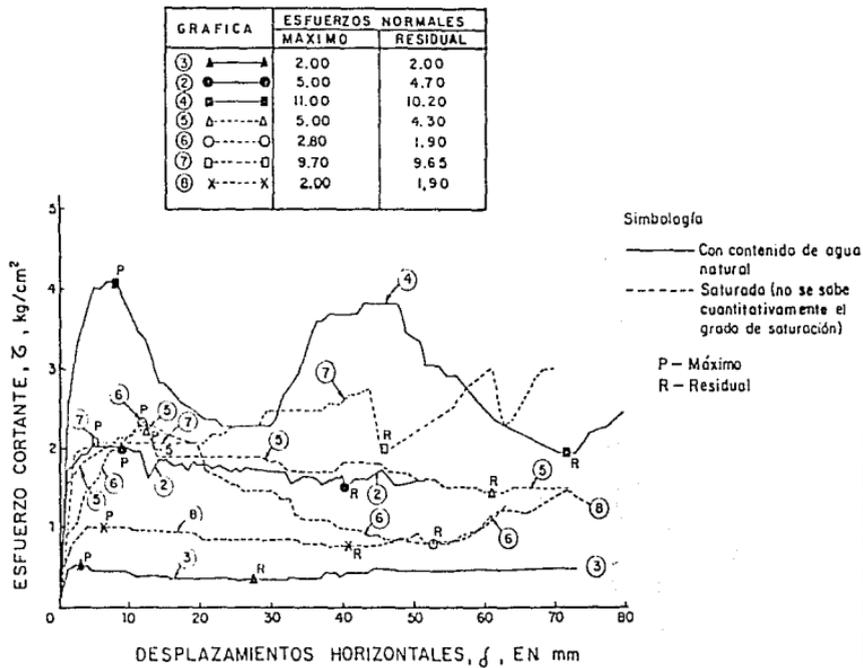


FIG. 1.20 GRAFICAS ESFUERZO APLICADO-DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL DE LAS PRUEBAS DE CORTE

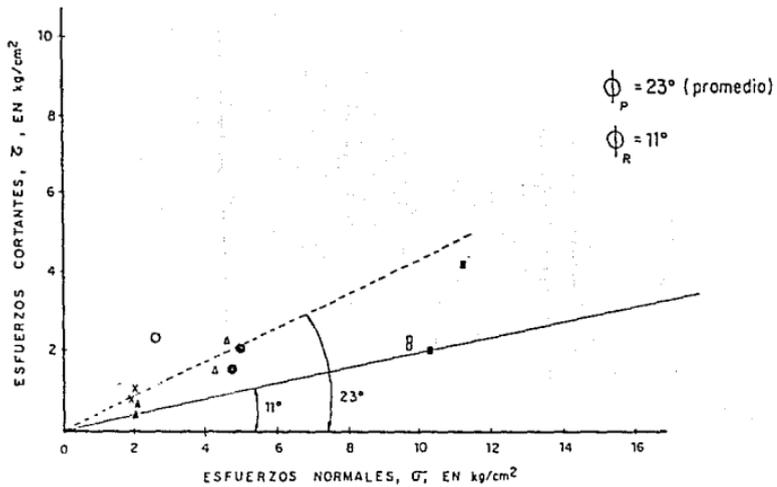


FIG 1.21 'ENVOLVENTES DE FALLA RESULTANTES DE LAS PRUEBAS DE CORTE

prueba de gato plano. En el caso de la formación rocosa de la casa de máquinas, se utilizaron pruebas de gato plano. Este dispositivo está constituido por una sola celda metálica hueca y de forma plana, con una de sus dimensiones considerablemente menor a las otras dos y muy flexible en el sentido de su menor dimensión; esta celda se llena con aceite a través de un conducto hermético al que se adapta una válvula de alta presión y por el cual a través de una bomba hidráulica es posible inyectar o extraer aceite para aumentar o disminuir la presión interna, misma que se transmite a los cuerpos en contacto, siempre y cuando ofrezca un apoyo efectivo; en otro conducto se acopla un manómetro para medir la presión existente en el gato. En la fig. 1.22. se muestran las características generales del gato plano y su instalación.

En general, la prueba consiste en medir la deformación inducida entre dos puntos de referencia fijos, localizados en una pared de la galería cuando se recorta una ranura entre ellos, introduciendo en la misma un gato plano y en seguida, aplicar una presión tal que la deformación registrada que había sufrido la roca por decompresión se recupere. En ese momento la presión aplicada sobre la roca por el gato, es igual al esfuerzo normal que actuaba sobre el plano de la ranura. Se recomienda repetir la prueba en dos direcciones paralelas a la pared de ensayo, para poder determinar o detectar el comportamiento anisotrópico del macizo. En la fig.1.23,

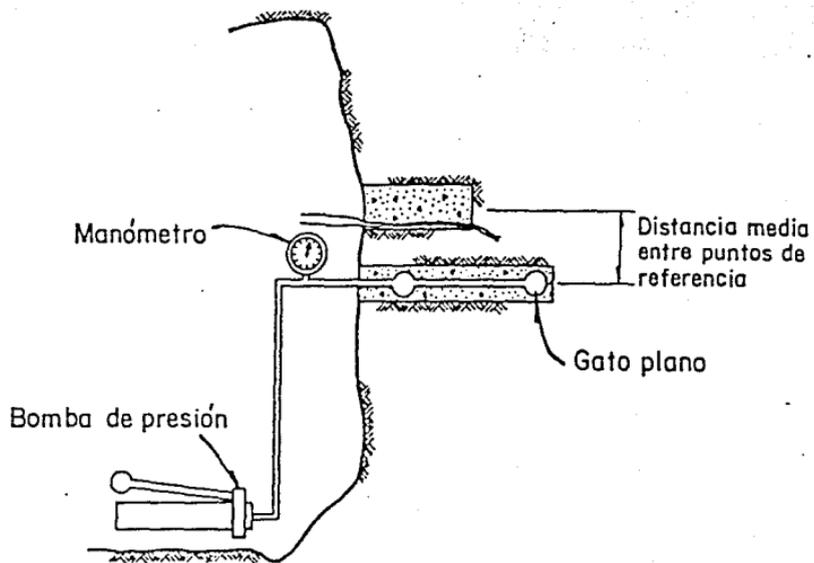


FIG 1.2.2 Instalación de un gato plano

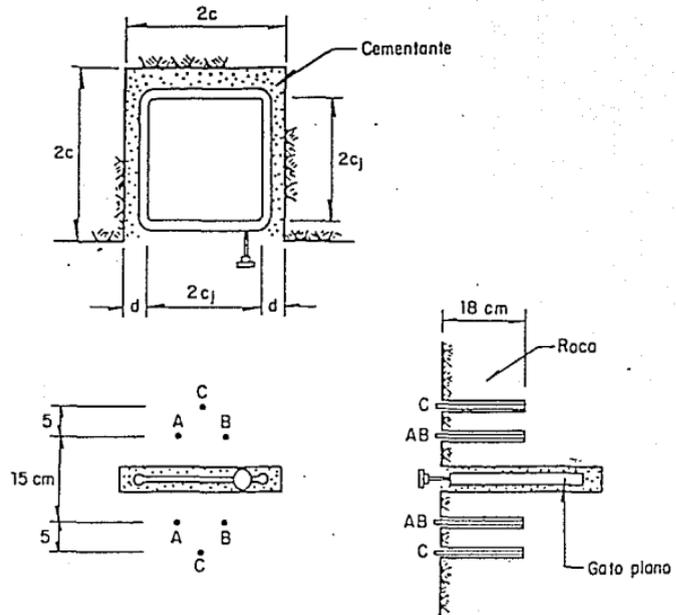


Fig 1.23 Prueba de gato plano (Esfuerzos internos)

se muestran las características de la ranura.

En nuestro caso, la medición del estado de esfuerzos internos para la casa de máquinas, se llevó a cabo mediante un programa de catorce pruebas de gato plano, realizadas en la margen derecha del río, en los socavones No. 12 y No. 22. Las gráficas correspondientes a estas pruebas se pueden consultar en el apéndice II y los resultados de ellas en el capítulo II.

#### d) PERMEABILIDAD

Debido a la presencia de fallas y fracturas en el macizo rocoso, donde se llevó a cabo la excavación de la casa de máquinas, se pensó que se trataba de una roca altamente permeable, pues es sabido que una masa rocosa no precisamente es homogénea e isotrópica con respecto a la permeabilidad; por ello, se ejecutaron 15 pruebas de permeabilidad in situ. - Las pruebas se realizaron con ayuda de obturadores mecánicos y presiones ascendentes, por el método de Lugeon, en dos progresiones de cuatro y tres metros respectivamente para barrenos de 8 m de profundidad. Esta prueba consiste básicamente en medir un gasto de agua en litros por minuto y por metro lineal de perforación, que se infiltra por la roca, bajo una presión de  $10 \text{ Kg/cm}^2$ , la absorción así registrada es la unidad Lugeon. La prueba se realiza en tramos de 3 a 5 de longitud, aislando-

los con empaques de cuero o hulo; el equipo está formado por una bomba de inyección un manómetro que se instala en el brocal del pozo y un aforador de caudales. En la fig. 1.24, se presenta el esquema de la prueba Lugeon.

Para determinar la presión al leerse en el manómetro durante la prueba, debe tomarse en cuenta la profundidad media del tramo que se ensaya. Es necesario registrar los gastos a medida que se incrementa la presión, hasta alcanzar la máxima así como al regresar al cero. Las pruebas son lentas, pues para cada presión debe esperarse hasta alcanzar la condición de flujo constante, durante 15 min.

#### e) INDICE DE ALTERACION

Las rocas, al ser sometidas a la acción agresiva del ambiente, sufren modificaciones en su estructura y composición mineralógica, es decir, se alteran. El grado alteración de una roca es un parámetro con el que se trata de definir su estado presente; cuando se altera una roca aumenta su porosidad. Las clasificaciones de las muestras provenientes de una formación rocosa dada, adoptando como criterios el grado de alteración o la porosidad, son idénticas. El grado de alteración se relaciona con la resistencia y deformabilidad del material. Para determinar el grado de alteración de una roca se realiza una prueba de percolación con agua del sitio —

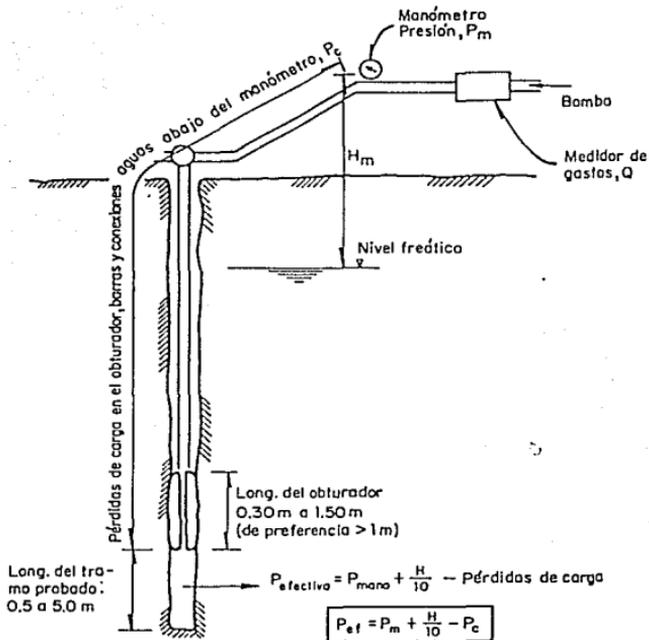


FIG. 1.24 PRUEBA LUGEON

a través de una muestra de roca. El índice de alteración se expresa en porcentaje. Para el caso de la casa de máquinas, se llevó a cabo la determinación del índice de alteración de la roca en las unidades litológicas de la margen derecha; los resultados correspondientes se presentan en el inciso II.1, del capítulo II.

#### f) INDICE DE CALIDAD DE LA ROCA

Existe una gran variedad en la calidad de los macizos rocosos, en función de su estructura y resistencia (caracterización del macizo rocoso); este término de calidad involucra muchas propiedades de la roca como son: velocidad de transmisión de ondas de compresión P, resistencia a la compresión simple, densidad, dureza, anisotropía, homogeneidad, flujo de agua, temperatura y estado de esfuerzos internos, son algunas de las propiedades más importantes de las rocas, para su utilización en el diseño de túneles.

El índice de calidad de la roca se utiliza para establecer comparaciones entre muestras provenientes de diversos sondeos o zonas de un sitio estudiado y se basa en el número de fracturas observadas en los corazones provenientes de un muestreo; en lugar de determinar el número de fracturas de las muestras, se procede a valorar el cociente de la longitud que resulta de sumar únicamente los trozos de roca mayores

a 10 cm y la longitud de avance del sondeo.

A continuación se presenta la tabla de clasificación de la roca, según el RQD.

RQD en porcentaje	Calidad
0 - 25	Muy pobre
25 - 50	Pobre
50 - 75	Aceptable
75 - 90	Buena
90 - 100	Excelente

Los resultados de la calidad de la roca estudiada para la casa de máquinas, se encuentran en el capítulo II en el inciso correspondiente a propiedades índice.

#### 1.6.2 Pruebas de laboratorio

Las pruebas de laboratorio están orientadas a definir con la mayor precisión, las propiedades mecánicas del material mediante las pruebas que mejor simulen el proceso de tuncleo tomando en cuenta el tipo de roca a fin de obtener la mayor cantidad de datos posible en la zona de arqueo encima del túnel, en la zona del túnel y cuando menos, medio diámetro

del mismo. Mediante las pruebas de laboratorio se puede determinar:

- Las características de deformabilidad.
- La velocidad de propagación de ondas a través de un macizo rocoso.
- Las propiedades índice.
- La anisotropía en la relación con la resistencia y deformabilidad.

A fin de conocer las propiedades de la roca intacta que formaría parte de la casa de máquinas, se realizaron ensayos de núcleos provenientes del barreno F de la margen derecha del río, el cual atraviesa a 83m en la unidad U1 y después penetra en la unidad U2 hasta alcanzar 220m. de profundidad, con un diámetro de 4.75 cm, está ubicado entre los túneles de presión No. 3 y 4, 20 m del paramento de aguas arriba de la casa de máquinas.

Mediante las pruebas efectuadas en esta margen fue posible determinar: la resistencia a la compresión simple del macizo rocoso, así como, la resistencia a la flexión, resistencia al corte simple, resistencia a la tensión y la porosidad.

#### a) PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE

Esta prueba permite determinar la resistencia y deformabilidad de un macizo rocoso siempre y cuando la fisuración del espécimen sea representativa de la del macizo. El ensayo consiste en aplicar a los especímenes de roca cargas axiales sin confinamiento, los cuales son generalmente cilíndricos de 2.5 a 7.5 cm de diámetro y altura igual a dos diámetros. La resistencia del espécimen es el valor del esfuerzo bajo el cual el material falla, calculado comunmente en Megapaskales (Ma) o kilopaskales (Kpa). Para cada incremento de carga se mide la deformación longitudinal del espécimen.

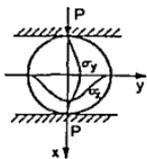
En nuestro caso particular, los puntos de medición fueron en la margen derecha y los resultados correspondientes se presentan en el capítulo II.

#### b) PRUEBA DE TENSION

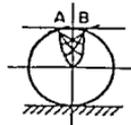
La determinación de la resistencia a la tracción mediante el ensayo directo de una probeta cilíndrica, resulta un tanto difícil, por el hecho de que no se consigue aún, un método satisfactorio para sujetar la probeta sin introducir tensiones de flexión. Como no suele ser necesaria una determinación exacta de la resistencia a tracción del material rocoso, ésta acostumbra ser medida generalmente a través de métodos

indirectos. El ensayo o prueba brasileña es un método indirecto muy usado para determinar la resistencia a tensión de la roca. En esta prueba, una probeta cilíndrica de longitud  $L$  y diámetro  $D$  se carga diametralmente con una carga  $P$ . La muestra suele romperse separándose en dos mitades según el eje de carga diametral. Se calcula entonces la resistencia a la tensión en rotura mediante la Ec. (1), que da la tensión uniforme que actúa sobre la mayor parte del diámetro. Ver fig. 1.25.

Los valores de la resistencia a la tensión obtenidos por estas pruebas, aparecen en el capítulo II, en el punto que se refiere a las propiedades de resistencia.



a) Diagramas de esfuerzos  
de compresión,  $\sigma_x$  y  
de tensión,  $\sigma_y$



b) Zona de ruptura debido  
a fricción en el área  
cargada

### c) PRUEBA DE FLEXION

Dentro de los ensayos de tensión realizados en laboratorio, además de la prueba de tensión indirecta (brasileña), también existen dos pruebas más para medir la resistencia de una roca, estas son: la prueba de tensión axial y la prueba de flexión.

En nuestro caso particular, se describirá en forma breve la prueba de flexión, ya que mediante ella fue determinada la resistencia a la flexión del macizo rocoso que formó parte de la casa de máquinas.

La prueba de flexión consiste en someter a un espécimen de roca simplemente apoyado en sus dos extremos a una carga en el punto medio del claro. Cuando los esfuerzos son más altos que la resistencia a la tensión de la roca, el espécimen falla. El módulo de elasticidad promedio en esta prueba se puede calcular por medio de la siguiente ecuación:

$$E_{prom} = \frac{PI}{6 I_y}$$

y la resistencia de tensión a la flexión es:

$$R_f = \frac{PI Y_o}{2I}$$

donde

I momento de inercia de la sección transversal de

la viga

- $Y_0$  distancia del eje neutro de la viga al punto extremo de la sección transversal en el lado de la tensión.
- P carga aplicada al espécimen
- l longitud del espécimen.

Los resultados de esta prueba se dan a conocer en el capítulo II, en el inciso que se refiere a propiedades de resistencia.

#### d) Prueba de Corte Simple

Los ensayos de corte simple en laboratorio pueden emplearse para determinar la resistencia del material intacto y de las juntas rocosas. Esta prueba consiste en provocar una falla por corte a través del material intacto, en un plano seleccionado previamente o a través de un plano de debilidad preexistente. La muestra se prepara con una ranura o cementandola con un molde, como se muestra en la fig. 1.26. Las pruebas de corte simple directo se efectúan aplicando al espécimen una carga normal constante  $N$  y una carga tangencial  $T$ , que se incrementa desde cero hasta un valor máximo. Durante el ensayo se miden los desplazamientos vertical y horizontal de la parte superior del espécimen con respecto a la inferior. Al aumentar la carga tangencial  $T$ , manteniendo constante la car

ga normal  $N$ , se incrementan los esfuerzos cortantes,  $\tau$ , hasta llegar a un máximo,  $\tau_{mi}$ , en el cual se fractura el espécimen y aparece una grieta horizontal. El esfuerzo tangencial decrece hasta un valor constante,  $\tau_{vl}$  que representan las fuerzas de fricción entre las dos partes del espécimen, ya que este posee mayor libertad en la parte superior para desplazarse y las deformaciones horizontales se incrementan más rápidamente. El esfuerzo corresponde a la resistencia de la roca al cortante; el esfuerzo  $\tau_{vl}$ , representa las fuerzas de fricción dentro del espécimen y permite determinar el ángulo de fricción.

En el inciso referente a propiedades de resistencia se presentan los valores correspondientes a esta prueba.

#### e) POROSIDAD

Las rocas son materiales porosos, algunas presentan oquedades equidimensionales aproximadamente esféricos, que provienen del desprendimiento de gases durante el enfriamiento de la roca ígnea extrusiva o de disoluciones por agua meteórica; las rocas de porosidad reducida, están surcadas por discontinuidades alargadas en forma de grietas, producto de los esfuerzos internos generados en la matriz rocosa por efecto de la dilatación térmica diferencial de los minerales y por efecto de los esfuerzos tectónicos. En las rocas, existe dos tipos de porosidad: la ocasionada por las inclusiones (absoluta) y la debida a la presencia de grietas (fisuración). La primera se determina a partir de la medición del peso volumétrico de la muestra y la densidad de sólidos; la segunda se determina con un porosímetro el cual permite medir el volumen de aire que llevan las grietas interconectadas; la porosidad de fisuración está directamente ligada con la resistencia a la compresión simple de la roca y al módulo de deformabilidad inicial.

En la roca en que se excavó la casa de máquinas, se determinó la porosidad a través del porosímetro. Los resultados de la porosidad se encuentran en el capítulo II, en el inciso correspondiente a las propiedades índice.

## 1.7 ELECCION DEL SITIO DE UBICACION DE LA CASA DE MAQUINAS

Una vez que fueron realizados todos los estudios geológicos y geotécnicos, necesarios para conocer las características principales del macizo rocoso del Cañón de Chicoasén y analizando los resultados de las respectivas pruebas de campo y laboratorio, ejecutadas en ambas márgenes, se llegó a la decisión de que la casa de máquinas quedara ubicada en la margen derecha del cañón, al igual que toda la obra electromecánica, por presentar mejores condiciones geotécnicas que la margen izquierda, ya que en ésta se halló una zona inestable de posible deslizamiento, la cual podría ocasionar mayor riesgo para las obras subterráneas, por las características geológicas que presentaba.

Los resultados de los estudios efectuados, mostraron que la margen derecha presenta un macizo calcáreo de buena calidad, relativamente estrecho aguas abajo, y que adquiere mayor amplitud aguas arriba. En él se han podido delimitar, en forma simplificada, zonas de características homogéneas adecuadas para ubicar cualquier obra.

Para la elección del sitio preciso que alojaría al túnel de la Casa de Máquinas, se consideraron aspectos geológicos de gran importancia, tales como: la posición que guardaban las distintas unidades litológicas (U1 y U2) existentes, en

relación con el eje del túnel proyectado, de tal manera que se pudiera determinar si esta posición influiría en la facilidad o dificultad de construcción del mismo, por lo que se determinó que el túnel quedaría alojado, un 80% en caliza estratificada de la unidad U1 y el resto del mismo en caliza masiva de la U2.

En la selección de la localización y profundidad del eje del túnel, fue estudiada cuidadosamente la estratificación que presentaba el macizo rocoso. Tomando en cuenta los planos de estratificación de las rocas calizas, presentaban un rumbo general  $N 30^{\circ}W$ , con inclinación de capas de  $24^{\circ}$  a  $35^{\circ}$ , atravesadas por fallas principalmente del tipo Alpha ( $\alpha$ ); se determinó que el eje del túnel fuera perpendicular al rumbo, pues esta era la posición más favorable para su excavación y estabilidad de las paredes del mismo, ya que la roca podría fallar a través de los estratos, pero no a través de los planos de debilidad y que en la clave se crearía la situación crítica de bloques sueltos en los extremos de los estratos; sin embargo la estabilidad general de la formación suprayacente no quedó afectada, además de que la profundidad donde quedó situado el túnel, las fracturas por las que este atravesó ( $F\alpha$ III,  $F\alpha$ IV y  $F\alpha$ I) se encontraban cerradas. Con un anclaje sistemático en techo y zonas donde se requirió estabilizar la presencia de algunos bloques sueltos, fue posible llevar a cabo la excavación de la cavidad sin mayor proble-

ma. Ver fig. 1.27 y 1.28.

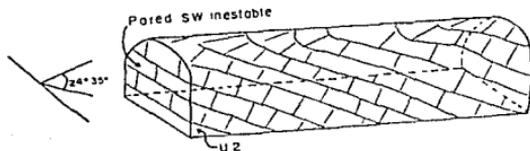


FIG. 1.27 POSICION DE LA CASA DE MAQUINAS CON RESPECTO  
A LA INCLINACION DE LA CAPAS DE CALIZA



FIG. 1.29 Vista del paño derecho de la Casa de Máquinas, en la parte inferior se encuentran los nichos de los codos de aspiración y en la parte superior la grúa viajera con la bóveda ya colada. Se encuentra excavada casi en su totalidad en la Unidad U1 (estratificada), pero a esta profundidad las fracturas se encuentran cerradas y con un anclaje sistemático; se pudo estabilizar sin que se presentaran problemas.

## CAPITULO II

### PARAMETROS DE DISEÑO Y ESTADO DE ESFUERZOS DE LAS FORMACIONES

II.1 Propiedades índice

II.2 Propiedades de resistencia y deformabilidad

II.3 Propiedades representativas

II.4 Estado de esfuerzos y desplazamientos en el  
contorno de la casa de máquinas.

## II PARAMETROS DE DISEÑO Y ESTADO DE ESFUERZOS DE LAS FORMACIONES

La determinación de las propiedades mecánicas del macizo rocoso son importantes para poder predecir el comportamiento del túnel y diseñar los sistemas de soporte y el revestimiento definitivo del mismo.

La selección de los parámetros a determinar dependen del proyecto del túnel, de las propiedades del macizo rocoso, de los problemas que se anticipan asu comportamiento e inclusive, de los objetivos del programa de instrumentación. En general los parámetros que pueden ser determinados para posteriormente utilizarlos en el diseño del sistema de soporte, son aquellos que quedan comprendidos dentro de las propiedades índice y las propiedades de resistencia y deformabilidad de la roca.

### II.1 PROPIEDADES INDICE

La determinación de las propiedades índice de un macizo rocoso permite correlacionar y complementar la información obtenida mediante otras técnicas de campo y laboratorio. A través de estas propiedades, es posible conocer la porosidad, permeabilidad, el índice de calidad de roca, el índice de alteración, contenido de agua, peso volumétrico, densidad y demás necesarias de un macizo rocoso.

En el caso de la casa de máquinas, se llevó a cabo la determinación de las siguientes propiedades índice: permeabilidad, porosidad, índice de alteración e índice de calidad de la roca, mediante las correspondientes pruebas de campo y laboratorio, descritas en el capítulo I, y de las cuales a continuación se presentan los resultados de cada una.

#### a) PERMEABILIDAD

En la siguiente tabla, se presentan los resultados de las pruebas de permeabilidad realizadas en la margen derecha en zona de casa de máquinas, antes y después del tratamiento del macizo rocoso, y en la fig. II.1 se muestra la distribución de permeabilidades. En general en el macizo rocoso de la casa de máquinas, se observaron permeabilidades bajas, del orden de 1 a 5 unidades Lugeon, lo que permitió reducir la densidad de barrenos de inyección y consumo de lechadas no mayores a 5 Kg/cm; llegando a la conclusión de que se trataba de una zona prácticamente impermeable.

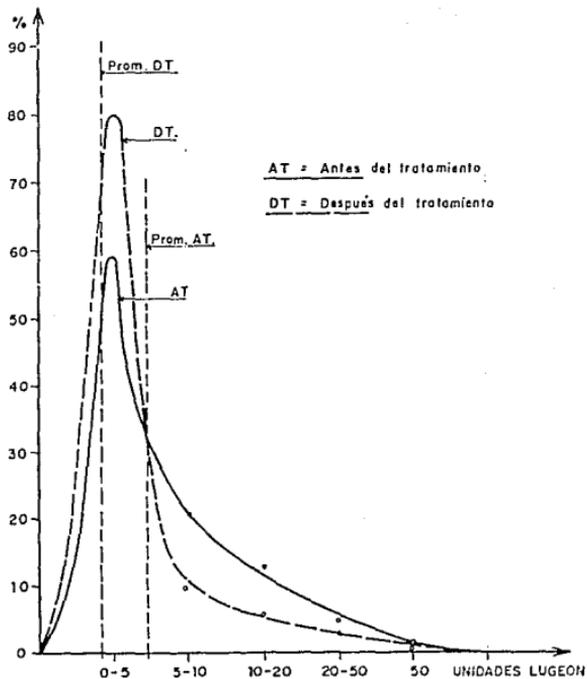


FIG. 1.- DISTRIBUCION DE PERMEABILIDADES,  
ANTES Y DESPUES DEL TRATAMIENTO

Unidad litológica	Condiciones iniciales		Después del tratamiento	
	No. de tramos	Unidades	No. de tramos	Unidades
		Lugeon (promedio)		Lugeon (promedio)
U1	151	3		
U2	16	12	59	2
U3	57	9	95	3

#### b) POROSIDAD

La porosidad del macizo rocoso en el que se excavó la casa de máquinas, fue determinada por medio del porosímetro, obteniéndose los siguientes resultados:

En la unidad litológica U1 (caliza estratificada) se determinó una porosidad del 2.2%, después de haberse ensayado 28 especímenes; para la unidad U2 (caliza masiva) no se tiene resultado de dicha prueba.

#### c) INDICE DE ALTERACION

El índice de alteración fue determinado a través de pruebas de campo, y resultó ser del orden del 15% en la unidad litológica U1 después del ensaye de 10 especímenes y del 20% en la unidad U2, con ensaye de 8 especímenes lo

cual indica, de acuerdo a estos porcentajes, que se trata de una roca con baja alteración y por consiguiente, con buenas propiedades de resistencia y baja deformabilidad.

#### d) INDICE DE CALIDAD DE LA ROCA

De los muestreos realizados en el socavón No. 22 y barrenos adyacentes en la margen derecha del cañón, se pudo precisar que la calidad de la roca es buena, puesto que la recuperación general fue del 90% y la de gráficas RQD, al compararlo con los valores estandar que se manejan dentro de la clasificación del mismo, estuvo cercana al 80%

## II.2 PROPIEDADES DE RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD

### II.2.1 Propiedades de resistencia.

La determinación de la resistencia de una roca para conocer el comportamiento que tendrá esta durante la excavación subterránea, está basada en estudio cuidadoso de sus debilidades, ya que la presencia de fallas y sistemas de diaclasas reduce la resistencia del macizo rocoso, dependiendo de la disposición que tengan las discontinuidades con respecto a la masa de roca.

Las propiedades de resistencia de la roca que aloja a la casa de máquinas fueron determinadas a través de las respectivas pruebas de campo y laboratorio, descritas en el inciso 1.6. A continuación se presentan los resultados obtenidos de estos ensayos para cada una de las propiedades medidas.

#### a) RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE

El comportamiento de la roca a compresión simple se determinó mediante pruebas de laboratorio, ensayándose 30 especímenes en la unidad U1 (caliza estratificada) y 54 en la unidad U2 (caliza masiva), obteniéndose lo siguiente:

Unidad litológica	Compresión Simple $q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )
U 1	920
U 2	891

#### b) RESISTENCIA A LA TENSION

Mediante la prueba brasileña, se puede determinar la resistencia a la tensión de la roca, ensayándose 14 especímenes en la unidad U1 y 19 en la unidad U2, resultando lo siguiente:

Unidad litológica	Resistencia a la Tensión $R_t$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
U 1	55
U 2	48

#### c) RESISTENCIA A LA FLEXION

Para conocer la resistencia a la flexión de la roca, fueron ensayados 8 especímenes de la unidad U1 y 14 de la unidad U2, por medio de la prueba de flexión, se llegó a los resultados siguientes:

Unidad litológica	Resistencia a la flexión $R_f$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
U 1	173
U 2	181

#### d) RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

Con el fin de obtener datos de resistencia al corte de las intercalaciones arcillosas, de las unidades litológicas se efectuaron pruebas de corte con el aparato de torsión en el laboratorio, en la intercalaciones de las unidades U1 y U3.

En la siguiente tabla se representan los valores promedio de los ángulos de fricción máximo y residual obtenidos de las pruebas de laboratorio, así como los valores promedio de la humedad inicial y límites de Atterberg del material ensayado.

Valores promedio de la resistencia al corte obtenidos en pruebas de laboratorio en el aparato de torsión.

Unidad litológica	Máxima	Residual	Humedad Inicial (%)	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)
U 1	16°25'	8°15'	17.2	56.2	33.3
U 2	14°27'	8°22'	12.5	60.2	39.2

La resistencia al corte del macizo, fue determinada a través de la prueba de corte in situ, practicada en las unidades litológicas U1 y U2 obteniéndose los siguientes resultados:

Unidad litológica	Resistencia al corte $R_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
U 1	68
U 2	59

El ángulo de fricción máximo obtenido fue de 23° en promedio y el de fricción residual de 11°.

## II.2.2 Propiedades de deformabilidad

Las variaciones de tensión impuesta por la construc-

ción de las obras de ingeniería, hacen que se deforme un volumen de roca relativamente grande. La presencia de discontinuidades geológicas dentro de la zona afectada constituyen factores importantes que determinan en gran parte la comprensibilidad de un macizo rocoso. Para conseguir una estimación razonable del efecto de estas discontinuidades, así como el valor numérico del módulo de deformación (E) se realizan ensayos in situ y en laboratorio. La medición del módulo de deformación en el campo es valiosa para el diseño de túneles, ya que permite probar un gran volumen de roca, y se puede inferir el comportamiento de la masa en sí, más que el de la roca misma, como es el caso de ensayos de laboratorio.

Resulta difícil definir el módulo de deformación debido a que los cambios en el tipo de roca, las juntas y zonas de cortante características, las foliaciones y las estructuras geológicas contribuyen a cambiar su valor. Por otra parte debido a la forma de las curvas esfuerzo - deformación obtenidas de las mediciones, se requiere que se especifique el nivel de esfuerzos al que fueron obtenido dichos módulos, así como, el criterio que se siguió para definirlos (tangente, secante).

En nuestro caso, para determinar el módulo de deformación del macizo rocoso que aloja a la casa de máquinas, se emplearon pruebas de campo estáticas y dinámicas.

A continuación se presentan en la Tabla 1, los resultados obtenidos de las pruebas de placa, efectuadas en los socavones No. 1 y No. 12 en la margen derecha, así como una de las gráficas representativas de la prueba en la fig. II.2

El módulo de deformación se calculó con el criterio del módulo secante, para valores de la presión aplicada del orden de  $60 \text{ Kg/cm}^2$ , utilizando una relación de Poisson de 0.25 y el valor del desplazamiento total de la roca para esa presión medida con el micrómetro central. Los valores se substituyeron en la fórmula de Boussinesq, que a continuación se presenta:

$$E = \frac{P}{\delta z} \left\{ \left[ (1+\nu)z^3 \right] \left[ \frac{1}{(a_1^2 + z^2)^{3/2}} - \frac{1}{(a_2^2 + z^2)^{3/2}} \right] + 2(1-\nu)z \cdot \right.$$

$$\left. \left[ \frac{1}{(a_1^2 + z^2)^{3/2}} - \frac{1}{(a_2^2 + z^2)^{3/2}} \right] \right\}$$

donde:

E módulo de deformación o elástico ( $\text{Kg/cm}^2$ )

P presión de contacto placa - roca ( $\text{Kg/cm}^2$ )

z profundidad del punto de medición (cm)

$\delta z$  desplazamiento a la profundidad de medición (cm)

$\nu$  relación de Poisson supuesta igual a 0.25 (adimensional)

$a_1$  radio interior de la placa (cm)

$a_2$  radio exterior de la placa (cm)

En la fig. II.2 se muestra la gráfica correspondiente

a una de las pruebas de placa realizadas en margen derecha, en la cual se aprecian los valores de presión de contacto  $P$  contra los valores de deformación  $z$ . Como la roca no es un material elástico lineal, al trazar los puntos  $z$  contra  $P$ , no se obtienen rectas al descargar, los desplazamientos no se recuperan totalmente. En consecuencia puede obtenerse un módulo inicial de descarga  $E$ , un módulo de deformación  $E_r$  y un coeficiente de deformación irre recuperable  $C_p$ . En la gráfica se muestra también el croquis de localización de la prueba y los valores de cada una de las variables que intervienen en la fórmula de Boussines para determinar el módulo de deformación.

