

27
2 ej.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN

INGENIERIA CIVIL

**GEOLOGIA Y GEOTECNIA PARA EL DISEÑO DE LA
CORTINA DE LA PRESA CHICOASEN Y SU
COMPORTAMIENTO DURANTE LA
CONSTRUCCION.**

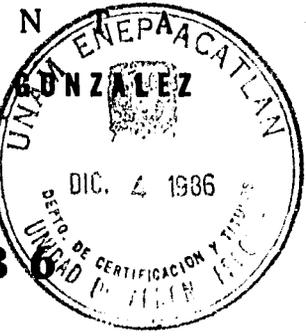
TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N

ELIGIO TAFOYA



1 9 8 6



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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.



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"
COORDINACION DEL PROGRAMA DE INGENIERIA.

CAI-C-135/82.

SEÑOR ELIGIO TAFOYA GONZALEZ
Alumno de la Carrera de Ingeniería Civil,
P r e s e n t e.

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 7 de julio de 1981, me complace notificarle que esta Coordinación tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis: "Geología y Geotecnia para el Diseño de la Cortina de la Presa Chicoasen y su Comportamiento Durante la Construcción", el cual se desarrollará como sigue:

- Introducción
- I.- Estudios para dimensionar el tipo de cortina
 - II.- Parámetros de diseño y su correlación en la etapa constructiva
 - III.- Tratamiento de la cimentación y laderas
 - IV.- Instrumentación
- Conclusiones

Asimismo fué designado como Asesor de Tesis el señor Ing. Gabriel Moreno Pecero, profesor de esta Escuela.

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

En t a m e n t e
"POR HABLA EL ESPIRITU"
Acatlan de México, a 28 de Junio de 1982.



ING. ALEJANDRO RAMÍREZ SECERA
Coordinador del Programa de Ingeniería,
COORDINACION DE
INGENIERIA Y ACTUARIA

CONTENIDO.

INTRODUCCION

I.- ESTUDIOS PARA SELECCIONAR Y DIMENSIONAR EL TIPO DE CORTINA.

I.1.-Geología regional.	1
I.2.-Geología del embalse.	2
I.3.-Sismicidad.	9
I.4.-Estanqueidad del embalse.	10
I.5.-Estabilidad de taludes.	10
I.6.-Régimen pluviométrico.	11
I.7.-Geología de detalle del Cañón de Chicoasén.	11
I.7.1.-Unidades litológicas.	11
I.7.2.-Estructuras geológicas.	13
I.7.3.-Zona inestable en la margen izquierda.	16
I.8.-Elección del sitio de desplante de la cortina.	22
I.9.-Estudios en geotécnia para determinar los parámetros de diseño.	24
I.9.1.-Estudios preliminares en geotécnia.	24
I.9.2.-Localización de los bancos de material.	25
I.9.3.-Exploración y muestreo de los suelos.	25
I.9.4.-Pruebas de laboratorio y campo.	30
I.9.4.1.-Ensayes de laboratorio.	31
I.9.4.2.-Resistencia al corte de los materiales de la cortina.	41

II.-PARAMETROS DE DISEÑO Y SU CORRELACION EN LA ETAPA CONSTRUCTIVA.

II.1.-Diseño de la cortina.	58
II.2.-Estudio del cauce del río.	60
II.3.-Modificación a la primera sección transversal.	63
II.3.1.-Sección original de la cortina.	63
II.3.2.-Estabilidad de la cortina.	64
II.3.3.-Esfuerzos-deformaciones en la etapa de construcción.	66

II.3.4.-Análisis tridimensional.	68
II.3.4.1.-Análisis tridimensional suponiendo un comportamiento no lineal de los materiales.	71
III.-TRATAMIENTO DE LA CIMENTACION Y LADERAS.	75
III.1.-Selección y preparación de las mezclas de inyección.	75
III.2.-Permeabilidad de las laderas del cañón.	76
III.3.-Clasificación de los macizos rocosos-fisurados.	77
III.4.-Procedimientos de inyección en el eje de la cortina.	78
IV.-INSTRUMENTACION.	85
IV.1.-Instrumentación de la cortina.	85
IV.1.1.-Resultados de la instrumentación de campo en la cortina.	91
IV.1.2.-Deformaciones unitarias verticales en los materiales de la cortina.	98
IV.1.3.-Desplazamientos horizontales.	101
IV.1.4.-Presiones totales y de poro.	101
IV.1.5.-Medición de deformaciones unitarias.	104
IV.1.6.-Sección transversal final de la cortina.	109

CONCLUSIONES.

BIBLIOGRAFIA.

INTRODUCCION.

La Presa Hidroeléctrica Chicoasén se construyó sobre el río Grijalva a 18 km de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas (fig 1) en una región donde el relieve es muy abrupto con una topografía formada por sierras altas cortadas por profundos cañones, de paredes casi verticales de hasta 1,200 m de profundidad.

La región se forma principalmente de rocas sedimentarias, sobre las cuales se ha desarrollado la topografía anteriormente descrita, corresponden a una región que ha sufrido plegamientos y fallamientos durante el Terciario. Los profundos cañones se forman en rocas calizas y los valles generalmente en lutitas que son rocas blandas. Las fallas de alcance regional casi paralelas a los ejes de las estructuras plegadas (anticlinales y sinclinales), al cortar el terreno forman bloques o mesetas abruptamente, como es el caso del bloque hundido a la salida del cañón por la Falla de Chicoasén-Malpaso.

La corriente del río Grijalva ha sido uno de los agentes erosivos más importantes del área en estudio, la cual además de haber labrado profundos cañones ha desequilibrado a las laderas, como a la margen izquierda del Cañón de Chicoasén donde el volumen era tal que hacia imposible el proyecto en dicho lugar. Primero porque no era costeable hacer un retiro de un volumen de $80 \times 10^6 \text{ m}^3$, segundo por la existencia de fallas regionales cercanas a este sitio que de ser activas pudieran ocasionar el deslizamiento, y tercero porque el límite de equilibrio se alteraría al modificarse el ángulo de fricción del material interestratificado al saturarse con el agua del embalse.

Ante este panorama tan desolador, simultáneamente se exploraron tres sitios hacia aguas arriba del Cañón de Chicoasén para tratar de aprovechar el desnivel de 230 m --

existente entre el drenaje de la Ciudad de Chapa de Corzo y el NAME de la Presa de Malpaso para la generación de energía eléctrica.

El riesgo sísmico fue otro de los factores importantes en la factibilidad del proyecto, por un lado influía el lugar en que se pretendía construir debido a la alta sismicidad del Estado de Chiapas y por el otro el temor de que alguna de las fallas de alcance regional fueran activas, pues en este caso el riesgo sería mucho mayor con probabilidad de que se presentaran movimientos simultáneos o separados igualmente negativos a la estructura.

Los estudios en detalle de la geología del Cañón de Chicoasén, estabilidad de taludes, riesgo sísmico y estanqueidad no resultaron tan desfavorables como se temía. Sin embargo después de haber determinado el volumen de roca inestable de la margen izquierda, la inactividad de las fallas de Chicoasén-Malpaso y de Muñiz, y el riesgo sísmico se presentó el problema de escasez de materiales cohesivos para la construcción del núcleo impermeable de la cortina.

Se había tomado la decisión de construir una cortina de tierra y enrocamiento a partir de los resultados geológicos, que fueron determinantes, así como el costo que representaba y la experiencia en este tipo de obras, pero esto implicaba tener materiales suficientes y adecuados.

Inicialmente se habían localizado bancos que no reunían las características y otros que si las tenían pero no eran suficientes para cubrir el volumen requerido, principalmente en lo que se refiere a los materiales arcillosos del núcleo impermeable. En una presa de tierra y enrocamiento el núcleo impermeable es fundamental como estructura principal del conjunto, y por lo tanto es la parte más delicada en lo que se refiere a la selección y colocación del material arcillosos. Ante tal problemática y ante la imposibilidad de conseguir en las cercanías el material que cubriera las nece

sidades, se procedió a preparar mecánicamente un suelo a partir de las lutitas para conseguir el volumen faltante.

Resuelto este problema se procedió a la construcción con la consiguiente etapa de inyectado para lograr la estanqueidad del embalse en la zona cercana al eje de la cortina y en el eje mismo. A medida que se construía se iba instrumentando, esto con la finalidad de verificar en campo el comportamiento de los materiales y comprobar a la vez el cumplimiento de los datos teóricos de diseño.

A partir de las lecturas que resultaron de la instrumentación se localizaron dos zonas dentro de la cortina donde había una concentración de esfuerzos totales, negativos para la supervivencia del conjunto. Una de ellas se encontró en la interfase del núcleo impermeable y los materiales graduados, y la otra en las laderas con el material arcilloso, como resultado a la oposición al desarrollo del esfuerzo a tensión.

Después de haber determinado la causa que ocasionaba la interacción se procedió a rediseñar la cortina, a partir del nivel 200 para que los materiales se adecuaran a los esfuerzos desarrollados. Esto se logró colocando material a volteo en las zonas de transición y una franja de material arcilloso blando de 4 m de ancho entre la ladera y el núcleo.

Estos efectos no se lograron eliminar al 100% con el procedimiento anterior, pues tanto el colgamiento como el arqueado se siguieron presentando, por lo que prácticamente fue hasta el final de la construcción en que se modificó por última vez.



FIG. 1

I.-ESTUDIOS PARA SELECCIONAR Y DIMENSIONAR EL TIPO DE CORTINA

I.1.-Geología regional.

a).-Fisiografía.

Regionalmente el área de estudio se encuentra ubicada dentro de la Provincia Fisiográfica Sierras Altas de Chiapas-Guatemala, que a su vez se compone de las subprovincias Sierras Plegadas, Depresión Central, Sierra de Chiapas y Planicie Costera.

La región 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 el sureste aparece 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. En esta última subprovincia se ubica el área de estudio.

La región se encuentra drenada por dos tipos de corriente: 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 cruza la región en dirección SE-NE y pertenece a la Vertiente del Golfo de México.

Las corrientes intermitentes están hacia el SE y drenan a la Vertiente del Pacífico.

b).-Geomorfología.

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.

Los ríos principales han erosionado la región formando profundos cañones de paredes casi verticales, como el

Cañón del Sumidero, al norte de Tuxtla Gutiérrez, y la "Casca El Aguacero", al oeste de Ocozocuatla; ambos labrados por los ríos Grijalva y La Venta, respectivamente. Dichos ríos además han dejado terrazas, meandros y medias lunas como testigos de su erosión.

I.2.-Geología del embalse.

El embalse de Chicoasén comprende 5 km arriba de la entrada del Cañón del Sumidero y 2 km al sureste del poblado de Chicoasén, con una longitud de 18 km y dos tramos anchos uno en la Cañada Muñiz y otro en la confluencia de los ríos Hondo y Grijalva.

a).-Geomorfología.

La geomorfología del embalse se estudió en función de la geología regional y datos topográficos (Kostenko y Rivera Palacio, 1975).

Los datos topográficos permitieron clasificar el relieve en dos tipos de acuerdo a las superficies de erosión encontradas, como sigue:

---Un relieve antiguo identificado por sus superficies de erosión desarrolladas en el Cenozóico Tardío y por el levantamiento en bloques tectónicos a distintas altitudes (1,000 y 1,700 o más), y

---Un relieve joven, formado por profundos cañones y grandes escarpes 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:

- Sumidero
- Chicoasén, y
- Copainalá.

El Bloque de Chicoasén se encuentra separado de los dos restantes por efecto del levantamiento diferencial de los blo-

ques adyacentes de Copainalá y del Sumidero, (fig 2).

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

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

Las formas orográficas estructurales permiten establecer que los sinclinales corresponden, casi siempre, a las más altas superficies del relieve, lo cual implica que las superficies alargadas que se formaron antes del Cuaternario y en la época de intenso levantamiento, son estructuras inactivas.

b).-Estratigrafía.

Las rocas en esta área varían del Cretácico al reciente, las cuales se dividieron en secuencias estratigráficas de acuerdo a la nomenclatura de PEMEX, fig 3.

GRETACICO.

Caliza Sierra Madre.-La Caliza Sierra Madre (Gutiérrez-Gil, 1956 y Chubb, 1959) constituye la unidad estratigráfica más antigua de la región del embalse. Está compuesta por dolomitas de color gris claro y gris crema, en algunos horizontes son aporcelanados y dispuesta en estratos gruesos. En esta secuencia se presentan algunos horizontes delgados de lutita gris oscura, así como unas cuantas capas de areniscas. El espesor aproximado de la formación es de unos 2,400 m.

Grupo Ocozocuaula.-Frost y Langenheim (1974) definieron a esta unidad como grupo, aceptando sus cinco divisiones propuestas por Chubb (1959) como formaciones.

Formación Piedra Parada.-Constituye la unidad basal del Grupo y consiste de arenisca de color amarillo crema y grano fino, generalmente arcillosa y localmente calcárea. Tiene un espesor aproximado de unos 280 m y se presen-

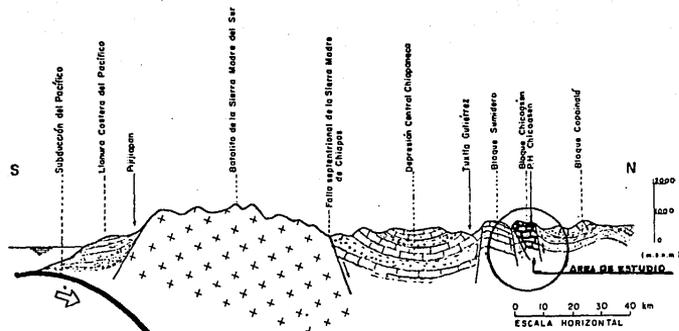


Figura 2—Sección estructural esquemática a través de la mitad meridional del Estado de Chiapas.

ta en estratos masivos.

Conglomerado San Luis.-Cubre a la formación Piedra Parada y se forma de conglomerados de guijas y matateñas de cuarzo blanco en una matriz arenosa. La coloración general de esta unidad es anaranjada. Tiene un espesor de unos 50 m y tiende a formar acantilados.

Formación Nuevo.-Descansa sobre el Conglomerado San Luis y se forma de la siguiente forma: en la parte inferior de areniscas rojas, las cuales pasan gradualmente hacia arriba a lutitas calcáreas y a calizas arcillosas y arenosas nodulares. Tiene unos 100 m de espesor.

Formación Campeche.-Sobreyace a la Formación Nuevo y se encuentra formada en su parte inferior por una caliza de unos 10 m de espesor, que contiene guijas de cuarzo y en la parte superior de unos 15 m de espesor de un conglomerado café con matriz arenosa y calcárea.