Los índices de comparación más significativos que resultan de estas pruebas son los valores  $E/E_r$  y  $C_p$ , ya que con base a estos índices se ha realizado una clasificación del macizo rocoso basada en un gran número de pruebas (Schneider, 1967), la cual se presenta en la fig. II.3

Para las masas rocosas exentas de discontinuidades  $E/E_r$  vale uno, mientras este cociente aumenta, al incrementarse

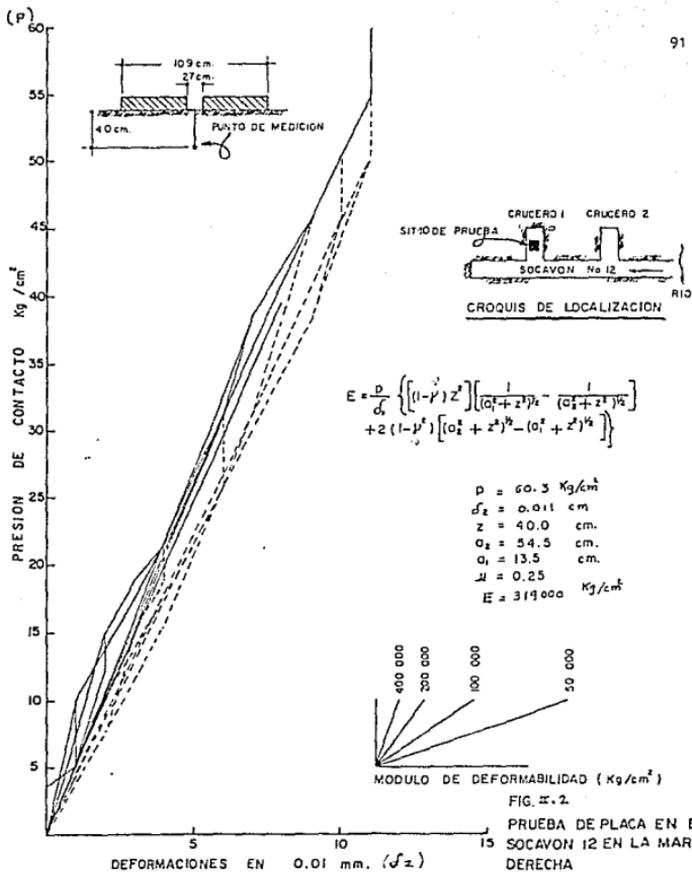


Tabla I Modulos de deformación de la roca.

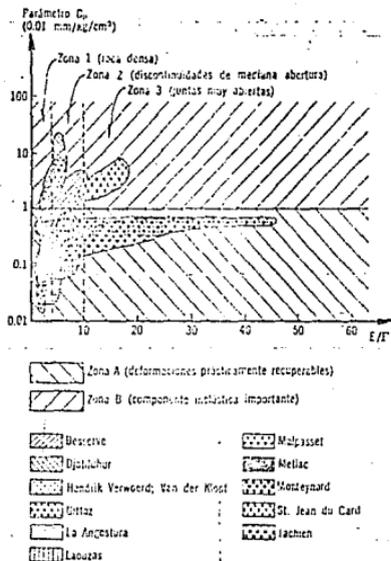
Galeria	Localización	Unidad Litológica	Posición	E T/cm <sup>2</sup>	E <sub>r</sub> T/cm <sup>2</sup>	E/E <sub>r</sub>	C <sub>p</sub> mm/kg?cm <sup>2</sup>
Socavón 1	A 22m de distan tancia del - portal.	U 1	Piso	100	80	1.2	0.00
			Techo	900	400	2.2	0.00
			P. izq.	560	400	1.4	0.00
Margen Derecha	Crucero 1	U 2	p. Der.	900	300	3.0	0.00
			Piso	500	319	1.5	0.0.2
			Techo	420	234	1.8	0.00
			P. izq.	320	390	0.82	0.00
			P. der.	750	702	1.07	0.00
Socavón 12	Crucero 2	u 2	Piso	400	234	1.70	0.00
			Techo	450	195	2.30	0.00
			p. izq.	150	84	1.80	0.00
			P. der.	250	163	1.50	0.00

E módulo de deformación de descarga

E<sub>r</sub> módulo de deformación global obtenido con la fórmula de Boussinesq

C<sub>p</sub> Coeficiente de deformación irre recuperable igual al cociente de la deformación irre recuperable y el valor máximo de la presión alcanzada por el ciclo correspondiente ( $\frac{d\epsilon}{p}$ )

Fig. 11.3 Clasificación de las masas rocosas en función de su deformabilidad



el número y ancho de las discontinuidades; por otra parte el parámetro  $C_p$ , crece cuando la plasticidad del relleno de las discontinuidades o densidad de la fisuración matricial aumenta. en la fig. II.4 se presenta la clasificación de la roca de la cavidad de la casa de máquinas de acuerdo a estos parámetros.

En la Tabla II, se presenta una comparación entre los módulos de deformación estáticos medidos en campo, con los módulos de deformación dinámicos, obtenidos también en campo pero a través de métodos geofísicos.

Tabla II Comparación entre módulos de deformación estáticos - medidos en el campo con los módulos de deformación - dinámicos.

Unidad Litológica	E Ton/cm <sup>2</sup>	E Ton/cm <sup>2</sup>	E <sub>din</sub> Ton/cm <sup>2</sup>
U 1	615	295	5.3 - 85 <sup>a</sup> 360 - 380
U 2	405	301	360 - 550 530 - 660
E	Valor promedio del módulo de deformación a la descarga		
E <sub>r</sub>	Valor promedio del módulo de deformación global (secante)		

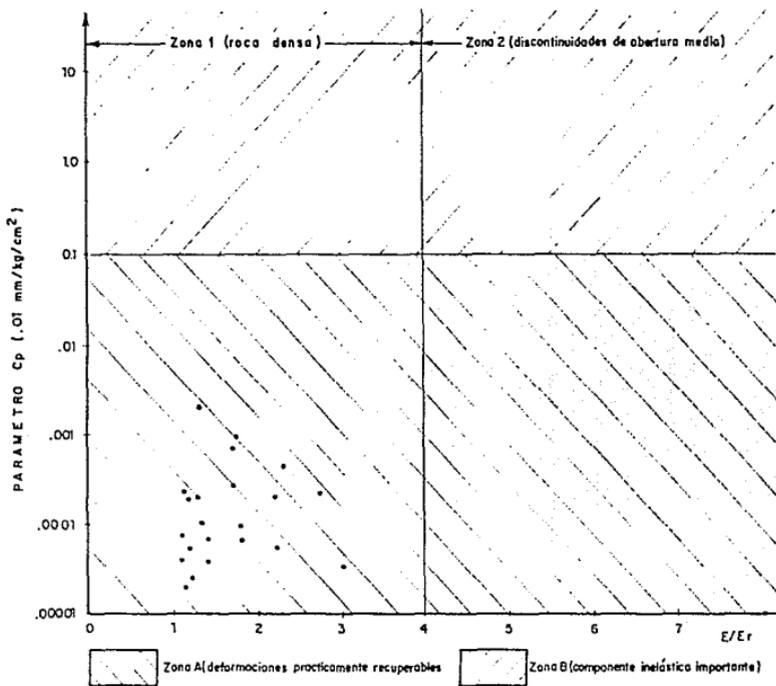


FIG. II.4 CLASIFICACION DE LA ROCA EN FUNCION DE SU DEFORMABILIDAD

$E_{din}$  módulo elástico dinámico  
\* roca superficial o alterada

En el apéndice I se presentan las gráficas de las pruebas de placa efectuadas en el socavón No. 12 con los correspondientes valores de las variables que se utilizaron para determinar los módulos de deformación.

En la fig. II.5 se muestra la localización en planta de los socavones donde se realizaron las pruebas en la margen derecha.

### II.2.3. Resultados de la medición del estado de esfuerzos internos en el macizo rocoso de la casa de máquinas

A diferencia de los suelos donde el esfuerzo principal mayor es el vertical y su relación con el esfuerzo horizontal - está dado por un coeficiente de presión de reposo  $K_0$ , en las rocas la dirección de los esfuerzos principales depende de su historia geológica.

Una de las hipótesis desarrolladas sobre la distribución de esfuerzos dentro de una masa de roca, propone que los estados de esfuerzos en ellas tienen un comportamiento similar al hidrostático. Sin embargo, en la práctica no se confirma esta teoría, ya que aunque bien es cierto que los

FIG. II.5 LOCALIZACION EN PLANTA DE LOS SOCAVONES DE PRUEBAS DE PLACA EN MARGEN DERECHA

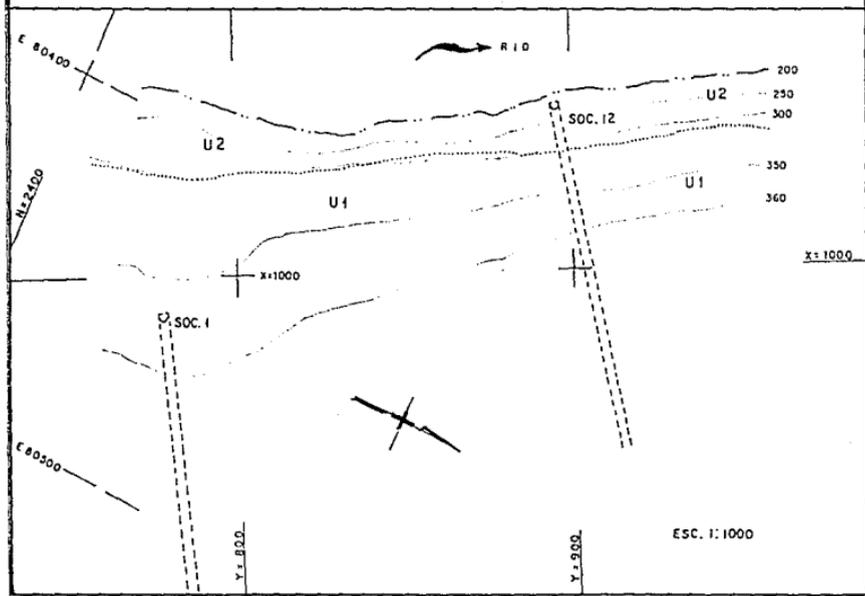
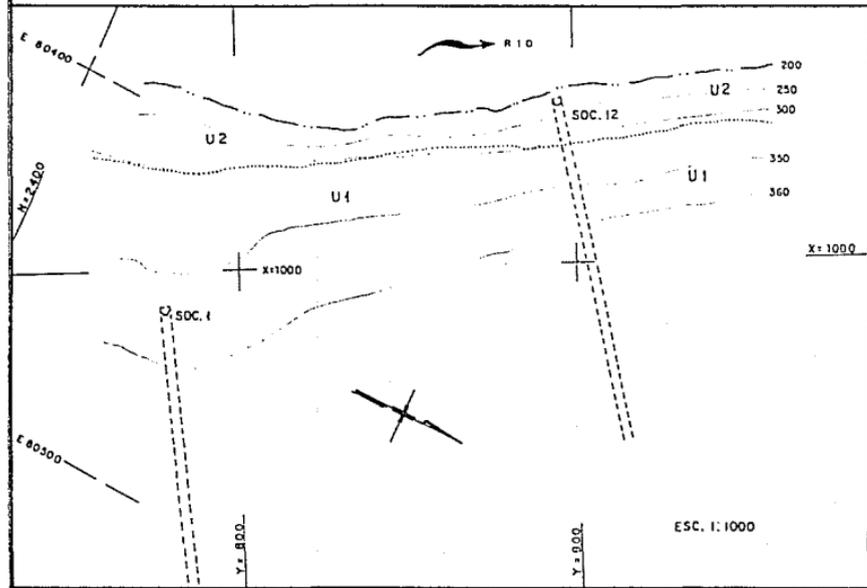


FIG. II.5 LOCALIZACION EN PLANTA DE LOS SOCAVONES DE PRUEBAS DE PLACA EN MARGEN DERECHA



esfuerzos verticales aumentan con la profundidad, en este caso lo hacen en función de los pesos volumétricos de los diferentes estratos que constituyen la estratigrafía o litología del lugar y la relación con el esfuerzo horizontal está dada por

Otra hipótesis propone en valorar los estados de esfuerzo de acuerdo con la teoría de la elasticidad, donde la relación entre los esfuerzos horizontales y vertical está en función de la relación de Poisson, de donde:

Sin embargo los materiales rocosos no son elásticos y sus características de deformación dependen considerablemente del estado de esfuerzos tectónicos.

En general se puede suponer que los esfuerzos horizontales son:

Donde  $N$  es un coeficiente cuyo valor puede variar en un amplio intervalo debido a las condiciones geológicas y a la profundidad. Esta hipótesis considera las dos anteriores.

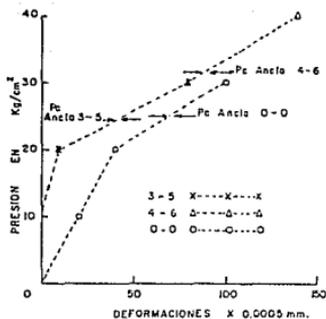
La determinación del estado de esfuerzos internos en la roca que circunda al túnel de la casa de máquinas, se

pudo conocer a través de las pruebas de gato plano realizadas en los socavones No. 12 y 22 de la margen derecha. A continuación se presentan los resultados de estas pruebas en la Tabla III, y una de las gráficas correspondientes a una de las pruebas. En el apéndice II se pueden consultar las demás gráficas de estas pruebas.

Tabla III Esfuerzos internos medios con pruebas de gato plano Kg/cm<sup>2</sup>

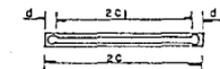
Socavón de prueba	Horizontales paralelos al río	Horizontales perpendiculares al río	Verticales
Unidad u2	18		25
Cobertura 180m	18	50	23
Elev. 211	23 Prom 24	10 Prom 30	173 Prom 95
Margen derecha	38		159

Socavón de prueba	Horizontales paralelos al río	Verticales
Unidad U1	18	108
Cobertura 133m	prom 45	prom 97
Elev. 242	72	86
Margen Derecha		



LINEA	LECTURAS DURANTE LA PRUEBA *		PARA PRESIONES DE	
	ANTES DE RANURAR	DESPUES DE RANURAR	30	40
1-3	40	70		
2-4	20	20		
3-5	930	850	970	
4-6	980	890	1030	
5-7	240	160		
6-8	395	640		
0-0	840	770	870	

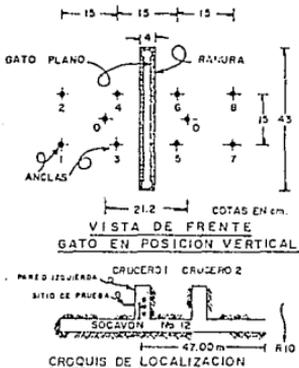
\* CON EXTENSOMETRO MECANICO 2 UNIDADES / MICRA.



$$\sigma_n = \frac{P_s(c_1 - d)}{C} = \frac{22(19.5-3)}{21.3}$$

$$\sigma_n = 18.0 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO NORMAL



ELEV. SUP. TERRENO: 399.00 m.s.n.m.  
ELEV. SOCAVON 12: 211.00 m.s.n.m.

donde:

$P_s$  presión de consolidación

$2c$  longitud de

del gato, cm

FIG. II.6.-  
PRUEBA DE GATO PLANEO EN EL  
SOCAVON 12 EN LA MARGEN  
DERECHA

VALORES PROMEDIO DE LOS ESFUERZOS MEDIDOS EN EL SITIO  
EN Kg/cm<sup>2</sup>

Socavón	Esfuerzos Verticales	Esfuerzos Horizontales
12	95	27

y los acumulados, considerando únicamente pesopropio son:

Socavón	Esfuerzos Verticales ( $\gamma H$ )	Esfuerzos Horizontales ( $K \gamma H$ )
22	45	15

Donde;

H Techo o cobertura de roca en el sitio de prueba

$\gamma$  peso volumétrico = 2.5 Ton/m<sup>3</sup>

K relación entre esfuerzos horizontales y verticales -  
supuesto = 1/3

El esfuerzo vertical promedio es del orden del estimado, considerando solamente el peso de la roca, en cambio el esfuerzo horizontal promedio es aproximadamente el doble

del estimado. Esta diferencia podría explicarse tanto por la existencia de esfuerzos tectónicos, como por la ubicación de los gatos planos que hayan quedado colocados total o parcialmente en la zona relajada de la pared del socavón de prueba.

Los valores de las pruebas de gato plano efectuadas en los ramales del socavón No.22 parecen estar afectados por los esfuerzos inducidos por la excavación de las casa de máquinas.

### II.3 PROPIEDADES REPRESENTATIVAS

Una vez realizadas las pruebas de campo y laboratorio correspondientes en la margen derecha del río, con el fin de conocer las propiedades mecánicas del macizo rocoso que alojaría la excavación de la casa de máquinas de la P.H. Chicoasén, y después de haber evaluado la información obtenida de estos ensayos, se eligieron los siguientes resultados como los más representativos de la masa de roca.

Resultados de las propiedades mecánicas del macizo rocoso de la casa de máquinas.

#### PROPIEDADES INDICE

Permeabilidad. Se tomaron los valores de 1 a 5 unidades Lugeon

para las unidades litológicas U1 y U2.

Porosidad. Solamente se determinó la porosidad para la unidad U1, obteniéndose del 2%

Índice de alteración. Se encontró que la unidad U1 tenía un índice de alteración del 15% y la U2, del 20%

Índice de calidad de roca (RQD). Se eligió como valor representativo de calidad de la roca, un RQD igual al 80%

#### PROPIEDADES DE RESISTENCIA Y DEFORMACION

Módulo de deformación. Los valores del módulo de deformación elegidos para el diseño, se presentan en la siguiente tabla, así como los valores de la relación de Poisson para las unidades litológicas U1 y U2 y las intercalaciones de las fallas.

#### Módulos de deformación y relaciones de Poisson de

la roca

Formación	$E_1$ Ton/cm <sup>2</sup>	$E_2$ Ton/cm <sup>2</sup>	$\nu_1$	$\nu_2$	$E_d$ Ton/cm <sup>2</sup>
U1	300	225	0.25	0.28	104
U2	350	350	0.25	0.25	140
Lutita	100	100	0.30	0.30	38
Rellenos de fallas	3	3	0.40	0.40	1

- E1, 1: módulo de deformación y relación de Poisson en sentido paralelo a la estratificación.
- E2, 2: módulo de deformación y relación de Poisson en sentido normal a la estratificación.
- Ed : módulo de deformación dinámico obtenido por los métodos geofísicos.

Resistencia a la comprensión simple. Los valores adoptados para la resistencia al la tensión ( $R_t$ ), para la unidad U2 fue de 48 Kg/cm<sup>2</sup>.

Estado de esfuerzos internos. el estado de esfuerzos internos que presentó la roca de la excavación de la casa de máquinas fue:

Unidad litológica	Esfuerzos Kg/cm <sup>2</sup>
	45 v
U1	15 h
	95 v
U2	27 h

v= Verticales  
h= Horizontales

**Resistencia al corte.** De las pruebas de corte directo, se obtuvo que para la unidad U1 se tiene una resistencia al corte de  $68 \text{ Kg/cm}^2$  y para la U2, de  $59 \text{ Kg/cm}^2$ .

De las pruebas efectuadas para determinar el esfuerzo cortante de la roca, se obtuvo que los ángulos de fricción máxima y residual son:  $23^\circ$  y  $11^\circ$  respectivamente.

#### II.4 ESTADO DE ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN EL CONTORNO DE LA CASA DE MAQUINAS.

##### II.4.1 Esfuerzos alrededor de las excavaciones subterráneas.

Los esfuerzos que existen en un macizo rocoso inalterado do están relacionado con el peso de los estratos sobreyacentes y con la historia geológica del macizo. Este campo de esfuerzos se altera por la creación de una excavación suterránea y, en algunos casos, esta alteración introduce esfuerzos que son los suficientemente grandes para exceder la resistencia de la roca. En estos casos el debilitamiento de la roca adyacente a los límites de la excavación puede llevar a la inestabilidad de ésta, lo que se manifestará por el cierre gradual de la excavación, derrumbes del techo y en casos extremos,

estallido de roca, lo anterior ocurrirá por que la masa de roca está sometida a grandes esfuerzos.

Tal y como se dijo anteriormente, la roca de la corteza terrestre está sometida a un estado de esfuerzos in situ y cuando se hace una excavación, estos esfuerzos se distribuyen en sus inmediaciones. Por lo tanto será necesario estimar el estado de esfuerzos preexistente antes de poder calcular los esfuerzos alrededor de una excavación roca hecha por el hombre.

Para llevar a cabo estas estimaciones, muchos autores han publicado brillantes soluciones para esfuerzos que circundan excavaciones de diversas formas. Tales soluciones desempeñaron un papel importante al principio del desarrollo de la mecánica de rocas, antes de la llegada a la computadora digital y de la técnicas numéricas que existen actualmente. Una de las primeras técnicas para el análisis numérico de los esfuerzos fue el método de elemento finito, que hasta la fecha sigue siendo uno de los métodos más populares y de la mayor influencia que existen. A pesar de la importancia del método, esta técnica presenta algunas desventajas. Cuando se requiere el detalle minucioso de los esfuerzos alrededor de los límites de la excavación o cuando hay que analizar problemas a gran escala, el trabajo que se necesita para preparar los datos, puede ser exageradamente grande, así como el costo de la computadora. Algunos de estos problemas se alivianan con el empleo de la técnica alternativa conocida como el método del elemento

de la periferia, con el cual es posible conocer los esfuerzos tangenciales en la periferia de una excavación subterránea de cualquier sección transversal.

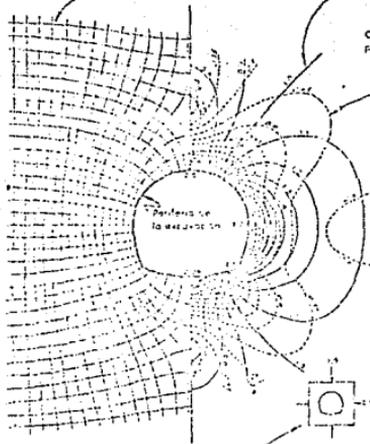
En las siguientes figuras, se muestran diferentes secciones de excavaciones subterráneas con la distribución de esfuerzos que se presentan alrededor de ellas. Se utilizó el método del elemento de la periferia bidimensional para derivar estas distribuciones de esfuerzos.

Además de los métodos mencionados, existen muchas y diversas técnicas encaminadas a determinar la distribución de esfuerzos alrededor de las excavaciones subterráneas con las cuales es posible facilitar el diseño de excavaciones de diferente sección.

#### II.4.2 Estabilidad de la casa de máquinas.

Para lograr la estabilidad de obras subterráneas realizadas en macizo rocoso, existen varios métodos de diseño para la excavación, los cuales se usarán dependiendo de las características mecánicas de la roca, la forma y orientación de la excavación. En el caso de rocas masivas de buena calidad, las zonas que demandan mayor atención son las intersecciones con las discontinuidades geológicas de gran escala por la aparición de lentes o cavidades de material de mala calidad, bloques sueltos y filtraciones. En el caso de rocas estratifi-

CLAVE

Trayectoria del  
esfuerzo principalCentros que indican la trayectoria del  
esfuerzo principal mayor con respecto al  
esfuerzo mayor aplicadaConfiguración del esfuerzo  
principal mayor

El símbolo indica los sentidos de  
los esfuerzos  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$  en sus ejes  
principales. El símbolo indica fuerza  
de compresión. Siempre se debe  
usar en conjunción con la

FIG. II.7 ESFUERZOS ALREDEDOR DE EXCAVACIONES  
SUBTERRANEAS

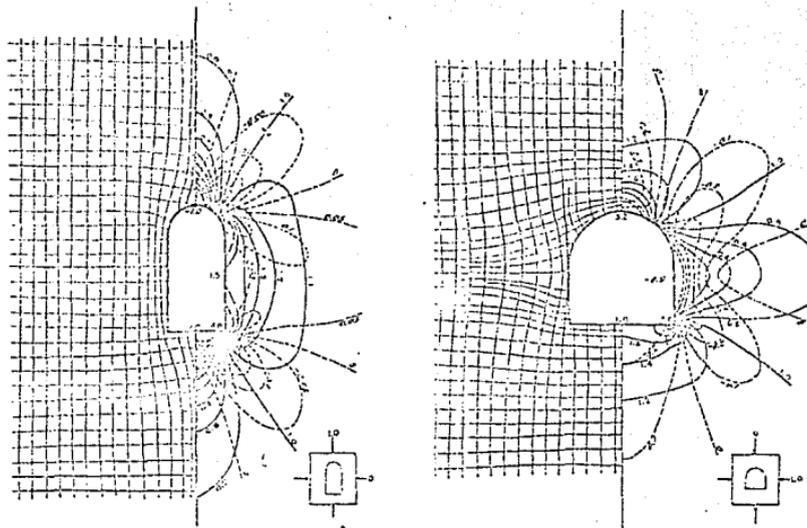


FIG. II.8 Esfuerzos alrededor de una excavación de sección tipo portal

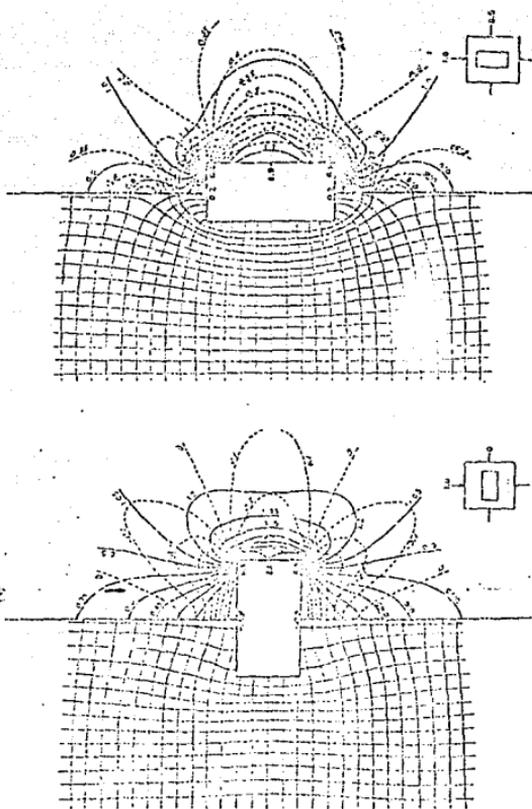


FIG. II.9 Esfuerzos alrededor de una excavación de sección rectangular.

cadadas, si los planos de estratificación están inclinados respecto al eje del túnel, se ejercerán empujes no sólo sobre el techo de éste, sino también en la pared interceptada por las estratificación. La determinación de la distribución de esfuerzos debido a una obra subterránea, construida dentro de una masa rocosa con estratificación inclinada, en un problema complejo, pues la resistencia del macizo rocoso estratificado dependerá de la resistencia de los planos de debilidad como de su orientación favorable o desfavorable a la estabilidad.

Por lo anterior, los problemas de estabilidad en masas rocosas estratificadas con cierta inclinación, se solucionan con base a consideraciones geométricas y mecánicas simplistas, es decir, orientando los túneles con respecto a las discontinuidades geológicas que ofrescan mayor estabilidad y utilizando técnicas como anclaje o instalación de tirantes para estabilizar zonas puntuales.

En el caso de la casa de máquinas de la P.H. Chococásón por tratarse de una obra que quedaría alojada, en su mayor parte, en caliza estratificada de buena calidad y a una profundidad donde las fracturas del macizo rocos se encontraban practicamente cerradas, su estabilidad quedó dada por la orientación de túnel con respecto a las discontinuidades de la roca, decidiendo que el eje del mismo quedara perpendicular

al rumbo de la estratificación, la cual se hallaba con cierta inclinación hacia dentro de la ladera, pues esta resultó ser la condición más favorable para su estabilidad.

#### II.4.3. Análisis de estabilidad de la excavación

A fin de analizar la estabilidad estructural de la cavidad que aloja a la casa de máquinas, se efectuó el cálculo de estado de esfuerzos y desplazamientos al terminar la excavación, mediante el uso del método del elemento finito.

Para analizar una estructura utilizando este método, se considera ésta formada por un conjunto de elementos discretos o finitos, bi o tridimensionales, según la naturaleza del problema. Los elementos están ligados entre sí en sus nudos y cúspides y los componentes del desplazamiento -- ( $\delta$ ) de un punto del elemento, se define en función de los desplazamientos de sus nudos ( $\delta$ )<sup>3</sup>. En el llamado método de desplazamientos, se supone una relación matricial entre los desplazamientos de los nudos y el de un punto del elemento, el tipo

$$[\delta] = [A][\delta]^e$$

Se aplica el principio de trabajo virtual, mediante el cual se logra relacionar los desplazamientos de los nudos con las fuerzas exteriores ( $F$ )<sup>e</sup>. Supuestamente aplicadas

en estos en otros términos se establece para cada elemento la ecuación

$$[F]^e = [K][\delta]^e$$

Donde  $K^e$  es la matriz de rigidez del elemento. Sumando las magnitudes de las fuerzas exteriores correspondientes a cada nudo común a varios elementos, e igualando la suma con las fuerzas exteriores aplicadas, se obtiene:

$$[F] = [K][\delta]^e$$

donde  $K$  es la matriz de rigidez del conjunto de elementos. Se resuelve este sistema de ecuaciones lineales y, conociendo los valores de los desplazamientos nodales ( $\delta$ )<sup>e</sup>, se calculan los esfuerzos y deformaciones en cada uno de los elementos.

#### II.4.3.1 Hipótesis Básicas

La masa de roca en que quedó alojada la casa de máquinas está surcada por varias fallas importantes; consta de lutitas, calizas de la formación U1, con intercalaciones arcillosas y calizas arrecifales de la formación U2. Con base a la estructura geológica, se efectuó un análisis bidimensional con elementos finitos en una sección transversal al eje de la casa de máquinas

#### II.4.3.2 Selección de los parámetros de deformabilidad de las formaciones geológicas involucradas

A falta de pruebas de placa en la zona de la casa de máquinas, los parámetros de deformabilidad de las formaciones geológicas U1 y U2, se eligieron con base a los resultados de las pruebas geosísmicas efectuadas en el socavón No.22 localizado aguas arriba del eje de la casa de máquinas. Se supuso un comportamiento elástico lineal para los diferentes materiales rocosos y una ligera anisotropía axial en la formación U1, a fin de tomar en cuenta la presencia en ésta de delgadas capas arcillosas. En la tabla IV se pueden consultar los valores numéricos de los módulos de deformación y de las relaciones de Poisson elegidos para el cálculo.

#### II.4.3.3 Esfuerzos Tectónicos

Mediante las pruebas de gato plano efectuadas en el socavón No. 22 de la margen derecha, para determinar la existencia de esfuerzos tectónicos, se concluyó, de acuerdo con los datos presentados e interpretados que el estado de esfuerzos en la margen derecha parece deberse únicamente a peso propio. En el cálculo, por tanto, se consideró una masa rocosa sometida inicialmente, es decir, antes de la excavación, a un estado de esfuerzos inducido únicamente por el peso propio de la roca.

#### II.4.3.4. Geometría de la zona analizada

Se analizó el eje de la casa de máquinas el área limitada lateralmente por las fallas F II y F IV y horizontalmente por la superficie del terreno y por una horizontal a la elevación +40. El área analizada se dividió en 881 elementos triangulares y 462 nudos. El problema se analizó suponiendo un estado plano de deformaciones.

#### II.4.4 Esfuerzos y desplazamientos alrededor de la casa de máquinas

##### II.4.4.1 Estado de Esfuerzos

Una vez analizada la estabilidad de la excavación de la casa de máquinas por medio del método de los elementos finitos, se encontró, que los máximos esfuerzos de compresión que se generan en el contorno de la excavación, al término de su construcción, fueron del orden de  $94.3 \text{ Kg/cm}^2$  en las paredes laterales de la excavación, estos esfuerzos son inferiores a la resistencia a la compresión simple de la roca ( $920 \text{ kg/cm}^2$ ) en promedio para la formación U1, por lo que no es de esperarse fallas a compresión en esta unidad.

El máximo esfuerzo de tensión fue de  $16.4 \text{ kg/cm}^2$ , en la clave del túnel este esfuerzo también es inferior a

Tabla IV Módulos de deformación y relaciones de Poisson de la  
roca

Formación	$E_1$ Ton/cm <sup>2</sup>	$E_2$ Ton/cm <sup>2</sup>	$\nu_1$	$\nu_2$	$E_d$ Ton/cm <sup>2</sup>
U1	300	225	0.25	0.28	104
U2	350	350	0.25	0.25	104
Lutita	100	100	0.30	0.30	38
Rellenos de fallas	3	3	0.40	0.40	1

$E_1, \nu_1$  : módulo de deformación y relación de Poisson en sentido paralelo a la estratificación

$E_2, \nu_2$  : módulo de deformación y relación de Poisson en sentido normal a la estratificación

$E_d$  : módulo de deformación dinámico obtenido por los métodos geofísicos.

la resistencia a la tensión de la matriz rocosa de la formación U1 ( $55 \text{ kg/cm}^2$ ), por lo que no se prevén problemas de fallas a tensión.

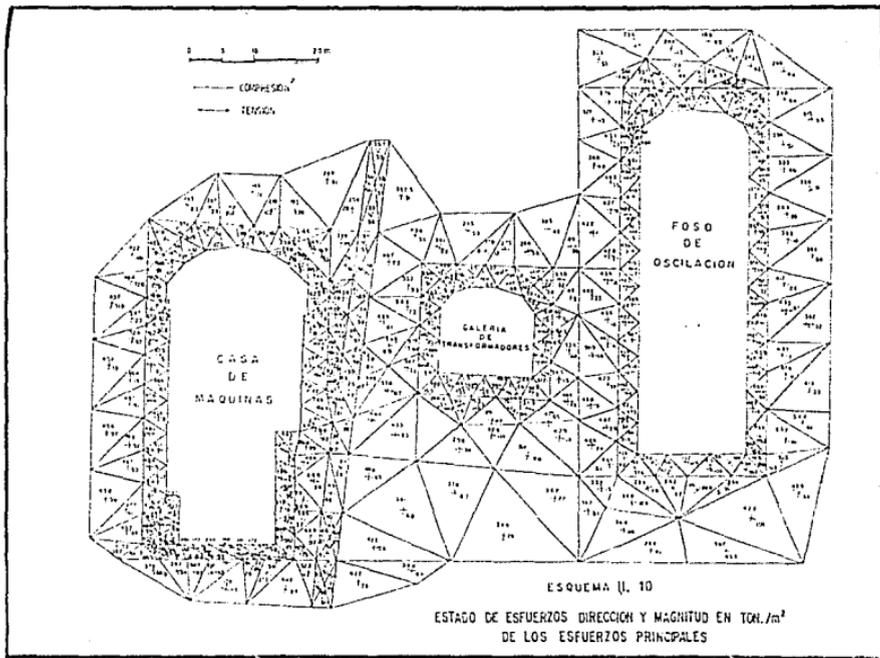
El conjunto estructural de la masa rocosa aledaña a la excavación quedó asegurada de acuerdo con el estado de esfuerzos actuantes presentados en la fig. II.1.0.

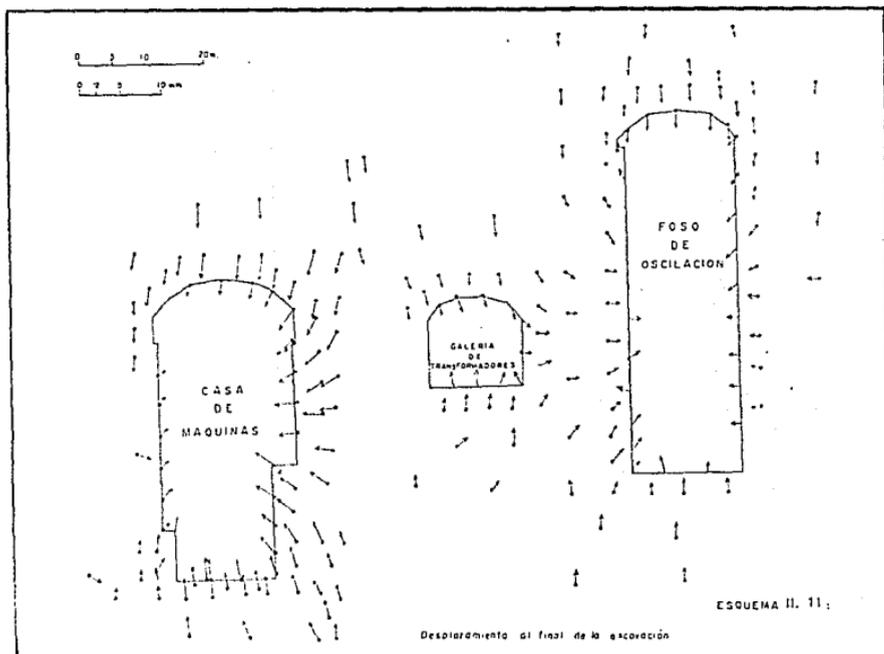
#### II.4.4.2 Estado de desplazamientos

Una hipótesis similar a la que se aplica a la relación de estado de plano de esfuerzos, es utilizada para los análisis de deformaciones en túneles, esta hipótesis es válida siempre que el túnel sea muy largo y que las fuerzas actuantes sean perpendiculares al eje longitudinal del túnel y no varíen en sentido longitudinal del mismo. A este conjunto de condiciones se le denomina Estado plano de deformaciones, porque con él, no se producen deformaciones en el sentido axial.

En el caso de la casa de máquinas, los desplazamientos de las paredes de la excavación fueron muy reducidos, del orden del milímetro (mm). ver fig. II.11

Aún cuando la distribución de esfuerzos en la casa de máquinas muestra que la estabilidad estructural de la masa de roca aledaña a esta excavación quedó asegurada, a raíz





del análisis de elementos finitos, se recomendó la colocación en tresbolillo, de anclas en aquellas zonas donde se presentarían problemas locales en bloques limitados por discontinuidades geológicas, cuya orientación era propicia para su desprendimiento hacia la excavación. (ver inciso III.1.).

## CAPITULO III

### SISTEMAS DE ADEME Y ESTABILIZACION

III.1 Alternativas de ademe consideradas

III.2 Sistema de ademe definitivo

III.3 Tratamiento del macizo rocoso

III.4 Procedimiento constructivo

### III SISTEMAS DE ADEME Y ESTABILIZACION

#### III.1 ALTERNATIVAS DE ADEME CONSIDERADAS.

Cuando se excava un túnel, las condiciones de esfuerzos en el medio cambian, por la creación de un espacio vacío hacia el que se posibilitan los desplazamientos y los pesos de los materiales suprayacentes actúan como una carga repartida sobre el techo de la excavación producida. Los cambios que tengan lugar pueden ocurrir en forma continua o por etapas, hasta que se llegue a alcanzar una condición final en la masa, que puede considerarse como de equilibrio definitivo.

Para mantener el crificio practicado, que tratará de cerrarse, por sí mismo, suele ser necesario emplear elementos auxiliares de retención o soporte generalmente denominados ademes o revestimientos, los cuales tendrán la función de evitar el progreso de los desplazamientos del material hacia el interior de la excavación.

Por otra parte, la excavación de un túnel no sólo cambia los estados de esfuerzos en el interior del medio, sino que también induce un cambio de presiones hidráulicas que generan un flujo de agua hacia la excavación, esto se debe a que el túnel representa siempre una zona a la presión atmosférica y por lo tanto, el agua tenderá a fluir hacia

su interior; los cambios radicales en las condiciones hidráulicas del macizo rocoso, originados por la excavación, pueden ser temporales o definitivos, según sea la permeabilidad de la estructura. Un túnel generalmente produce abatimiento del nivel freático vecino a él y ello hace aumentar los esfuerzos efectivos en la masa de la roca y los pesos de esa masa producen asentamientos no reversibles. Si el revestimiento del túnel es impermeable o se toman precauciones para restaurar el contenido de agua y la condición de la misma en el subsuelo, el nivel freático se recuperará al cabo de un tiempo; en caso contrario el túnel será un dren permanente.

### III.1.1. Tipos de Soporte

Como se expuso anteriormente la excavación de un túnel, cualquiera que sea su sección geométrica, altera el estado de esfuerzos del macizo rocoso, por lo que en la mayoría de los casos será necesario colocar un soporte que impida la generación de desplazamientos no deseables para dicha excavación. Muchas veces el ademe se requiere para garantizar la estabilidad inmediata, por lo cual, el ademe colocado a tiempo puede impedir el desarrollo ulterior de fuertes presiones de tierra.

El sistema de soporte de un túnel puede ser temporal

(ademe) o definitivo (revestimiento), la diferencia entre ambos radica en los procedimientos de construcción. Generalmente el sistema de soporte o retención se coloca en dos etapas, en la primera el ademe será provisional y estará actuando en forma temporal y corresponde usualmente al período de construcción, su función principal suele ser la de retener de inmediato el material excavado y son generalmente ademes rígidos (marcos de madera) o flexibles; en la segunda, el revestimiento se coloca sobre el primero con la finalidad de reforzarlo y puede ser a base de concreto lanzado.

Ambos sistemas de soporte están prácticamente sujetos a la carga que a largo plazo se presentará sobre dicha cavidad, la presión que estos elementos reciben del material que actúa en contra de ellos es necesario determinarla para llevar a cabo el diseño de la estructura provisional y definitiva del túnel. La determinación de estas presiones representa un problema difícil para el ingeniero, ya que dependen principalmente de las propiedades mecánicas del material donde se hace la excavación, de la geometría del túnel y de las dimensiones del mismo.

Por otra parte, existen varios criterios basados, la mayoría de ellos, en el fenómeno de arqueo, el cual es considerado en forma diferente para cada criterio de análisis y conduce a resultados diversos. Así mismo, el comportamiento

del sistema de suelo-estructura- revestimiento no está completamente resuelto.

### III.1.2 Planteamientos para la valuación de presiones sobre sistemas de soporte en túneles.

La presión que se genera sobre el soporte de un túnel de una geometría dada, depende, además de las propiedades de la masa de roca y del estado original de esfuerzos efectivos y presiones del agua subterránea, del tipo de revestimiento, de su rigidez y del momento de su instalación.

Dependiendo de la rigidez general del revestimiento y de su real o aparente movimiento relativo al de la masa rocosa, pueden ocurrir los siguientes tipos de presiones:

a) Resistencia pasiva, que puede exceder varias veces el campo original de esfuerzos y se desarrolla solo si el túnel es forzado a expandirse ya sea debido al revestimiento y a la presión de las inyecciones.

b) Presión total de estabilización, que es del orden de magnitud de los esfuerzos efectivos, y ocurre si no se permite movimiento alguno de la roca durante la construcción o después.

c) Presión de estabilidad parcial, que es menor que - el campo de esfuerzos efectivos, y ocurre si, bajo un campo de esfuerzos relativamente alto, se permite de manera limitada el desplazamiento del macizo rocoso hacia el túnel.

d) Carga de roca sobre los soportes del techo, es una presión local sobre el techo del túnel debido a la estabilización de la masa de roca aflojada que tiende a deslizarse hacia el túnel. La magnitud de la presión resulta casi proporcional al área de la cuña desprendida.

Existen diversos procedimientos para estimar estas presiones y su variación con el tiempo, que va desde los estudios teóricos y experimentales hasta planteamientos empíricos que resumen la experiencia obtenida durante la construcción de túneles.

Estos planteamientos pueden ser condensados dentro de los que a continuación se mencionan:

#### 1. Teoría Viscoelástica.

La teoría viscoelástica, basada en los planteamientos de la mecánica de medios continuos, considera que el comportamiento del suelo alrededor del túnel revestido es inelástico y dependiente del tiempo; usando el principio de corresponden-

cia se puede obtener, a partir de un planteamiento elástico-lineal, la solución inelástica; esta calcula los desplazamientos en la periferia del revestimiento a aplicando fuerzas en la frontera que los disminuyan, calcula su magnitud a medida que se limitan estos desplazamientos por la rigidez del revestimiento, con lo que se consigue obtener la distribución de presiones en la frontera del túnel y facilitar así su análisis estructural, con el fin de conocer los momentos flexionantes, las fuerzas normales y las fuerzas cortantes que se presentan en cada sección, para permitir el diseño y refuerzo del soporte.

## 2. Teoría de Terzaghi

La teoría de Terzaghi fue originalmente concebida para los túneles en suelos granulares, secos y sin cohesión. Acepta la existencia de superficies de falla a ambos lados del túnel, que dependen de las condiciones de falla del material que se extiende hasta la superficie, considerando la existencia de esfuerzos de confinamiento en esas superficies, en adición de esfuerzos cortantes que equilibran el peso del material que actúa sobre el soporte.

Este método se realiza analizando el equilibrio de una cuña de arqueo como la que se indica en la fig. III.1 y la-

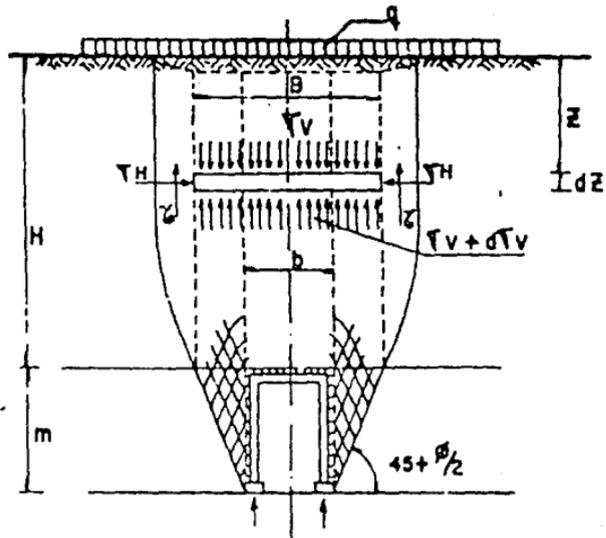


Fig.III.1 Criterio de Terzaghi

presión sobre la clave del túnel es:

$$P_v = \frac{B}{2} \frac{\frac{2c}{B}}{k \operatorname{tg} \phi} \left( 1 - e^{-\bar{n} \operatorname{tg} 2H/B} \right)$$

La presión en este caso, es función de la geometría del túnel, de las propiedades mecánicas del material en la zona de arqueo y de la profundidad a la cual se encuentra el túnel.

### 3. Teoría de budapest.

Las especificaciones de Budapest, recomienda una serie de planteamientos semiempíricos para el diseño de soportes que dependen del material que rodea al túnel, considera diversas presiones dependiendo de la profundidad a la que se encuentre el túnel.

### 4. Método de Protodyakonov.

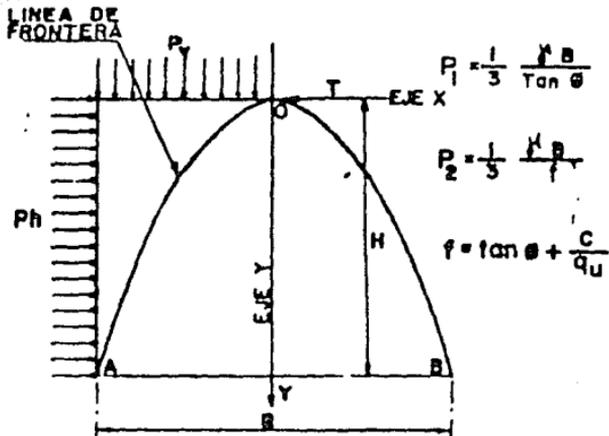
Este método considera un supuesto arquero natural y estima las presiones aceptando la existencia de un arco parabólico que cubre el túnel, cuyas dimensiones se especifica, en función de las características del túnel, del peso volumétrico del material y del ángulo de fricción del material que

se encuentre en el arco y el túnel. Es importante señalar que este planteamiento no considera el efecto de la profundidad a la cual se construye el túnel. En la fig. III.2. se muestra el fenómeno de arqueado por encima del túnel y las expresiones para el cálculo de las cargas verticales que actúan sobre el túnel.

#### 5. Método de Bierbaumer.

Este método fue desarrollado durante la construcción de los túneles alpinos situados a gran profundidad. Basa su planteamiento en la existencia de un arco parabólico sobre el túnel, cuya altura sobre el soporte la considera ser una fracción de la profundidad del túnel, y una base en la clave superior del soporte, que depende del diámetro del túnel y de la existencia de las superficies de falla del material que parten como líneas rectas de la parte inferior del túnel hasta la cresta horizontal, que sirve de base a la parábola. Todo el material que se encuentra dentro de esta zona es el que se considera como material actuante en el ademe.

La altura de la parábola se define considerando el equilibrio de una cuña que desliza hacia la cavidad como se indica en la fig. III.3. De esta manera la presión vertical queda definida por la siguiente expresión:



$P_1$  = PARA SUELOS GRANULARES

$P_2$  = PARA SUELOS COHESIVOS FRICCIONANTES

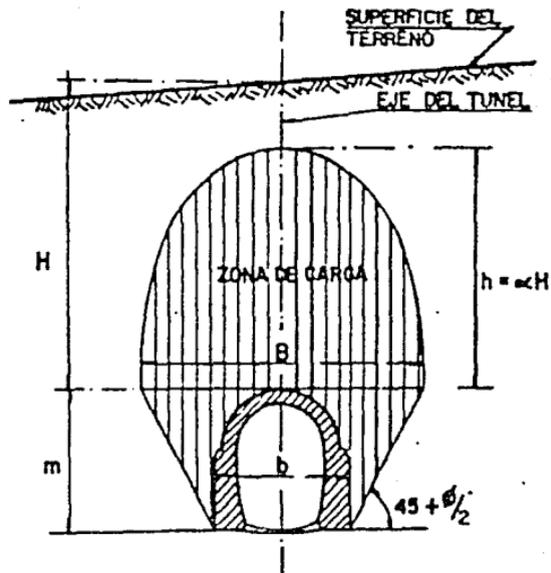


Fig.III.3 Criterio de Bierbäumer

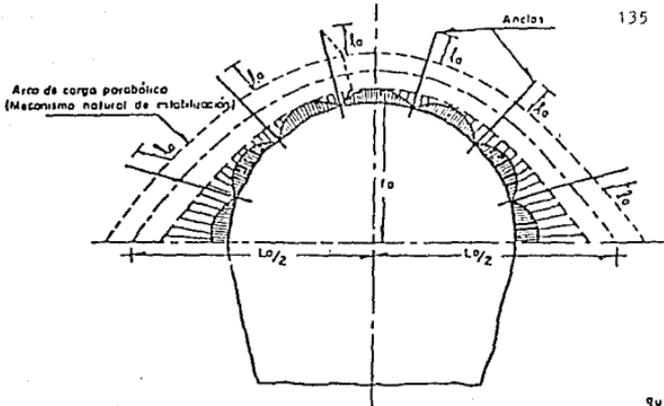
$$P = \alpha \gamma H$$

El desarrollo matemático de la teoría tiene por objeto establecer el valor de  $\alpha$  a utilizar en cada caso.

#### 6. Método de Roguinsky.

Este método, de bases mecanicistas, considera la generación de un arco en la masa de roca, que trabajando a compresión, es el que soporta las presiones que se inducen alrededor de la excavación. El material que se encuentra por debajo de este arco se afloja y deberá ser soportado mediante anclas o cualquier otro elemento exterior que se coloque en la excavación con ese propósito. Ver fig. III. 4.

La posición del arco de carga depende fundamentalmente de la geometría de la excavación y, en cierto grado, de las características de resistencia al esfuerzo cortante de la roca en que se forma, ya que en general, la fuerza de reacción en los apoyos no debe ser más inclinada que el ángulo de fricción de la roca. Una vez definida la posición de la parte inferior del arco de carga, su espesor puede definirse mediante la siguiente ecuación de equilibrio entre las presiones actuantes y la resistencia a compresión en el material que forma el arco:



$q_u$ : Resistencia a la compresión simple  
F.S. Factor de seguridad

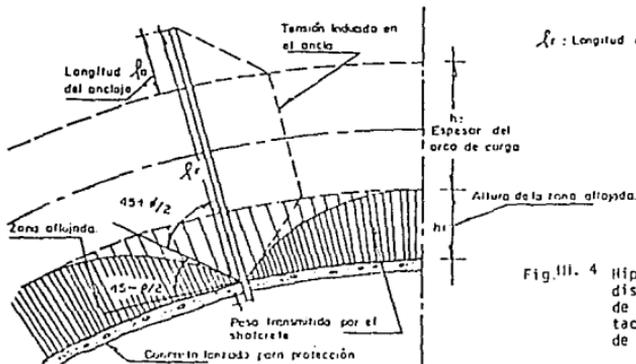
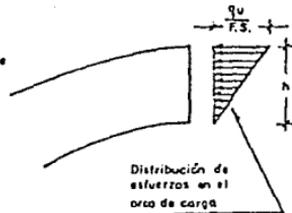


Fig. III. 4 Hipótesis para el diseño de patrones de anclaje, (Adaptación del método de Roguinsky)

$$\frac{P_v \cdot L_o^2}{8 \cdot f_o} = \frac{q_u \cdot h}{FS \cdot 2}$$

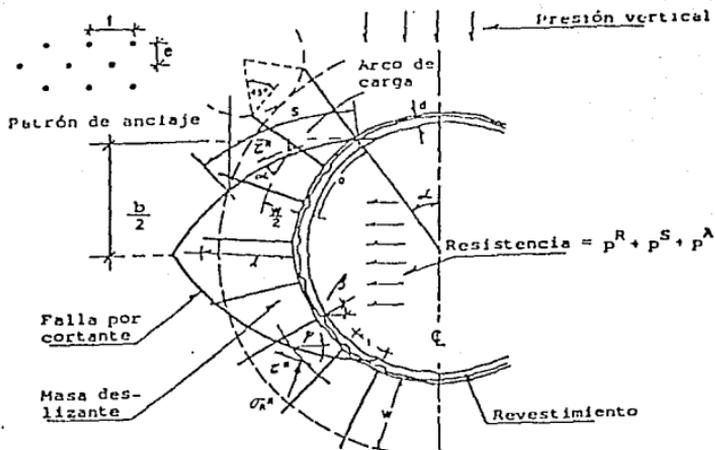
$P_v$	presión vertical actuante en el arco
$L_o$	abertura del arco
$f_o$	flecha del arco
$q_u$	resistencia a compresión de la roca
F.S	factor de seguridad

En la ecuación anterior está implícito que la distribución de esfuerzos de compresión en el arco es lineal, variando de cero en la parte inferior a un máximo en la parte superior, el cual no debe exceder la resistencia a la compresión de la roca y debe inducir un factor de seguridad adecuado. El peso de la roca aflojada bajo el arco, puede entonces valorizarse para determinar la capacidad de los elementos que habrán de soportarlo y normalmente pueden ser anclas, aunque su función principal es facilitar su trabajo de conjunto de la roca en que se genera el arco de carga como mecanismo natural de soporte.

#### 7. Métodos de Rabcewicz.

Este método de bases semiempíricas, ha sido establecido con bases en los modos de falla observados en túneles donde

el sistema de soporte fue constituido por anclas inyectadas y una capa de concreto lanzado, en el perímetro de la excavación. El método considera la ocurrencia de fallas por esfuerzos cortantes en la masa rocosa a lo largo de superficies simétricas que obligan a participar en la falla a cualquier otro elemento colocado para el soporte de la excavación, como se muestra en la fig. III.5. La resistencia total del sistema se traduce en una presión resistente horizontal, definida por la capacidad de la roca y de los elementos colocados en el ademe, esta resistencia se relaciona con una presión vertical de acuerdo con los resultados establecidos en modelos a escala, en función de la relación entre el espesor del ademe y las dimensiones de la excavación y del radio de curvatura de ésta. La determinación de las presiones resistentes, generadas por la roca, y cada elemento colocado para el soporte de la excavación, se indica en la fig. III.5, en la misma figura se muestra la distribución considerada en los esfuerzos inducidos en el ancla, que de acuerdo con este procedimiento, son tales que inducen una tensión creciente desde la pared de la excavación hacia la masa de roca, es decir, los esfuerzos de fricción actuantes en el perímetro del ancla tiene la misma dirección a todo lo largo de ella.



$$p^S = \frac{d \cdot Zc}{\text{sen} \alpha (b/2)}$$

$$p^A = \frac{As \cdot fs}{e \cdot t} \frac{\text{acos} \beta}{(b/2)}$$

$$p^R = \frac{S \cdot c^R \cos \psi}{b/2} - \frac{S \sigma_n^R \text{sen} \psi}{b/2}$$

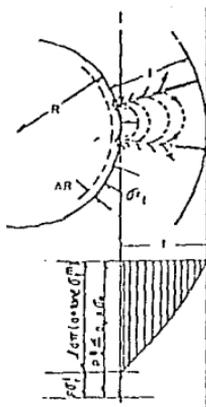


Fig. III.5 Esquema del Funcionamiento de interacción entre la roca, las anclas y el revestimiento, propuesto por Rabcewicz.

## 8. Métodos Empíricos

Estos métodos están basados en la experiencia que se ha obtenido en túneles construidos en muchos lugares del mundo, en diferentes tipos de suelo y rocas, con diferentes geometrías y profundidades, y de acuerdo con la experiencia que se ha tenido a lo largo de los años, recomiendan el valor de la presión vertical de diseño o el tipo de revestimiento requerido.

## 9. Modelo Reológico

Un procedimiento más refinado consiste en idealizar al suelo que rodea al revestimiento en un conjunto de resortes o barras que representan la rigidez del suelo, con objeto de considerar la interacción suelo -estructura, definidos a partir de la aplicación de las cargas verticales y horizontales actuantes.

## 10. Elemento Finito

Un procedimiento que toma en cuenta con mayor precisión la variación de las propiedades mecánicas del suelo que rodea al túnel y la deformabilidad del conjunto suelo - revestimiento, es el de aplicar la teoría del elemento finito para obtener los esfuerzos y deformaciones del revestimiento y

lograr un diseño más preciso del mismo.

### III.1.3 Sistemas de ademe utilizados durante la construcción de la casa de máquinas.

Los sistemas de soporte o ademe más comunmente empleados en excavaciones son: el anclaje con pernos, la instalación de marcos metálicos y el procedimiento de concreto lanzado como soporte secundario, entre otros.

En el caso de la casa de máquinas de la P.H. Chicocán a pesar de que la estabilidad general de la excavación se dió con base a consideraciones geométricas, es decir, orientando al túnel con respecto a las discontinuidades geológicas que ofrecían mayor estabilidad, se tuvo que recurrir al empleo de soportes como el anclaje, instalación de tendones en las paredes de la misma y colocación de marcos metálicos, en ciertas zonas que se presentaron problemas de estabilidad local durante la excavación. También fue necesario hacer uso de un sistema de drenaje para que en conjunto con los soportes empleados y el restimio definitivo, asegurar la estabilidad total de la excavación.

Los problemas de estabilidad que se presentaron durante la excavación fueron: el desprendimiento de bloques de roca en forma irregular del techo y paredes del túnel, el

lograr un diseño más preciso del mismo.

### III.1.3 Sistemas de ademe utilizados durante la construcción de la casa de máquinas.

Los sistemas de soporte o ademe más comunmente empleados en excavaciones son: el anclaje con pernos, la instalación de marcos metálicos y el procedimiento de concreto lanzado como soporte secundario, entre otros.

En el caso de la casa de máquinas de la P.H. Chicoasén a pesar de que la estabilidad general de la excavación se dió con base a consideraciones geométricas, es decir, orientando al túnel con respecto a las discontinuidades geológicas que ofrecían mayor estabilidad, se tuvo que recurrir al empleo de soportes como el anclaje, instalación de tendones en las paredes de la misma y colocación de marcos metálicos, en ciertas zonas que se presentaron problemas de estabilidad local durante la excavación. También fue necesario hacer uso de un sistema de drenaje para que en conjunto con los soportes empleados y el restimimiento definitivo, asegurar la estabilidad total de la excavación.

Los problemas de estabilidad que se presentaron durante la excavación fueron: el desprendimiento de bloques de roca en forma irregular del techo y paredes del túnel, el

cual fue solucionado a través de patrones de anclaje en tresbolillo; la inestabilidad de la roca en algunas partes de la excavación fue motivo para colocar marcos metálicos y tendones.

A continuación se describe cada uno de los ademes empleados en casa de máquinas.

#### A. MARCOS METALICOS

Dentro de los tipos más comunes de sistemas de soporte se encuentran los marcos metálicos, que constan de dos o más piezas, ver fig. III.6, según lo requiera el tamaño del túnel o el procedimiento de excavación empleado. Se fabrica generalmente en secciones I, H o U y el uso de las mismas estará en función de la calidad de la roca que haya que soportar.

Con respecto a la casa de máquinas, se colocaron marcos metálicos en el túnel de acceso a la misma, la excavación se efectuó sin incidentes y sólo se requirió de la instalación de marcos de acero en el portal de salida de aguas abajo, en la intersección de la falta Chicoasén - Malpaso y en la intersección de los dos tramos de entrada para asegurar la estabilidad de los estratos que en ese lugar tienen un claro de aproximadamente 15 m.

También fue necesario la colocación de marcos de

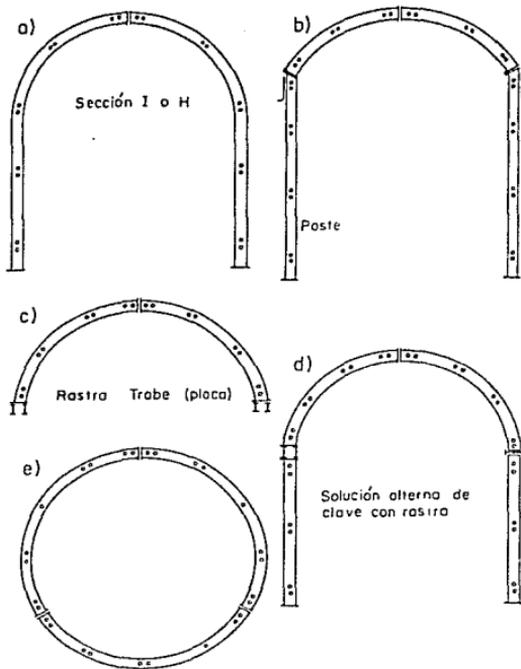


Fig III. 6 Cinco tipos de marcos de acero

acero en el portal de llegada a casa de máquinas de tuberías a presión N o. 3, por malas condiciones de la roca, durante la excavación del cuarto banqueo del cuerpo principal del túnel de la casa de máquina, localizado entre las elevaciones 202.45 y 195.75

#### B. ANCLAJE

Las masas de roca constituidas por bloques aislados potencialmente inestables, pueden adquirir estabilidad por medio de barras de acero instaladas en su interior y denominadas anclas, las cuales comprimen a la roca antes de que comience a sufrir deformaciones; el sistema debe ser capaz de autosoportarse y soportar la correspondiente carga de roca.

Las funciones básicas de un sistema de anclaje se pueden agrupar en las siguientes:

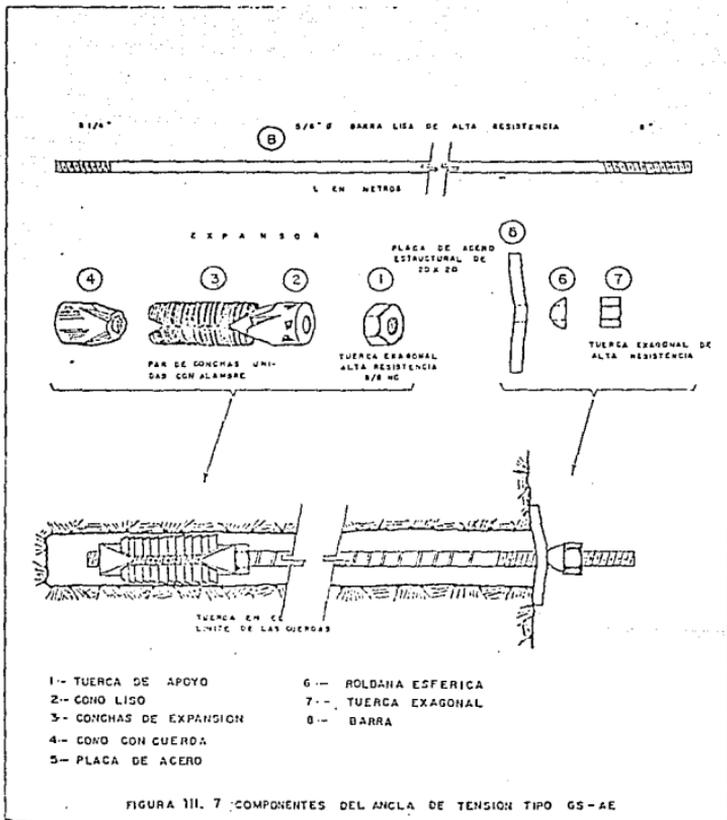
- Proporcionar resistencia al corte y a la tensión que la masa de roca no tiene.
- Soportar en forma directa el peso de una cierta porción de roca que tiende a separarse del macizo rocoso.
- Permitir el desarrollo de un comportamiento uniforme y monolítico del macizo rocoso.

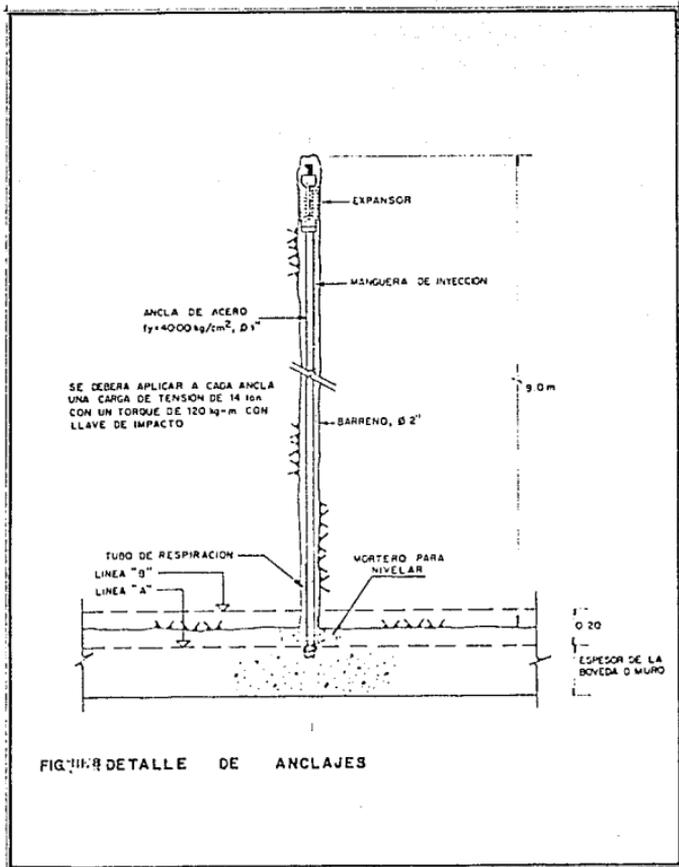
El ancla es una varilla de fierro liso o corrugado que se hace trabajar a tensión, quedando fijo un extremo dentro de la masa de roca en un barreno perforado previamente, de diámetro y longitud adecuados al tipo de ancla que se colocará, el otro extremo de la varilla, generalmente con cuerda, queda fuera de la roca y sirve para aplicar la tensión con una llave de impacto. Ver fig. III. 7.

Posteriormente se inyectan con mortero los barrenos anclados con el fin de que estos trabajen permanentemente, protegiéndolos contra la corrosión y contra posibles pérdidas de tensión, originadas por sismos, voladuras, etc., esta condición favorable hace que la compresión efectiva de la roca no se pierda y evita que los barrenos trabajen como drenes. En la fig. III.8 se muestra el esquema del detalle de anclaje.

Existen también elementos de acero denominados tirantes que se anclan en la roca y sirven para llegar algunas estructuras a la masa de roca sobre la cual se apoyan.

Resistencia de las anclas. Para establecer el diámetro, longitud y número de anclas que se requieren para estabilizar una excavación subterránea, es necesario conocer su resistencia, para ello el procedimiento más usual es la llamada prueba de extracción, que consiste en aplicar una fuerza que tiende a extraer el ancla de donde ha sido colocada; esta





prueba es representativa de las condiciones de trabajo a que están sujetas las anclas de expansor mecánica, lo que origina que la resistencia de éstas dependa del grado de empotramiento que pueda lograr el expansor en la roca.

Para el caso de las anclas rellenas con mortero o lechada de cemento inyectadas, la resistencia del ancla depende de la resistencia a la tensión de las varillas.

#### B.1 Anclaje en los diferentes frentes de la casa de máquina.

Los dos tipos de anclaje utilizadas en la casa de máquinas fueren: anclas de expansión y anclas de fricción. Las primeras ayudan a incrementar el esfuerzo normal en las discontinuidades de la masa rocosa, aumentando su resistencia al corte; las segundas, constituyen el elemento de soporte de los esfuerzos de tensión que la roca es incapaz de resistir.

Para poder establecer los patrones de anclaje que se emplearon en la casa de máquinas, así como, el tipo de ancla, fue necesario determinar las propiedades mecánicas de la roca y los esfuerzos que se presentarían y así conocer el grado de estabilidad de la misma.