Formación Carretera.-Es la parte superior del Grupo Ocozocuautila y se forma de una alternancia de areniscas, lutitas y calizas, con un espesor de 250 m aproximadamente.

"Caliza Angostura".-Con este nombre se clasifican las rocas carbonatadas del Cretácico Superior comprendidas en el Grupo Ocozocuautila (Zavala-Moreno, 1971), la cual forma estratos gruesos que varían de 400 a 600 m de espesor.

CRETACICO-TERCIARIO.

Lutita Soyaló.-Subyace concordantemente a las rocas del Cretácico Superior y se divide en tres partes, que son:

Parte inferior.-Compuesta de lutitas color negra, gris y gris verdosa con interestratos de arenisca conglomerática y caliza arenosa. Tiene un espesor aproximado de 300 m.

Parte media.-La forman areniscas mal cementadas y lutitas verdes oscuras, con un espesor de 400 m.

Parte superior.-La forman areniscas con matriz arcillosa que pasan gradualmente hacia arriba a areniscas grises, y tienen un espesor de 200 m.

TERCIARIO INFERIOR.

"Formación El Bosque".-El nombre "Formación El Bosque" es informal, aún cuando es ampliamente usado por los geólogos de PEMEX en el Estado de Chiapas. Esta formación consiste de conglomerado, areniscas micácea roja, lutita morada y lentes de caliza arcillosa, con un espesor de unos 700 m.

"Formación Capoya".-La "Formación Capoya" (nombre informal en la estratigrafía de Chiapas), subyace concordantemente a la "Formación El Bosque" y la forman areniscas y lutitas deleznales, interestratificadas con estratos de conglomerado cuarzo, limolita y lutita calcárea; su espesor aproximado es de 300 m.

TERCIARIO SUPERIOR.

La secuencia estratigráfica que cubre a la "Formación Capoya" se dividió aproximadamente en tres partes, ya que no fue diferenciada estratigráficamente durante el estudio geológico efectuado.

Parte inferior.-Consiste principalmente de lutitas de color rojo pardo rojizo.

Parte media.-Por biocalcarenitas y calizas coquinoideas de color pardo claro, en estratos delgados.

Parte superior.-Formada por areniscas, con lentes de coquinas y conglomerado.

CUATERNARIO.

Esta representado por conglomerados de terrazas, areniscas, tobas y sedimentos aluviales.

PERIODO/ÉPOCA		UNIDADES
CUATERNARIO	RECIENTE	aluvión
	PLEISTOCENO	
TERCIARIO	PLIOCENO	areniscas
	MIOCENO	calcarenitas
	OLIGOCENO	lutitas
	EOCENO	"formación Copoya"
		"formación El Bosque"
	PALEOCENO	Lutita Soyalo
		Grupo Ocozacuautla
CRETACICO	SUPERIOR	"caliza Angostura"
		Caliza Sierra Madre
	INFERIOR	

Figura 3.—Columna estratigráfica de la región de Chi-
oas.

c).-Estructura geológica.

A nivel regional se tiene la siguiente estructura geológica (fig 2).

Bloque A.-Batolito de la Sierra Madre de Chiapas.

Bloque B.-Depresión Central de Chiapas

Bloque C.-Monoclinal del Sumidero

Bloque D.-Sinclinal de Osumacinta y el Anticlinal de Chicoasén

Bloque E.-Sinclinal de Bombaná y el Anticlinal de Copainalá.

que a su vez se encuentran limitados por las fallas siguientes:

---Cabalgadura Continental al nivel de la Fosa México-Mesoamericana.

---Falla Septentrional de la Sierra Madre de Chiapas.

---Falla Normal de Chiapa de Corzo.

---Falla Inversa de Muñiz.

---Falla de Tijera de Chicoasén-Malpasso.

Las estructuras presentes en la región circundante al embalse de Chicoasén, son las siguientes:

1.-Anticlinal del Sumidero

2.-Sinclinal de Osumacinta

3.-Anticlinal de Chicoasén

4.-Sinclinal de Bombaná

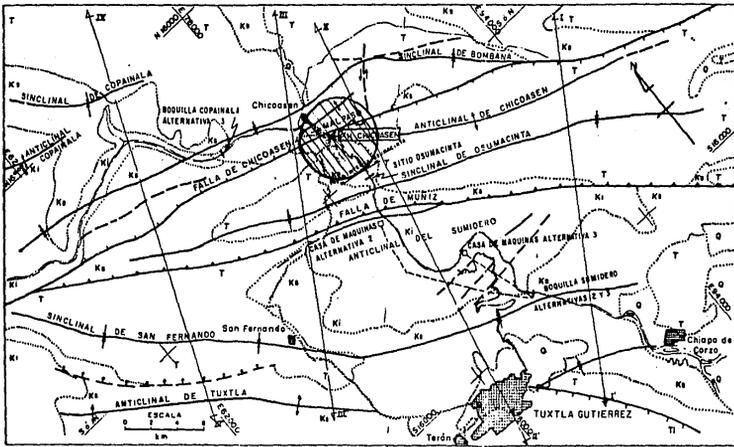
5.-Anticlinal de Copainalá

6.-Falla de Chapa de Corzo

7.-Falla de Muñiz

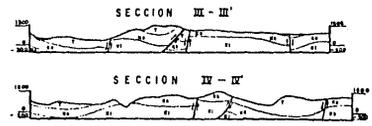
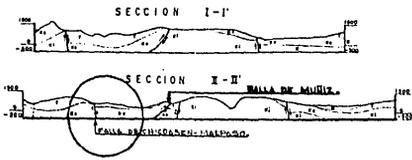
8.-Falla de Chicoasén-Malpasso.

En la lámina No.1 se muestra el mapa geológico de la región circundante al embalse y varias secciones estructurales.



SIMBOLOGIA

- Q CUATERNARIO
- T TERCIARIO
- Ks CRETACICO SUPERIOR
- Kl CRETACICO INFERIOR
- Contacto geológico
- Anticlinal
- Sinclinal
- Falla normal
- Falla inverso
- Falla o fractura
- Línea de sección



LAMINA 1.

I.3.-Sismicidad.

Debido a la alta sismicidad del Estado de Chiapas y a la presencia de las fallas de Chicoasén-Malpaso y de Muñiz, cercanas al sitio probable de construcción, hacían necesario que se conociera en detalle la sismicidad de la región, así como determinar si las fallas eran activas o no, ya que de serlo ocasionarían daños de consideración o la cancelación del proyecto en tal lugar.

El riesgo sísmico se determinó mediante los datos siguientes:

- Históricos
- Geológicos
- Tectónicos, y
- Sismológicos.

Datos históricos.

Los datos se obtuvieron mediante la observación directa del estado en que se encontraron las construcciones en pie del siglo XVI, del pueblo de Chicoasén, cercanas a las fallas de Chicoasén-Malpaso y de Muñiz. Estas construcciones se encontraban en buenas condiciones, de lo cual se infirió que por lo menos durante los últimos 450 años no se han presentado sismos con aceleraciones mayores a 0.15G.

Datos geológicos.

Los datos geológicos se determinaron mediante el estudio en detalle de la Falla de Chicoasén-Malpaso, por ser la más cercana al sitio en que se pretendía construir la cortina, para conocer si era activa. Se utilizó el Método K-Ar y se comprobó que las cenizas volcánicas que la cubrían de 500 mil años de edad, no habían sufrido ninguna de locación que hicieran suponer que la falla se hubiera movido durante ese lapso, por lo que se concluyó que no era activa. Además se hicieron estudios fotogeológicos y de campo

y no se encontró ningún cambio en los cursos del drenaje.

Datos tectónicos.

Los datos indicaron que la sismicidad es de 70 a 100 km de profundidad en la parte central del Estado de Chiapas y de poca profundidad en la zona costera (Subducción del Pacífico), donde la placa tiende a meterse en la masa continental. Esto hizo suponer que en el sitio previsto para la construcción no existían estructuras tectónicas, que pudieran ocasionar aceleraciones mayores de 0.15 G. Fig 2.

Datos sísmológicos.

Los datos estadísticos desde 1900, efectuados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, indicaron que la recurrencia sísmica en el lugar de construcción sería de 500 años y con una aceleración no mayor de 0.15 G, también.

I.4.-Estanqueidad del embalse.

La Falla de Muñiz como la Falla de Chicoasén-Mal paso, ponen en contacto a las calizas del Cretácico Superior con las lutitas impermeables del Eoceno, las cuales formaron las barreras naturales a la circulación subterránea del agua, y con ello la estanqueidad del embalse.

I.5.-Estabilidad de taludes.

La estabilidad de taludes se estudió debido a que se encuentran paredes muy escarpadas, con alturas de hasta 1,000 m, que pudieran caer. El estudio de estabilidad únicamente detectó la presencia de seis "torres de roca" sobre el nivel del embalse inestables, de las cuales la mayor tiene un volumen de 1×10^6 m³ que en caso de caer no produciría un oleaje de mayor magnitud. Además de que los cambios de dirección del río servirían de amortiguamiento al oleaje producido, por lo tanto no ponían en peligro a la

obra ni a los poblados cercanos. Dentro de estas seis "torres", una de ellas se localizó en la margen izquierda de lo que se pretendía iba a ser la boquilla de la presa, que si representaba un peligro mayor en caso de deslizarse. El estudio en detalle de esta zona se hará en la geología del cañón.

I.6.-Régimen pluviométrico.

En la Meseta Central se registran las más altas precipitaciones pluviales del país; su clima es tropical lluvioso, con fuertes lluvias en verano.

El Estado de Chiapas cuenta con el 23% del potencial hidrológico del país.

La precipitación pluvial de la región circundante al área de construcción de la obra, se encuentra definido en dos periodos: el primero de precipitaciones máximas que va de julio a noviembre, y el segundo que es el de estiaje de diciembre a junio. La precipitación promedio anual es de 2,000 mm/año.

El clima en ocasiones rebaza los 30°C.

I.7.-Geología de detalle del Cañón de Chicoasén.

El Cañón de Chicoasén se formó por la erosión pluvial del río Grijalva sobre el flanco nororiental del anticlinal de Chicoasén. Este anticlinal tiene dirección NE-SO y está cortado al norte por la Falla de Tijera de Chicoasén-Malpaso, la cual produce un bloque hundido hacia el noroeste con un salto de varios cientos de metros y un bloque también hundido hacia el sureste como puede verse en la fig A.

I.7.1.-Unidades litológicas.

Las rocas que afloran en el cañón corresponden a rocas sedimentarias tanto del Cretácico Superior como del Terciario. En particular se tienen rocas cretácicas de la "Caliza Angostura", cubiertas discordantemente por lutitas,

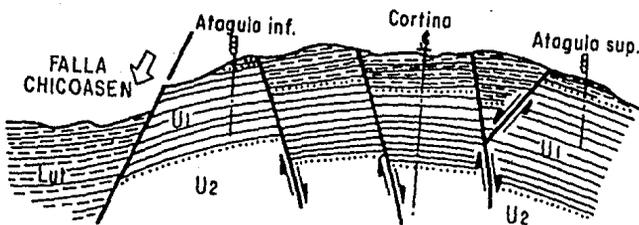


FIG. A. -Arqueamiento desarrollado en la margen de recha provocado por el arrastre de la Fa-
lla de Chicocásen-Malpaso, acompañado por -
el desarrollo de fallas escalonadas.

areniscas y brechas calcáreas del Terciario debido a la predominancia de la "Caliza Angostura" y al interés ingenieril de la misma, dicha formación se dividió en tres unidades litológicas:

a).-Unidad 1.

Esta unidad constituye la parte superior de la secuencia y se encuentra formada por calizas interestratificadas con capas de arcilla y lutita, en espesores variables - de 90 a 140 m.

b).-Unidad 2.

Subyace concordantemente a la primera unidad y está formada por caliza masiva de color blanco y de textura arenosas, en bancos de más de 30 m con un total de 120 m de espesor.

c).-Unidad 3.

Esta unidad aflora en la parte central del cañón y subyace a la Unidad 2, existiendo entre ambas un contacto erosional. Esta unidad se encuentra en estratos de 0.2 a 3.0 m, formados por calizas oscuras interestratificadas - con arcilla carbonosa, con un espesor de 70 m.

I.7.2.-Estructuras geológicas.

La secuencia litológica anteriormente mencionada, se encuentra inclinada en ángulos que varían de 4° a 24° a partir de la margen izquierda hacia la margen derecha. Esta inclinación es mayor en la parte meridional del cañón, casi horizontal en la parte media y muy pronunciada a la salida.

La estructura actual del cañón es el resultado de dos etapas de plegamiento, fallamientos en bloques y de flexiones. El cañón forma parte del flanco oriental del Anti-clinal de Chicoasén, cuyo eje sigue un rumbo N 80°O, es re-

sultado de la primera época de plegamiento y está truncado al norte por la Falla de Chicoasén-Malpaso. En dicho anticlinal se encuentran sobrepuestos anticlinales y sinclinales menores, en su mayoría formados en la primera época de plegamientos, y otros con orientación N-S formados en la segunda etapa de deformación. También existen terrazas estructurales a diferentes niveles.

a).-Fliegues.

Las estructuras plegadas fueron divididas en dos grupos de acuerdo a la etapa de su formación, Lámina 2.

Primera época.

- Anticlinales y sinclinales a lo largo del camino pavimentado entre el Arroyo de la Ica y la Cañada de Juy-Juy.
- Anticlinales y sinclinales formados en la Unidad 3, en el cauce del río Grijalva.

Segunda época.

- Anticlinal de Juy-Juy
- Sinclinal de Juy-Juy
- Flexión del cauce del río Grijalva.
- Terraza de Vertedor
- Terraza de México, y
- Terraza del Canal de Ilamada.

La posición y las variaciones de los estratos en las márgenes derecha e izquierda a lo largo del cañón, se deben en gran parte a los efectos ocasionados por las dos épocas de plegamiento. Por ejemplo en la margen derecha a la entrada del cañón, los estratos tienen una orientación N 40° E con inclinación de 24 a 36° al SE; su rumbo cambia paulatinamente aguas abajo, hasta N 80° O, lo que refleja una estructura semejante a la del flanco de un domo.

b).-Discontinuidades.

Las márgenes a lo largo del cañón (2.5 km), se encuentran afectadas por fallas y fracturas; las cuales fueron agrupadas en tres familias: alfa, beta y gamma.