### B.1.1 Anclaje en bóveda ( Elev. 228 a elev. 220 )

Para la bóveda de la casa de máquinas se diseñó un patrón de anclaje al tresbolillo en forma radial empleando anclas de tensión de diámetro  $\phi = 1"$ , 9 m de longitud,  $f'_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , con concha de expansión, tensadas a 14 ton lo cual equivale a una presión de anclaje de 2.8 Ton/m, con área de influencia de cada ancla de  $4.5 \text{ m}^2$ . En la fig. III.9 se muestra la distribución de las anclas en la bóveda de casa de máquinas.

### B.1.2 Anclaje en tímpanos

El anclaje en los tímpanos fue perpendicular a los estratos de la roca y diferente en cada uno de ellos, esto es, en el tímpano alejado del río la dirección de anclaje fue descendente a  $30^\circ$  con la horizontal, mientras que en el tímpano cercano al río, la dirección de anclaje fue ascendente a  $30^\circ$  con la horizontal; en ambos se utilizaron anclas de  $\phi = 1"$  (25.4 mm), longitud de 9 m y de tipo tensión. Ver fig. III. 10 y fig. III. 11

### B.1.3 Anclaje en Muros de la casa de máquinas

Muros aguas abajo.- (elev. 220 a elev. 198). Se colocaron 394 anclas, con un patrón de anclaje de 3.50 m x

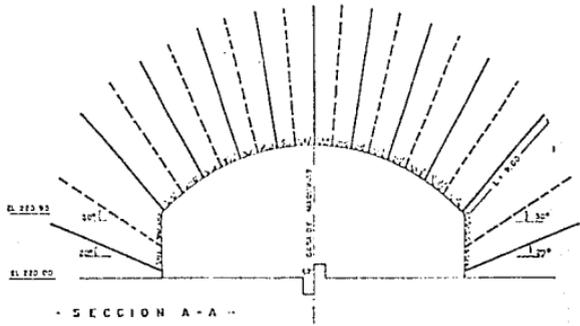
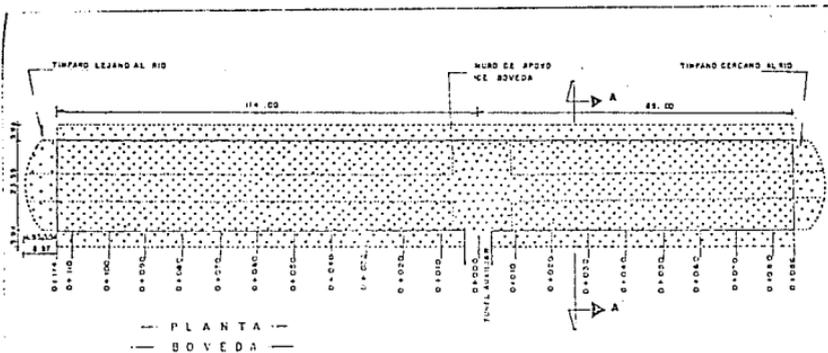


FIGURA III. 9 DISTRIBUCION DE LAS ANCLAS EN BOVEDA DE CASA DE MAQUINAS

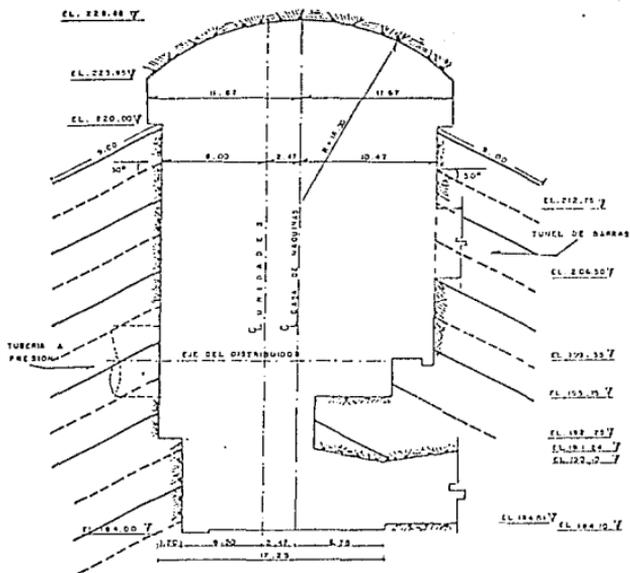


FIGURA III.10. DISTRIBUCION Y DIRECCION DEL ANCLAJE EN LOS MUROS DE CASA DE MAQUINAS

3.00 m al tresbolillo. En la fig. III.12 se muestra la distribución del anclaje en los muros de la casa de máquinas. Todas las anclas en ambos muros se colocaron en una dirección de 30 con respecto a la horizontal y con las siguientes características:

Diámetro .....	1"
Longitud .....	9m
Tipo .....	Tensión
Anclas de acero .....	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Diámetro de barreno .....	2" (50.8 mm)
Carga de tensión .....	16 Ton
Torque .....	de 120 kg/m

#### B.1.4 ANCLAJE EN MACIZO CENTRAL.

El macizo central se encuentra en el lado sur de la casa de máquinas entre los cadenamientos 0+ 125.90 y 0+ 139.20. Todo el volumen del macizo está integrado por roca caliza de la unidad U 1 (caliza estratificada) con intercalaciones de lutita; el rumbo de los estratos es NS, y el buzamiento de 37° E. El macizo se encuentra afectado por fallas de las familias Alpha ( $\alpha$ ) y Beta ( $\beta$ ), perjudiciales a su estabilidad, por lo que se analizaron para varias condiciones de las fracturas con los estratos, para condición de peso propio y sismo obteniéndose los siguientes resultados:

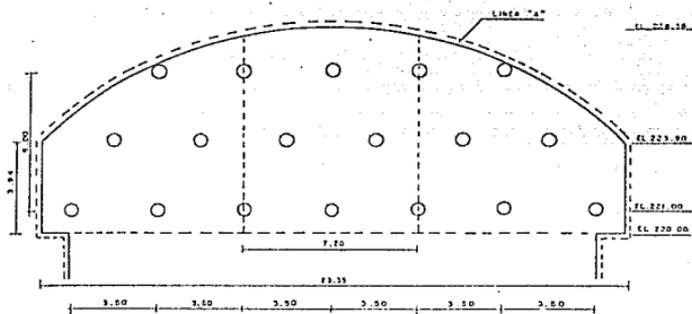


FIGURA III.11. DISTRIBUCION DE LAS ANCLAS EN EL TIMPANO ALEJADO DEL RIO (SECCION BOVEDA)

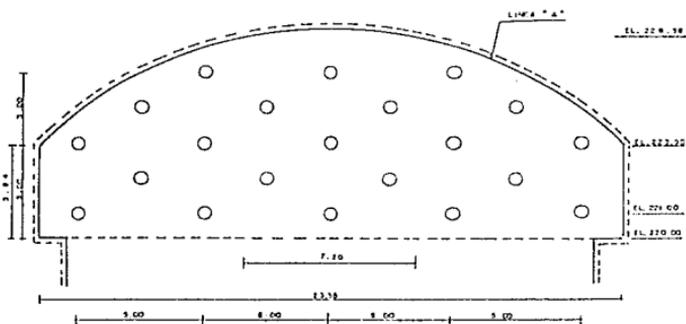


FIGURA III.12. DISTRIBUCION DE LAS ANCLAS EN EL TIMPANO CERCAÑO AL RIO (SECCION BOVEDA)

En el muro del lado oriente se colocaron anclas de  $\phi = 1"$  de varilla corrugada Ar- 80, de 9 m de longitud y tensadas a 16 Ton, inyectadas en toda su longitud con mortero cuya resistencia fue de  $f'_c = 180 \text{ kg/cm}^2$  colocadas con un ángulo de  $20^\circ$  en forma ascendente. El patrón de anclaje fue al tresbolillo, con una separación entre anclas de una misma línea horizontal de 1.60 m y entre anclas de una misma línea vertical de 3.00m.

En el muro poniente se utilizaron anclas de  $\phi = 1"$ , con una longitud de 6 m, tensadas a 16 Ton, inyectadas a toda su longitud ( $f'_c = 180 \text{ kg/cm}^2$ ) y con una inclinación de  $45^\circ$  ascendente. El patrón de anclaje fue al tresbolillo, con una separación entre anclas de una misma línea horizontal de 2.50 m y 4.00 m entre anclas de una misma línea vertical.

En la zona superior del macizo central elev. 210.75, se colocaron anclas de fricción de 9.0 m de longitud, diámetro de anclas igual a  $1"$  y un diámetro de barrenación de  $2"$ , se colocaron un total de 56 anclas distribuidas en la forma como se indica en la fig. III.13. El patrón de anclaje fue de 2.00 m x 2.00 m.

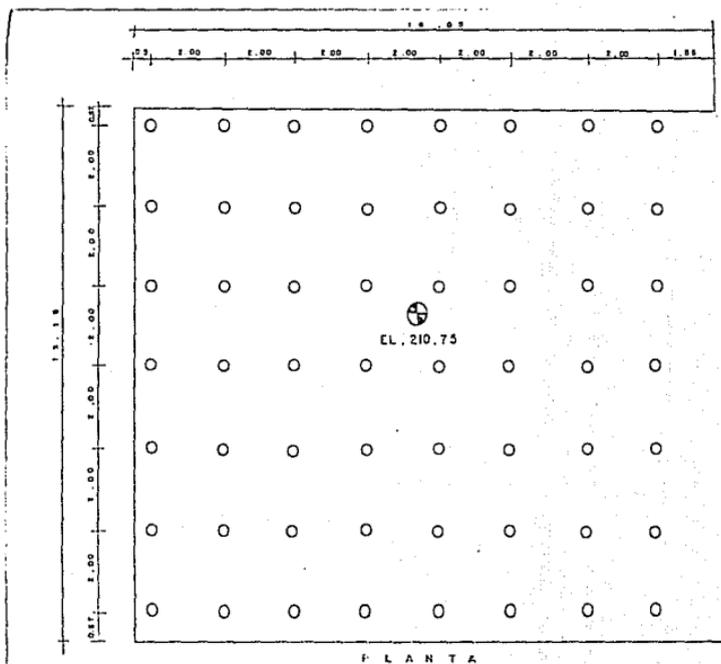


FIGURA 11.13. PATRON DE ANCLAJE : TIPO FRICION EN MACIZO CENTRAL. (CASA DE HACUARIAS)

### B.1.5 Anclaje adicional en la zona de trabe carril para soportar a la grúa viajera.

El anclaje diseñado para los muros de la casa de máquinas hasta la trabe carril fue efectuado para soportar una carga concentrada de 2.5 Ton sin embargo fue insuficiente para soportar la grúa viajera por que a la fecha de inicio del montaje de las turbinas no se encontraba colados en su totalidad los muros de casa de máquinas, por lo tanto fue necesario diseñar un anclaje adicional en las zonas no coladas a esa fecha.

Muros aguas abajo: se presentaron las siguientes condiciones:

- En las zonas revestidas de concreto el muro presentaba un apoyo confiable a la grúa viajera. (Ver fig. III. 14) tanto en muros aguas arriba y muro aguas abajo.

- En las zonas de los túneles de barras se coló el muro pero se dejaron " ventanas " de 6.0 m de ancho en cada túnel, por lo tanto para garantizar en esa zona un apoyo confiable para la grúa viajera, se diseñó un anclaje de liga formado por bastones de  $\phi = 1 \frac{1}{2}$  " a cada 4.0 m, con una longitud de adherencia de 2.50 m, ahogados en mortero de  $f'_c = 180 \text{ kg/cm}_2$ .

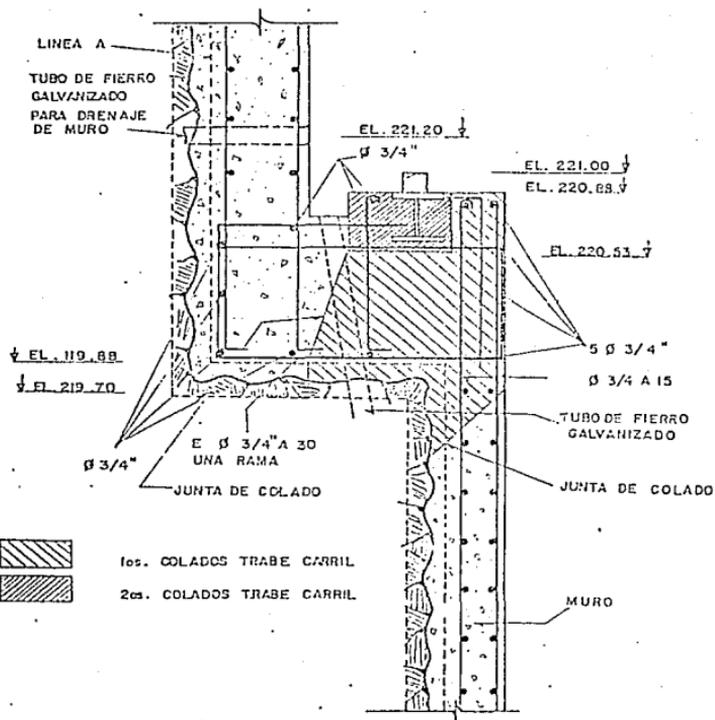


FIGURA III.14 CORTE MURO CASA DE MAQUINAS DONDE SE APRECIA EL ARMADO PROYECTADO PARA SOPORTAR LA GRUA VIAJERA UNA VEZ COLADO EL MURO.

Para la zona no colada, se consideró necesario un refuerzo mediante anclas, siendo el sistema de tendones el más adecuado y seguro. Se diseñó y colocó los tendones para soportar una carga total concentrada de 50 Ton ( 400 Ton de carga total en la grúa) con las siguientes características:

Acero AR 42 ( varilla corrugada )  $\phi = 1 \frac{1}{2}$  "

Longitud = 22 m ( pilar casa de máquinas transformadores)

Separación = 2.0 m ( una línea )

No. de anclas por " ventana de 6.0 m = 3

Dirección = horizontal

Localización = 1.0 m abajo de la trabe carril.

### C. COLOCACION DE TENDONES ENTRE CASA DE MAQUINAS Y GALERIA DE TRANSFORMADORES.

Para reforzar los pilares ubicados entre la casa de máquinas y galería de transformadores, se colocaron tendones hacia ambos lados del túnel de acceso. En la fig. III. 15, se muestran los tendones antes mencionados. Debido a que el anclaje sistemático trabajaba efectivamente con una carga confinante de 1.3 Ton/m y se requería un trabajo efectivo de 5 Ton/m, fue necesario colocar tendones de  $\phi = 1 \frac{1}{2}$  ", tensados a 30 Ton, con un patrón de anclaje de 3.50 m x 3.50m y con una longitud de 21 m. Se colocaron un total de 151

tendones.

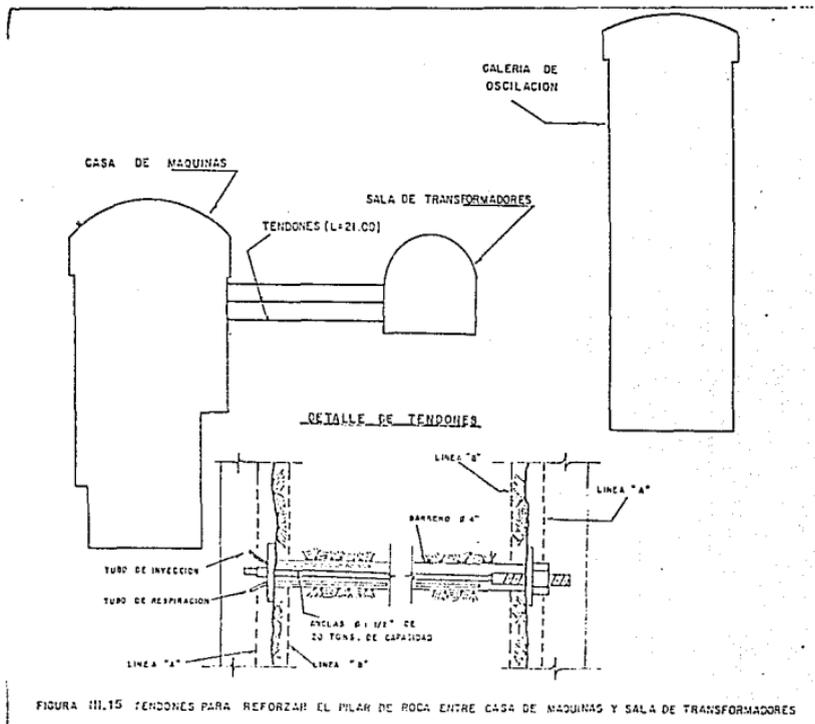
#### D. SISTEMA DE DRENAJE INSTALADO EN CASA DE MAQUINAS.

El objetivo fundamental del drenaje es el abatimiento de las cargas hidrostáticas que actúan sobre de los bloques de roca para asegurar su estabilidad. Estos drenes son tubos ranurados cuyo extremo inferior atraviesa a la zona relajada del túnel; este sistema puede instalarse antes de la construcción del revestimiento. El emplazamiento de drenes para obras subterráneas puede ser de forma radial en abanico desde la misma obra o desde una galería de drenaje paralela y de preferencia a una elevación menor a la de la obra que se desea proteger.

##### D.1 Drenaje en bóveda

El drenaje de la bóveda consistió en barrenos de  $\phi = 3''$  de 6.0 m de largo, con dirección radial, contenidos en secciones con cinco barrenos y una separación entre secciones de 6.0 m. El sistema de recolección fue longitudinal, para las fracturas se realizaron barrenos adicionales también en dirección radial localizados junto a la traza de las fracturas de modo que se garantizó su intersección.

En la bóveda se utilizaron niples y coples de fierro

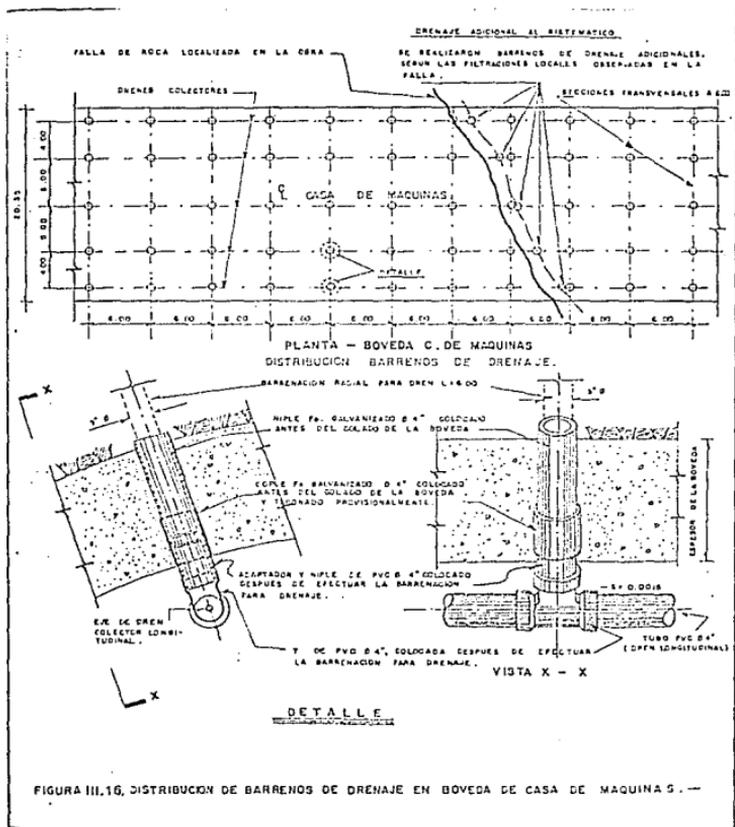


galvanizado de  $\phi=4'$  con uniones cementadas y con coples; la tubería se sujetó a la bóveda con abrazaderas fijadas con taquetes. Ver fig. III. 16.

## D.2 Drenaje en muros de casa de máquinas

Para el drenaje de los muros se dejaron ranuras verticales sin revestimiento de concreto de 60 cm de ancho, ubicadas a cada 7.0m, dejando al descubierto la roca, en donde se realizaron perforaciones de  $\phi = 3"$  para el drenaje en los lugares más requeridos para la captación de los escurrimientos de acuerdo a la estratigrafía o zonas de flujo observadas, con una longitud de 6.0 m.

Los canalones de drenaje en tímpanos y las tuberías de los drenes colectores en piso y bóveda se colocaron antes de los codos respectivos. El ángulo indicado en las barrenaciones de drenaje de 6.0 m de longitud de tímpanos y muros fue variable para captar mejor los escurrimientos, según la estratigrafía o posibilidad de escurrimiento observado en cada caso. En la fig. III. 17 se muestra la distribución del sistema de drenaje en los tímpanos de casa de máquinas.



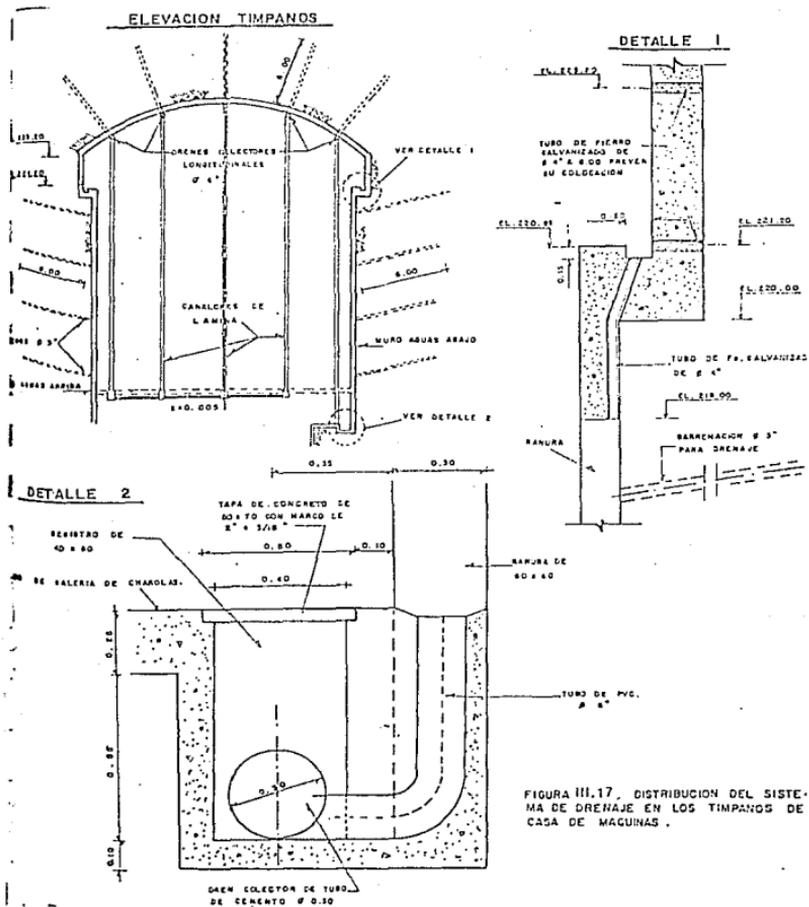


FIGURA III.17. DISTRIBUCION DEL SISTEMA DE DRENAJE EN LOS TIMPANOS DE CASA DE MAGUINAS.

### III. 2 SISTEMA DE ADEME FINAL.

#### III.2.1 Generalidades.

El sistema de ademe final generalmente es a base de concreto lanzado, el cual es utilizado como revestimiento dando refuerzo al soporte primario. El revestimiento debe contemplarse siempre como una restricción que se coloca para ayudar al material excavado a soportarse así mismo. En la casa de máquinas se utilizo como revestimiento definitivo el concreto lanzado, del cual a continuación se dan algunas características.

El concreto lanzado pues definirse como una mezcla de arena, cemento y agua con tamaño máximo del agregado grueso hasta de 30 mm, transportado a través de una manguera y proyectado neumáticamente a gran velocidad sobre una superficie.

Prácticamente no es posible hablar de diseñar el concreto lanzado debido al número de factores que intervienen y la gran variedad de los mismos. Las condiciones fundamentales que rigen el éxito o fracaso del concreto parecen ser su aplicación inmediata, adquisición temprana de su resistencia y flexibilidad suficiente que permita una eficiente interacción terreno soporte.

El concreto lanzado es particularmente adecuado en túneles excavados por medio de explosivos, su colocación inmediata evita que progrese el aflojamiento del material del techo y las paredes, que se suelta debido a la acción de los explosivos.

Existen dos procedimientos para la aplicación de concreto lanzado que son el de Mezcla Seca y el de Mezcla Húmeda. En el primero el agua se incorpora en el chiflón durante su colocación, en el segundo se le agrega a la mezcla previamente. Su aplicación puede ser en forma simple o con un refuerzo de malla de alambre abarcando todo tipo de terrenos y suelos siendo inadecuado su uso únicamente en arcillas de alta plasticidad y arenas sueltas.

El principal papel del concreto lanzado es prevenir el aflojamiento de la masa de roca, generando una resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de las fracturas o juntas de unión, haciendo que el arco natural del terreno se mantenga lo más próximo a la periferia de la abertura recién excavada.

Las funciones que desempeña el concreto lanzado como elemento de soporte son las siguientes.

- Sellar la superficie rocosa, deteniendo el flujo de agua y evitando así el avance de partículas y tubificación

del relleno de las discontinuidades; servir de unión entre los bloques al penetrar en juntas y fisuras; e impedir los desprendimientos que aparecen al rescatar la superficie expuesta.

- Mantener la propia resistencia de la roca evitando movimientos superficiales y locales de los bloques pequeños, propiciando así una distribución de esfuerzos y arco a través de los mismos bloques detenidos por una capa delgada de concreto lanzado.

- Soportar bloques sueltos importantes proporcionando la fuerza resistente suficiente en la unión o traza superficialles las paredes del túnel, en los planos que limitan el bloque que tiende a caer.

- Soportar las fuerzas de interacción terreno - soporte, estabilizando los movimientos hacia el interior de la excavación, funcionando como arco o anillo resistente.

- Impedir que penetre el aire y los vapores de agua dentro de las fisuras rellenas de arcilla en la roca, ocasionando que la arcilla se hinche y propicie la caída de la roca.

Las propiedades más importantes del concreto lanzado son:

- a) Esfuerzo a la compresión (e 250 - 350 kg/cm<sup>2</sup>)
- b) Esfuerzo a la tensión superior a 50 kg/cm<sup>2</sup>
- c) Adherencia superior al concreto normal
- d) Contracción al secado, ligeramente mayor que la del concreto ordinario.
- e) Durabilidad y porosidad muy buenas
- f) Deformabilidad muy alta cuando se está aplicando, pero similar a la del concreto ordinario cuando se ha endurecido.

Ventajas del concreto lanzado como elemento de soporte sobre cualquier otro procedimiento convencional.

- a) Se puede aplicar relativamente rápido y con gran flexibilidad.
- b) El equipo utilizado es de gran maniobrabilidad.
- c) Ocupa un menor espacio dentro de la línea de pago.

### Procedimiento Constructivo

- Se peina y se desprenden los fragmentos de roca suelta en la zona a tratar.

- Se fijan anclas de corta longitud para sujetar el refuerzo.

- Se coloca la malla de refuerzo, fijándola a las anclas; el espacio promedio entre la malla y la roca en ce 3.0 cm.

- Colocación del equipo en el lugar de ataque, principalmente lanzadora con sus implementos, ya que el aire comprimido y el agua a presión llegan al frente de trabajo por medio de tubería.

#### III.2.2 Secuencia de colocación de concreto lanzado en casa de máquinas.

Antes de iniciar la colocación de concreto lanzado en el túnel de la casa de máquinas, fue necesario realizar el sistema de post - corte, método de tronada en el cual las perforaciones perimetrales están con separaciones próximas y cargadas ligeramente, siendo detonadas simultáneamente per

después que la masa principal de la roca ha sido detonada. El propósito de este sistema, es el de conseguir una superficie pareja y sin alteración de la roca; se utiliza alrededor de los perímetros para las excavaciones, donde el concreto vaya a estar en contacto con las superficies excavadas en la roca.

La secuencia de colocación del concreto en casa de máquinas, se efectuó en dos partes, por rapidez y seguridad: concreto en bóveda y concreto en cuerpo principal.

a) Concreto en bóveda

La colocación de concreto en esta etapa se efectuó en cinco partes, obedeciendo la siguiente relación:

1º parte: concreto en muros de tímpanos de elev. 220.50 a elev. 228.38.

2º parte: concreto en muros de elev. 220 a elev. 223.20.

3º parte: concreto en muros y arranque de bóveda de elev. 223.20 a elev. 224.58

4º parte. concreto en bóveda a sección completa de elev. 224.58 a elev. 228.38

5ª parte: concreto en los 1º y 2º colados de la trabe carril de elev. 219.70 a elev. 220.38

Para estas etapas el acceso de los materiales para cimbras, obra falsa y unidades de acarreo de concreto, fue por el túnel auxiliar de construcción de la bóveda. El proceso de colocación de concreto en todas las etapas fue por bombeo, con un alcance horizontal de 200 m y 40 m vertical. En la zona correspondiente a la trabe carril en los 1º colados, se dejaron ahogadas placas de acero, habilitadas con tornillos, para el montaje, alineamiento y nivelación de los rieles, según proyecto. Posteriormente a estos colados se ejecutó el montaje y nivelación de dichos rieles según las elevaciones correspondientes y se procedió a los 2º colados de la trabe carril. Ver fig. III.18 y III.19.

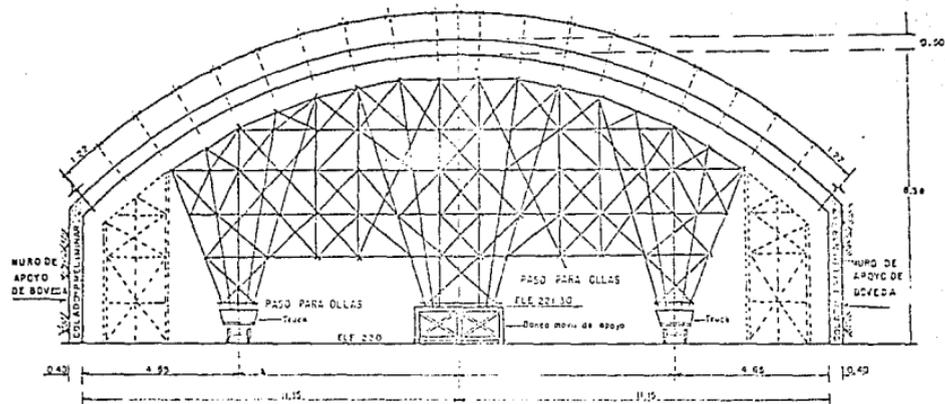
#### b) Concreto en cuerpo principal

También para la colocación de concreto en el cuerpo principal, el colado se dividió en varias etapas:

1º etapa: concreto en macizo central y tímpano Este

2º etapa: concreto en los 1º y 2º colados de codos de aspiración, galería de drenaje e inspección.





CORTE TRANSVERSAL  
BOVEDA CASA DE MAQUINAS

FIGURA III.19. OBRA FALSA PARA EL COLADO DE LA BOVEDA DE CASA DE MAQUINAS

3ª etapa: concreto en muros de casa de máquinas

4ª etapa: concreto en galería de charolas

5ª etapa: concreto en zona de carcasas

6ª etapa: concreto en cilindro de turbinas y generador.

7ª etapa: concreto en cárcamo de drenaje.

La conducción del concreto en estas etapas, fue por el sistema de gravedad, por medio de canalones y trompas de elefante, que transformaban el concreto desde la sala de transformadores, pasando por el túnel de barras No. 8, hasta su colocación final. Ver fig. III.20 y III.21

### III.3 TRATAMIENTO DEL MACIZO ROCOSO

El tratamiento de los macizos rocosos tiene la finalidad de reducir su permeabilidad y deformabilidad, así como de aumentar su resistencia, estabilidad y mejorar las propiedades mecánicas de la roca.

Los tratamientos de roca generalmente se dan con inyecciones, ya sea de consolidación o permeabilidad.

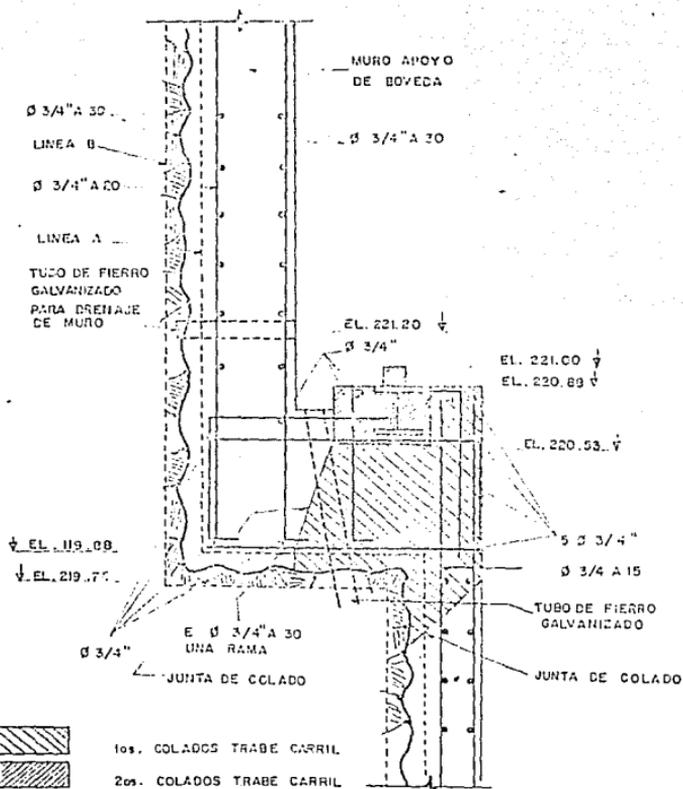
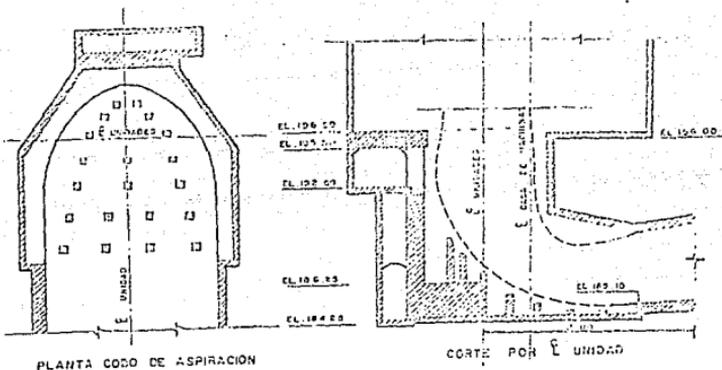
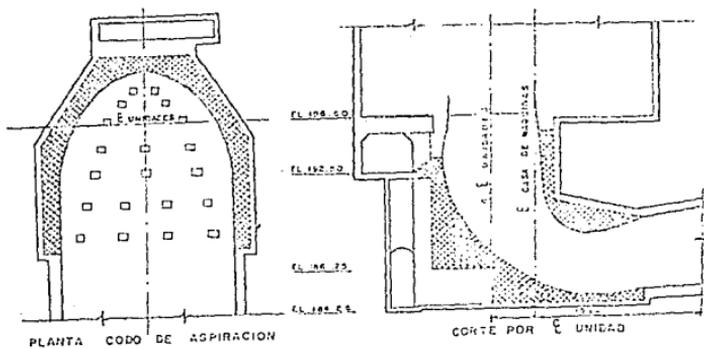


FIGURA III.20 : LOCALIZACION DE 1º. Y 2º. COLADOS DE TRABE CARRIL Y TUBERIAS PARA DRENAJE.



PRIMEROS COLADOS



SEGUNDOS COLADOS

FIGUR. III.21 PRIMEROS Y SEGUNDOS COLADOS DE LOS Codos DE ASPIRACION HASTA 15.00 M AJUAS ABAJO DEL UNIDADES.

La técnica de las inyecciones consiste en hacer penetrar un fluido en la masa de roca, de forma que frague en las grietas y fisuras, desplazados el aire o el agua existente en ellas. El producto inyectado al mismo tiempo que impide la circulación del agua por la roca, proporciona una resistencia adicional.

En el caso de la casa de máquinas, se utilizaron inyecciones de contacto Concreto - Roca, inyecciones de consolidación e inyecciones de contacto Concreto - Lámina.

A continuación se describe en que consiste cada una de ellas.

### III.3.1 Inyecciones

En los macizos rocosos las inyecciones de mezclas se utilizan para reducir la permeabilidad ( inyecciones de impermeabilización ) y aumentar su resistencia y el módulo elástico ( inyecciones de consolidación ).

Las inyecciones consisten en rellenar los huecos del medio en tratamiento con un líquido que se solidifica con el tiempo, el cual puede ser una suspensión ( lechada de cemento ) o una solución ( productos químicos ).

Con el fin de seleccionar el método de inyección y la naturaleza de la lechada por inyectar, es necesario determinar la porosidad, y el estado de fisuración del medio, así como su permeabilidad.

### III.3.1.1. Inyecciones efectuadas en la casa de máquinas

#### a) Inyecciones de contacto Concreto - Roca

Estas inyecciones tienen la finalidad de ligar la zona donde la roca y el concreto hacen contacto, este tipo de inyecciones solamente se utilizó en bóveda y codos de aspiración.

En bóveda, las inyecciones se realizaron en las perforaciones de  $\phi = 2 \frac{1}{4}$ " con dirección radial, penetrando 20 cm después del contacto concreto - roca, contenidas en secciones transversales al eje de la bóveda, con separación entre secciones de 3.00 m y separación horizontal entre barrenos de cada sección de 4.5 m. Previamente se dejaron ahogados en concreto tubos de P.V.C  $\phi = 2 \frac{1}{2}$ ". Después de lavar la perforaciones se procedió a la inyección de mezclas de cemento a una presión de 0.5 kg/cm, realizandose de los barrenos inferiores a los superiores. Ver fig. III.22



b) Inyecciones de consolidación

Estas inyecciones se efectuaron en los mismos barrenos de  $\phi = 24''$  utilizados para las inyecciones de contacto concreto roca, profundizando las perforaciones hasta 6.0m, después del contacto concreto - roca. Previamente se realizó la perforación en mortero en el tramo utilizado para las inyecciones de contacto concreto - roca.

Después de lavar los barrenos se procedió a la inyección de mezclas a  $1.5 \text{ kg/cm}^2$  de presión.

Se ejecutaron las inyecciones en líneas alternadas a cada 6.0m de separación sobre el eje longitudinal de la bóveda y terminada la inyección de éstos se procedió a la perforación de las hileras intermedias. Ver fig. III. 22

c) Inyecciones de contacto Concreto - Lámina

Estas inyecciones se efectuaron en la zona de los codos de aspiración en perforaciones de  $\phi = 5/16''$  (8mm) realizados con taladros in situ, Para la localización de los lugares de la inyección de contacto concreto -lámina, se golpeó con un martillo la placa metálica para detectar las zonas huecas para la perforación de los orificios y una vez terminada la inyección se taponeó con tornillo con rosca, posteriormente

se soldaron y esmerilaron.

#### III.4 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

En túneles de grandes dimensiones proyectados en formaciones rocosas es recomendable la ejecución de su excavación en dos o más partes, para ello existen diversas y variadas secuencias de excavación, en casa de máquinas de la P.H. Chicón el método utilizado fue el de Media sección superior con túnel piloto central y banqueo por ser el método que más se adapta a las condiciones geológicas de la roca y al tamaño de la sección del túnel. Este método consiste básicamente en excavar un túnel piloto central<sup>8</sup> con ampliaciones laterales en la sección superior del túnel a excavar, colocar sistema de ademe en la bóveda y posteriormente banquear la sección inferior, el banqueo puede realizarse una cierta distancia atrás del frente superior o bien hasta que sea terminado dicho frente, el número de banqueos y la altura de los mismos depende de la altura total del túnel y la estabilidad de las paredes del mismo.

---

<sup>8</sup> El túnel piloto permite conocer las condiciones de la roca sin abrir el claro completo y colocar anclas o concreto lanzado antes de las ampliaciones laterales; muy útiles en túneles de claro grande o roca de mala calidad.

Para su excavación se utilizó el método de barrenación y voladura en el cual además de construcción acostumbrada (trazo, barrenación, carga de explosivos, retiro de equipo y voladura, ventilación, amacice de la clave y laterales y rezagado) fue necesario el uso adicional de otras etapas como:

- Anclaje con pernos.
- Revestimiento de concreto lanzado.
- Instalación de marcos metálicos
- Inyección
- Barrenación de exploración.

El método de excavación por medio de explosivos es muy importante en el diseño de las plantillas de barrenación, puesto que para ello se debe tomar en cuenta el tipo de roca, el área del túnel para poder determinar el número de barrenos a utilizar, el diámetro de los mismos y el tipo de cuña, cuya finalidad de ésta es la de crear un espacio vacío, hacia el cual puede descargar la rezaga producto de la detonación sucesiva de los barrenos alojados a su alrededor; existen diferentes tipos de cuñas, los más comunes suelen ser; la cuña paralela y la cuña en "V".

Las plantillas de barrenación utilizadas para la excavación del túnel de la casa de máquinas fueron con cuña paralela, la cual consiste en un grupo de barrenos paralelos de los cuales uno, dos o tres son de mayor diámetro y se dejan

vacíos, de tal forma que cuando detonan las cargas del primero, segundo y siguientes barrenos, la roca arrancada es lanzada fuera del espacio vacío, el cual se va ampliando progresivamente y uniformemente en toda su longitud. En la descripción detallada de la excavación de la casa de máquinas se pueden apreciar las figuras correspondientes a las plantillas de barrenación.

#### III.4.1 Procedimiento de excavación de la casa de máquinas.

Para la excavación de la casa de máquinas fue necesario atacar primero un túnel de acceso de 800 m de longitud de sección tipo portal de 9.40 m de ancho y 8.45 m de altura, en la fig. III.23 se aprecia la planta y cortes del mismo. El proceso de ataque se realizó en dos etapas de excavación hasta llegar al paño de la casa de máquinas; la primera etapa comprendió la mayor parte de la sección con una altura de 6.95 m, dejando un banco de 1.50 m en la parte inferior; la segunda etapa fue el ataque de dicho banco inferior para obtener la sección proyectada.

Para excavar la casa de máquinas fue primordial atacar primero la bóveda comprendida de la elev. 220 a la ele. 228, sin embargo como el túnel de acceso se encontraba en el nivel 211, para llegar a la elev. 220 fue necesario construir una rampa sobre el túnel de acceso y llegar así al nivel 218.15

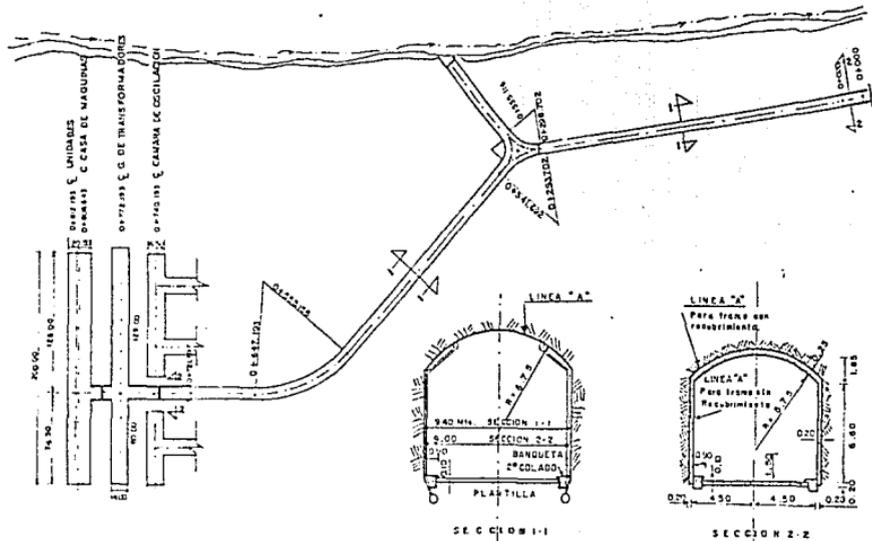


FIGURA III.23 PLANTA. TUNEL DE ACCESO A CASA DE MAQUINAS

y a partir de ésta construir un túnel auxiliar de acceso a la bóveda de la casa de máquinas para llegar al nivel deseado. Ver fig. III.24

A continuación se describe la secuencia detallada de la excavación del túnel de casa de máquinas.

La casa de máquinas por su gran dimensión no fue posible atacarla en una etapa de excavación, por lo que se efectuaron dos formas de ataque : a) Bóveda y b) Cuerpo principal.

a) Bóveda

El ataque de la bóveda se ejecutó en dos etapas: túnel piloto y ampliaciones laterales. Ver fig. III.25

Se inició la excavación con el túnel piloto por el centro de la bóveda, el cual se fue atacando en forma alternada en ambos lados del túnel, el túnel piloto tenía 7.20 m de ancho y 8.80 m de altura, se utilizaron 76 barrenos y se excavó un volumen total de 13,301.40 m<sup>2</sup>. En la fig. III.26 se muestra la plantilla de barrenación utilizada.

Cuando se llevaba un avance de 25 m en el túnel piloto dió inicio la excavación de las ampliaciones laterales, el

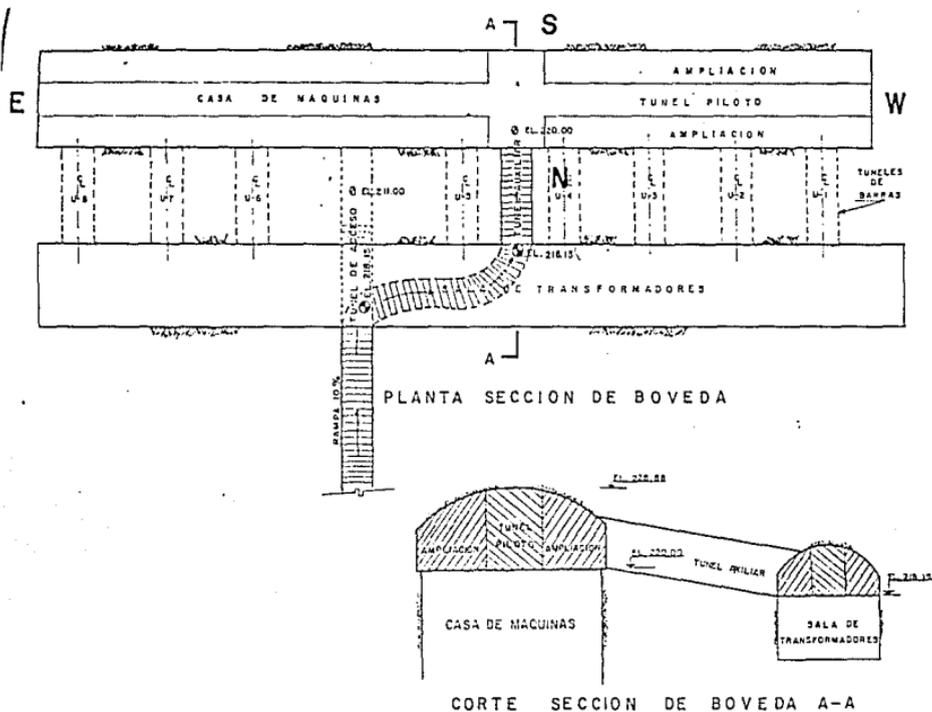
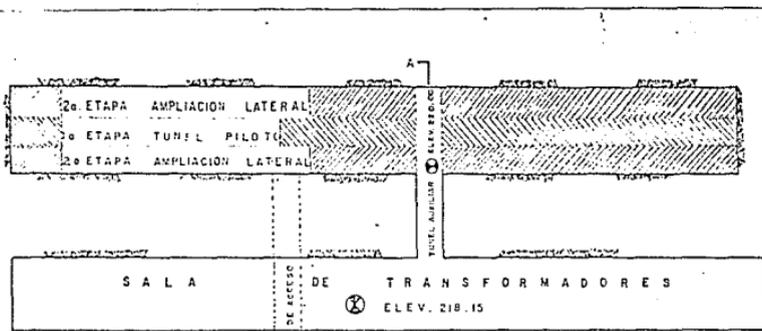
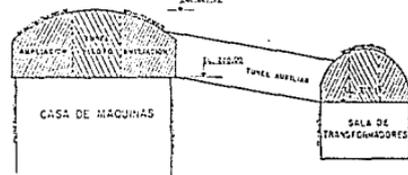


FIGURA-III.24 PLAN DE ATAQUE DE LA BOVEDA DE CASA DE MAQUINAS.

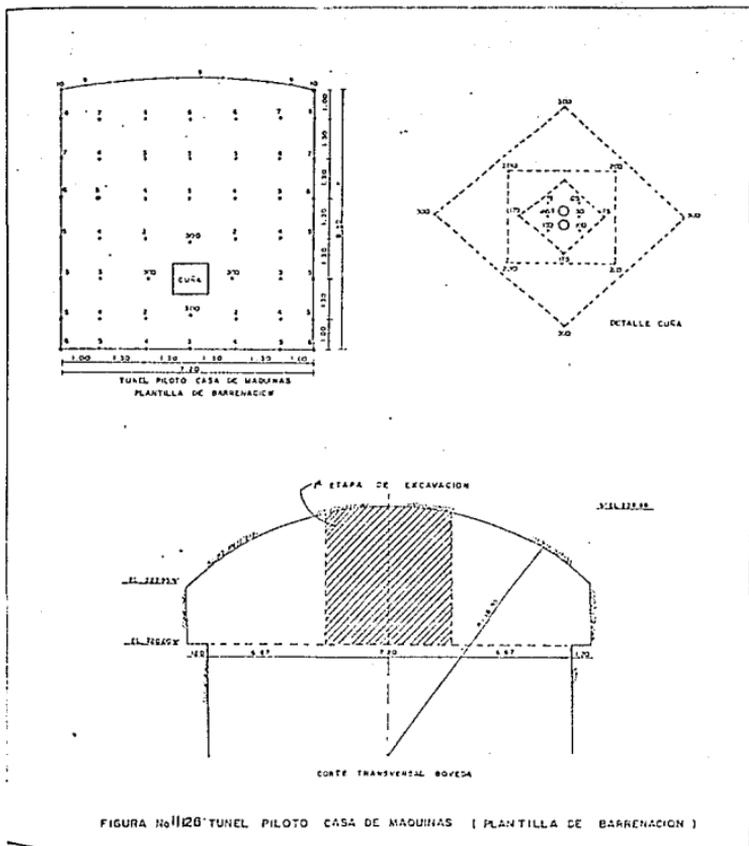


PLANTA SECCION DE BOVEDA



CORTE SECCION DE BOVEDA A-A

FIGURA 11.25 ETAPAS DE EXCAVACION EN BOVEDA DE CASA DE MAQUINAS

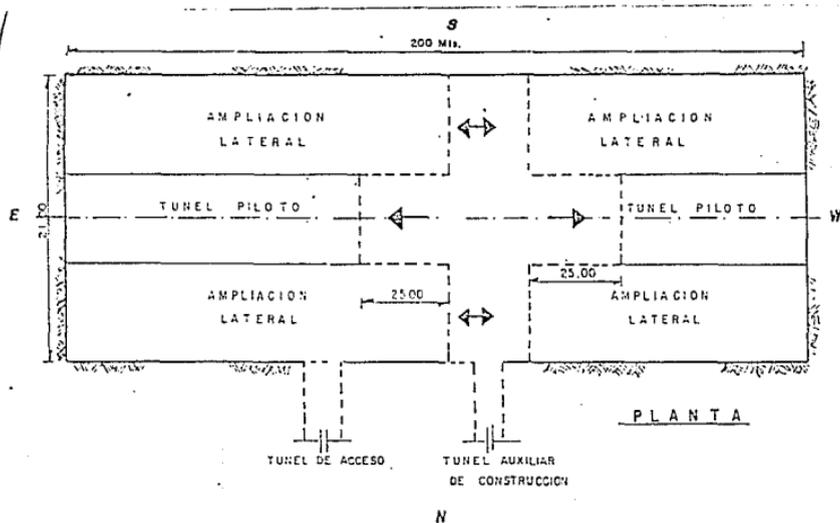


ataque se realizó en forma alternada hacia ambos lados del túnel auxiliar, ver fig. III.27. Se utilizaron 55 barrenos, la plantilla de barrenación se muestra en la fig. III.28. Las ampliaciones laterales tenían 8.07 m de ancho por 8.48m de altura, se excavó un volumen total de 23,389.5 m<sup>3</sup>. El ataque de las ampliaciones laterales correspondientes a un mismo lado de la excavación se defasó 30m. con objeto de no llegar a la sección completa si no estaba anclada la sección restante, puesto que, el anclaje en la bóveda se ejecutó simultáneamente a la excavación, de tal manera que la distancia entre los frentes de excavación y anclaje no fuera mayor de 20m, con ello se evitó en lo posible la descompresión de la roca, Ver Fig. III.29.

Terminada la excavación de la bóveda con las ampliaciones laterales, se procedió a efectuar las preparaciones y los colados en la bóveda para la trabe carril y el montaje de la misma.

#### **b) Cuerpo principal**

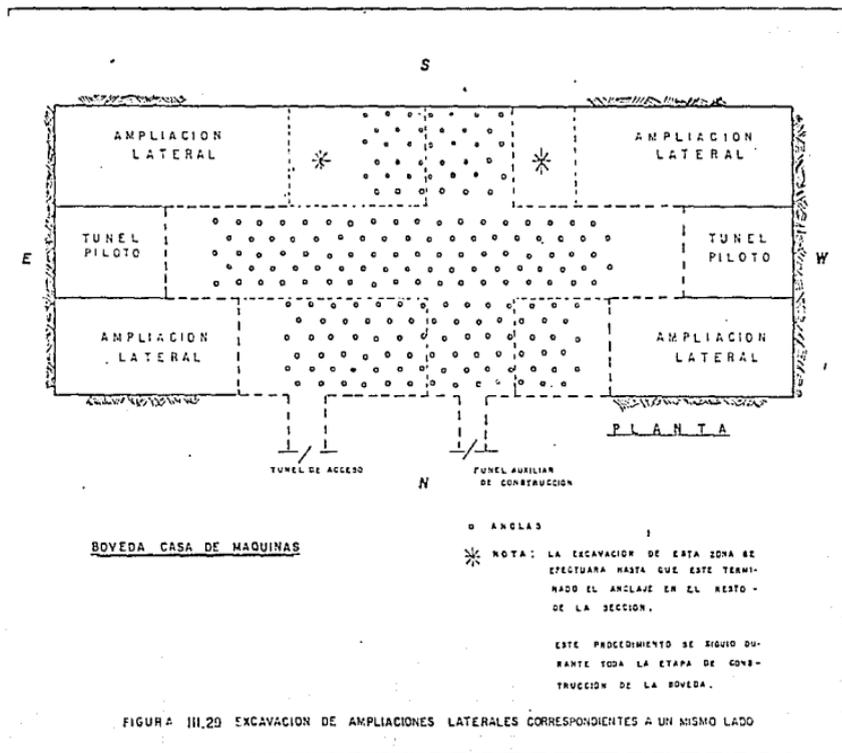
El ataque del cuerpo principal fue necesario dividirlo en diferentes banqueros con etapas de 6.0m de altura y realizar precortes en etapas de 12m antes de los barrenos correspondientes.



-- BOYEDA CASA DE MAQUINAS --

FIGURA No 11.27 ATAQUE DE TUNEL PILOTO Y EL DESFASAMIENTO DE 25.00 Mts.  
PARA INICIAR LA EXCAVACION DE LAS AMPLIACIONES





El precorte consiste en reflejar parte de las ondas de choque procedentes de las voladuras principales impidiendo que sean transmitidas a la pared terminada, reduciendo al mínimo la fracturación y la sobre-excavación, la reflexión de las ondas de choque de las voladuras principales reduce también la propagación de las vibraciones. El precorte origina una grieta siguiendo la línea de barrenos, ya que la separación entre estos es muy próxima, los cuales se localizan en el perímetro de la sección a excavar. Ver fig. III.30

Las etapas de precorte se muestran en la fig. III.31 y son las siguientes:

- 1a. Etapa de elev. 220 a elev. 208
- 2a. Etapa de elev. 208 a elev. 195.75
- 3a. Etapa de elev. 199.35 a elev. 195.75
- 4a. Etapa de elev. 195.75 a elev. 191.24
- 5a. Etapa de elev. 192.25 a elev. 184.00

La barrenación del precorte se efectuó a una profundidad de 12 m en la mayor parte, en el macizo central se barrenó a una profundidad de 9.0m.

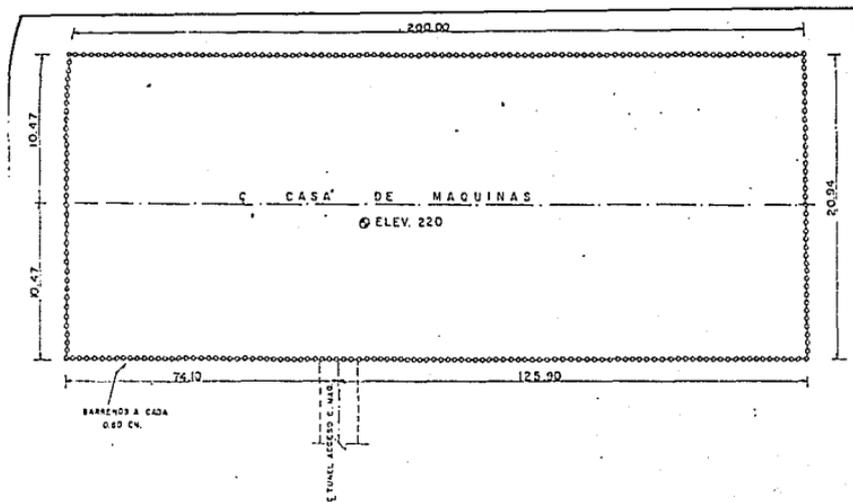


FIGURA III,30 PLANTA DE LA DISTRIBUCION DE LOS BARRENOS DE PRECORTE CASA DE MAQUINAS ELEV. 220

CALCULO DEL PRECORTE PARA LA CASA DE MAQUINAS

SE REALIZO EN LONGITUDES DE 30 M. COMO MAXIMO

LA BARRERACION FUE DE 76 P.M. (3")

PROFUNDIDAD DE 120 M.

POW LO CUAL LA CARGA FUE:

E = 0.60 M

Nº ESPACIOS =  $\frac{20}{0.6} = 30$

Nº DE BARRENOS = 30 + 1 = 31

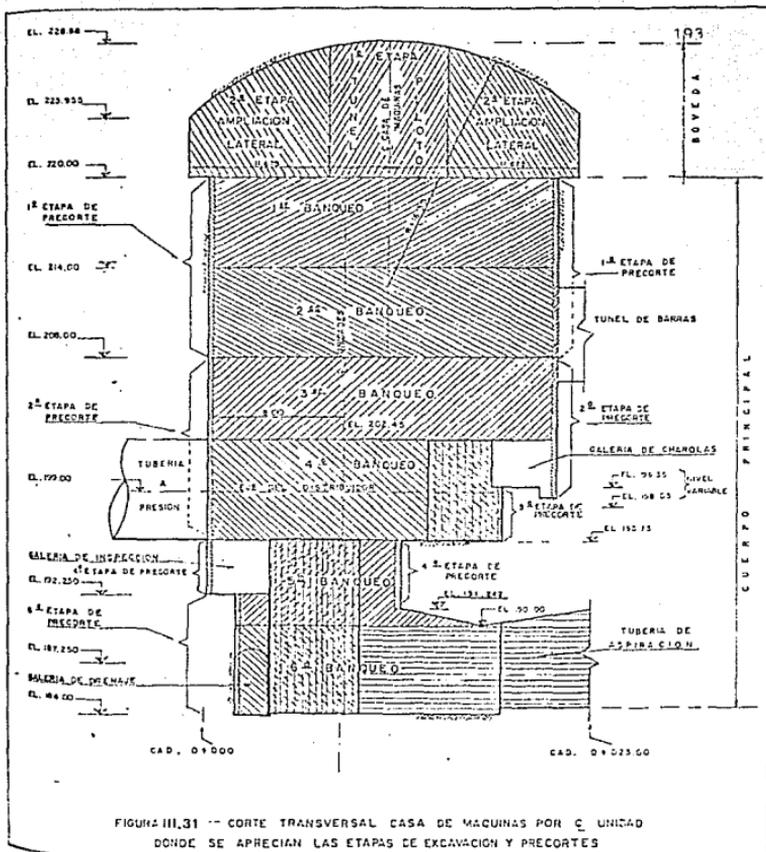
CARGA POR BARRENO:

LONG. = 12 M.

CONCENTRACION = 03 Kg/M

CARGA = 12 X 0.3 = 3.60 KG.

CARGA TOTAL = 6 X 31 = 206.0 Kg/Atm/ME



**b.1) Primer banqueo de elev. 220 a la elev. 214**

Se inició la excavación en la zona de túnel de acceso, aprovechándose como bordo libre la sección del mismo túnel, el ataque a esta zona se realizó en dos secciones: 1/2 sección aguas abajo y 1/2 sección aguas arriba, posteriormente se excavó a sección completa, en la fig. III.32 puede verse la secuencia de las voladuras efectuadas en este primer banqueo; toda la rezaga de este banco se sacó por el túnel de acceso.

**b.2) Segundo banqueo de elev. 214 a elev. 208**

Para iniciar su ataque fue necesario que el túnel de acceso entre sala de transformadores y casa de máquinas se excavara de la elev. 211 a la 208 respectivamente (ver fig. III.33) esta excavación permitió tener un bordo libre y rampa para la extracción de rezaga por el túnel de acceso, la plantilla de barrenación fue la misma que se utilizó en el primer banqueo, la secuencia de voladuras se aprecia en la fig. III.34.

**b.3) Tercer banqueo de elev. 208 a la elev. 202.45**

El procedimiento de excavación consistió en hacer una lumbrera en cada unidad para comunicar con la rama horizontal de las tuberías a presión para aprovecharlo como bordo

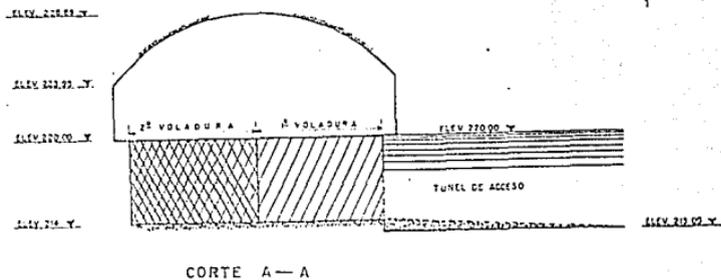
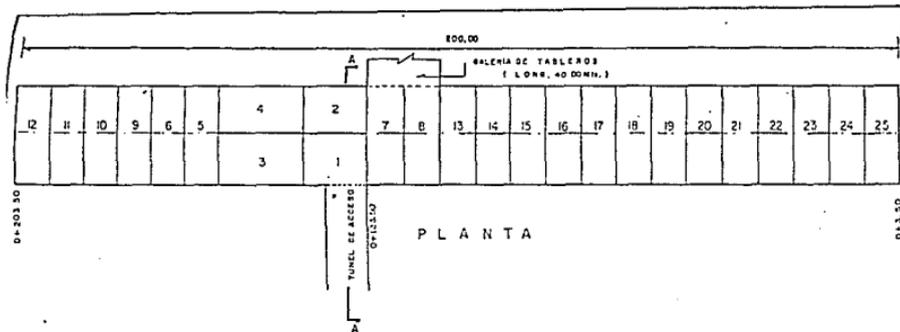
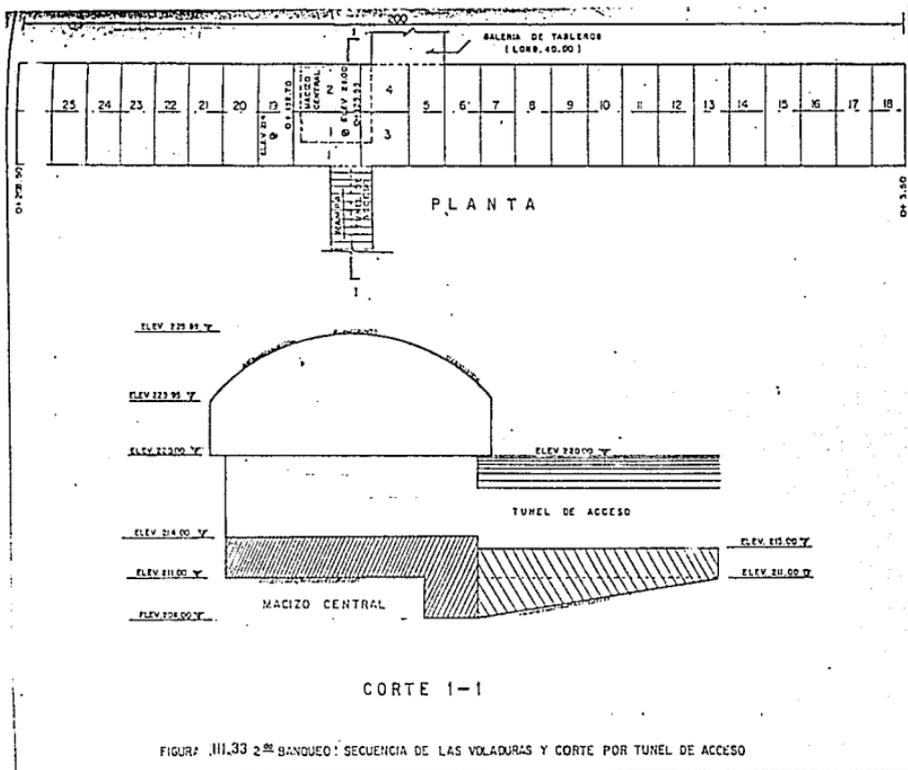
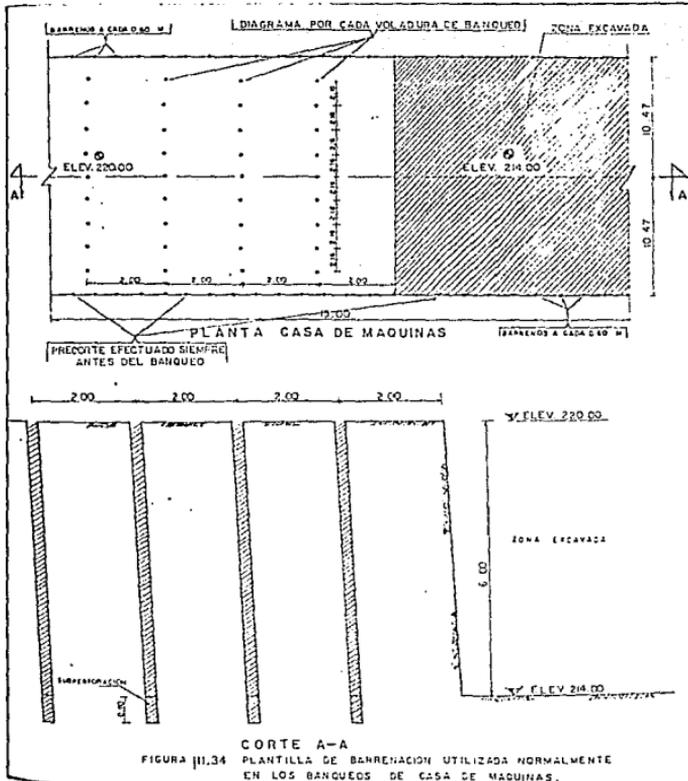


FIGURA 11.32 1-A BAJERO - SECUENCIA DE LAS VOLADURAS Y CORTE POR TUNEL DE ACCESO



FIGUR. III.33 2<sup>da</sup> BANQUEO: SECUENCIA DE LAS VOLADURAS Y CORTE POR TUNEL DE ACCESO



libre y para vaciar la rezaga producto de las voladuras. La lumbrera se efectuó del nivel 208 hasta la elev. 195.75 para llegar al piso del túnel auxiliar de tubería a presión. Ver fig. III.35

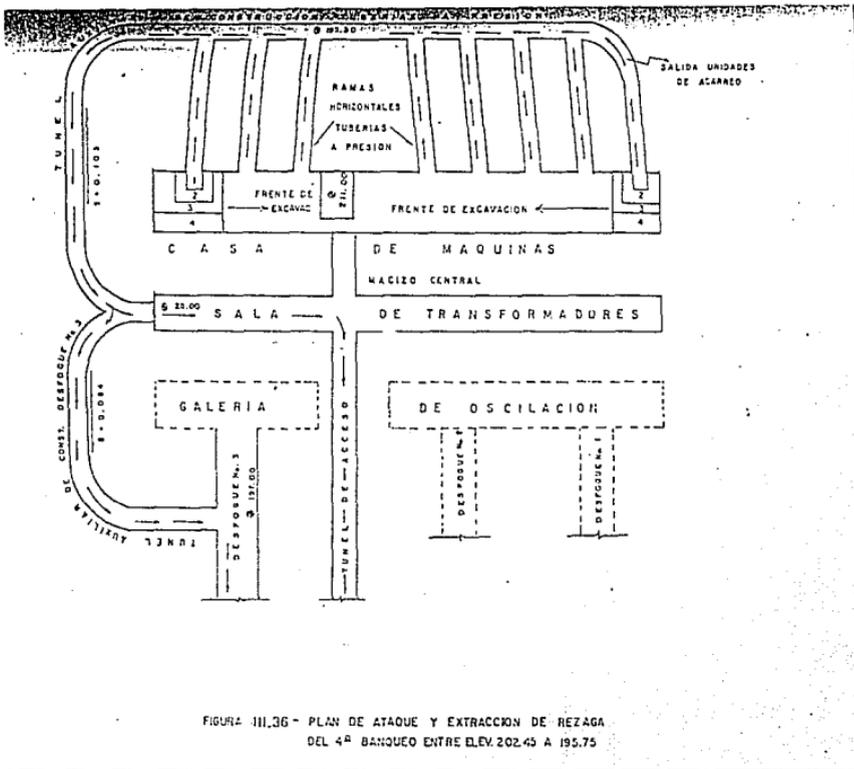
**b.4) Cuarto banqueo de elev. 202.45 a elev. 195.75**