---Fallas y fracturas alfa.--Esta familia es la más importante y predominante, tiene una orientación NE-SO con inclinación desde 70° a la vertical, hacia el SE. Las fallas y fracturas de esta familia están alabeadas horizontal y verticalmente; muestran notablemente desplazamientos verticales de 3 a 50 m, que afectan a todas las unidades litológicas y en particular severamente a la Unidad 1. Los desplazamientos provocan la formación de bloques de 100 a 200 m de ancho. El efecto de los desplazamientos origina cuñas y zonas quebradas dentro de la Unidad 1, mientras que en la Unidad 2, por ser masiva, los planos de las discontinuidades son limpios.

---Fallas y fracturas beta.--Estas fallas y fracturas son menos frecuentes y forman una interacción en forma de X con las fallas alfa. Los efectos de esta familia sobre las unidades litológicas son idénticas a las que produce la familia alfa.

---Fallas y fracturas gamma.--La familia gamma ocupa el segundo lugar en importancia y constituye una debilidad paralela a gran parte del cañón; por medio de ella se efectuó la descompresión de las laderas, conforme se formó por erosión el Cañón de Chicoasén. El efecto sobre las unidades litológicas es similar al de la familia alfa.

Ambas márgenes del cañón se encuentran cortadas en bloques escalonados hundidos hacia el sur, por el efecto de arrastre producido por la Falla de Chicoasén-Malpaso. La estructura dominante se debe a los bloques formados por la familia alfa y algunos relacionados con la familia gamma.

Las fallas alfa se desarrollaron por el arrastre que provocó la Falla de Chicoasén-Malpaso, que a su vez pro

dujo el arqueamiento de las unidades litológicas y el hundimiento de los bloques hacia el sur del cañón.

También este mismo arrastre produjo cambios bruscos en la inclinación de los estratos y flexiones pronunciadas, que son lugares favorables para la concentración de esfuerzos.

La naturaleza de las flexiones, así como la distinta capacidad de deformación de las unidades litológicas, principalmente 1 y 2, ocasionó deformaciones sensiblemente diferentes. Por ejemplo en la Unidad 1, formada por calizas interestratificadas con arcilla, la deformación que produjo arqueamiento fue facilitada por la presencia de la arcilla, no así en la Unidad 2 donde la caliza por ser masiva y sin rasgos que favorecieran el arqueamiento, se fracturó únicamente.

I.7.3.-Zona inestable en la margen izquierda.

En el transcurso de los estudios se localizaron zonas inestables en la margen izquierda del sitio, probablemente adversas durante y después de la construcción de la presa. Durante las investigaciones realizadas se detectó que existía una zona potencialmente inestable en la margen izquierda del sitio inicialmente elegido, para la construcción de la cortina. Debido a esto fue necesario buscar alternativas de ubicación más seguras, por lo que se estudiaron tres sitios aguas arriba, denominados Sumidero I y II y Osumacinta (lámina 1). Estas alternativas cumplían con los requisitos necesarios para la generación de energía eléctrica que se tenía proyectada.

Los estudios geológicos revelaron que no existían problemas de inestabilidad de taludes en las alternativas propuestas, pero la construcción de la cortina resultaba incosteable por la alta permeabilidad; por lo que se decidió continuar con los estudios en el mismo lugar, para definir con más detalle las condiciones de inestabilidad de la margen izquierda del cañón.

a).-Litología en la zona inestable.

Las Unidades litológicas 1, 2 y 3 en la margen izquierda presentan las siguientes características:

La Unidad 1 se presenta formada por caliza gris - clara en estratos de 1 a 3 m, en cada 2 o 3 capas de caliza aparecen intercalaciones de arcilla café. La Unidad 2 está formada de calizas masivas de 120 m de espesor, y la Unidad 3 de calizas de cuenca de color gris oscuro, en estratos de 0.2 a 3.0 m de espesor e intercalaciones de arcilla negra. Los estratos de la Unidad 1 se encuentran inclinados de 4 a 32° hacia el cañón sin continuidad, muchas veces, hacia la margen derecha.

b).-Inestabilidad.

Quando se efectuó la exploración de la margen izquierda inestable (1968), se tenía conocimiento del desastre ocurrido en la Presa Vaiont, Italia; en esa presa el deslizamiento de una ladera provocó una ola que saltó la cortina y destruyó un poblado, además de asolar la presa. Con este antecedente se previó la posibilidad de que la inestabilidad de la margen izquierda, en el Cañón de Chicoasén, provocara un problema semejante.

Se compararon los modelos geológicos de ambas presas (fig 4) y se estimó que la Unidad 1 era inestable y provocaría el deslizamiento de un volumen de 80×10^6 m³, semejante al de la presa fallada. Superficialmente en esta unidad existían evidencias de antiguos derrumbes de bloques y fragmentos de caliza.

Durante el levantamiento geológico del Cañón de Chicoasén se determinó que el ángulo máximo de inclinación de los estratos de la Unidad 1 era de 18°. Se supuso entonces que este ángulo correspondería con el ángulo de fricción bajo el cual la ladera era estable, para las condiciones naturales encontradas.

Con base en la información disponible se infirió

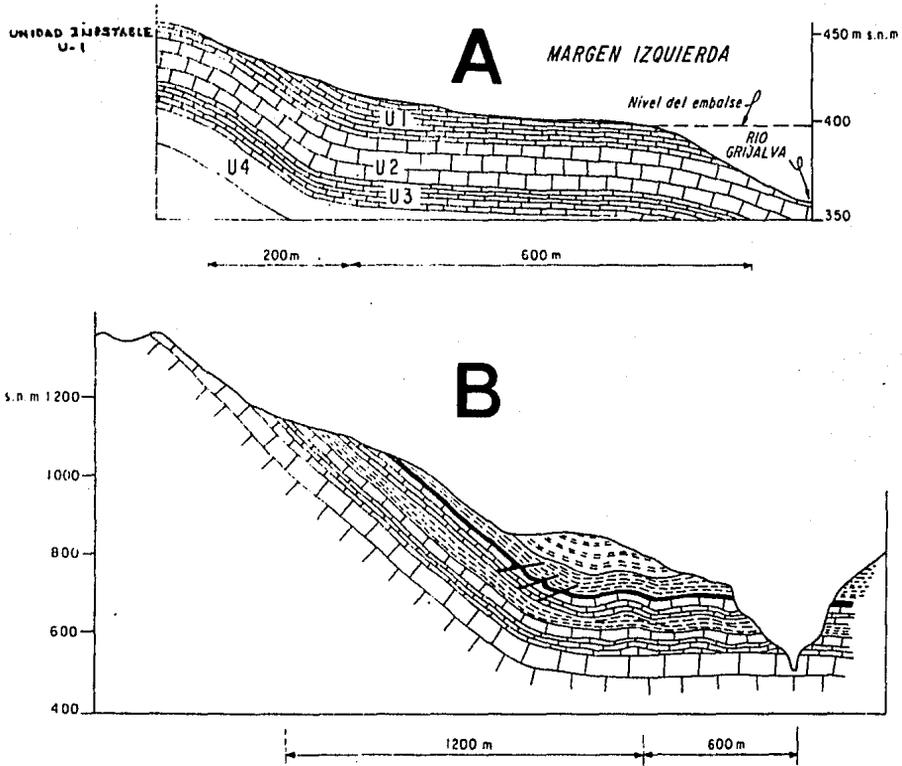
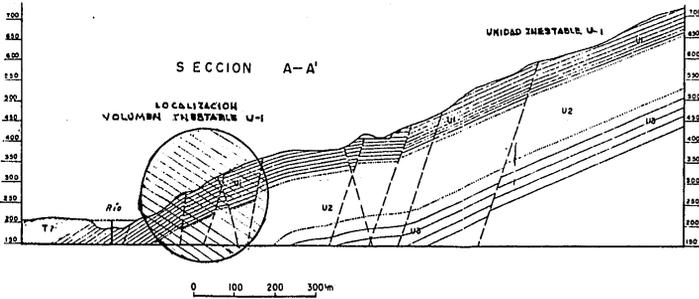


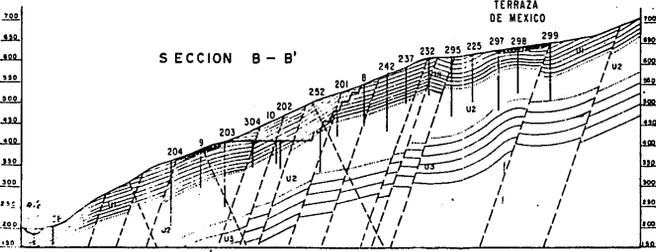
Figura 4 —Secciones geológicas a través de Chilcoasén (A) (con base en datos obtenidos mediante levantamiento geológico superficial), y de Valont, Italia (B) (adoptado de Broili, 1967, in Muller, 1968, fig. 2).



SIMBOLOGIA

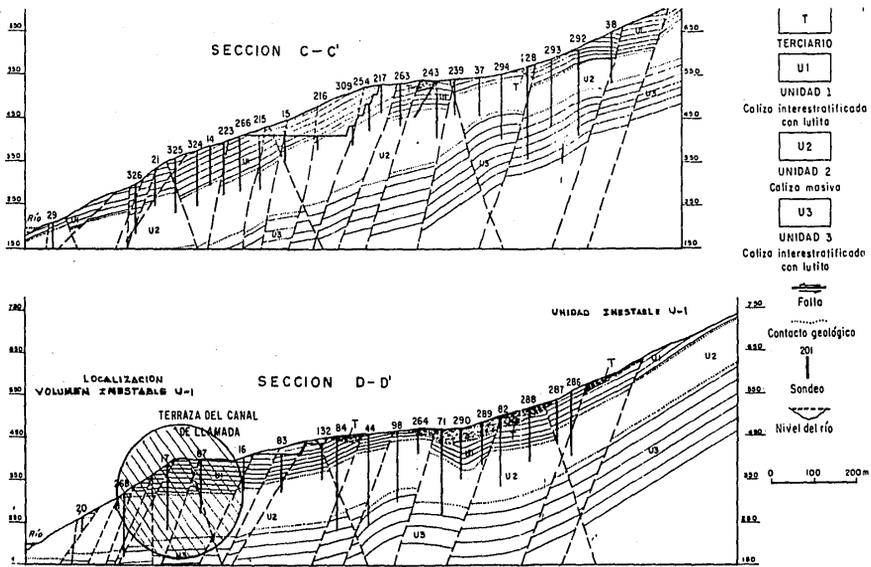
- T
- TERCIARIO
- U1
- UNIDAD 1
- Colizo interstratificado con lutita
- U2
- UNIDAD 2
- Colizo masiva
- U3
- UNIDAD 3
- Colizo interstratificado con lutita

- Falla
- Contacto geológico
- 201
- Sondeo
- Nivel del río



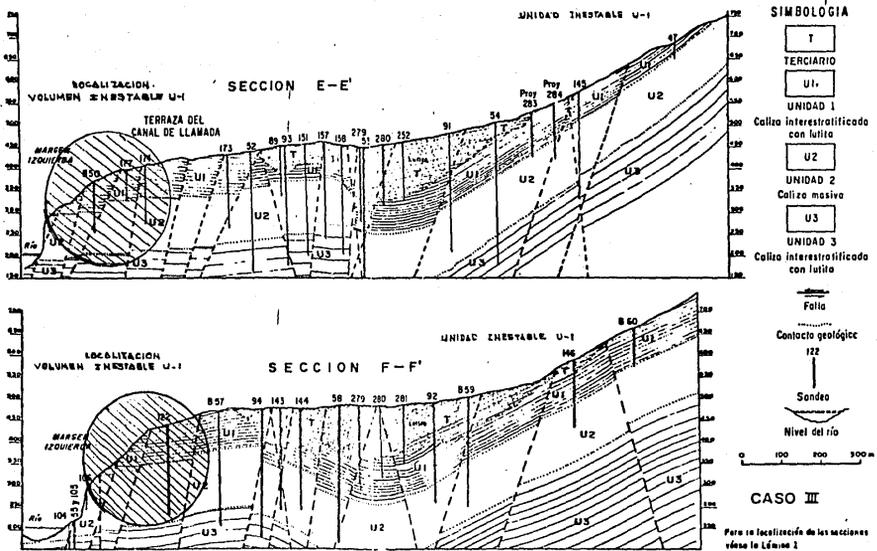
Nota: Para la localización de las secciones véase lo Lámina 1

FIG. 5



Nota: Para la localización de las secciones véase la Lámina 1

FIG. 6



Secciones estructurales E-E' y F-F' a través del Cañón de Chicocán.

FIG. 7

que el volumen de material inestable era de 8 a 15 x 10⁶ m³ en las secciones A-A' y D-D', y de 80 x 10⁶ m³ en las secciones E-E' y F-F', fig 5, 6 y 7 ubicadas en la lámina 2.

Este volumen se determinó en base al ángulo de fricción entre caliza y arcilla en estado húmedo; de acuerdo a los datos obtenidos en diferentes laboratorios en el mundo, se conocía que el ángulo de fricción:

--es función de las ondulaciones del plano de deslizamiento.

---es menor cuando hay condiciones de humedad, y

---que en la arcilla húmeda baja bruscamente.

Si se consideraba el llenado de la presa el ángulo de fricción podría no ser mayor de 8°, en cuyo caso toda la margen izquierda era inestable. El deslizamiento incluso podía ocurrir más fácilmente al presentarse un sismo, con consecuencias desastrosas.

Debido a que el estudio de los tres sitios aguas arriba del cañón no competían económicamente con el de Chicoasén, se decidió continuar con los estudios de factibilidad del cañón.

c).-Estudios complementarios o adicionales.

Para definir mejor las condiciones de inestabilidad se efectuó un levantamiento geológico-estructural apoyado en secciones topográficas perpendiculares al río a cada 50 m y estaciones a cada 20 m.

Los resultados obtenidos no permitieron construir un mejor modelo geológico, debido a que las lutitas del Terciario cubren discordantemente a las rocas cretácicas y enmascaran los rasgos de éstas, en particular los rasgos de la Unidad 1.

Se decidió entonces perforar sondeos, abrir socavones y emplear métodos geofísicos, así como estudios en Mecánica de rocas con pruebas de campo y laboratorio para determinar más precisamente el ángulo de fricción y las condi

ciones de deslizamiento.

En total se efectuaron sondeos (240 perforaciones con una longitud de 40,000 m), socavones (9 con cerca de 2,000 m de desarrollo) y una zanja de 1,000 m de longitud por 20 m de profundidad, así como estudios sísmicos de refracción y eléctricos de resistividad.

Los estudios indicaron lo siguiente:

En la zona inestable del cañón, las calizas con intercalaciones de arcilla de la Unidad 1 están inclinadas con más de 12° , sin apoyo.

Se conoce por estudios de laboratorio que el ángulo de fricción en seco de un material formado por dos capas de caliza y una capa intermedia de arcilla, varía de 18° a 24° dependiendo de las superficies en contacto.