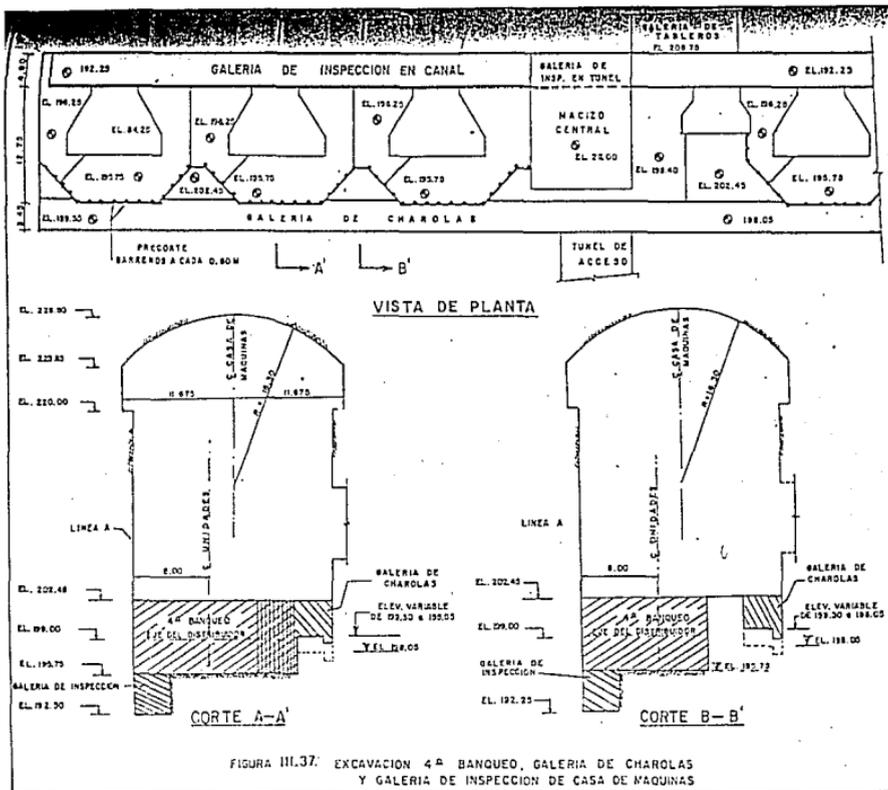
Se inició este banco con un procedimiento similar al banco anterior utilizandose exclusivamente en las unidades U # 8 y U # 1, el objeto era crear un banco regular para efectuar la excavación hacia el macizo central en ambos lados. Durante la excavación se tuvo interferencias a causa de la colocación de marcos metálicos en el portal de llegada a casa de máquinas de tuberías de presión No. 3 por malas condiciones de la roca y también porque se continuaba con el anclaje en los muros del túnel. Ver fig. III.36

**b.5) Excavación de galería de charolas**

La galería de charolas se localiza a lo largo de a casa de máquinas entre los niveles del cuarto banqueo y aledaño al muro aguas abajo (fig. III.37), la excavación de esta galería se ejecutó en forma simultánea al cuarto banqueo, las dimensiones de la galería son: 200 m de longitud, altura variable de 3.15 a 4.40 m y un ancho de 3.45 m. Debido a las voladuras, el piso de la galería no quedaba uniforme por







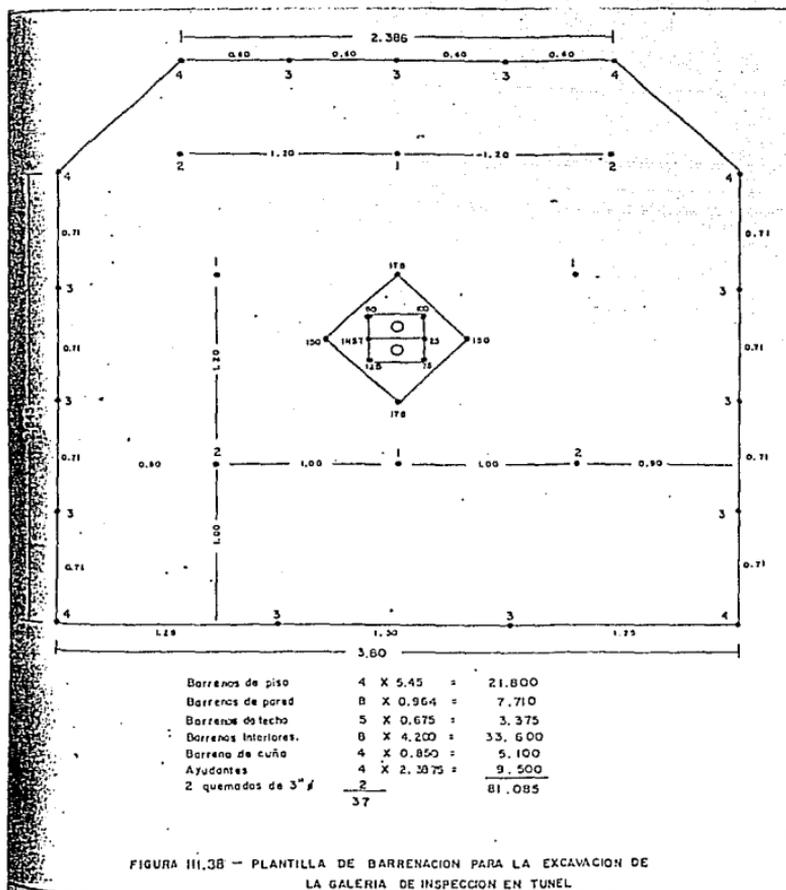
lo tanto se ejecutó el perfilamiento requerido con pistola de pierna, barrenándose en forma horizontal.

**b.6) Excavación de la galería de inspección**

La galería de inspección se localiza a lo largo de la casa de máquinas aladaño al muro aguas arriba. Para su excavación se atacó en dos formas; en canal (barrenación vertical) y en túnel (barrenación horizontal); la primera se ejecutó simultáneamente al cuarto banqueo, la segunda se realizó en la zona del macizo centroi de elev. 195.75 a elev. 192.25, esta excavación se hizo para comunicar la galería de inspección entre los dos cuerpos de la casa de máquina separados por el macizo central. En la fig. III.38 se muestra la plantilla de barrenación correspondiente.

**b.7) 5º y 6º banqueo zona de codos de aspiración de elev. 195.75 a elev. 184.**

La excavación entre estos niveles se ejecutó en dos banqueos de 6.0 m de altura aproximadamente, los cuales se atacaron en forma cuidadosa para no dañar las paredes y evitar la sobre - excavación por medio del pre-corte. Para lograr la excavación de los codos de aspiración y galería de drenaje fue necesario hacer como primera etapa una lumbrera de 4.0m x 4.0 m para comunicar con los tubos de aspiración que estaban



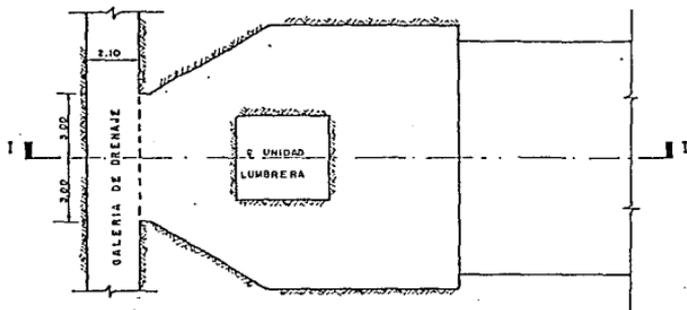
excavados. Ver fig. III.39

**b.8) Excavación de la galería de drenaje en túnel y cárcamo de drenaje.**

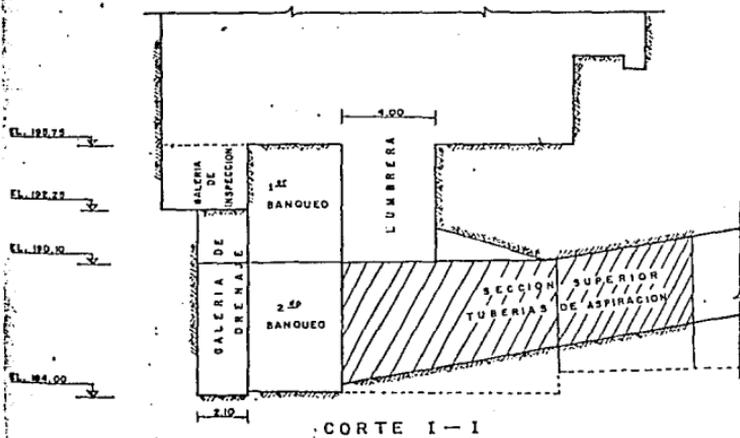
La excavación de la galería de drenaje se atacó a través de los codos de aspiración, con sección tipo portal de 2.10 m de ancho, 4.05 m de altura y 116.25 m de longitud, la barrenación fue horizontal con pistola de pierna. El cárcamo de drenaje se localiza entre las unidades 5 y 6. En la fig. III.40 se puede observar las dimensiones del cárcamo de drenaje.

**b.9) Excavación de las tuberías de aspiración hasta 15 m aguas abajo del centro del claro de la casa de máquinas.**

El procedimiento de excavación se ejecutó por los tubos de aspiración de cada unidad, lo que originó retrasos por maniobras por el equipo de barrenación y de rozaga debido principalmente a lo encajonado de las tuberías de aspiración, así como a la fuerte pendiente de los mismos. Para la excavación de éste fue necesario atacar primero un túnel piloto central y luego efectuar las dos ampliaciones laterales.



PLANTA



CORTE I-I

FIGURA III.3.3 EXCAVACION CODOS DE ASPIRACION Y GALERIA DE DRENAJE

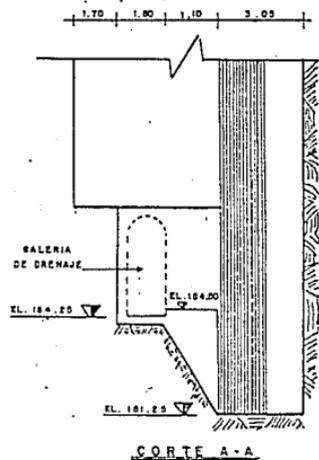
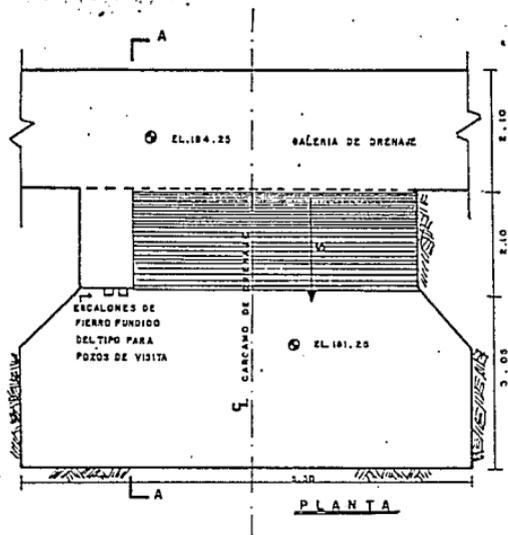


FIGURA III.40 DIMENSIONES DEL CARCAMO DE DRENAJE (EXCAVACION)

**CAPITULO IV**  
**INSTRUMENTACION**

**IV.1 Generalidades**

**IV.2 Alternativas de instrumentación**

**IV.3 Programa de instrumentación de la casa de máquinas.**

#### IV. INSTRUMENTACION

##### IV.1 GENERALIDADES

Una vez que se ha realizado un reconocimiento preliminar de la zona donde se ejecutará la futura obra y posteriormente, se han llevado a cabo pruebas de campo y laboratorio, es posible tener un conocimiento anticipado de las propiedades mecánicas de la masa rocosa que se pretende afectar con la excavación.

No obstante, estas técnicas de reconocimiento a pesar de ser muy eficaces, presentan ciertas limitantes, como es el hecho de trabajar en un macizo rocoso, que es una estructura heterogénea y anisótropa, donde sus esfuerzos iniciales se verán afectados por la presencia de la excavación. Lo anterior crea la incertidumbre de que los datos empleados para el diseño de la obra sean confiables, quedando como única alternativa verificar el comportamiento de la estructura resultante, excavación - ademe - roca durante la construcción y operación de la misma, con el apoyo de un programa de instrumentación que contemple la observación y medición permanente de las deformaciones tanto de la superficie de la excavación, como de la roca circundante afectada y los esfuerzos de los elementos del sistema de ademe provisional primero, y definitivo -

después, en la medida que sea factible; todo esto a través del empleo de diversos instrumentos que al respecto existen en el mercado.

Por medio de las mediciones de este programa, se podrá conocer si las medidas y consideraciones adoptadas, fueron suficientes y adecuadas para el diseño original o si se presentan diferencias de importancia que hagan buscar la solución definitiva y más óptima del problema.

La instrumentación es pues, la herramienta que permite comprobar los datos y consideraciones técnicas adoptadas en el diseño, mediante la ayuda de instrumentos colocados en el sitio de la obra, antes y a medida que se avanza en su construcción. Por este medio se puede conocer el comportamiento estructural, la evolución de la estabilidad o servicio y el cumplimiento de las teorías consideradas durante la etapa de proyecto; es por tanto, un procedimiento dinámico, que inicia antes de comenzar la obra, está presente durante su construcción y permanece a lo largo de la vida útil de la misma.

#### IV.2 ALTERNATIVAS DE INSTRUMENTACION

Una vez que se ha analizado y evaluado la conveniencia de llevar a cabo un programa de instrumentación que nos proporcione información tanto para la etapa de construcción

y operación del túnel, se procederá a diseñar los sistemas de instrumentación más adecuados para dichos propósitos.

Resulta conveniente llevar a cabo el programa de instrumentación en las siguientes etapas:

1. Instrumentación previa a la construcción del túnel.

Esta etapa del programa de instrumentación se lleva a cabo simultáneamente con el estudio geológico previo a la construcción. El propósito de esta etapa es el de obtener por medio de ensayos in situ el orden de la magnitud de los esfuerzos existentes en la formación geológica y la deformabilidad y resistencia al esfuerzo cortante de los materiales de la misma. Con esta información y la obtenida en el estudio geológico previo, se tendrán los datos necesarios para el diseño y construcción del túnel. Esta información será útil para la planeación del programa de instrumentación durante la construcción del túnel.

2. Instrumentación durante la construcción y operación del túnel.

El propósito de esta etapa del programa de instrumentación es el de obtener información de los parámetros que nos definen el comportamiento del túnel durante y después

de la excavación. Con esta información es posible mantener un nivel de seguridad durante esta etapa de construcción del túnel.

Por otra parte y dependiendo de lo que se quiera medir, los instrumentos pueden ser instalados en o desde la superficie del terreno o centro del túnel mismo. En cuanto a la determinación de la extensión horizontal de la estación de instrumentación, se debe tomar en cuenta la zona de influencia que el túnel pueda tener en el medio.

En general, el criterio que se sigue para decidir donde se debe de instalar una estación de instrumentación, depende del túnel y de las propiedades del subsuelo, la geometría y logitud del túnel y donde se tengan restricciones en la afectación de estructuras vecinas.

La selección de los parámetros a medir, depende del proyecto del túnel, de las propiedades del subsuelo, de los problemas que se anticipan en su comportamiento y de los objetivos particulares del programa de instrumentación. En general, los parámetros que pueden ser medidos son los siguientes:

1. Previos a la construcción
  - . Esfuerzos inherentes en la roca
  - . Módulo de deformación

- . Resistencia al esfuerzo cortante
  - . Presión de paro y nivel de agua subterránea
2. Durante la construcción y vida útil del túnel
- . Asentamientos o expansiones
  - . Desplazamientos horizontales
  - . Desplazamientos relativos (deformaciones, convergencias, asentamientos diferenciales, distorsión lineal).
  - . Presión, flujo y cambios del agua en la zona del túnel.
  - . Presión de suelo o roca sobre el revestimiento (temporal o definitivo)
  - . Fuerzas en sistema de anclaje

Hasta la fecha se han desarrollado infinidad de sistemas de instrumentación que pueden ser aplicables a la construcción de túneles, con el objeto de medir cualquiera de los diferentes parámetros que nos definen el comportamiento del espacio afectado por la construcción del túnel.

Desde luego los programas de instrumentación deben plenearse de modo tal, que las magnitudes que se desean medir, sean derivadas de instrumentos de diferente naturaleza, con ubicaciones múltiples, de manera que haya la posibilidad de comprobación entre los resultados derivados de los instrumentos

empleados y con ello un mayor rango de confiabilidad.

Con este propósito se instalan a lo largo del eje del túnel, estaciones de medición, con sistemas de instrumentación de diferente naturaleza, para obtener la información necesaria que nos defina el comportamiento del túnel y del espacio afectado.

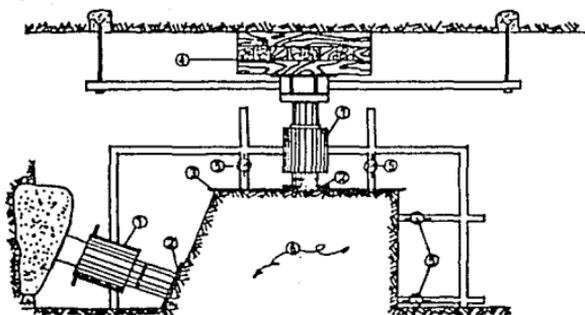
Las mediciones que pueden realizarse en una estación de instrumentación pueden ser las siguientes:

- Medición del estado de esfuerzos inherentes en la roca por medio del método de relajación de esfuerzos: prueba de Roseta, prueba de gato plano.

- Determinación del módulo de deformación por medio de dilatómetros, pruebas de placa, pruebas de galería.

- Determinación de la resistencia al esfuerzo cortante por medio de ensayos in situ con gatos hidráulicos, placas de asiento y medidores de deformación por medio de máquinas de corte portátil. Ver fig. IV.1 y fig. IV.2.

- Mediciones del movimiento de la superficie del terreno por medio de nivelaciones topográficas de puntos de referencia superficiales o semiprofundos.



- 1.- GATOS HIDRAULICOS
- 2.- PLACAS DE ASIENTO
- 3.- COLCHON METALICO
- 4.- BLOQUE DE MADERA
- 5.- DEFORMOMETROS DE CARATULA
- 6.- ESPECIMEN

Fig. IV. 1 Prueba "in situ" de Resistencia al Esfuerzo Cortante

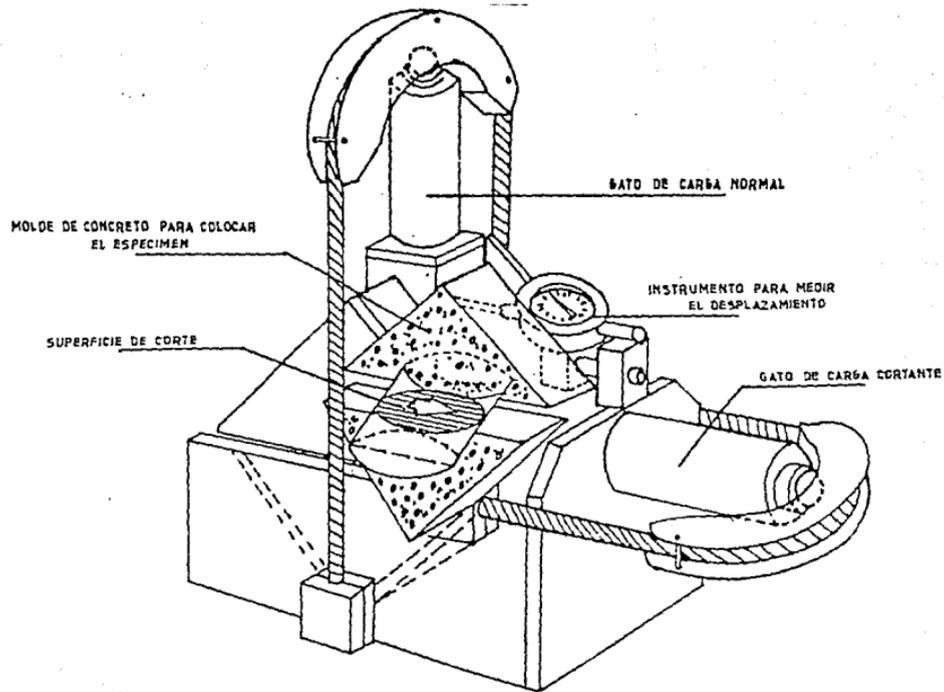


Fig. IV 2 Máquina Portátil de Corte

- Medición del movimiento del subsuelo entre la superficie del terreno y clave del túnel, por medio de extensómetros longitudinales instalados desde la superficie del terreno.

- Medición del movimiento horizontal del subsuelo por medio de inclinómetros.

- Medición del movimiento del subsuelo que circunda a la excavación del túnel por medio de extensómetros instalados dentro del túnel mismo.

- Mediciones del movimiento convergente de las paredes del túnel por medio de extensómetros de cinta invar.

- Medición de las presiones hidráulicas en la zona del túnel por medio de piezómetros abiertos o cerrados.

- Medición de las presiones sobre los sistemas de soporte del túnel por medio de celdas de presión o anclas instrumentadas.

La información que se obtiene con cada uno de los instrumentos se procesa, se interpreta y se comparan los resultados.

### IV.3 PROGRAMA DE INSTRUMENTACION DE LA CASA DE MAQUINAS

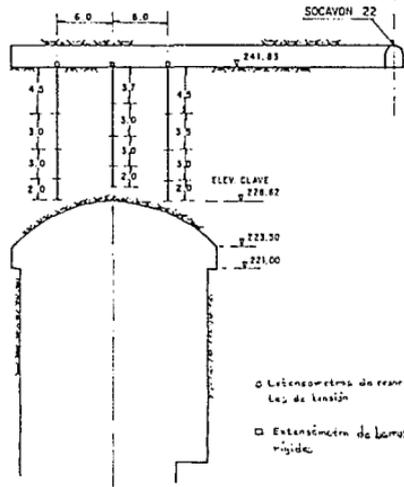
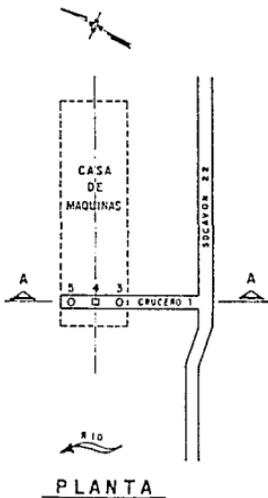
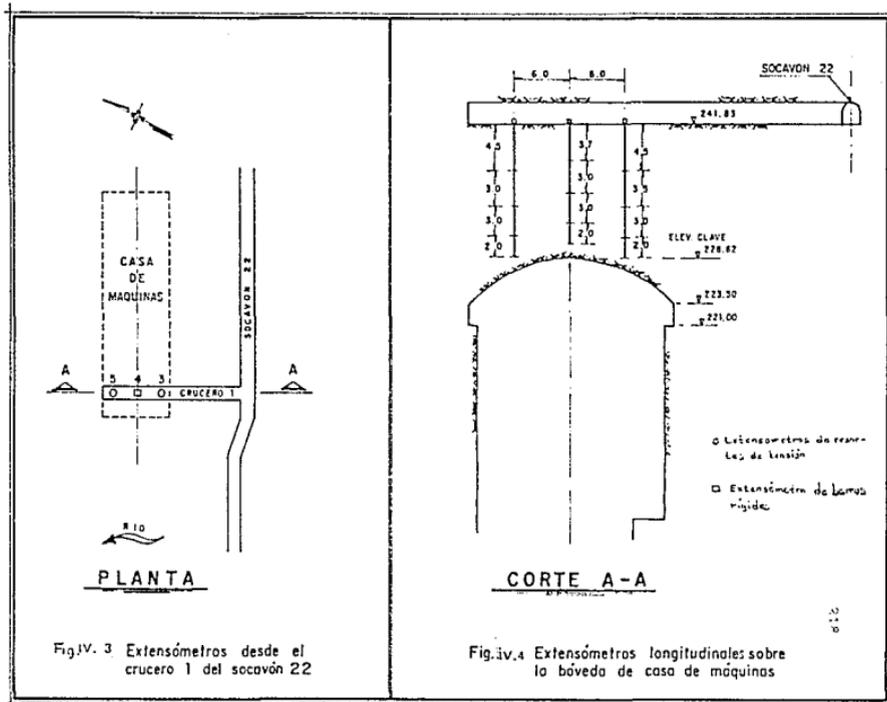
El programa de instrumentación diseñado para la casa de máquinas, se llevó a cabo en túneles cruceros, prolongados perpendicularmente desde el socavón No. 22, situado a 13 m por encima de la casa de máquinas.

#### IV.3.1 Medición de desplazamiento

Con el objeto de determinar la forma de los desplazamientos en la roca, generados por la excavación del túnel para la casa de máquinas, se instaló un sistema de instrumentación basado principalmente en extensómetros e inclinómetros.

##### IV.3.1.1 Medición de movimientos vorticales

Se instalaron tres extensómetros longitudinales con numeración 3, 4 y 5 entre el crucero No. 1 del socavón No. 22 y la clave del túnel, como se muestra en la fig. IV.3, con el objeto de realizar mediciones del movimiento de la masa de roca alojada en esta zona durante la excavación del túnel, instalando en el mismo barreno cuatro puntos de medición a diferentes profundidades para cada extensómetro. Ver fig. IV.4, donde se muestra los extensómetros longitudinales sobre la bóveda de la casa de máquinas.



10  
11  
10

Los extensómetros 3 y 5 fueron de resorte de tensión constante y son instrumentos que consisten en un bastidor metálico solidamente hincado en la superficie desde donde se realiza la medición: unidos a él hay una serie de resortes calibrados que están conectados a cables, en cuyo extremo inferior hay una placa de anclaje instalada a diferentes profundidades. Con el asentamiento, la placa se mueve estirando el resorte calibrado que da tensión constante. En el cable y en el bastidor existe un sensor de deformaciones mecánico o eléctrico que detecta los desplazamientos relativos que se presentan. En la fig. IV.5 se muestra este tipo de extensómetro.

El extensómetro No. 4 fue de barras rígidas comentadas en el fondo de la perforación, cuya medición se efectuó con un tornillo micrométrico, desde un banco de referencia exterior; estos tipos de extensómetro son instrumentos que consisten en uno o varios puntos de referencia anclados en el interior de un barreno y una cabeza fija en el exterior. Los puntos interiores están conectados a la cabeza exterior por medio de barras tensadas. Los desplazamientos se miden a través de algún sensor mecánico o eléctrico que se coloca entre las barras tensadas y el cabezal de referencia.

Estos aparatos se colocan en perforaciones de 8 a 10 cm de diámetro, el tipo de anclaje que se emplea depende

de las características de la roca, prefiriéndose el procedimiento de cementación con lechadas expansivas para rocas intemperizadas o rocas suaves y el anclaje por medio de anclas expansivas para los demás tipos de rocas. Las barras se colocan dentro de ademes de P.V.C. para evitar la fricción lateral y facilitar la instalación. En la fig. IV.6 se muestra este tipo de extensómetros.

En la fig. IV.7 se presenta la comparación de los desplazamientos medidos mediante los extensómetros 3, 4 y 5 y los desplazamientos totales debidos a la excavación calculados a partir del análisis por el método del elemento finito.

Al comparar los valores calculados y observados en la fig. IV.7, debe tomarse en cuenta que al instalarse el extensómetro No. 4 ya había sido excavada la bóveda siete semanas antes. La magnitud de los desplazamientos medidos es del mismo orden, pero sus sentidos son más bien opuestos (extensómetros 3 y 5). Esta diferencia puede explicarse en términos generales tanto por imprecisión en el método de análisis, como por movimientos relativos entre los bloques de la zona de medición. Estos resultados aunque impiden asegurar la existencia de esfuerzos tectónicos, permiten concluir que, en caso de existir, no son muy notables en el comportamiento de macizo. En la fig. IV.8, se muestra solamente la gráfica de los desplazamientos medidos con el extensómetro No. 4.

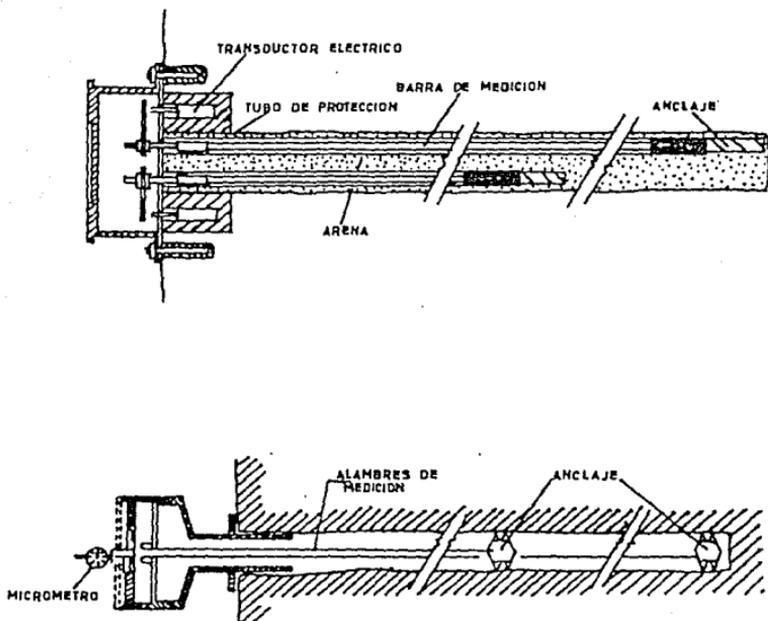


Fig. IV. 5, 6 Extensómetros de barras y alambres con varios puntos de medición

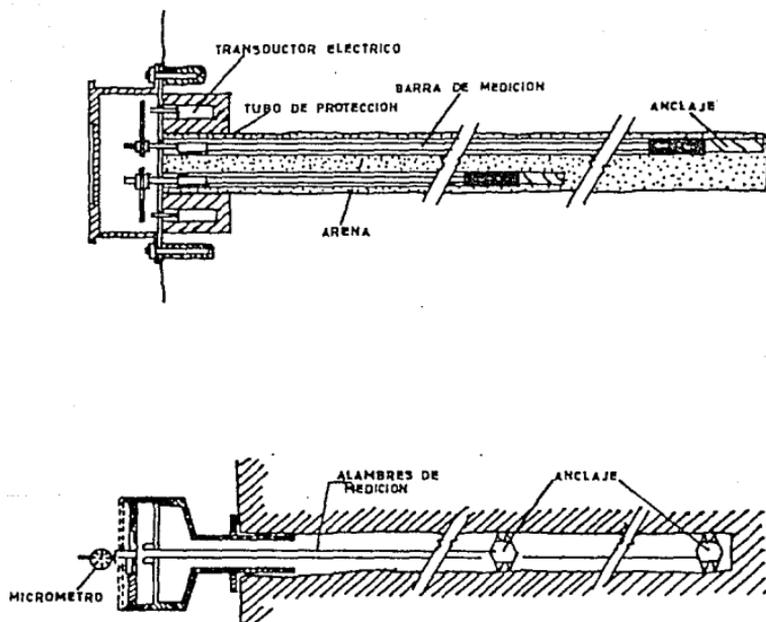


Fig. IV. 5, 6 Extensómetros de barras y alambres con varios puntos de medición

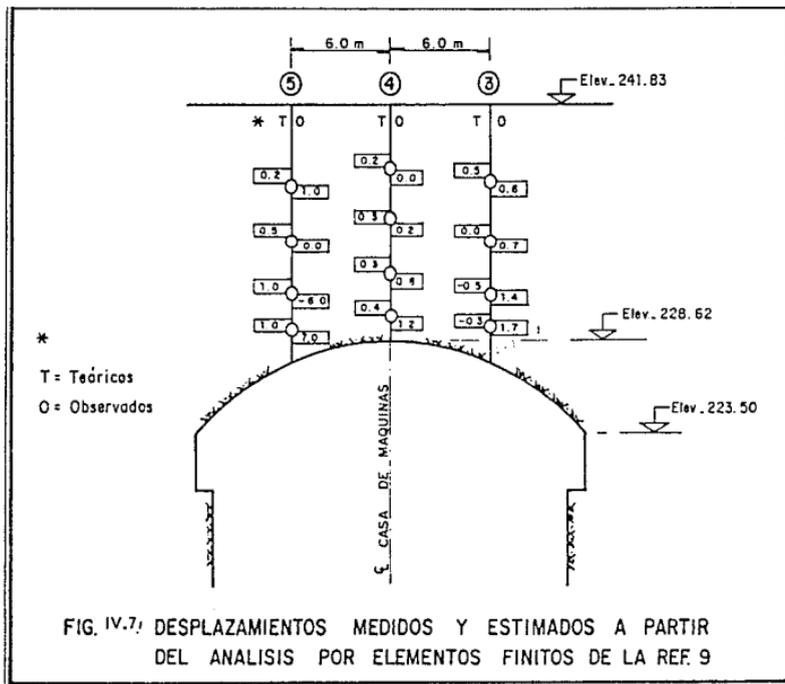
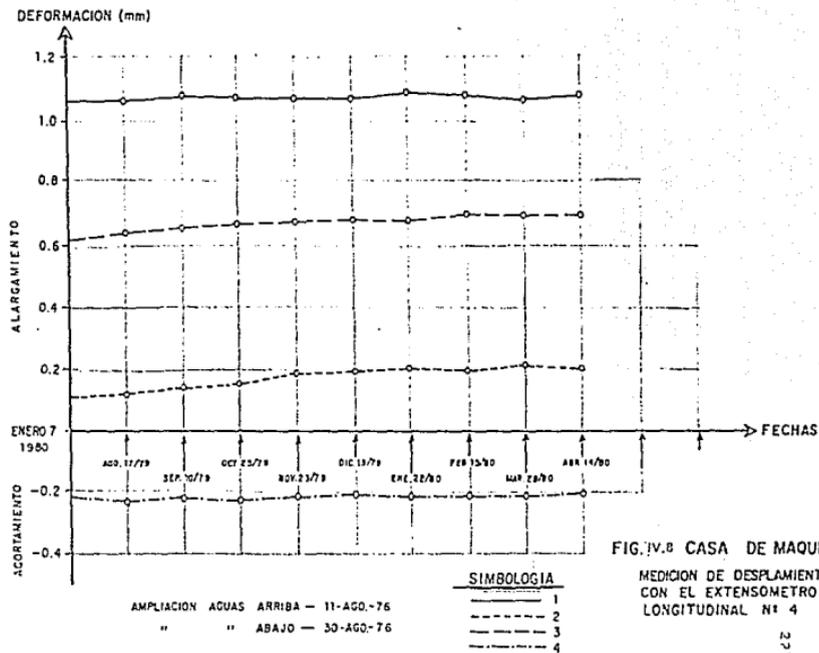


FIG. IV.7: DESPLAZAMIENTOS MEDIDOS Y ESTIMADOS A PARTIR DEL ANALISIS POR ELEMENTOS FINITOS DE LA REF. 9



#### IV.3.1.2 Medición de las deformaciones de la roca que circunda a la excavación del túnel.

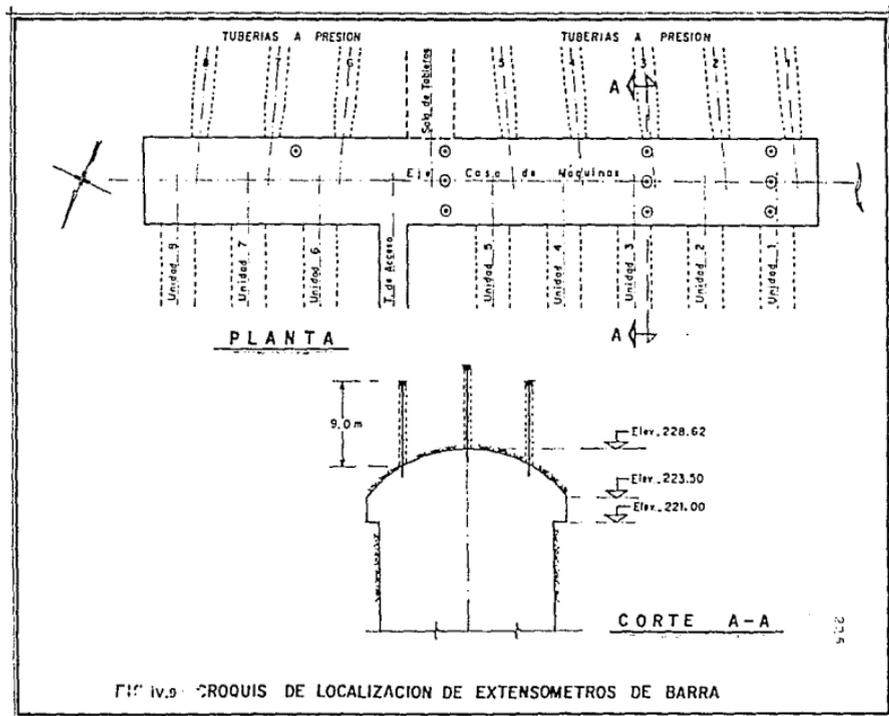
Para llevar a cabo la medición de las deformaciones de la roca que circunda a la excavación del túnel de la casa de máquinas, se instalaron extensómetros de barra desde el interior de la excavación. La información que se obtuvo de estos instrumentos fue la siguiente:

- a) Dimensiones de la cuña de alojamiento en la clave del túnel.
- b) Deformaciones de la roca por efecto de expansibilidad.
- c) Espesor del anillo de roca decomprimido que se deforma con la excavación.