Estudios realizados en una muestra saturada del material de la Unidad 1, determinaron que el ángulo de fricción era de sólo 12° , por lo que aquellos sitios donde la Unidad 1 estuviera inclinada hacia el vaso y sin apoyo en un ángulo mayor de 12° , serían inestables al llenado del embalse.

En esta condiciones solamente se encontraron dos casos potenciales de deslizamiento, fig 8.

De acuerdo a lo anterior, se obtuvo un modelo geológico en detalle del cañón (lámina 2, fig 5, 6 y 7) en el que solamente se definió como inestable el volumen comprendido entre las secciones B-B' y D-D' de $8 \times 10^6 \text{ m}^3$, del cual únicamente quedaría sumergido el 50% y el otro 50% arriba del nivel del embalse, fig 5 y 6.

Estudios realizados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, después de concluidas las exploraciones, en los que mediante un modelo se simuló el deslizamiento a una velocidad de caída de 100 km/hora, permitieron concluir que el deslizamiento únicamente originaría una ola de 7 m de altura.

Como consecuencia de este resultado, se decidió excavar el material inestable sobre el nivel del embalse y dejar la parte sumergida por considerar que su deslizamiento sería lento, así como proyectar una sobre-elevación

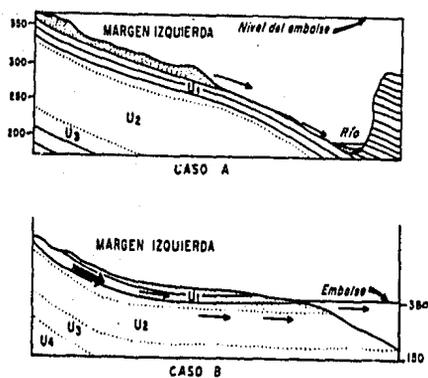
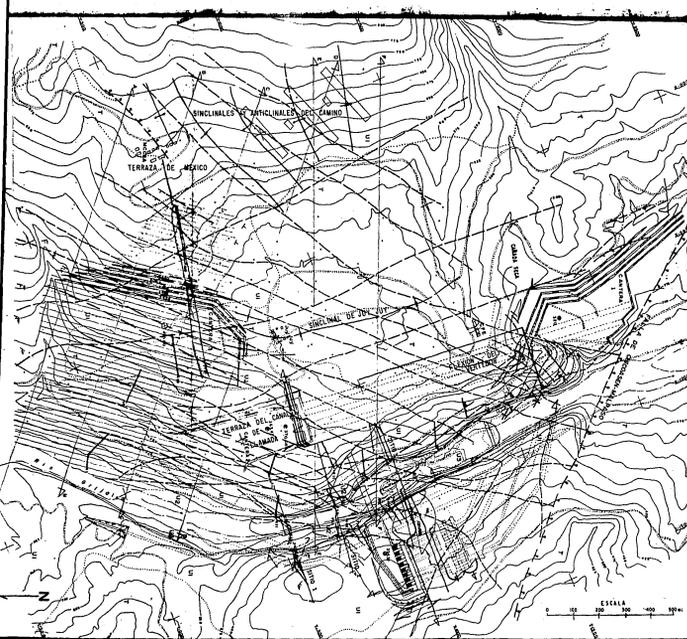


FIG. 8.-Zonas potenciales de deslizamiento en la margen izquierda del Cañón de Chicoasén. Caso A: Zona formada por la Unidad 1, inclinada hacia el río con un ángulo mayor a 12° y carente de apoyo (punteada). Caso B: Zona formada por la Unidad 1, con una inclinación menor a 12° que deslizará por el empuje del material inestable detrás.



ISIMBOLOGIA

- Componente
- Cueva
- Excavación subterránea
- Excavación a cielo abierto
- Galería de inspección y bombeo
- Curso de flujo
- Zona inestable
- Líneas de falla
- Excavación terminada
- Excavación en proceso

- Falla
- Fractura
- Sinclinal
- Anticlinal
- Cuentas geológicas
- Banda e inclinación
- Banda para separación geológica
- Banda para separación geológica

- CUATERNARIO Q ALUVION
- TERCIARIO T Lutita y arenosa
- U1 UNIDAD 1; Celos interstratificadas con lutita
- CRETACICO SUPERIOR U2 UNIDAD 2; Celos masivos
- U3 UNIDAD 3; Celos interstratificadas con lutita

MAPA GEOLOGICO DEL CARON DE CHICOASEN

LAMINA No. 2

de la cortina de 7 m. De esta forma se llegó a determinar al Cañón de Chicoasén como un lugar apropiado para la construcción de la presa.

I.8.-Elección del sitio de desplante de la cortina.

Después de definidas las condiciones reales de inestabilidad en la margen izquierda, se procedió a la localización del sitio de desplante de la cortina; se estudiaron tres alternativas viables, lámina 2.

Sitio 1.-Este se localiza a la entrada del cañón y se caracteriza por estar muy fracturado. En él se pretendía construir una cortina de enrocamiento, pero era necesario eliminar 30 m de roca, macizo adentro, en la margen izquierda y de 15 m en la otra ladera, debido a que la roca estaba muy fracturada y presentaba inclinaciones desfavorables hacia el río. Por otro lado, se requería un vertedor muy largo y una estabilización a todo lo largo del Canal de Llamada que resultarían muy costosos, por lo cual se eliminó como alternativa.

Sitio 2.-Se localizó en la parte central del cañón, que a su vez es la parte más angosta, donde se pretendía construir una cortina de arco; el estudio exploratorio indicó un fuerte fracturamiento ocasionado por las fracturas gamma, las cuales corren paralelas al cañón y forman bloques inestables; estos bloques afectaban sobre todo a la margen izquierda y a las unidades litológicas 1 y 2. Esto implicaba que además de su inestabilidad hacia el río, los macizos rocosos casi separados de la pared del cañón, implicaba tener que hacer grandes cortes de hasta 50 m en la margen derecha y de 25 m en la otra margen para poder construir. Esto implicaba un costo mayor que al sitio 1, por lo que quedó eliminado como sitio de desplante.

Sitio 3.-Este sitio se encuentra en la parte más ancha del cañón, lo cual es indicativo de que los bloques afectados por las fracturas gamma ya han sido erosionados por el río, que además han dejado superficies poco altera-

das y estables. En este sitio por otro lado, predomina en -
ambas márgenes la Unidad 2, la cual por sus características
litológicas-estructurales (masiva y sin interestratos arcil-
losos) resultó más favorable para construir tanto una cor-
tina de arco como de enrocamiento, eligiéndose la segunda -
por su menor costo. Por lo dicho anteriormente, el sitio 3
fue donde se desplantó la cortina.

I.9.-Estudios en geotécnia para determinar los parámetros de diseño.

Las cortinas en una presa tienen la finalidad de almacenar el agua para diferentes fines, que tienen un objetivo común, evitar fugas de agua a través de ellas. Con este fin se han diseñado secciones tipo que han respondido al objetivo principal; almacenar y evitar en lo posible las filtraciones que en algún momento puedan dañarla.

En el caso de las cortinas de tierra y enrocamiento, el corazón impermeable proporciona la impermeabilidad - al conjunto, no así, la estabilidad. La estabilidad la proporcionan los materiales a ambos lados del núcleo impermeable, que además contribuyen a la permanencia del mismo. Por ejemplo las zonas de filtro sirven para proteger el corazón impermeable, impidiendo su difusión a través del material - de transición y enrocamientos.

Uno de los factores importantes en el diseño del corazón impermeable es su ancho, por el volumen de material y el tiempo de construcción a emplear. La experiencia recomienda que para obtener el ancho adecuado, se debe partir - de lo siguiente:

- filtraciones de agua a través del corazón que se consideren tolerables.
- procedimientos constructivos y equipo disponible
- material existente en la zona (volumen y calidad)
- diseño y disposición de los filtros, y
- la experiencia del constructor.

I.9.1.-Estudios preliminares en geotécnia.

En el cauce del río se encontraron rellenos de espesor variable, formados por material de acarreo y derrumbes. En la atagüa aguas arriba se encontró un relleno formado principalmente de grava y arena, con boleos de 30 a 70 cm de diámetro y un espesor de 42 m. En la atagüa aguas a-

bajo el relleno tenía un espesor de 30 a 54 m, del mismo material. En el eje de la cortina el relleno encontrado fue de 48 m, compuesto también de grava y arena, lentes de lodo orgánico en un espesor máximo de 1 m en la superficie, y una zona compuesta de arena y grava aislada en los primeros 4 a 8 m. En la fig 9 se muestra el esquema de los rellenos encontrados en el cauce del río.

I.9.2.-Localización de los bancos de material.

Los bancos de material cercanos a la obra, se localizaron por medio de estudios geológicos superficiales, -sondeos y pozos a cielo abierto. En la fig 10 se muestra la localización de los bancos de materiales encontrados.

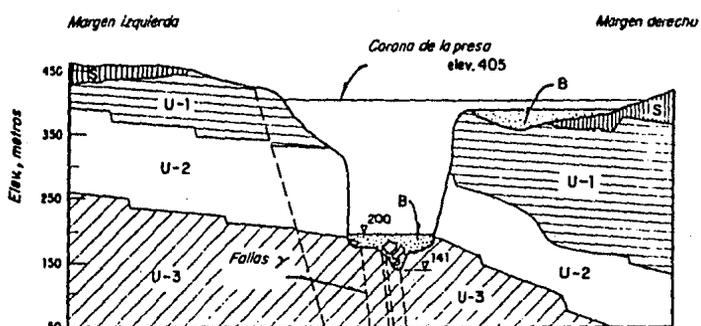
Los bancos de arena y grava cercanos a la obra, -se localizaron entre 0.5 a 8.0 km de distancia. Los bancos para la construcción del núcleo impermeable de la cortina, se localizaron en la margen derecha, aguas abajo del sitio de construcción, estos bancos fueron: Tejería y La Costilla, formados por suelos cohesivos de origen residual del conglomerado continental que cubre la formación de lutitas del Eoceno y de la descomposición de la capa superior fracturada del mismo material.

El volumen del banco de Tejería se estimó en $250 \times 10^6 \text{ m}^3$, localizado a menos de 10 km de distancia del sitio de construcción. El préstamo de La Costilla estuvo constituido por lutitas de gran espesor, probablemente de algún deslizamiento masivo también, con un volumen de $2.1 \times 10^6 \text{ m}^3$.

I.9.3.-Exploración y muestreo de los suelos.

a).-Exploración.

Para el diseño de una cortina de tierra y enrocamiento se necesita conocer en detalle las características -mecánicas de los materiales, que formarán parte de la estructura. Se cuenta para ello con pruebas de laboratorio que -



U-1, U-3 caliza interstratificada con lutita

U-2 caliza masiva

B depósitos aluviales con grandes boleas

S lutitas

Fig. 9.-Perfil geológico en el eje de la cortina.

permiten clasificarlos y conocer sus propiedades mecánicas, así como reproducir las condiciones que prevalecerán durante la construcción y de vida útil de la obra.

Para lograr resultados confiables que sean representativos del medio de que fueron extraídos, es necesario que las muestras del suelo en estudio cumplan los requisitos de la prueba en la que se va a ensayar, naturaleza del suelo e importancia de la obra.

El procedimiento más común para realizar exploraciones en Mecánica de Suelos, es el de sondeos mediante los cuales se obtienen muestras alteradas o inalteradas, que en ciertos casos dan información directa de algunas de las propiedades mecánicas de los suelos atravesados.

Los sondeos más usados en la Mecánica de Suelos son: pozo a cielo abierto, inalterado, alterado, mixto, etc. cuya elección dependerá de la información general que se tenga de la zona en estudio, así como de la observación directa de su condición natural. El sondeo a pozo a cielo abierto, en ocasiones puede servir como sondeo preliminar para determinar ciertas características de los materiales, y en consecuencia permiten el empleo del siguiente tipo de sondeo.

La localización de los sondeos queda definida por la propia estructura y la geología del sitio, principalmente cuando se trata de rellenos, contactos geológicos, erraticidades del suelo, fallas y fracturas; tanto en el eje de construcción como en los bancos de préstamo.

La profundidad de los sondeos dependerá de la función y magnitud de la obra, de las características del suelo (compresibilidad, resistencia y permeabilidad) y la presión de sobrecarga. La experiencia recomienda explorar hasta donde la presión de sobrecarga sea del orden de 5 a 10% de la aplicada en la superficie, con excepción de suelos blandos de considerable espesor. También se puede aplicar el criterio de Boussinesq, hasta la profundidad donde se disipa el esfuerzo por la carga aplicada.

La exploración llevada a cabo para el estudio --

de las características de los materiales en el eje de construcción de la cortina, se realizó mediante sondeos y socavones, de la siguiente manera:

En el cauce del río se exploró con sondeos para conocer el espesor del material acarreado, así como la permeabilidad de las laderas mediante el mismo método. La piezometría se llevó a cabo en ambas márgenes y a lo largo de la Falla de Chicoasén-Malpasso, también mediante sondeos.

b).-Muestreo.

El muestreo es la técnica por medio de la cual se obtienen especímenes alterados o inalterados, que a su vez permite conocer las propiedades índice y mecánicas del suelo en estudio.

El muestreo alterado es aquél en que las muestras conservan únicamente sus propiedades índice (contenido de agua, granulometría y límites de plasticidad), debido a que en el procedimiento de extracción se altera la estructura natural del suelo.

El muestreo inalterado corresponde a muestras que conservan su estructura y propiedades físicas naturales, y se aplica principalmente a los suelos finos o granulares - que tengan una cierta cohesión por la presencia de finos. - Estas muestras se utilizan para identificar el tipo de suelo así como para conocer sus propiedades índice y mecánica.

El muestreo antes citado tiene por objeto conocer el tipo de suelo disponible en el lugar de construcción, y anticipar los problemas que puedan derivarse de su utilización.

El muestreo llevado a cabo para el diseño y construcción de la cortina de la Presa Hidroeléctrica Chicoasén, fue del tipo alterado e inalterado de las siguientes dimensiones:

De 30 cm de diámetro y 70 cm de altura

De 30 cm de diámetro y 30 cm de altura, entre otras.

I.9.4.-Pruebas de laboratorio y campo.

Las pruebas de laboratorio permiten conocer las características del suelo cualitativa y cuantitativamente, por un lado se determinará si el suelo es o no compresible, permeable o si es o no resistente, y por el otro se encontrará en cuanto es compresible así como la resistencia al corte. Para el estudio cualitativo de los suelos se tienen las pruebas índice y para el cuantitativo, las pruebas especiales o triaxiales que de forma directa proporcionan los parámetros de resistencia y deformabilidad entre otras.