Los extensómetros instalados en la casa de máquinas tuvieron la siguiente distribución:

- Se instalaron diez extensómetros de 9 m de longitud para medir los movimientos de los bloques en la bóveda durante el tiempo que permaneció sin revestimiento. En la fig. IV.9, se muestra el croquis de localización de los extensómetros de barra en la bóveda del túnel.

Los desplazamientos medidos con estos extensómetros



fueron muy pequeños, del orden de 0.4 mm. Esto muestra que la bóveda se mantuvo estable durante el período de medición de estas anclas.

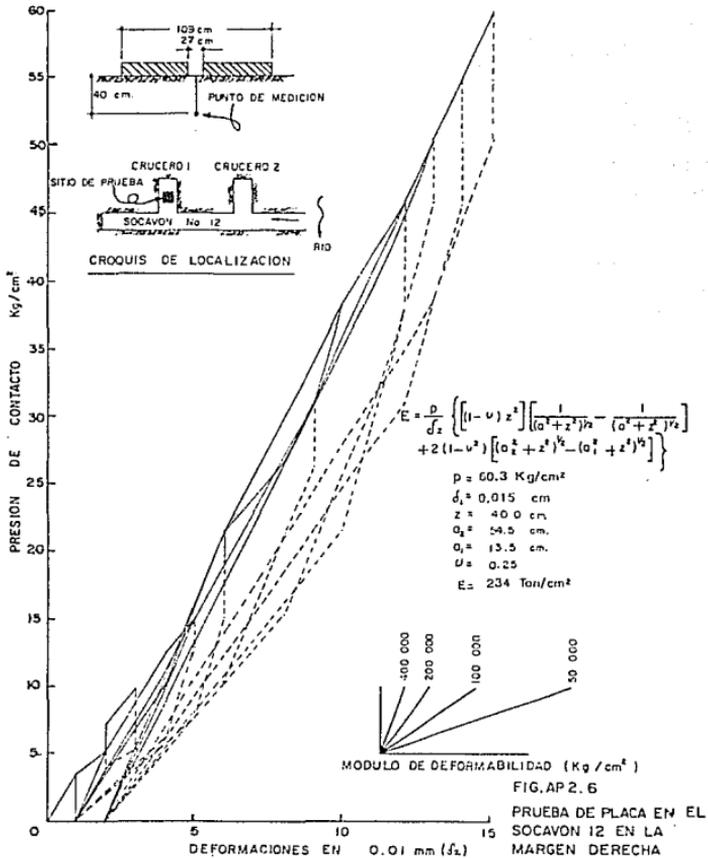
- Fueron instalados cinco pares de extensómetros de barras horizontales, como se muestra con la fig. IV.10, de 6 y 9 m de longitud en las paredes laterales, colocados en los sitios de fallas o fracturas notables; los movimientos detectados mediante estos extensómetros fueron de 1 a 10 mm hacia la excavación, durante las dos etapas de banqueo de la elevación 208 a la 195. En las figuras IV.11 a la IV.15, se exponen las gráficas correspondientes a cada uno de los pares de extensómetros instalados en las paredes laterales del túnel y sus respectivos valores de deformación.

- Desde los cruces del socavón No. 22 y pasando a 2.5m de las paredes laterales del túnel, se colocaron tres tubos verticales para los inclinómetros 3 y 7 y 8. En la fig. IV.16 se muestra el esquema de localización de inclinómetros en casa de máquinas, en planta.

Debido a los retrasos en la barrenación, el inclinómetro No. 3 se instaló cuando la bóveda ya estaba escavada.

Cuando se instalaron los inclinómetros 7 y 8, la

(P)



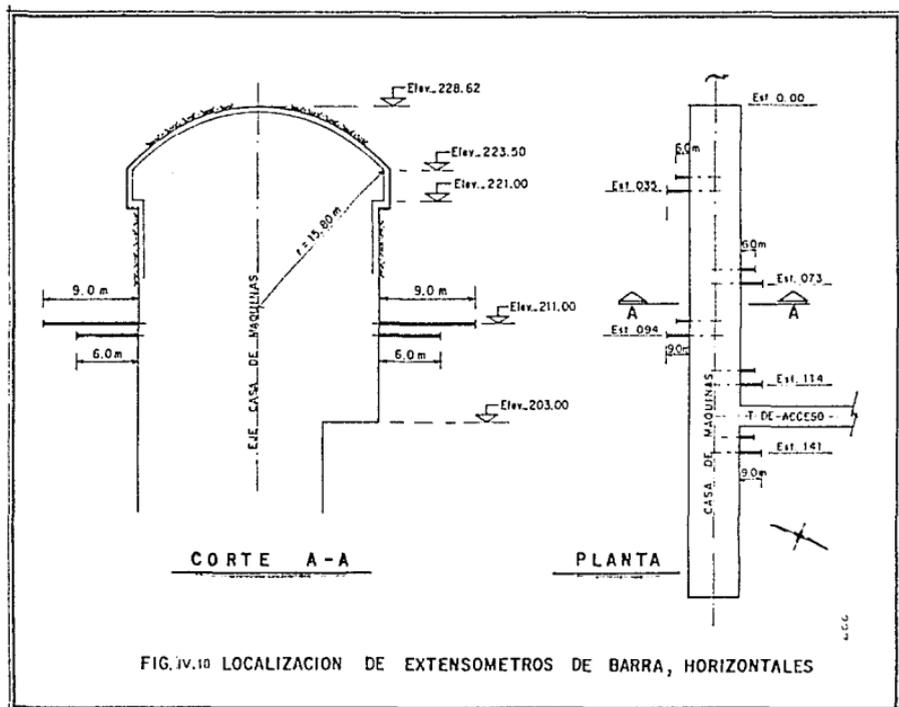
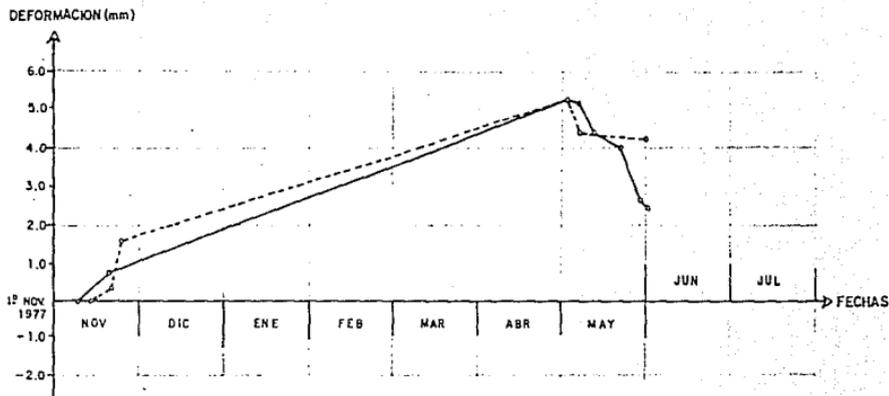


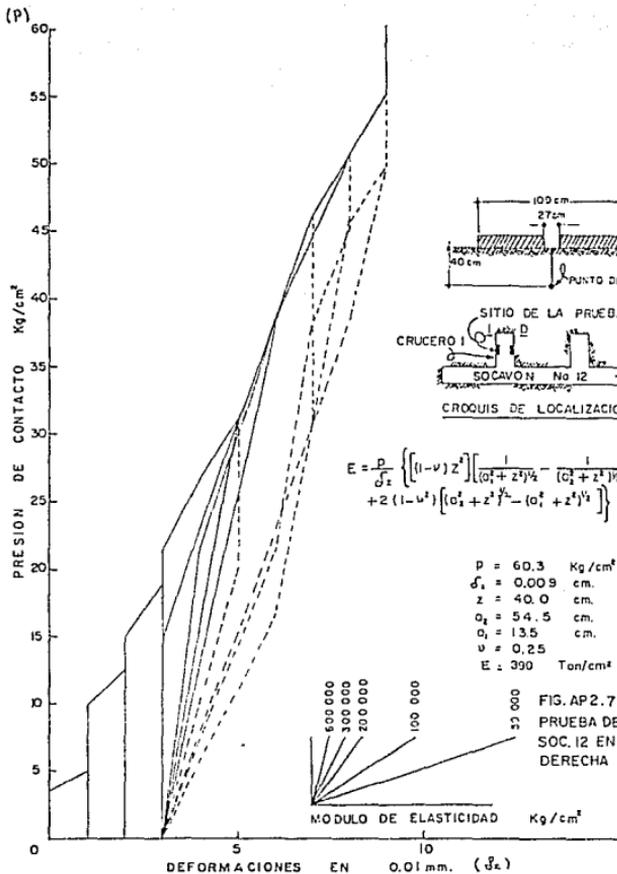
FIG. IV.10 LOCALIZACION DE EXTENSOMETROS DE BARRA, HORIZONTALES



TERMINA BANQUEO: ELEV. 208 a 202 → 10-OCT-77  
 " " " " " 202 a 195 → 22-OCT-77

— L = 6 m  
 - - - L = 9 m

FIG. IV. 11. DESPLAZAMIENTOS MEDIDOS EN CASA DE MAQUINAS.  
 EXTENSOMETROS DE BARRA EST. 0+035, PARED SUR.



$$E = \frac{P}{\delta_c} \left[ (1-\nu) z^2 \left\{ \frac{1}{(\alpha_1^2 + z^2)^{3/2}} - \frac{1}{(\alpha_2^2 + z^2)^{3/2}} \right\} + 2(1-\nu^2) \left\{ (\alpha_1^2 + z^2)^{1/2} - (\alpha_2^2 + z^2)^{1/2} \right\} \right]$$

FIG. AP.2.7  
PRUEBA DE PLACA EN EL  
SOC.12 EN LA MARGEN  
DERECHA

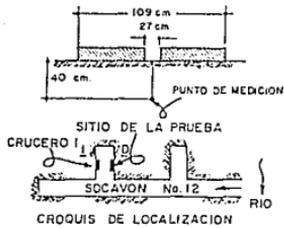
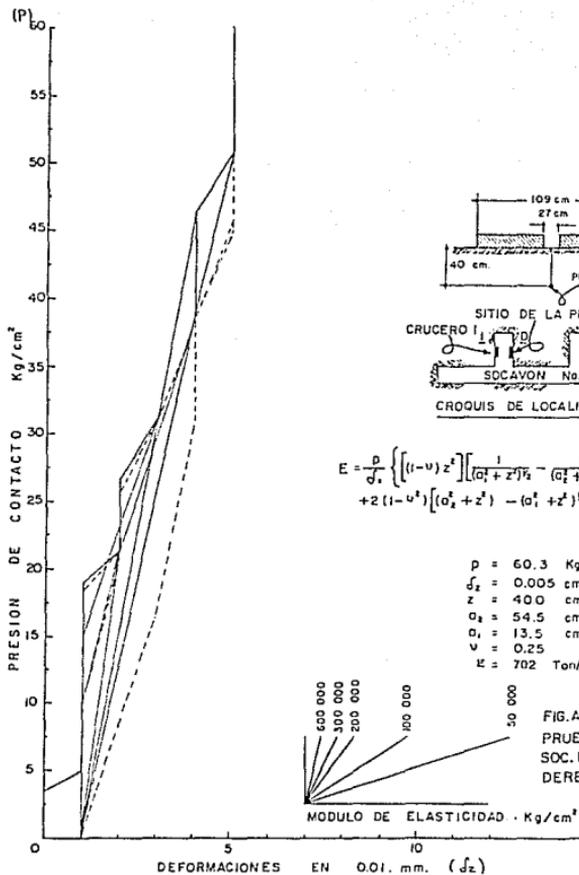


FIG. AP2.8  
 PRUEBA DE PLACA EN EL  
 SOC. 12 EN LA MARGEN  
 DERECHA

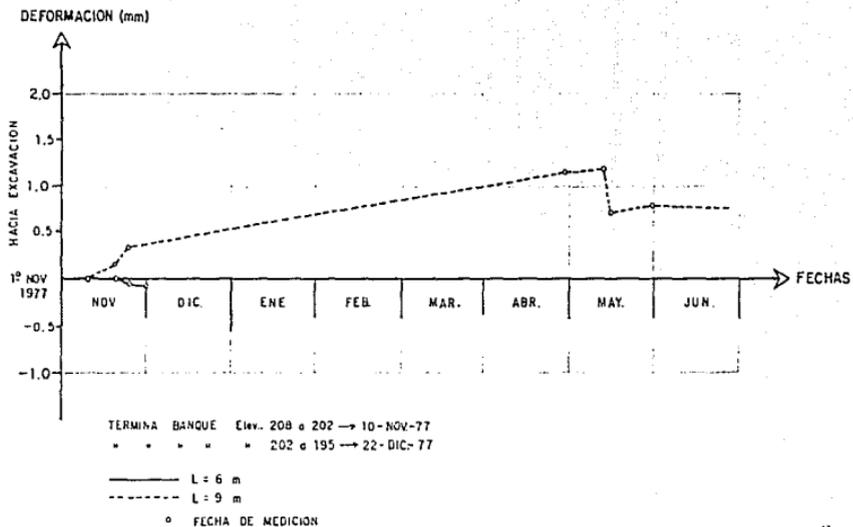


FIG.IV.12.- DESPLAZAMIENTOS MEDIDOS EN CASA DE MAQUINAS  
 EXTENSOMETROS DE BARRA, EST. 0+073, PARED NORTE

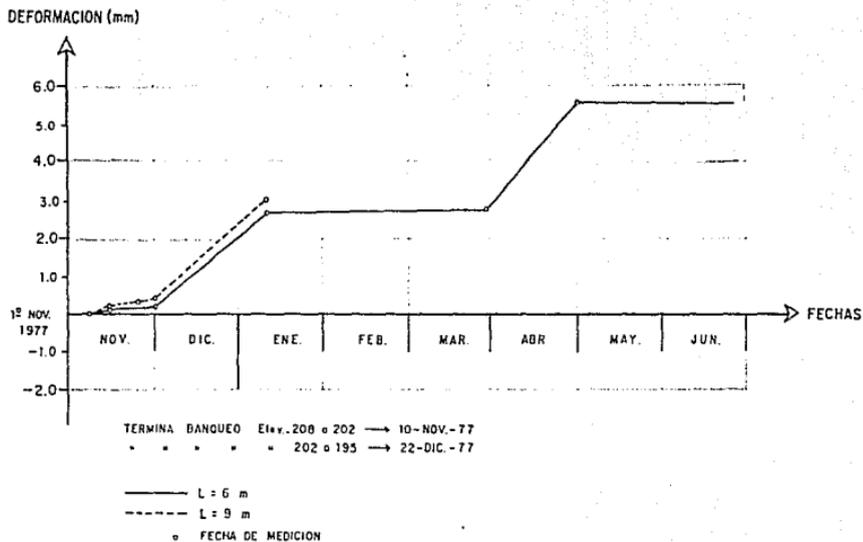
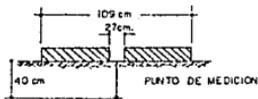
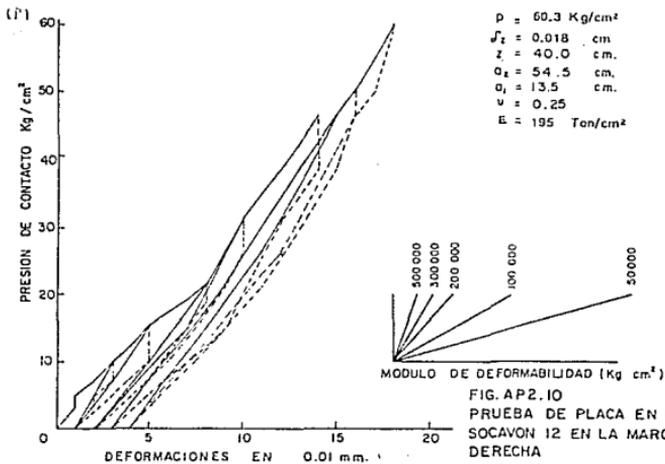
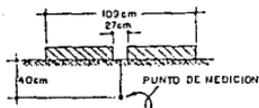


FIG. IV. 13 - DESPLAZAMIENTOS MEDIDOS EN CASA DE MAQUINAS  
 EXTENSOMETROS DE BARRA EST. 0+094, PARED SUR

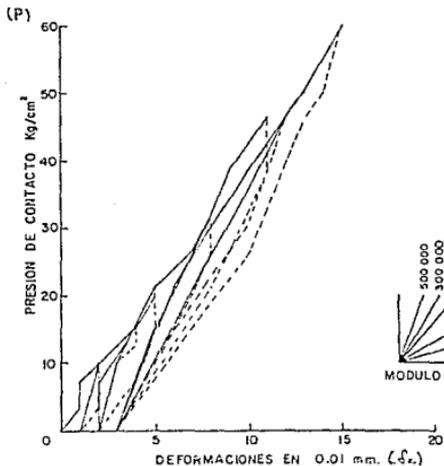


$$E = \frac{P}{\delta} \left\{ \left[ (1-\nu) z^2 \right] \left[ \frac{1}{(a_1^2 + z^2)^{3/2}} - \frac{1}{(a_2^2 + z^2)^{3/2}} \right] + 2(1-\nu^2) \left[ \frac{1}{(a_1^2 + z^2)^{3/2}} - \frac{1}{(a_2^2 + z^2)^{3/2}} \right] \right\}$$





$$E = \frac{D}{d^2} \left\{ \left[ (1-\nu) z^2 \right] \left[ \frac{1}{(a_1^2 + z^2)^{3/2}} - \frac{1}{(a_2^2 + z^2)^{3/2}} \right] + 2(1-\nu') \left[ (a_2^2 + z^2)^{1/2} - (a_1^2 + z^2)^{1/2} \right] \right\}$$



$p = 60.3 \text{ Kg/cm}^2$   
 $d_1 = 0.015 \text{ cm}$   
 $z = 40.0 \text{ cm}$   
 $a_2 = 54.5 \text{ cm}$   
 $a_1 = 13.5 \text{ cm}$   
 $\nu = 0.25$   
 $E = 234 \text{ Ton/cm}^2$

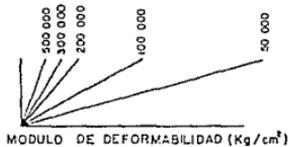


FIG. AP 2. 9  
 PRUEBA DE PLACA EN EL  
 SOCAVON 12 EN LA MARGEN  
 DERECHA

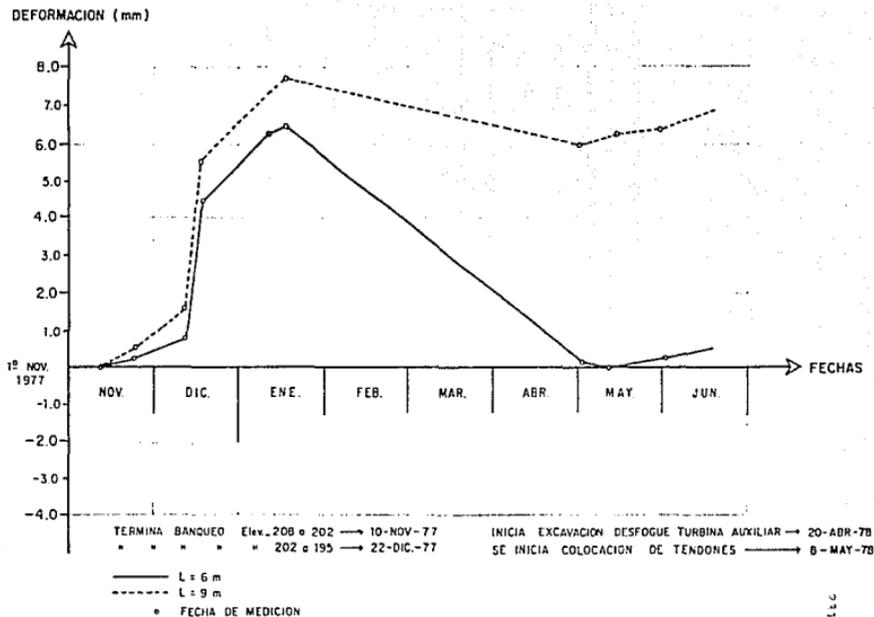
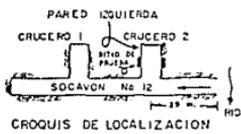
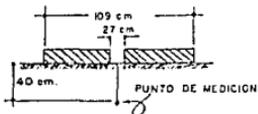


FIG. IV.14 DESPLAZAMIENTOS MEDIDOS EN CASA DE MAQUINAS  
 EXTENSOMETROS DE BARRA EST. 0+114, PARED NORTE



$$E = \frac{P}{\delta} \left\{ (1-\nu)z \left[ \frac{1}{(a_1^2+z^2)^{3/2}} - \frac{1}{(a_2^2+z^2)^{3/2}} \right] + 2(1-\nu^2) \left[ (a_1^2+z^2)^{-1/2} - (a_2^2+z^2)^{-1/2} \right] \right\}$$

$p = 60.3 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\delta_z = 0.042 \text{ cm}$   
 $z = 40 \text{ cm}$   
 $a_1 = 54.5 \text{ cm}$   
 $a_2 = 13.5 \text{ cm}$   
 $\nu = 0.25$   
 $E = 84 \text{ Ton/cm}^2$

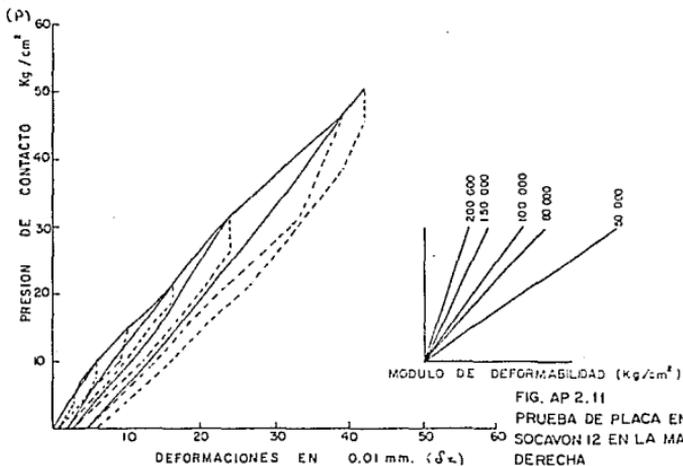


FIG. AP 2.11  
 PRUEBA DE PLACA EN EL  
 SOCAVON 12 EN LA MARGEN  
 DERECHA

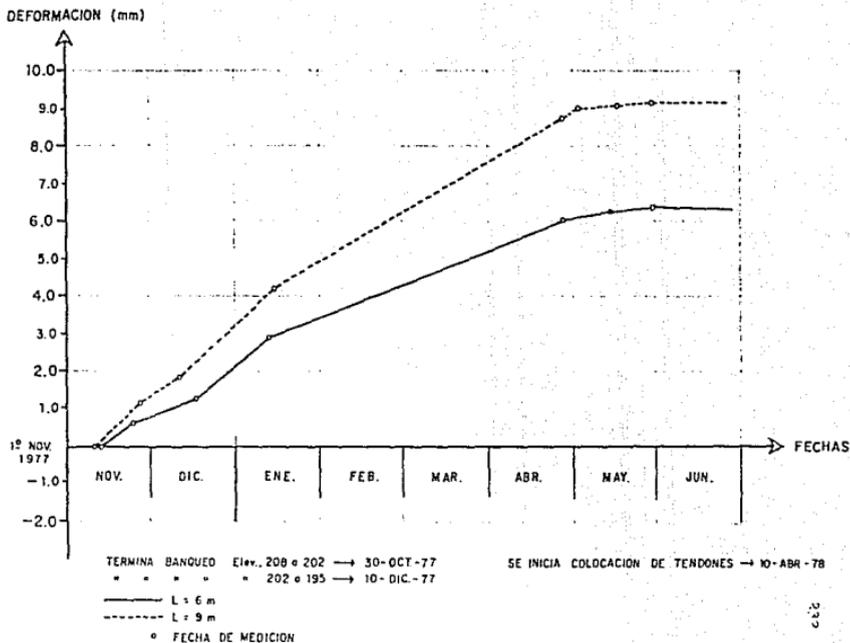
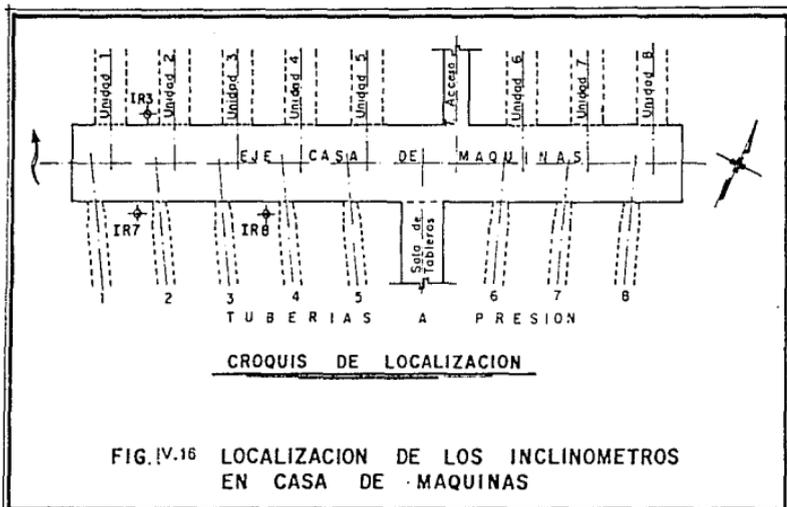
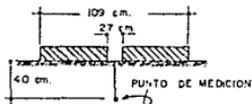


FIG IV.15- DESPLAZAMIENTOS MEDIDOS EN CASA DE MAQUINAS  
 EXTENSOMETROS DE BARRA EST. 0+141, PARED NORTE.





$$E = \frac{D}{\delta_x} \left\{ \frac{[(1-\nu)z]^2}{[a_1^2 + z^2]^{3/2}} - \frac{1}{(a_1^2 + z^2)^{3/2}} + 2(1-\nu^2) \left[ \frac{1}{(a_2^2 + z^2)^{3/2}} - \frac{1}{(a_2^2 + z^2)^{3/2}} \right] \right\}$$

$D = 60.3 \text{ Kg/cm}^2$   
 $d_x = 0.0215 \text{ cm}$   
 $z = 40.0 \text{ cm}$   
 $a_1 = 24.5 \text{ cm}$   
 $a_2 = 13.5 \text{ cm}$   
 $\nu = 0.25$

$E = 163 \text{ Ton/cm}^2$

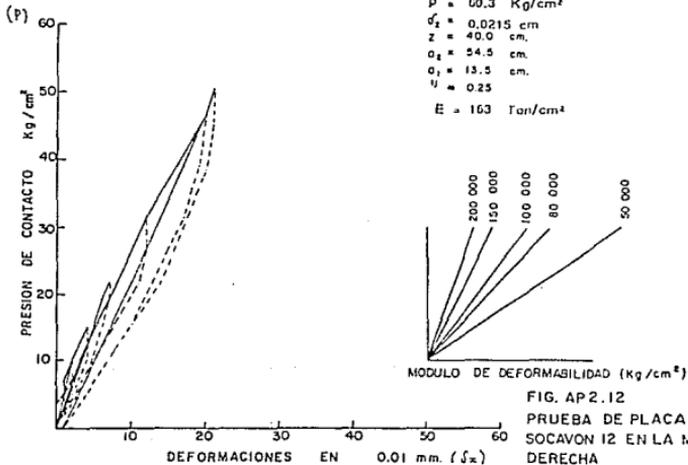
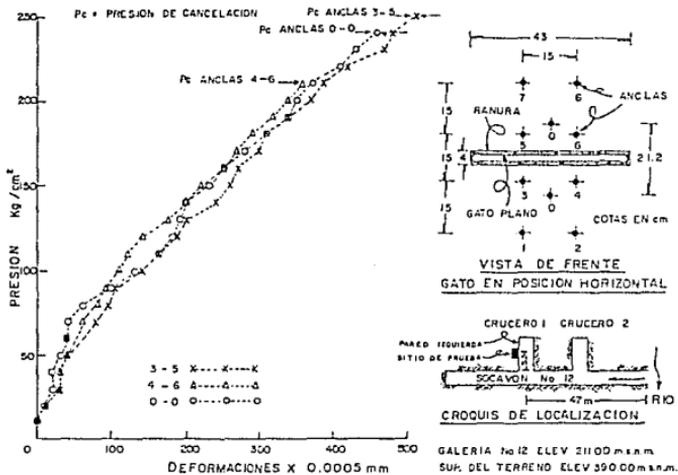


FIG. AP 2.12

PRUEBA DE PLACA EN EL  
SOCAVON 12 EN LA MARGEN  
DERECHA

excavación había alcanzado las elevaciones 214 y 208 respectivamente. A pesar de esto, se detectaron movimientos de 2 a 3 mm debido a la excavación de las etapas inferiores y con la tendencia que se muestra en la fig. IV.17.



LINEA	LECTURAS DURANTE LA PRUEBA *			PARA PRESIONES DE	
	ANTES DE RANURAR	DESPUES DE RANURAR	210		240
1-3	760	660			
2-4	300	300			
3-5	880	370			880
4-6	700	340	700		
5-7	120	455			
6-8	700	790			
0-0	900	440			900

\* CON EXTENSOMETRO MECANICO, 2 UNIDADES / MICRA

FIG. AP 3.9  
 PRUEBA DE GATO PLANO EN EL  
 SOCAVON 12 EN LA MARGEN  
 DERECHA

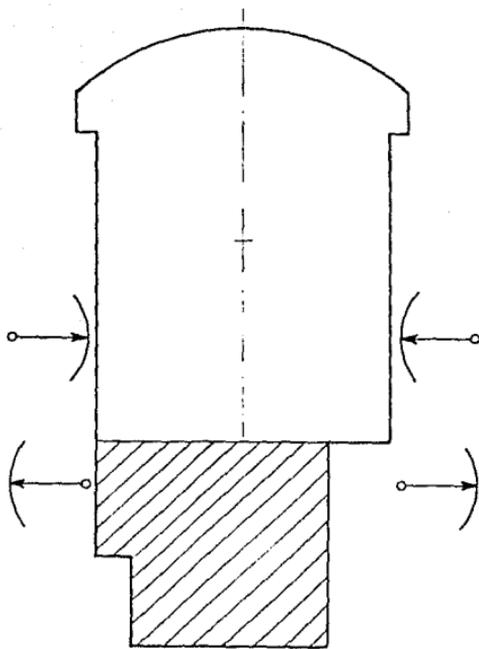
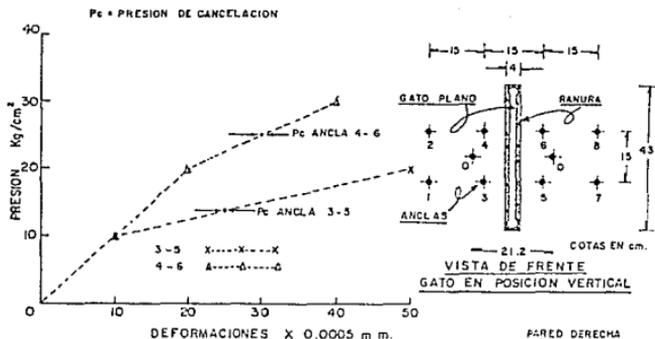


FIG. IV. 17.- MOVIMIENTOS QUE MUESTRAN LOS INCLINOMETROS DURANTE EL BANQUEO.



LINEA	LECTURAS DURANTE LA PRUEBA *		PARA PRESIONES DE 20 y 30 $\text{Kg/cm}^2$
	ANTES DE RANURAR	DESPUES DE RANURAR	
1-3	655	620	
2-4	505	510	
3-5	975	950	1000
4-6	580	550	590
5-7	35	60	
6-8	680	675	
0-0	1000	1000	

\* CON EXTENSOMETRO MECANICO, 2 UNIDADES / MICRA



ELEV. SUP. TERRENO: 390.00 m.s.n.m.  
ELEV. SOCAVON No 12: 211.00 m.s.n.m.