Un auxilio muy importante para la clasificación de los suelos es el Sistema de Clasificación de Suelos debido a Cassagrande, cuya clasificación se basa en las propiedades físicas y mecánicas del material. Este sistema divide a los suelos en dos grupo:

Suelos gruesos, y
Suelos finos.

Los primeros son aquellos con más del 50% de partículas mayores que las correspondientes a la malla No. 200, y los suelos finos con más del 50% de sus partículas menores a la misma malla. A su vez los suelos gruesos se subdividen en gravas y arenas.

Las gravas son aquellas cuyo tamaño es mayor a la malla No. 4, y las arenas a partículas comprendidas entre las mallas No. 4 y 200.

Las gravas y arenas bien graduadas (GW y SW) son aquellas que se forman de partículas de todos los tamaños, cuya representación gráfica tiende a una curva muy tendida o a una curva sensiblemente vertical cuando un suelo es uníforme.

Los suelos finos se clasifican según sus características de plasticidad, en: de alta plasticidad y de baja plasticidad. Los primeros tienen un límite líquido menor del 50% (limos o arcillas de baja plasticidad ML o CL), y de alta plasticidad cuando es mayor del 50% (limos o arcillas de alta plasticidad MH o CH). La frontera entre limos

y arcillas está representada por la línea A de la Carta de Plasticidad; arriba de dicha línea los suelos son arcillo--
sos, en tanto que abajo son limosos.

I.9.4.1.-Ensayes de laboratorio.

Las propiedades mecánicas de limos y arcillas dependen principalmente de la forma de sus partículas más que de su tamaño.

Igualmente sucede con sus características de plag
ticidad, razón por la cual, las propiedades de estos suelos se han relacionado con su plasticidad, definiéndose ésta co
mo la propiedad que tiene un material de deformarse con ra
pidez, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apre
ciable y sin desmoronarse o agrietarse.

Otro hecho igualmente importante, es que las carac
terísticas plásticas del suelo no son una propiedad perman
te, si no que dependen de su contenido de agua; así una mis
ma arcilla puede tener el comportamiento de un sólido si es
tá prácticamente seca o de un líquido si su contenido de
agua es elevado, como en el caso de una suspensión. Entre
ambos extremos existe un intervalo en el que el material se
comporta plásticamente.

Los extremos de este intervalo son los denomina--
dos límites líquido y plástico, que definen el rango de va
riación del contenido de agua, en el que el suelo presenta
comportamiento plástico.

a).-Propiedades índice de los materiales de la cor tina de la Presa Chicoasén.

El sitio de construcción de la Presa Hidroeléctri
ca Chicoasén, como se mencionó en el estudio geológico, se
localiza en una región donde abundan las rocas sedimentarias,
no así los depósitos aluviales y suelos cohesivos útiles pa
ra la construcción del corazón impermeable de la cortina.

Los bancos de material adecuados para la construc

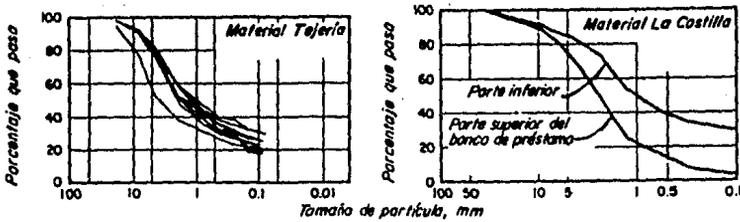
ción de la cortina fueron el de Tejería y La Costilla, los cuales se clasificaron como arenas arcillosas (SC) con alto contenido de grava y con una granulometría que variaba entre límites amplios, un 10% de finos y un contenido de agua en banco de 5 a 10%, fig 11. El porcentaje de finos que se requería era del 20%. Estos factores determinaron la necesidad de homogeneizar los materiales excavados en varias partes del banco de préstamo, así como humedecerlos y curarlos antes de colocarlos en la cortina. También con este procedimiento se logró aumentar la producción del banco de la Costilla, pues cuando la cantidad de finos excedía el 20% esteblecido se le ponía grava. Para tal efecto se utilizó la distribución granulométrica de la fig 10d, tanto para el banco de Tejería como de La Costilla.

En la fig 11c referente a las propiedades índice de la parte gruesa y fina del suelo, se puede observar que el suelo grueso (retenido en la malla No. 200) se trata de un suelo bien graduado. Las partículas del banco de préstamo de La Costilla se forman de fragmentos de lutitas ligeramente intemperizadas, y las de Tejería de partículas redondeadas de composición mineralógica heterogénea (de origen aluvial). Los límites de Atterberg de la fracción fina que pasa la malla No. 200 son muy semejantes a los valores para la fracción del suelo menor que la malla No. 40, pero en ambos casos se trata de arcillas de baja plasticidad (CL). Fig 10b.

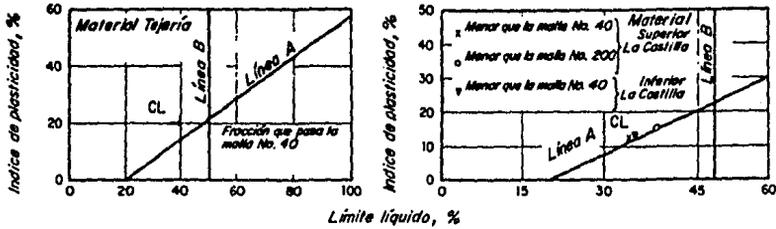
b).--Resistencia al esfuerzo cortante de los materiales para la cortina de la presa.

La resistencia al esfuerzo cortante en los suelos se determina mediante las pruebas triaxiales, en muestras alteradas e inalteradas.

Un suelo está constituido por partículas sólidas y por agua, su resistencia por lo tanto es función de ambos elementos. En un principio tanto la parte sólida como la líquida soportarán la carga, generándose en ésta una presión



a) Curvas granulométricas
Gradation curves



b) Características de plasticidad

Material	Fracción gruesa *			Fracción fina **		
	G _s	d ₁₀	C _u	G _s	w _L	I _p
Tejería	2.70	< 0.074	> 100	2.73	37	20
La Costilla	2.78	< 10 ⁻² σ to 1.5	> 100 σ to 8	2.78	33	12

G_s = Densidad de sólidos

d₁₀ = Diámetro efectivo, mm

C_u = Coef. de uniformidad

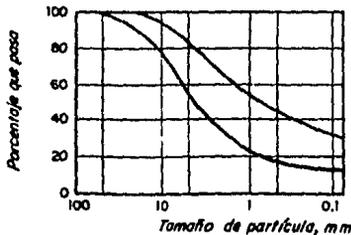
w_L = Límite líquido, %

I_p = Índice de plasticidad, %

* Retenido en la malla No. 200

** Pasa la malla No. 200

c) Propiedades índice de las fracciones fina y gruesa



d) Límites de variación propuestos para la granulometría del material arcilloso

Fig 11.-Propiedades índice de los materiales arcillosos provenientes de los bancos de Tejería y La Costilla.

mayor a la hidrostática, lo que provocará la expulsión del agua a una velocidad que dependerá de las condiciones de drenaje del suelo y del tiempo. A medida que la presión en el agua se disipa, las partículas sólidas soportarán toda la carga. Por lo tanto la resistencia de un suelo dependerá principalmente de su naturaleza, condiciones de drenaje y de la velocidad de aplicación de la carga.

Los suelos en condiciones naturales se encuentran sometidos a tres presiones confinantes: la presión total que está definida por el peso propio del suelo, la neutra que corresponde a la presión del agua y la efectiva que es la diferencia entre la presión total menos la presión neutra, la cual gobierna la resistencia al corte y la deformabilidad.

Las pruebas triaxiales por lo tanto tenderán a producir las condiciones naturales del suelo.

Los ensayos más usuales son los siguientes:

---compresión o extensión axial,

---compresión o extensión triaxial, y

---corte directo.

El esfuerzo cortante en los suelos finos, se determina con la Ley de Coulomb Modificada:

$$s = f(w) + \tan \phi$$

De donde la resistencia al esfuerzo cortante dependerá de su contenido de agua y de la presión efectiva intergranular $(\sigma - u_n)$.

Además las pruebas triaxiales permiten conocer las características esfuerzo-deformación del suelo en estudio, el comportamiento del mismo en cuanto a la fragilidad, elasticidad o plasticidad, así como los parámetros de resistencia al corte "c" y "φ" que sirven para valuar la capacidad de carga.

c).-Ensaye de los materiales para el corazón impermeable.

Bancos de préstamo de Tejería y La Costilla.

La compresibilidad y resistencia al corte de los materiales del núcleo impermeable se determinaron mediante las pruebas de compresión unidimensional, y triaxial no drenada.

Es importante mencionar que la deformación o consolidación en un suelo no se produce simultáneamente a la aplicación de la carga, sino que ésta se produce al transcurrir el tiempo y con ello el cambio de forma y de volumen; fenómeno que depende de la constitución del suelo, partículas sólidas, agua y aire, así como la permeabilidad del conjunto.

Este fenómeno se representa en el laboratorio por medio de la prueba de Consolidación Unidimensional, que consiste en aplicar a una probeta cilíndrica de 50 cm² de área transversal y 2.5 cm de altura, diferentes incrementos de carga. De esta forma se determinan los cambios de forma y de volumen del suelo en estudio, lo cual se conoce como asentamiento que es función de la carga aplicada disipada con el tiempo.

Con esta prueba se obtienen las gráficas de deformación (curvas de consolidación) en función del tiempo ("d" vs "t"), para cada ciclo de carga o descarga y la curva de compresibilidad de la relación de vacíos en función de la carga aplicada ("e" vs "p"). La primera gráfica sirve para conocer los asentamientos del suelo con el tiempo, y la segunda para determinar el coeficiente de compresibilidad "a", como también la presión de preconsolidación "p" máxima que ha soportado el suelo a través del tiempo en su condición natural.

En las pruebas triaxiales, el espécimen de suelo se somete a una presión lateral (σ_3) y a una presión por -

carga axial (σ_v), tratando de reproducir más fielmente las condiciones naturales del suelo. Estas pruebas tienen el propósito de determinar las características esfuerzo-deformación y la resistencia al esfuerzo cortante.

En las pruebas triaxiales de compresión existen tres variantes: triaxial rápida o no drenada, triaxial consolidada rápida, triaxial lenta o drenada; cuya diferencia está en la existencia de drenaje o no del agua durante la prueba.

En la primera prueba (triaxial rápida o no drenada) se impide el drenaje del agua en las dos etapas, es decir durante la aplicación de la presión lateral como de la presión axial. La envolvente de los círculos de Mohr así obtenida, será horizontal; es decir que la resistencia del suelo será una constante " c ".

En la prueba triaxial consolidada rápida existe drenaje durante la aplicación de la presión confinante. En este caso la resistencia del suelo variará en función de " c " y del ángulo de fricción interno " ϕ ".

La prueba triaxial lenta o drenada se caracteriza por permitir el drenaje del agua durante la aplicación de la presión confinante como de la carga axial. En este caso la envolvente de falla de los círculos de Mohr será una recta que pasa por el origen del sistema coordenado.

Para efectuar los ensayos anteriores se requiere que los especímenes sean cilíndricos de 3.5 cm de diámetro y de 8 a 10 cm de altura, con material preparado con la fracción que pasa la malla No. 4 esto únicamente para muestras alteradas. En el caso de que el material contenga gran cantidad de grava, los especímenes serán de 15 cm de diámetro y 40 cm de altura.

Dicho lo anterior pasaremos a los ensayos realizados en los materiales de la cortina de la Presa Chicoasén.

Los ensayos de los materiales de los bancos de préstamo de La Costilla y Tejería se llevaron a cabo no siguiendo el método tradicional, debido a que estos materiales tenían una granulometría mayor a la especificada para las pruebas triaxiales pues contenían partículas de hasta 76 mm. Por lo tanto no se pudieron preparar especímenes con la fracción que pasara la malla No. 4, y se tuvieron que ensayar especímenes grandes a fin de incluir partículas de hasta 50 mm.

Para este fin se desarrollaron y utilizaron los siguientes equipos:

- Cámara triaxial para ensayar especímenes de 30 cm de diámetro y 70 cm de altura a presiones de hasta 50 kg/cm²
- odómetro para ensayar especímenes de 30 cm de diámetro y 30 cm de altura
- cilindro metálico de 50 cm de diámetro y 60 cm de altura para compactar especímenes con pisón neumático de 15 cm de diámetro a 400 golpes/min.

La resistencia al corte de los materiales que formaron el núcleo impermeable de la cortina (bancos de material de Tejería y La Costilla), se determinó mediante la prueba triaxial consolidada-rápida en especímenes de 30 cm de diámetro previamente compactados en el laboratorio.

Los especímenes del material de Tejería también se ensayaron en el aparato triaxial para pruebas de enrocamiento con la finalidad de incluir muestras de 113 cm de diámetro.

La compresibilidad de los materiales fue obtenida mediante la prueba de compresión unidimensional.

d).-Compresibilidad de los materiales de Tejería y La Costilla.

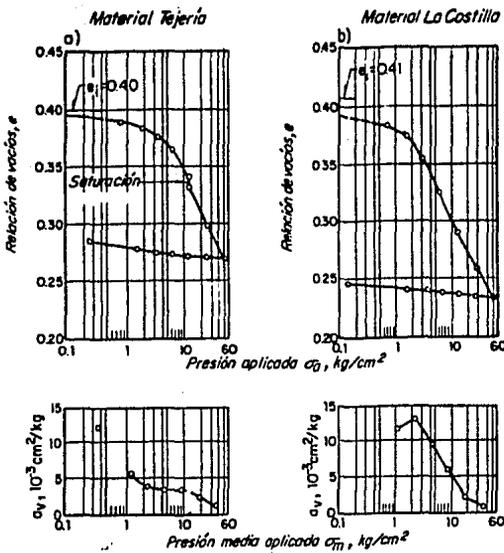
Material de Tejería.

En la fig 12 se observan las curvas esfuerzo-deformación de los materiales.

El material de Tejería tuvo una relación inicial de vacíos de 0.40 y de 0.065 bajo una carga axial de 12 kg/cm² correspondiente a la primera etapa, pasando de 0.40 a 0.335. La saturación del material se realizó cuando el espécimen se encontraba bajo una presión axial de 12 kg/cm². En la fig anterior se observa que las muestras del material de La Costilla no se saturaron durante el ensaye, esto se debió a que el material de Tejería se utilizó en la parte baja del núcleo impermeable y el segundo (La Costilla) después del de Tejería. Por lo tanto el material de Tejería tendría una saturación permanente en todo su volumen, al llenado del embalse, mayor que el de La Costilla, de ahí la importancia en conocer la deformación bajo esta condición.

Los datos de la deformación máxima alcanzada por el material de Tejería, según se infiere de la curva de esfuerzo-deformación en el tramo de consolidación primaria y secundaria, fueron los siguientes: de 0.065 para una presión aplicada de 12 kg/cm² y de 0.065 bajo una presión total de 50 kg/cm², respectivamente. Como se ve, en la consolidación secundaria el material no sufrió modificación apreciable aún cuando se saturó y después se sometió a una presión mayor. En la curva de descarga el material conserva parte de la presión aplicada (0.03 kg/cm²), pasando de una relación de vacíos de 0.40 a 0.28 aproximadamente.

En la gráfica también se observa que el 0% de la consolidación se encuentra dibujada un poco arriba de la curva, esto es con el objeto de tener un margen de seguridad mayor en los datos que se obtienen; pues si el suelo contiene algo de aire o no se ajusta perfectamente la muestra al anillo del aparato se puede presentar una deformación rápida, inmediatamente después de aplicar el primer incremento de carga que lógico suponer no es un asentamiento representativo.



α_v = Coeficiente de compresibilidad

Especímenes de 113 cm ϕ y 60 cm de altura, compactados en capas de 25 cm de espesor con presión neumática, realizando 5 min/capa

FIG. 12.—Pruebas de compresión unidimensional en especímenes compactados de los materiales de Tejería y La Costilla. (Curvas esfuerzo-deformación).

Material de La Costilla.

En los especímenes del material de La Costilla la curva esfuerzo-deformación descrita en la fig 12 inicia con una relación de vacíos de 0.41, que a su vez corresponde al 0% de consolidación. El decremento en la relación de vacíos fue de 0.13 para una presión aplicada de 12 kg/cm², en el tramo de consolidación primaria. En el tramo de consolidación secundaria se aprecia un decremento en la relación de vacíos a partir de la presión de 12 kg/cm² hasta la presión de 50 kg/cm², igual a 0.05.

Si se comparan los resultados de los materiales de Tejería y de La Costilla se concluye lo siguiente:

El material de La Costilla tiene un mayor asentamiento que el material de Tejería para una misma presión en el tramo de consolidación primaria, por lo tanto es más deformable. En el tramo de consolidación secundaria también se aprecia una diferencia con respecto al material de La Costilla, un poco menor al de Tejería pero insignificante.

Lo anterior explica el porqué se utilizó el material de Tejería en la parte baja del corazón impermeable, debido a su menor deformabilidad.

El coeficiente de compresibilidad (a_v) confirma aún más lo anteriormente anotado. En la gráfica No. 12 se puede apreciar que la deformabilidad del material de Tejería es mucho menor que el de La Costilla, pues la relación de vacíos entre el incremento de carga ($\Delta e/\Delta p$) varía notablemente en el segundo material. Dicha relación varía de 5.0 a 1.5 cm²/kg en el primero y de 13.5 a 1.0 cm²/kg en el segundo para una presión aplicada de 40 kg/cm², por lo tanto la disminución en el material de Tejería fue de 3.5 cm²/kg y de 12.5 cm²/kg en el de La Costilla, con una diferencia entre ambos de 9.0 cm²/kg.

Los especímenes ensayados, como se mencionó anteriormente, fueron muestras alteradas previamente compactadas en el laboratorio esto con la finalidad de reproducir las condicio-

nes reales de trabajo; puesto que los materiales eran tratados antes de ser colocados en el sitio de construcción para que reunieran las características necesarias, y sólo así poder ser utilizados en el núcleo impermeable. Este tratamiento, como es lógico suponer, alteró aún más su estructura natural; por lo tanto en estas condiciones el punto donde se cruzan las pendientes de la curva (consolidación primaria y secundaria), no es representativo de la carga de preconsolidación original del material, puesto que ésta se perdió con la alteración que sufrió al compactarlo y prepararlo con otros materiales.

La presión de poro en el material del banco de Tejería fue insignificante para presiones de hasta 30 kg/cm², mientras que en el material de La Costilla es apreciable — cuando $\sigma_3 > 12$ kg/cm² con una $u_{miv}/\Delta\sigma_3 = 0.67$ y 0.60 en los dos últimos incrementos de carga $\Delta\sigma_3 = 12$ y 25 kg/cm², respectivamente, fig 13.

I.9.4.2.—Resistencia al corte de los materiales de la cortina

a).—Materiales cohesivos impermeables.

Material de Tejería.

Al ensayar el material de Tejería después de haber sometido a los especímenes a tres presiones confinantes ($\sigma_3 = 5, 10$ y 25 kg/cm²), se observó una disminución de volumen en la segunda etapa según se infiere de la fig 14 (ϵ_v vs ϵ_a) al aplicar el esfuerzo desviador axial en las muestras. Esto quiere decir que el material sufrió consolidación durante el periodo de falla para esfuerzos axiales de hasta 30 kg/cm², en especímenes con un grado de saturación del 67%.

En los resultados obtenidos con la prueba de consolidación unidimensional, como se mencionó anteriormente, las presiones de poro (u_p) fueron casi nulas para la misma presión axial. Esto explica en parte, la disminución del volumen que sufrió el material pues al no desarrollarse el esfuerzo neutral en el agua al aplicar el esfuerzo desviador axial, la parte sólida del suelo soportó el esfuerzo antes de fallar. Por lo tanto el esfuerzo efectivo es igual al esfuerzo efectivo axial ($\bar{\sigma}_1 = \sigma_1$).

La resistencia al corte que se obtuvo en el mate—

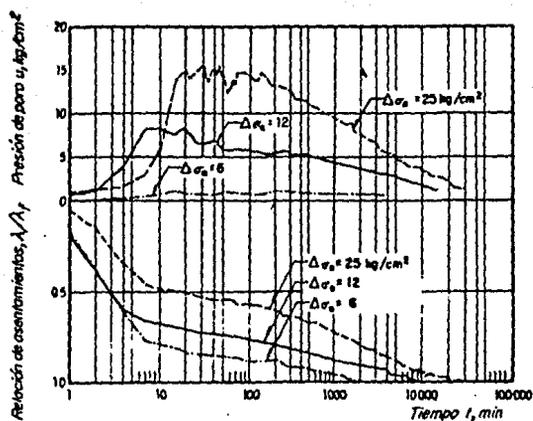


Fig 1.3 Presiones de poro y asentamientos en pruebas de compresión unidimensional con el material de La Castilla

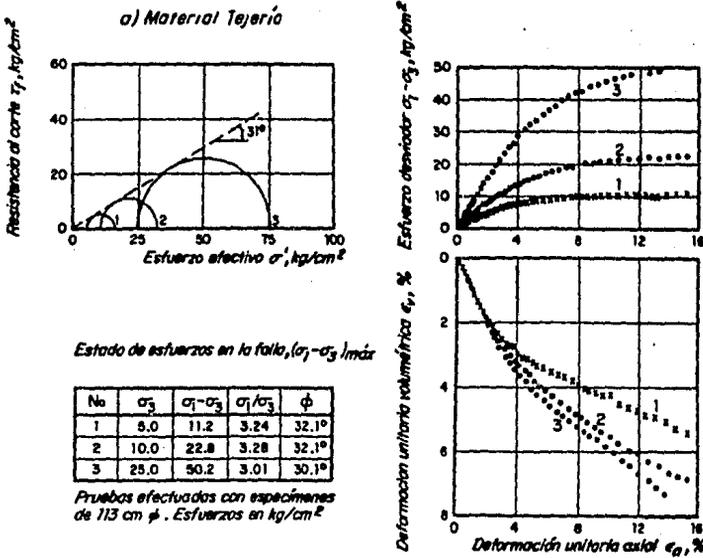


Fig 14. Resultados de pruebas de compresión triaxial no drenadas en especímenes compactados con ma teriales de Tejería.

rial de Tejería mediante la prueba de consolidación-rápida, fue una envolvente de falla, a partir de los círculos de Mohr, ligeramente curva como se observa en la fig 14, la cual se interpoló dibujando una línea recta que pasa por el origen formando un ángulo de 31° con la horizontal.

El círculo de Mohr de falla, en la prueba de consolidación-rápida puede ser trazada en función de los esfuerzos totales o de los esfuerzos efectivos. En la fig 14 se observa que los círculos de Mohr fueron graficados en función de los esfuerzos efectivos. También se mencionó anteriormente que en el ensaye de los especímenes de este banco no se tuvo presión neutral apreciable, por lo que en este caso particular se puede considerar que $\sigma_1 = \bar{\sigma}_1$, y por lo tanto graficar con el esfuerzo total (σ_1) o con el esfuerzo efectivo ($\bar{\sigma}_1$) resulta lo mismo. En caso contrario la presión de poro ocasiona que el círculo de Mohr se traslade a la izquierda una distancia que tendrá el valor de esa presión. Es decir, la línea de falla a partir de los esfuerzos efectivos (σ_1 y σ_3) que a su vez son función de los esfuerzos totales menos la presión neutral, también es una línea tangente; pues, al disminuir en una misma cantidad σ_1 y σ_3 los círculos de Mohr tienen el mismo diámetro.

La deformación unitaria axial máxima como se observa en la fig 14, a diferentes esfuerzos confinantes la curva tendió a ser asintótica para valores del esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$) máximos. Este esfuerzo desviador máximo se alcanzó para valores del esfuerzo confinante de 5, 10 y 25 kg/cm², observándose en los especímenes del material de Tejería una deformación axial que crece al aumentar la presión confinante. También se observa que el material al ser sometido a una mayor presión confinante, la resistencia se incrementa hasta un valor del esfuerzo desviador máximo en que la deformación axial prácticamente es constante, presentándose una falla de tipo plástico.

En la tabla de estado de esfuerzos en la falla --

$(\sigma_1 - \sigma_3)$ máx. se obtuvo una relación de esfuerzos principales (σ_1/σ_3) , los cuales decrecen con el incremento de la presión confinante; de lo que se puede inferir que hubo un cierto reajuste de las partículas del suelo, al presentarse la falla. Si se recuerda que los suelos cohesivos ensayados, como se mencionó anteriormente, se trataron para que reunieran las características necesarias de un suelo fino; es de suponer que al incluir partículas grandes en los especímenes, al ensayarlos existiera la ruptura y por lo tanto el reajuste dentro de la muestra.

Los parámetros de resistencia al corte para el diseño de la cortina con material de Tejería, fueron los siguientes:

$$c = 0 \quad \text{y} \quad \phi = 31^\circ \quad \text{para} \quad 0 \leq \sigma_1 < 40 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto el esfuerzo cortante es:

$$s = \sigma \tan \phi = (0 \leq \sigma < 40 \text{ kg/cm}^2) \tan 31^\circ$$

Material de La Costilla.

El material de La Costilla al ser ensayado, los especímenes de 30 x 30 a presiones confinantes de 5.0, 15.0 y 15.0 kg/cm² siguiendo el procedimiento de la prueba triaxial concolidada-rápida (fig 15), se observó que para presiones confinantes mayores el esfuerzo desviador en la falla resultó menor. Esto quiere decir que el material de La Costilla no sufrió consolidación en la segunda etapa, puesto que el espécimen falló al aplicarle un esfuerzo principal mayor de (11.7, 27.8 y 27.4 kg/cm²) que es menor al esfuerzo axial aplicado a los especímenes del material de Tejería de (16.2, 32.8 y 75.2 kg/cm²), en el cual si hubo disminución volumétrica y no presión de poro; mientras que en el material de La Costilla si se desarrolló la presión neutral en el agua. La presión neutral desarrollada en la prueba de compresión unidimensional (fig 15), se observa en la gráfica que para presiones axiales

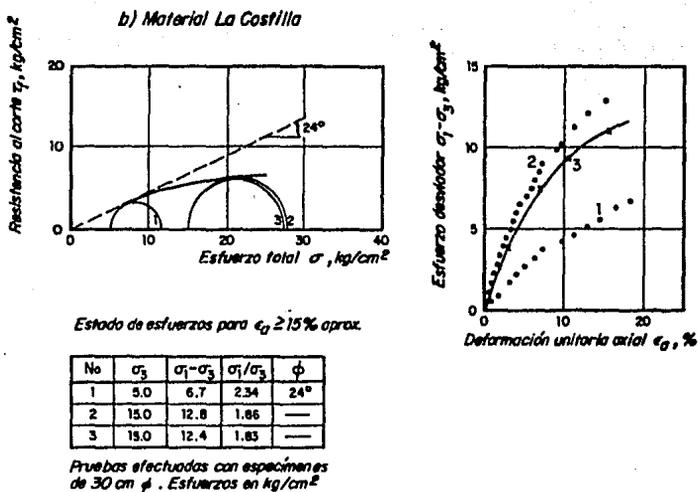


Fig 15.—Resultados de pruebas de compresión triaxial no drenadas en especímenes compactados con materiales de La Castilla.

(σ_1) mayores de 12 kg/cm² la presión de poro aumenta en la siguiente forma: para incrementos de carga axial ($\Delta\sigma_a$) de 12 y 25 kg/cm², la presión neutral máxima fue de 7.94 y 25 kg/cm² respectivamente disipada con el tiempo y con una relación de $U_{\max}/\Delta\sigma_a = 0.67$ y 0.60. Sin embargo en la prueba de compresión triaxial no se pudo medir la presión por falla del dispositivo por lo que la envolvente de falla al corte se dibujó en función de los esfuerzos totales. Estos esfuerzos se disminuyeron en un 15% porque el estado de falla no se alcanzó para deformaciones unitarias axiales (ϵ_a) mayores a 15%, como puede observarse en la fig No. 15.

Se trazaron dos líneas de falla con diferente ángulo de inclinación, por la dificultad de tener una sola envolvente que fuera representativa de los tres círculos de Mohr y la línea curva no lo era. Así para el primer círculo de Mohr para una presión confinante de 5 kg/cm², la envolvente de falla que pasa por el origen tuvo un ángulo de inclinación de -24° . En los círculos de Mohr 2 y 3, el ángulo de inclinación fue de 33 que se obtuvo suponiendo una presión de poro de 0.6 en la falla. La suposición de la presión de poro se hizo en función del resultado obtenido en la prueba de consolidación unidimensional, en la cual como ya se mencionó si se desarrolló y que en la prueba triaxial fué imposible medir por la falla del aparato. En el círculo de Mohr número 1 la presión de poro fue casi nula, pues si se comparan las presiones en que ésta se desarrolló y a la que falló al material en la prueba triaxial de 12 kg/cm² y 11.7 kg/cm² respectivamente se llega a esa conclusión. Esto explica el motivo por el cual se desarrolla una envolvente de falla curva al graficar con esfuerzos totales. El círculo de Mohr número 1 difiere de los círculos 2 y 3, por lo siguiente:

El primero si corresponde a los esfuerzos totales, pues al no desarrollarse la presión neutral en el agua permanece igual, no así en los círculos de Mohr 2 y 3 en donde esta presión si disminuyen a los esfuerzos totales y los transforma en esfuerzos efectivos; por lo cual, la envolvente no puede ser una recta sino una curva.