CROQUIS DE LOCALIZACION

$$G_n = \frac{P_c \{ C - d \}}{C} = \frac{25 \{ 18.5 - 3 \}}{21.5}$$

$$G_n = 18 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO NORMAL

FIG. AP 3.10

PRUEBA DE GATO PLANO EN EL SOCAVON 12 EN LA MARGEN DERECHA

#### IV.3.2 Medición de presiones sobre el soporte

Este tipo de mediciones se llevan a cabo con el propósito de determinar la magnitud y distribución de presiones del terreno sobre los sistemas de soporte del túnel, ya sea provisional o definitivo. Los instrumentos más comunmente usados para estos propósitos son las celdas de presión y las anclas instrumentadas.

En el caso de la casa de máquinas, la medición de presiones se efectuó a través de anclas instrumentadas, colocándose anclas de prueba, con el propósito de obtener los cambios en la carga efectiva del ancla. Para estabilizar la excavación se emplearon anclas de fricción y tensión; en las anclas trabajando a fricción, la medición de la tensión inducida se realizó mediante la colocación de extensómetros eléctricos (Strain gages), soldados a las anclas que formaban parte del soporte normalmente empleado.

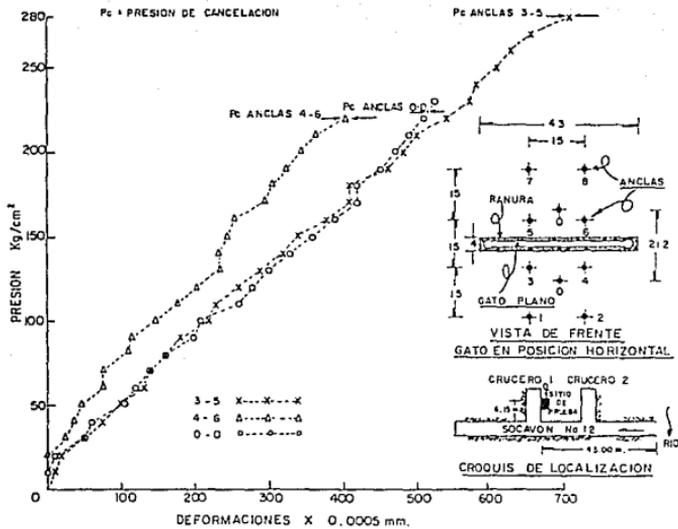
En el caso de las anclas trabajando a tensión, las mediciones se llevaron a cabo mediante celdas de carga, las cuales fueron del tipo hidráulicas. Estos dispositivos son gatos hidráulicos con 5 cm de carrera, cuyo cuerpo y pistón son de acero con las superficies de contacto maquinados a espejo para reducir la fricción. El pistón tiene un agujero central y su base está roscada para poder atornillarse, empleando

una pieza especial en el vástago del ancla. Ver fig. IV.18.

En la parte superior del cuerpo del gato, está una pequeña base con un tornillo micrométrico, que en un extremo tiene un micro-interruptor eléctrico, que permite establecer un desplazamiento relativo entre el pistón y el cuerpo de valor conocido. Ver fig. V.10.

La presión de aceite se aplica por medio de una bomba manual y entra a través de un orificio lateral. La presión aplicada se mide por medio de un manómetro de carátula.

Gracias a la ejecución de estas mediciones, fue posible modificar el patrón de anclaje en la bóveda de la casa de máquinas, donde inicialmente se había diseñado al tresbolillo, con áreas de influencia por ancla de  $5 \text{ m}^2$ , empleando anclas de tensión de 1" de diámetro y 9 m de longitud de acero  $f_y^1 = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , con concha de expansión y tensadas a 14 toneladas; lo cual era equivalente a una presión de anclaje de  $2.8 \text{ Ton/m}^2$  la distribución de estas anclas fue radial, pero se modificó localmente, de acuerdo con las características de la estructura de la roca, es decir, hubo la necesidad de colocar anclas extras, puesto que la capacidad de trabajo de las anclas existentes era 12 Ton., por lo que el patrón de anclaje se cerró de tal manera que se conservara la presión de anclaje, con lo cual se obtuvo un área de influencia de



LINEA	LECTURAS ANTES DE RANURAR	DURANTE DESPUES DE RANURAR	LA PRUEBA PARA PRESIONES DE	* PRESIONES DE
1-3	200	370	220	280 Kg/cm <sup>2</sup>
2-4	450	570		
3-5	800	90		800
4-6	1130	725	1130	
5-7	290	470		
6-8	540	620		
0-0	1215	700		1225

\* CON EXTENSOMETRO MECANICO, 2 UNIDADES/MICRA.

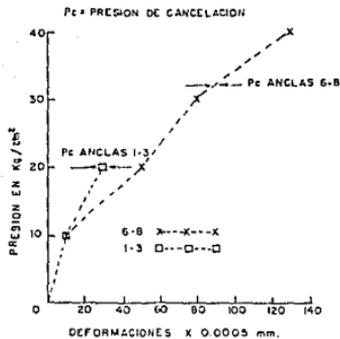
ELEV. SUP. TERRENO: 390.00 m. s. n. m.  
ELEV. SOCAVON No. 12: 211.00 m. s. n. m.

$$\sigma_n = \frac{P_c [C] - d}{C} = \frac{220.4 (18.5 - 3)}{C}$$

$$\sigma_n = 158.8 \text{ Kg/cm}^2$$

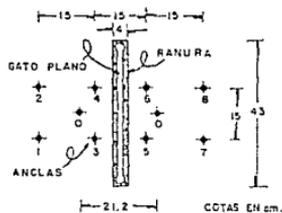
ES FUERZO NORMAL

FIG. AP 3.11  
PRUEBA DE GATO PLANO EN  
EL SOCAVON 12 EN LA  
MARGEN DERECHA



LÍNEA	LECTURAS ANTES DE RANURAR	DURANTE LA PRUEBA DESPUES DE RANURAR	PARA PRESIONES DE 20 40 Kg/cm <sup>2</sup>	*
1-3	300	330	300	
2-4	160	100		
3-5	800	970		
4-6	1050	1230		
5-7	330	430		
6-8	670	760	630	
0-0	920	1100		

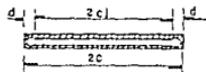
\* CON EXTENSOMETRO MECANICO, 2 UNIDADES/MICRA



VISTA DE FRENTE  
GATO EN POSICION VERTICAL



CROQUIS DE LOCALIZACION



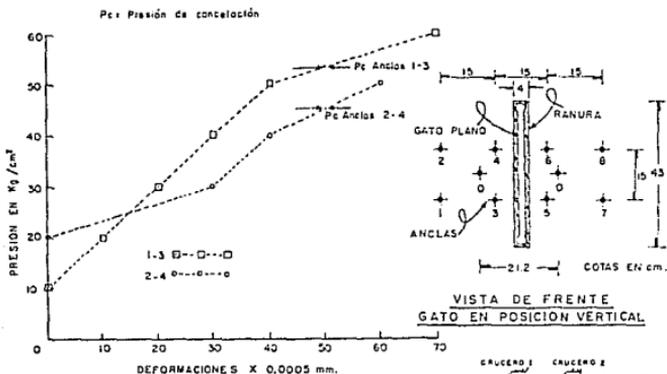
$$G_n = \frac{P_c(C) - d}{C} = \frac{32(18.5 - 3)}{21.5}$$

$$G_n = 23.0 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO NORMAL

ELEV. SUP. TERRENO: 390.00 m. s. n. m.  
ELEV. SOCAVON No 12: 211.00 m. s. n. m.

FIG. AP 3.12  
PRUEBA DE GATO PLANO EN EL  
SOCAVON 12 EN LA MARGEN  
DERECHA

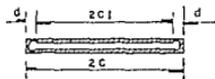


LECTURAS DURANTE LA PRUEBA \*

LÍNEA	ANTES DE RANURAR	DESPUÉS DE RANURAR	PARA PRESIONES DE 50 y 60 Kg/cm <sup>2</sup>
1-3	540	550	520
2-4	290	340	280
3-5	840	965	
4-6	1060	1250	
5-7	260	340	
6-8	160	120	
0-0	920	1120	

\* CON EXTENSOMETRO MECANICO, 2 UNIDADES/MICRA

ELEV. SUP. TERRENO: 390.00 m. s. n. m.  
ELEV. SOCAVON No 12: 211.00 m. s. n. m.



$$\bar{\sigma}_n = \frac{P_c(C) - d}{C} = \frac{33(18.5 - 3)}{21.5}$$

$$\bar{\sigma}_n = 38.2 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO NORMAL

FIG. AP.3.13  
PRUEBA DE GATO PLANO EN EL  
SOCAVON 12 EN LA MARGEN  
DERECHA

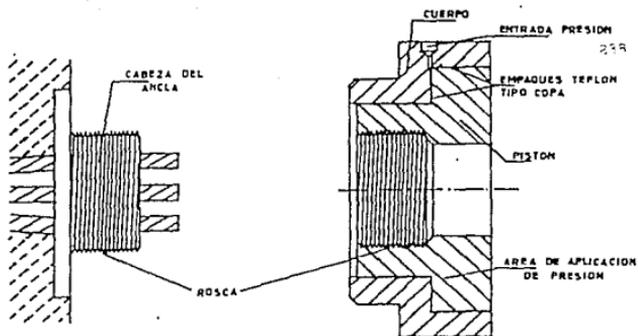


Fig. IV. 18 Celda Hidráulica

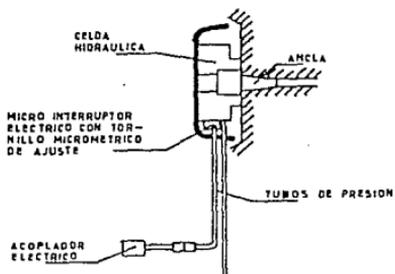
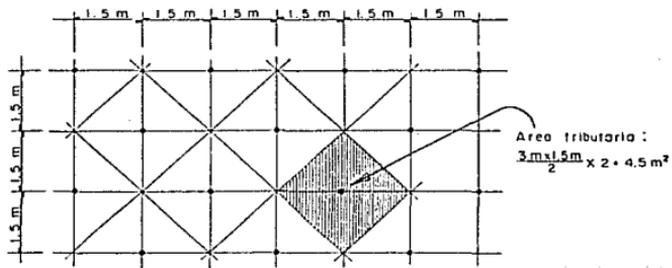
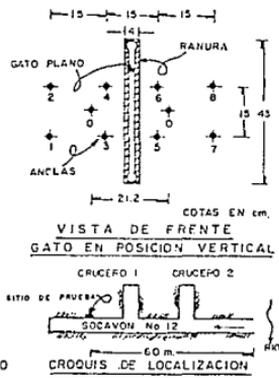
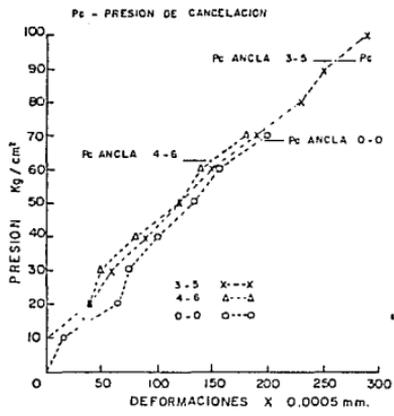


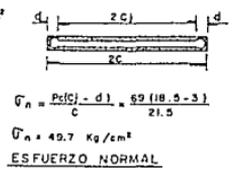
Fig. IV. 19 Componentes de la Celda Hidráulica

4.29 m<sup>2</sup> por ancla. Se propuso entonces utilizar un patrón de anclaje con área tributaria por ancla de 4.5 m<sup>2</sup> como se indica en la fig. IV-20.



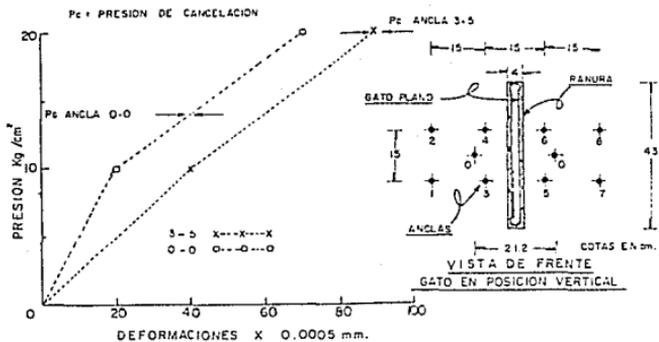


LINEA	LECTURAS DURANTE LA PRUEBA		N
	ANTES DE RANURAR	DESPUES DE RANURAR	
1-3	320	290	1060
2-4	403	350	
3-5	1050	790	1070
4-6	1040	890	
5-7	110	205	1135
6-8	340	350	
1-2	235	206	
0-0	1130	935	



ELEV. SUP. TERR END: 330.00 m.s.n.m.  
 ELEV. SOCAVON No 12: 211.00 m.s.n.m.

FIG. AP 3.15  
 PRUEBA DE GATO PLANO  
 EN EL SOCAVON 12 EN LA  
 MARGEN DERECHA



LÍNEA	LECTURAS ANTES DE RANURAR	DURANTE LA PRUEBA DESPUES DE RANURAR	PARA PRESIONES DE 20 Kg /cm <sup>2</sup>	μ
1-3	300	340		
2-4	470	440		
3-5	450	360	450	
4-6	930	930		
5-7	690	710		
6-8	500	510		
0-0	1210	1170	1240	

μ CON EXTENSOMETRO MECANICO, 2 UNIDADES/MICRA



ELEV. SUP. TERRENO: 390.00 m.s.n.m.  
ELEV. SOCAVON N°12: 211.00 m.s.n.m.

$$\sigma_n = \frac{P_e(C) - d}{C} = \frac{132(18.5 - 3)}{21.5}$$

$$\sigma_n = 9.50 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO NORMAL

FIG. AP 3.16

PRUEBA DE GATO PLANO  
EN EL SOCAVON 12 EN LA  
MARGEN DERECHA

## CONCLUSIONES

Los túneles por pequeños que sean, constituyen un reto para los ingenieros, quienes habremos de utilizar todas las herramientas a nuestro alcance para proyectarlos y construirlos, con las debidas medidas de seguridad en forma racional y económica.

Puede aseverarse sin temor a equivocación, que no existe obra civil que necesite más de la geología y de la geotécnia que un túnel, cualquiera que sea su función final. La construcción de un túnel necesita de la geología en la etapa de anteproyecto, en la construcción e inclusive durante la operación del mismo; necesita de una geología ingenieril a gran escala, que nos hable del comportamiento presente y futuro del macizo rocoso que habrá de ser modificado con la construcción del túnel.

Lo más importante de considerar en este tipo de obras es, que generalmente al atacar un macizo rocoso nos estamos enfrentando con un medio o estructura heterogénea y anisótropa, por lo que para tener un conocimiento más profundo de las características del mismo, el programa de exploración a utilizar habrá de realizarse por etapas, comprendiendo en la primera, sondeos de exploración a lo largo del trazo del túnel con una separación relativamente grande con el objeto de tener una primera idea de la estratigrafía de todo el trazo, en

un período breve y poder definir a nivel anteproyecto un perfil preliminar y la segunda etapa del programa, conviene llevarla a cabo en lugares que de antemano se detecten como zonas especiales. La profundidad de los sondeos deberá cubrir la profundidad del túnel y de ser posible, sobrepasarla.

De esta forma y una vez conocida la estratigrafía, el trazo y el perfil definitivo del túnel, se puede iniciar el estudio del procedimiento constructivo, el cual deberá estar en función de las características del macizo y de la estabilización de cada zona de roca que atravesase el túnel.

El problema de predecir en forma teórica el comportamiento de un túnel para propósitos de elección del procedimiento de construcción a emplear y de diseño de los sistemas de soporte temporal y definitivo, aún no ha sido resuelto total y satisfactoriamente. Esto es debido principalmente a que aún falta por investigar sobre las relaciones esfuerzo - deformación de la masa del subsuelo y su influencia en las estructuras colocadas como ademes.

Con lo anterior, se pone de manifiesto que el proyecto de un túnel involucra desde el punto de vista geotécnico y geométrico varios aspectos fundamentales, entre los que destacan principalmente: la exploración del macizo rocoso, la determinación de sus propiedades mecánicas, el trazo y locali-

zación en planta y en perfil del túnel, su profundidad y dimensiones de la sección transversal, la interacción estructura suelo, entre otras, todo ello deberá estar íntimamente relacionado con un debido programa de instrumentación, el cual se presenta como una herramienta básica de la investigación y permite, por medio de mediciones obtenidas de las excavaciones subterráneas, verificar, refinar e incluso establecer los métodos de análisis y diseño necesarios para lograr un aceptable margen de seguridad, economía y confiabilidad en la construcción y operación de los túneles, fundamentalmente, en lo que se refiere a la observación de los fenómenos que se producen y a la identificación de los parámetros que principalmente definen ese comportamiento para así buscar la expresión de un modelo matemático que lo refleje y aplicarlo a condiciones variables, hasta comprobar que dicho modelo predice con suficiente aproximación el comportamiento esperado.

Por otra parte, los procedimientos de excavación se determinan en función del comportamiento esperado de la masa del subsuelo. La instrumentación utilizada como control del comportamiento del túnel durante las etapas de construcción y operación, permite comprobar si se tiene el comportamiento esperado, si se debe cambiar el procedimiento de excavación o si se deben de reforzar o modificar los sistemas de soporte empleados y extremar precauciones y consecuentemente si es necesario modificar el método de diseño.

zación en planta y en perfil del túnel, su profundidad y dimensiones de la sección transversal, la interacción estructura suelo, entre otras, todo ello deberá estar íntimamente relacionado con un debido programa de instrumentación, el cual se presenta como una herramienta básica de la investigación y permite, por medio de mediciones obtenidas de las excavaciones subterráneas, verificar, refinar e incluso establecer los métodos de análisis y diseño necesarios para lograr un aceptable margen de seguridad, economía y confiabilidad en la construcción y operación de los túneles, fundamentalmente, en lo que se refiere a la observación de los fenómenos que se producen y a la identificación de los parámetros que principalmente definen ese comportamiento para así buscar la expresión de un modelo matemático que lo refleje y aplicarlo a condiciones variables, hasta comprobar que dicho modelo predice con suficiente aproximación el comportamiento esperado.

Por otra parte, los procedimientos de excavación se determinan en función del comportamiento esperado de la masa del subsuelo. La instrumentación utilizada como control del comportamiento del túnel durante las etapas de construcción y operación, permite comprobar si se tiene el comportamiento esperado, si se debe cambiar el procedimiento de excavación o si se deben de reforzar o modificar los sistemas de soporte empleados y extremar precauciones y consecuentemente si es necesario modificar el método de diseño.

Como conclusión final, sepuede decir que es importante tener presente que un túnel de ser considerado, estudiado, diseñado, construido y operado de manera particular por la gran incertidumbre que encierra el material en donde habremos de construir, por lo cual constituye siempre una obra particular y en muchos aspectos única, puesto que no se repite nunca. Esta característica muy particular de los túneles, probablemente es la que produce ese halo de novedad e interés que los hace tan atractivos para los profesionales de diversas especialidades que a ellos se dedican y para los profesionistas que empezamos a relacionarnos con sus problemas.

## BIBLIOGRAFIA

- Procedimiento de construcción. Obra Civil. Casa de Máquinas P.H. Manuel Moreno Tórres. Chis. C.F.E. 1979.
- Monografía geotécnica del P.H. Chicoasén. Obras en Construcción. C.F.E. 1978.
- Manual de Diseño de Obras Civiles. Geotécnica, B.1.3., B.1.4, B.3.2, B.3.4, B.3.5., B.3.6., y B.3.7., C.F.E.
- Curso VICTOR HARDY 87. Túneles y Excavaciones. Tomo I y II A.M.I.T.O.S. 1987.
- Geología y Geotécnica del P.H. Chicoasén Chis. Revista de Ingeniería. UNAM. 1980.
- La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. RICO A. y Del Castillo. Ed. Limusa. Vol. II 1978.
- Rock mechanics and the design the structures in rock OBERT L. y Duvall, W.I. New York. 1967.

## BIBLIOGRAFIA

- Procedimiento de construcción. Obra Civil. Casa de Máquinas P.H. Manuel Moreno Tórres. Chis. C.F.E. 1979.
- Monografía geotécnica del P.H. Chicoasén. Obras en Construcción. C.F.E. 1978.
- Manual de Diseño de Obras Civiles. Geotécnica, B.1.3., B.1.4, B.3.2, B.3.4, B.3.5., B.3.6., y B.3.7., C.F.E.
- Curso VICTOR HARDY 87. Túneles y Excavaciones. Tomo I y II A.M.I.T.O.S. 1987.
- Geología y Geotécnica del P.H. Chicoasén Chis. Revista de Ingeniería. UNAM. 1980.
- La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. RICO A. y Del Castillo. Ed. Limusa. Vol. II 1978.
- Rock mechanics and the design the structures in rock OBERT L. y Duvall, W.I. New York. 1967.

**APENDICE 1**

**GRAFICAS DE RESULTADOS DE LAS PRUEBAS  
DE PLACA EFECTUADAS EN EL SOCAVAON 12  
EN LA MARGEN DERECHA DEL RIO GRIJALVA.**

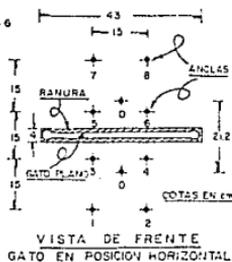
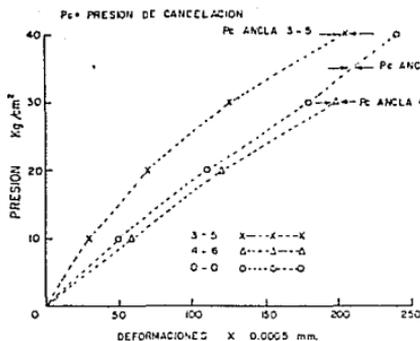
APENDICE II

GRAFICAS DE RESULTADOS DE LAS PRUEBAS

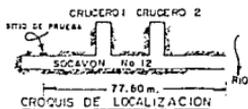
DE GATO PLANO PROVENIENTES DE LOS SO

CAVONES 12 y 22 DE LA MARGEN DERECHA

DEL RIO GRIJALVA.

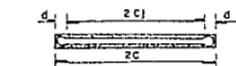


LINEA	LECTURAS DURANTE LA PRUEBA		#	PRESIONES DE
	ANTES DE RANURAR	DESPUES DE RANURAR		
1-3	585	620		
2-4	65	160		
3-5	570	360		570
4-6	720	520	720	
5-7	160	220		
6-8	250	280		
0-0	970	760		1000



GALERIA No 12 ELEV. 211.00 m.s.n.m.  
SUP. DEL TERRENO ELEV. 350.00 m.s.n.m.

# CON EXTENSOMETRO MECANICO, 2 UNIDADES/MICRA

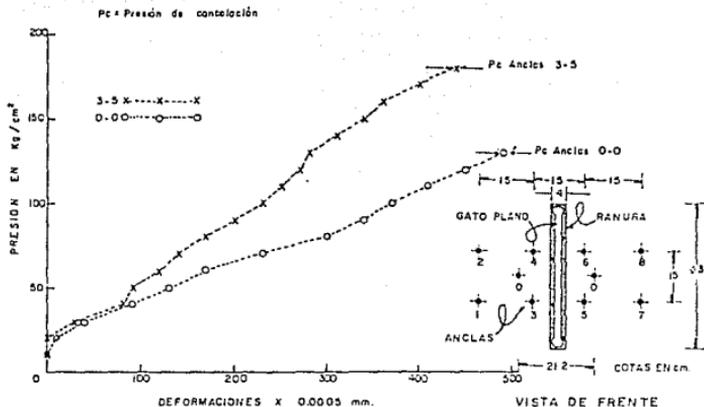


$$G_n = \frac{P_c(C) \cdot d}{C} = \frac{25(18.5 - 3)}{21.5}$$

$$G_n = 26.2 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO NORMAL

FIG. AP 3.17  
PRUEBA DE GATO PLANO  
EN EL SOCAVON 12 EN LA  
MARGEN DERECHA



VISTA DE FRENTE  
GATO EN POSICION VERTICAL

LINEA	LECTURAS DURANTE LA PRUEBA #		PARA PRESIONES DE	
	ANTES DE RANURAR	DESPUES DE RANURAR		
1-3	260	330	10-0	
2-4	220	140		
3-5	1040	600		
4-6	800	400		
5-7	30	190		
6-8	360	740		
0-0	700	210		700



\* CON EXTENSOMETRO MECANICO, 2 UNIDADES / MICRA

$$\sigma_n = \frac{P_c(C) - d}{C} = \frac{130(18.5 - 3)}{21.5}$$

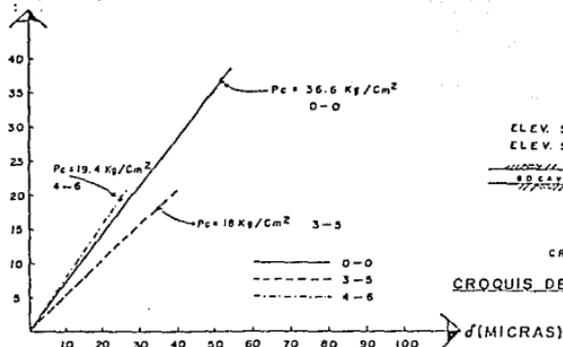
$$\sigma_n = 93.7 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO NORMAL

ELEV. SUP. TERRENO: 390.00 m.s.n.m.  
ELEV. SOCAVON No 12: 211.00 m.s.n.m.

FIG. AP 3.18  
PRUEBA DE GATO PLANO  
EN EL SOCAVON 12 EN LA  
MARGEN DERECHA

PRESION (Kg / Cm<sup>2</sup>)

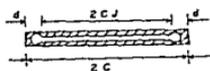


CROQUIS DE LOCALIZACION

LECTURAS DURANTE LA PRUEBA ✕

LÍNEA	ANTES DE RANURAR	DESPUES DE RANURAR	PARA PRESIONES DE 20	40 Kg/Cm <sup>2</sup>
1-3	1+164	1+228		
2-4	0+242	0+241		
3-5	3+204	3+186	3+228	
4-6	2+225	2+197	2+235	
5-7	1+089	1+062		
6-8	0+216	0+210		
0-0	4+220	4+215	4+240	

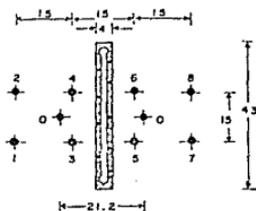
✕ CON EXTENSOMETRO MECANICO : 2 UNIDADES/MICRA



$$\sigma = \frac{P_c(CJ-d)}{C} = \frac{22(18.5-3)}{21.5}$$

$$\sigma = 18 \text{ Kg/Cm}^2$$

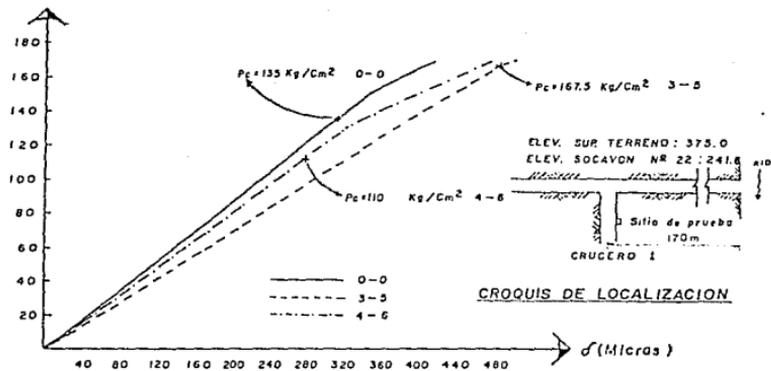
ESFUERZO NORMAL



VISTA FRONTAL

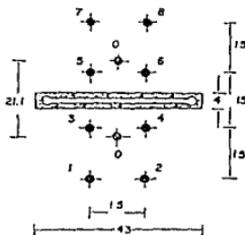
FIG. AP 3.36 PRUEBA DE GATO PLANO EN EL SOCAVON 22 EN LA MARGEN DERECHA

PRESION ( Kg / Cm<sup>2</sup> )

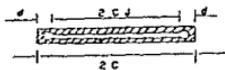


LECTURAS DURANTE LA PRUEBA

LINEA	ANTES DE RANURAR	DESPUES DE RANURAR	PARA PRESIONES DE				
			10	20	130	150	170
1-3	1+082	0+106			1+078		
2-4	3+065	3+075	3+044				
3-5	3+206	0+030				4+006	
4-6	3+154	1+108		4+002			
3-7	1+221	3+052					
6-8	1+156	1+142					
0-0	3+157	1+022			3+222		



CON EXTENSOMETRO MECANICO: 2 UNIDADES / MICRA.



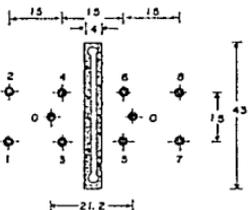
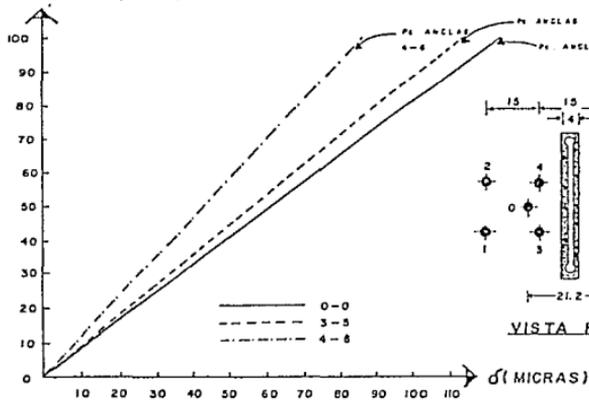
$$\epsilon_n = \frac{P_c(C-d)}{C} \cdot \frac{150(18.5-3)}{21.5}$$

$$\epsilon_n = 108 \text{ Kg/Cm}^2$$

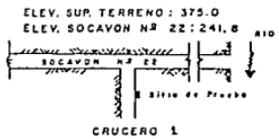
ESFUERZO NORMAL

FIG. AP3.37 PRUEBA DE GATO PLANO EN EL SOCAVON 22 EN LA MARGEN DERECHA

PRESION (Kg/Cm<sup>2</sup>)



VISTA FRONTAL

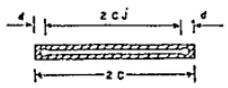


CROQUIS DE LOCALIZACION

LECTURAS DURANTE LA PRUEBA \*

LÍNEA	ANTES DE RANURAR	DESPUES DE RANURAR	PARA PRESIONES DE	2	35	100 Kg/Cm <sup>2</sup>
1-3	256	545			504	
2-4	452	507		451		
3-5	770	587				777
4-6	964	831				982
5-7	380	406		630		
6-8	608	633	602			
0-0	1010	835				1010

\* CON EXTENSOMETRO MECANICO: 2 UNIDADES/MICRA

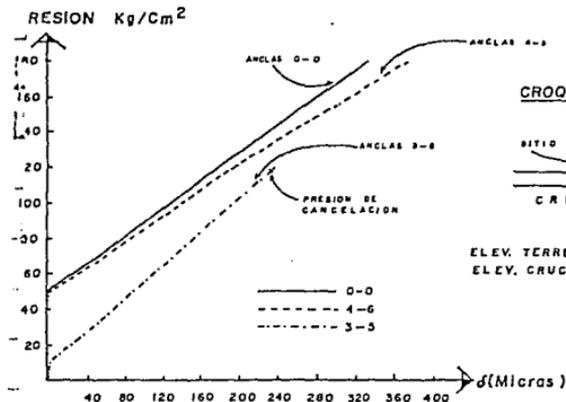


$$\sigma_n = \frac{P_c (c_j - d)}{c} = \frac{100 (18.5 - 3)}{21.5}$$

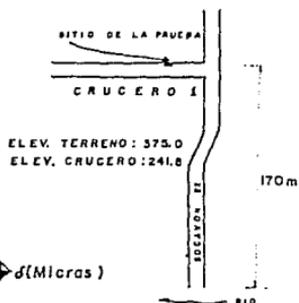
$$\sigma_n = 72 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO NORMAL

FIG. AP.3.38 PRUEBA DE GATO PLANO EN EL SOCAVON 22 EN LA MARGEN DERECHA

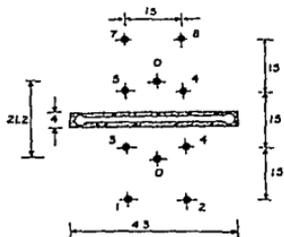


CROQUIS DE LOCALIZACION



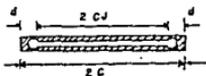
LECTURAS DURANTE LA PRUEBA \*

LÍNEA	ANTES DE LA PRUEBA	DESPUES DE LA PRUEBA	PARA PRESIONES DE 1 2 0	Kg/Cm <sup>2</sup>
1-3	0+170	—		
2-4	1+130	4+007		
3-5	3+180	1+215	3+190	
4-6	3+190	—	PARA LAS OTRAS	
5-7	0+220	1+225	LÍNEAS NO SE ALCANZA	
6-8	0+210	1+190	LA PRESION DE CANCELACION POR RUPTURA DEL GATO	
0-0	4+170	—		



GATO EN POSICION HORIZONTAL

CON EXT. MECANICO: 2 UNIDADES/MICRA \*



$$\sigma_a = \frac{P_c(CJ-d)}{C} = \frac{118.72(18.5-3)}{21.5}$$

$$\sigma_a = 85.58 \text{ Kg/Cm}^2$$

ESFUERZO NORMAL

FIG. AP3.39 PRUEBA DE GATO PLANO EN EL SOCAVON 22 EN LA MARGEN DERECHA

## QUETZALCOATL

Quetzalcóatl, fue quizás el más complejo y fascinante de todos los Dioses mesoamericanos. Su concepto primordial, sin duda muy antiguo en el área, parece haber sido el de un monstruo serpiente celeste con funciones dominantes de fertilidad y creatividad. A este núcleo se agregaron gradualmente otros aspectos: la leyenda lo había asociado con la vida y los hechos del gran Rey sacerdote Topiltzin, cuyo título sacerdotal era el propio nombre del Dios del que fue apóstol devoto. En el momento de la conquista, Quetzalcóatl, considerado como Dios único desempeñaba varias funciones: Creador, Dios del viento, Dios del planeta Venus, héroe cultural, arquetipo del sacerdocio, patrón del calendario y de las actividades intelectuales en general, etc. Un análisis adicional es necesario para poder desentrañar los hilos aparentemente dependientes que entran al tejido de su complicada personalidad.



IMPRESO EN LOS TALLERES DE:  
**EDITORIAL QUETZALCOATL, S. A.**  
MEDICINA No. 37, LOCALES 1 Y 2 (ENTRADA POR PASEO DE LAS  
FACULTADES) FRENTE A LA FACULTAD DE MEDICINA DE C. U.  
MEXICO 20, D. F. TELEFONOS 658-71-66 Y 658-70-88