De lo anterior, se determinaron los parámetros de resistencia al corte del material de La Costilla, que fueron los siguientes:

$$C = 0 \quad \text{y} \quad \phi = 24^\circ \quad \text{para} \quad 0 \leq \sigma < 20 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 6 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{y} \quad \phi = 0 \quad \text{para} \quad 20 \leq \sigma < 40 \text{ kg/cm}^2$$

b).-Materiales para filtros.

En los suelos cohesivos (suelos friccionantes) la resistencia al corte depende de las características particulares del material como la compacidad, forma de granos, distribución granulométrica, resistencia individual de las partículas y tamaño, así como los niveles de esfuerzo a que se someta el espécimen y del tipo de prueba que se haga; por lo tanto, la resistencia es una variación lineal con el esfuerzo normal aplicado ($s = \bar{\sigma} \tan \phi$). Por ejemplo, una misma arena ensayada en diferentes estados (suelta, compacta y cementada) para una misma presión vertical, las gráficas esfuerzo-deformación varían. En la arena suelta la falla es de tipo plástica, pues la deformación tiende a crecer al aumentar el esfuerzo hasta un valor límite en que la deformación continúa. Esta deformación tiende a disminuir el volumen por el reacomodo de los granos.

En el caso de la arena compacta la falla es del tipo frágil, es decir que el esfuerzo cuando llega a un máximo disminuye si la deformación aumenta. El esfuerzo máximo que alcanza una arena compacta es mucho mayor que en la arena suelta, pero si continúa la deformación el último valor tiende a ser el mismo para ambos casos; ya que la deformación en esta condición produce una estructura más suelta, con el consiguiente incremento de volumen.

La resistencia al esfuerzo cortante será:

$$s = \sigma \tan \phi$$

donde ϕ_c es el ángulo de fricción interna de la arena compacta, que será mayor que ϕ_s de la arena suelta. El valor de ϕ_c decrece a mayores niveles de esfuerzo, por lo que se puede llegar a igualar con ϕ_s .

De lo anterior se llegan a definir dos estados límite en la arena: el suelto y el denso.

Arenas para la cortina.

En el caso particular de las arenas empleadas en las zonas de filtros de la cortina de la Presa Hidroeléctrica Chicoasén, las cuales se colocaron en capas de 40 cm de espesor mezcladas con motoconformadora y compactadas con rodillo liso, corresponden al estado denso.

Las propiedades mecánicas de los materiales para las zonas de filtros se determinaron mediante pruebas triaxiales no drenadas, compresión unidimensional y pruebas de permeabilidad.

El material especificado correspondió a una arena bien graduada (SW) con tamaño máximo de partículas de hasta 76 mm, fig 16. Este material fue el resultado de procezar los materiales de los bancos granulares encontrados y de la trituración, cribado y lavado de la roca del corte realizado para la construcción de las obras. El primero se utilizó en la cortina hacia aguas arriba y el segundo hacia aguas abajo del núcleo impermeable, porque la arena artificial contenía finos plásticos que variaban entre 2 y 5% no aceptables en un material en contacto permanente con el agua.

En la tabla No. 1 se presentan los parámetros de diseño para las zonas de filtros.

c).-Materiales de transición.

Los materiales para las zonas de transición quedaron delimitadas por las curvas granulométricas de la fig 16, las cuales se construyeron con gravas naturales o del produc

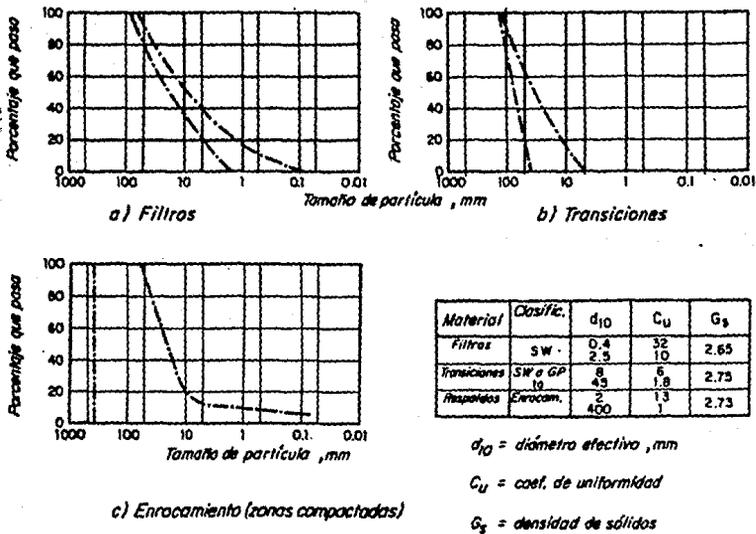


Fig. 16-Granulometría especificada para filtros, transiciones y enrocamientos (zonas compactadas).

TABLE 1. PARÁMETROS DE DISEÑO DE LOS MATERIALES PARA FILTROS

Resistencia al corte (condición drenada)	
$\tau_c = \sigma' \tan 35^\circ$	
Compresibilidad (relación de vacíos inicial $e_2 = 0.30$)	
σ'_m , kg/cm ²	a_v , 10 ⁻³ cm ² /kg
1-5	1.7
5-10	1.2
10-20	0.8
20-40	0.6
σ'_m = esfuerzo normal efectivo promedio	
a_v = coeficiente de compresibilidad	

to de la trituración (tamaño máximo de 15 cm). La mayor parte se construyó con materiales triturados y cribados de la caliza obtenida de la cantera No. 1, localizada en la parte superior de la margen izquierda de la Cañada Seca (fig 17). Este material se clasificó como GW a GP (gravas bien graduadas a gravas mal graduadas), que se colocaron en capas de 40 cm de espesor compactadas con rodillo vibratorio.

d).-Enrocamientos.

El esfuerzo cortante en las rocas, se deriva de la fricción que se desarrolla en los puntos de contacto.

Las propiedades esfuerzo-deformación de los materiales de las zonas de enrocamiento se calcularon mediante las pruebas de compresión-unidimensional y triaxial no drenada.

Los materiales aceptables para la construcción de los enrocamientos en la cortina, provinieron de las canteras 1, 2, 3 y 4. La cantera No. 1 la constituyó el corte para el antiguo canal de salida de vertederos, cuando los vertederos se ubicaban en la margen derecha de la Cañada Seca; la cantera No. 2 la constituyó el corte para la construcción del canal de llamada de los vertederos, la cantera No. 3 parte de la zona inestable, la cantera No. 4 el corte para la construcción de la Obra de Toma.

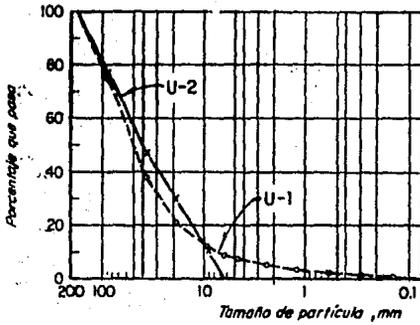
Los especímenes ensayados de 113 cm de diámetro se prepararon con la granulometría de la fig 18, con un tamaño máximo de 20 cm previamente compactados por medio de la placa vibratoria de 160 kg mediante impactos de 60 cps, y en capas de 25 cm de espesor.

En las zonas compactadas el tamaño máximo de las rocas fue de 40 a 50 cm y mayores de 50 cm en las zonas a volteo.

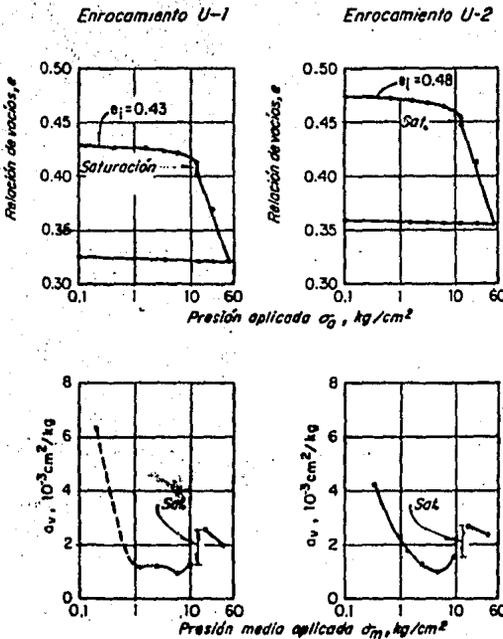
Las muestras ensayadas correspondieron a las cali-



Figura 17—Vista de la Cañada Seca. En la parte superior de la margen izquierda de la cañada, se localiza la Cantera Núm. 1, cuya producción se vierte en la cañada, que actúa como una tolva natural para la planta trituradora primaria subterránea.



Granulometría de las muestras de enrocamiento obtenidas de las formaciones calizas U-1 y U-2



α_v = coeficiente de compresibilidad

Fig 18.-Pruebas de compresión unidimensional en especímenes de los enrocamientos U-1 y U-2.

zas interestratificadas de las unidades litológicas U-1 y U-2, que en el estado más compacto tuvieron pesos volumétricos de 1.85 y 1.83 ton/m³ con relaciones de vacíos de 0.43 y 0.48, en su condición natural cuyo contenido de agua era del 3%.

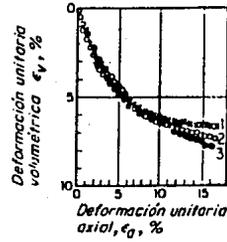
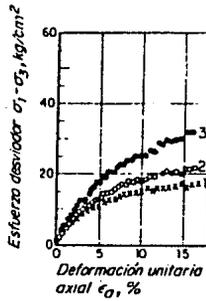
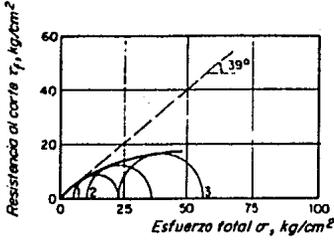
Los resultados obtenidos mediante la prueba de compresión unidimensional, fueron los siguientes:

Se ensayaron especímenes de 113 cm de diámetro y 60 cm de altura en un odómetro para cargas axiales hasta de 50 kg/cm². En la fig No. 19 se observa que para una misma presión aplicada de 60 kg/cm² aproximadamente, el comportamiento de los materiales de las unidades litológicas 1 y 2 fue muy semejante; principalmente, en el punto de saturación bajo una presión de 12 kg/cm². También se observa que el coeficiente de compresibilidad (a_v) para un intervalo de presión de 1 a 10 kg/cm², varió de 1 a 2 cm³/kg aumentando dicho valor con la saturación y rotura de granos.

Los resultados obtenidos con las pruebas de compresión triaxial drenada, fueron los siguientes:

Se ensayaron especímenes de 113 cm de diámetro y 250 cm de altura compactados, como ya se mencionó, en capas de 25 cm de espesor por medio de la placa vibratoria con exposiciones de 5 min/capa; posteriormente se saturaron bajo una carga de 3 kg/cm² hasta un grado muy cercano al 100% ($0.98 < B < 1$). Las presiones confinantes (σ_3) a que se sometieron los especímenes fueron de 5, 10 y 22 kg/cm², dejando abierto el drenaje al aplicar el esfuerzo desviador. En la fig 19 se aprecia un desarrollo de presión de poro, el cual se infiere por la línea de falla curva para valores de σ_3 mayores de 22 kg/cm² con la consecuente reducción de la resistencia en dichos materiales.

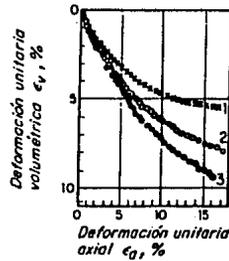
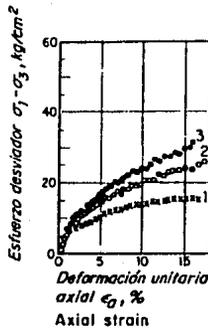
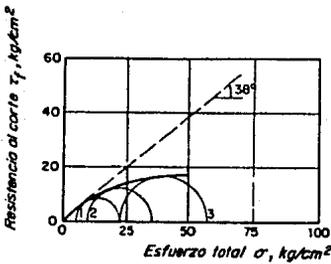
Se puede apreciar en la gráfica anterior que para presiones confinantes mayores a 22 kg/cm², se tiene una línea de falla curva con un ángulo de inclinación de 26° menor que en los especímenes 1 y 2; en los cuales fueron de 39 y -



No	σ_3	$\sigma_1 - \sigma_3$	σ_1 / σ_3	ϕ
1	5.0	16.9	4.38	39°
2	10.0	24.0	3.40	33°
3	22.0	35.0	2.59	26°

Pruebas realizadas en especímenes de 113 cm ϕ . Esfuerzos en kg/cm².
 Relación de vacíos media, $e_i = 0.43$
 Especímenes saturados, contrapresión de 3 kg/cm².

a) Enrocamiento U-1



No	σ_3	$\sigma_1 - \sigma_3$	σ_1 / σ_3	ϕ
1	5.0	15.9	4.18	38°
2	10.0	28.0	3.80	36°
3	22.0	37.3	2.70	27°

Pruebas realizadas en especímenes de 113 cm ϕ . Esfuerzos en kg/cm².
 Relación de vacíos media, $e_i = 0.48$
 Especímenes saturados, contrapresión de 3 kg/cm².

b) Enrocamiento U-2

NOTA:

Las pruebas iban a ser del tipo drenado, pero debido a las dimensiones de los especímenes, el tiempo permitido para disipar las presiones de poro no fue suficiente para alcanzar el equilibrio. Por tanto, los esfuerzos normales no son efectivos.

Fig 19 .--Pruebas de compresión triaxial en las muestras de los enrocamientos U-1 y U-2.

33° respectivamente, indicativo de que se desarrolló la presión de poro. En las curvas esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$) vs de formación unitaria axial, se observa que la falla en el espécimen No. 3 donde $\sigma_3 = 22 \text{ kg/cm}^2$ se alcanzó para deformaciones menores al 15%, mientras que las deformaciones volumétricas (ϵ_v) tienden a disminuir en los tres especímenes como puede observarse en la fig 19. Por lo tanto, su comportamiento fue contráctil.

La gráfica esfuerzo-deformación se graficó con los esfuerzos normales no efectivos, debido al tamaño de las muestras y el tiempo que se requiere para disipar la presión de poro.

Los parámetros de diseño en los enrocamientos fueron los siguientes:

Resistencia al corte

$$C = 0 \quad \text{y} \quad \phi = 34^\circ \quad \text{para} \quad 0 < \sigma' < 30 \text{ kg/cm}^2$$

Compresibilidad

$$a = 1 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{kg} \quad \text{para} \quad 1 < \sigma' < 40 \text{ kg/cm}^2.$$

Estos datos también se aplicaron a las zonas de transición por considerar que tenían las mismas propiedades esfuerzo-deformación.

II.-PARAMETROS DE DISEÑO Y SU CORRELACION EN LA ETAPA CONSTRUCTIVA.

II.1.-Diseño de la cortina.

a).-Ataguías.

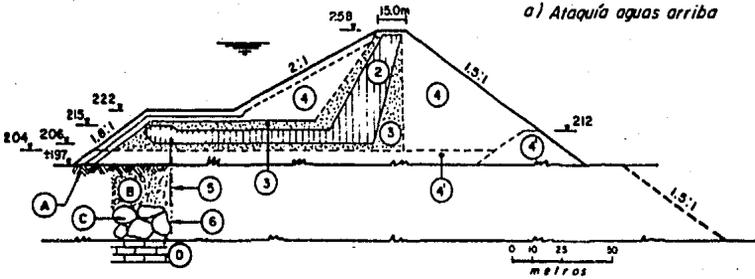
Los resultados obtenidos en geología y geotécnica determinaron el diseño de la primera sección de la cortina, la cual sufrió modificaciones a medida que se tenía una información más precisa de los depósitos en el fondo del río, de las laderas y del comportamiento de los materiales del cuerpo de la cortina.

El diseño incluyó la construcción de ataguías aguas arriba y aguas abajo, con el objeto de desviar el río y poder trabajar en "seco". Estas estructuras se diseñaron y construyeron con una sección transversal como la que se observa en la fig No. 20.

Las ataguías se construyeron parcialmente bajo el agua. La ataguía aguas arriba, la primera en construirse, tiene una altura de 58 m de altura contada a partir del nivel de desplante (nivel 197), mientras que la ataguía aguas abajo tiene una altura de 14 m desplantada a partir del nivel 196, fig 20.

Estas ataguías se diseñaron y construyeron con el criterio de una cortina de tierra y enrocamiento, es decir con un corazón impermeable, zonas de filtros y enrocamientos. Ataguías que posteriormente quedaron integradas a la cortina.

Estas estructuras no cumplieron satisfactoriamente con el control de filtraciones, ya que se tuvieron fugas importantes en el contacto con las laderas que afectaron los trabajos en la construcción de la cortina. Estas filtraciones se debieron a que no se trataron adecuadamente las laderas en contacto con los materiales, por las limitaciones en el programa de trabajo.



1 Material arcilloso a volteo

A Suelo limoso blando

2 Suelo arcilloso compactado

B Lentes de arena suelta y estratos de arena y grava de mediano tamaño compactos o compactos

3 Arena y grava

C Boleos empacados en arena y grava

4 Enrocamiento compactado

D Caliza fracturada

4' Enrocamiento a volteo (grandes fragmentos)

Elevaciones y acotaciones en metros

5 Pantalla plástica de inyecciones

6 Pantalla de inyección

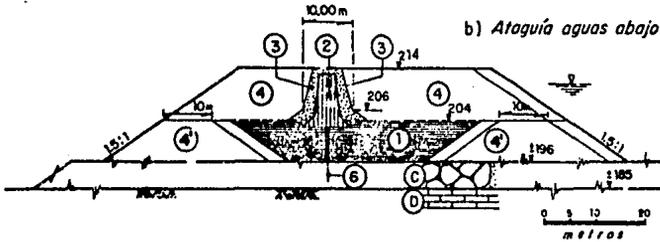


Fig 20 Sección transversal de las atagüas aguas arriba y aguas abajo. Obras de desvío del Proyecto Chicoasén

El desvío del río se hizo a través de túneles excavados en la roca.

b).-Cortina.

La cortina se diseñó con un núcleo impermeable inclinado de 100 m de ancho en la base protegido por filtros y enrocamientos a ambos lados, y con una corona de 25 m de ancho. Este diseño fue el resultado de los estudios en geología y geotécnica, anteriormente expuestos.

En la fig No. 21 se muestra la sección transversal original de la cortina, la cual además de tener un núcleo impermeable inclinado incluye zonas de filtros hacia aguas arriba inclinado y aguas abajo vertical, zonas de transición con diferente talud hacia aguas arriba y aguas abajo, zonas de enrocamiento compactado también con diferente talud, zonas de enrocamiento a volteo y un enrocamiento de protección contra el oleaje.

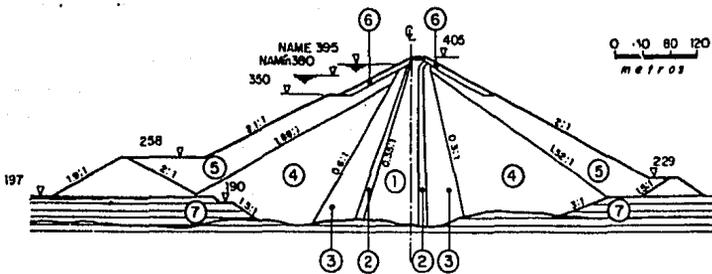
II.2.-Estudio del cauce del río.

En el cauce del río se tuvo un relleno irregular. Por ejemplo en la ataguía aguas arriba el relleno era de 42 m de espesor, formado principalmente por grava y arena con bloques de 30 a 70 cm de diámetro, así como lodo orgánico en la superficie de un espesor de 0.3 a 2.0 m.

De la ataguía aguas arriba hasta la ataguía aguas abajo el relleno varió de 30 a 54 m de espesor, mientras que en el eje de la cortina fue de 48 m con un metro máximo de lodo orgánico y bloques aislados de grava y arena en los primeros 4 a 8 m. En los siguientes metros se encontraron cuatro intervalos de la siguiente forma: uno de grava y arena, otro de arena media y gravilla, el tercero de grava media y arena, y el último de arena fina (fig 22).

También a todo lo largo y a profundidad se encontraron bolsones y lentes de lodo orgánico, y en la roca sana

Elevaciones en metros



- | | |
|---------------------------|------------------------------|
| ① Núcleo arcilloso | ⑤ Enrocamiento a volteo |
| ② Filtros | ⑥ Enrocamiento de protección |
| ③ Transiciones | ⑦ Aluvión |
| ④ Enrocamiento compactado | |
- NAME Nivel de aguas máximas extraordinarias
NAMÍN Nivel mínimo de operación

Sección transversal máxima de la presa

Fig 21.-Primera sección transversal de la presa.

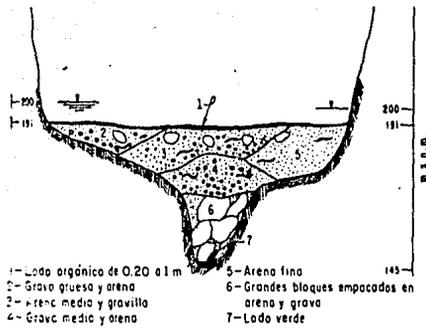


Figura 22—Sección esquemática, mostrando los materiales del relleno del cauce del río.

lentes de lodo verde producto de la desintegración de clastos volcánicos.

II.3.-Modificación a la primera sección transversal.

El proyecto original, resultado de los estudios correspondientes en geología y geotécnica, sufrió la primera modificación debido a que la información que se iba teniendo al excavar el relleno del fondo del río en el eje de construcción de la cortina, influía de manera importante en el planteamiento original.

En un proyecto donde interviene de manera decisiva la geología y geotécnica, existe la incertidumbre de que los datos de diseño sean los definitivos a la hora de construir, ya que los materiales en la naturaleza no son homogéneos sino que son heterogéneos y discontinuos.

Estas variables del suelo hacen que generalmente un proyecto se tenga que adecuar a la información de campo, a medida que se está construyendo.

En el caso del diseño original de la cortina de Chicoasén, se desconocía con exactitud el tipo de relleno en el cauce del río al momento de hacerlo, por lo que era imposible considerarlo dentro de los estudios que determinaron la primera sección; así como las condiciones reales de la roca de apoyo. Por lo tanto las características reales se fueron encontrando a medida que se hacían las excavaciones para las obras, las cuales fueron determinantes en la primera modificación que sufrió el diseño.

II.3.1.-Sección original de la cortina.

Como se mencionó líneas arriba al momento de proyectar la presa no se contaba con todos los datos, principalmente en lo que se refiere a los depósitos aluviales, rellenos en el cauce del río, la geometría de la garganta en el -

fondo del cañón (abajo de la elev 180), así como otras características geológicas desconocidas.

La primera modificación por lo tanto fue producto de la información sobre las características geológicas encontradas, a medida que excavaba en el sitio de construcción y que consistió en lo siguiente:

---Se corrió el eje de la presa 15 m hacia aguas abajo, y

---un núcleo impermeable vertical con un ancho casi igual al primero (100 m de ancho en la base). Fig 23.

Para llegar a este diseño modificado se partió nuevamente de las propiedades mecánicas de los materiales propuestas anteriormente, analizando la estabilidad de la presa mediante el método de la cuña o de superficies cilíndricas (método sueco), y los efectos sísmicos.

II.3.2.-Estabilidad de la cortina.

El análisis de estabilidad de la cortina se calculó por el método de la cuña y el método sueco, pues se supuso que la falla podía ocurrir a lo largo de planos o superficies cilíndricas.

El método de la cuña y el método sueco se aplican cuando se tiene un terreno de cimentación, con las siguientes características:

---"Cuando existe un terreno débil y delgado en la parte superior del terreno de cimentación

---cuando el terreno de cimentación es roca muy resistente, que no se puede ver envuelta en la falla y la presa tiene un corazón de material fino e impermeable con grandes respaldos de material granular compacto". (1)

(1) Mecánica de Suelos Tomo II.
Juárez B., E. y Rico Rodríguez, A.
pág. 636.

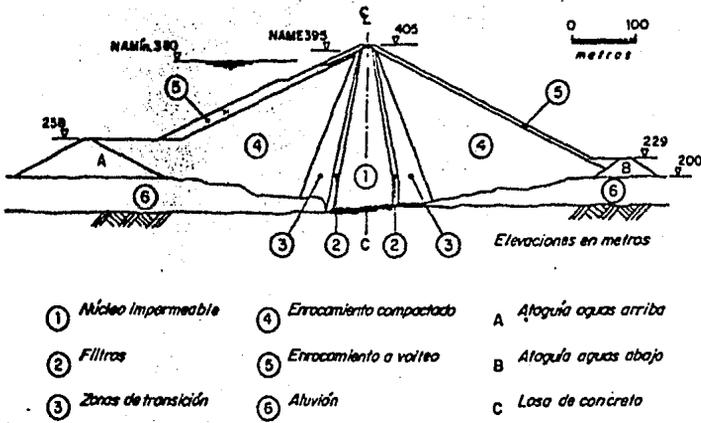


Fig 23. Primera modificación a la sección transversal de la presa. Núcleo central vertical

La elección del método de la cuña para el análisis de estabilidad de la cortina, fue por lo siguiente:

- Se construyó una losa de concreto en la cimentación de 5.0 m de espesor.
- la cortina se diseñó con respaldos compactos de materiales granulares.

Por lo tanto en la cimentación no se podía presentar una superficie potencial de falla, de acuerdo al punto 2 de la consideración anterior.

El análisis de estabilidad se hizo aplicando los siguientes datos:

El sismo se representó aplicando una fuerza horizontal igual al peso total de la masa limitada por la superficie potencial de falla, multiplicada por 0.16 g (coeficiente un poco mayor al de 0.15 g obtenido en los estudios correspondientes a la etapa preliminar). El factor de seguridad (FS) de la sección transversal mostrada en la fig 23 para condiciones estáticas, tuvo un valor mayor de 1.4 mientras que para condiciones dinámicas tuvo un valor mínimo de 1.1. Se hace notar que la alta sismicidad de la región fue determinante en el cálculo de un bordo libre de 10 m en prevención de un oleaje de esa magnitud, y un ancho de corona de 25 m de ancho.

II.3.3.-Esfuerzos-deformaciones en la etapa de construcción.

Los primeros estudios esfuerzo-deformación se realizaron con el proyecto original, es decir con el diseño que tenía un corazón impermeable inclinado. Para tal efecto se utilizó el método de elementos finitos (FEM) y los análisis de elasticidad no lineal, limitándose al caso de deformación plana (bidimensional), pues se consideró que la longitud de la masa por deslizar era tan grande que los efectos en las laderas eran despreciables.

El método de elementos finitos (FEM), es un método de análisis que considera y toma en cuenta a las características poco conocidas del suelo en estudio, que puedan ocasionar incertidumbre en los resultados, por ejemplo:

- "Incertidumbre debida al hecho de tomar, para las características del suelo, valores medios espaciales
- incertidumbre debida al tipo de pruebas utilizadas
- incertidumbre debida al hecho de estimar el valor medio espacial de las características de los suelos a partir de un número finito de muestras
- incertidumbre debida a los parámetros que se introducen para tomar en cuenta las solicitaciones exteriores impuestas al suelo (fuerzas de volumen, condiciones de frontera, etc.)
- incertidumbre debida al método de cálculo".(2)

Se estudiaron dos secciones transversales, una paralela al río y otra a lo largo del eje de la cortina del proyecto original de la presa. Los cálculos se basaron en el método de deformación y la relación de Poisson derivados de los estudios que se llevaron a efecto en las presas El Infiernillo y La Angostura.

Los resultados obtenidos a partir de este estudio mostraron una interacción muy fuerte inducida por las paredes del cañón, en el material del núcleo impermeable, así como otra interacción o colgamiento entre los materiales compactados de los respaldos y el corazón impermeable. La consecuencia de estos dos efectos (el arqueo y el colgamiento), para contrarrestarlos se tuvieron que reducir los esfuerzos

El método de elementos finitos (FEM), es un método de análisis que considera y toma en cuenta a las características poco conocidas del suelo en estudio, que puedan ocasionar incertidumbre en los resultados, por ejemplo:

- "Incertidumbre debida al hecho de tomar, para las características del suelo, valores medios espaciales
- incertidumbre debida al tipo de pruebas utilizadas
- incertidumbre debida al hecho de estimar el valor medio espacial de las características de los suelos a partir de un número finito de muestras
- incertidumbre debida a los parámetros que se introducen para tomar en cuenta las solicitaciones exteriores impuestas al suelo (fuerzas de volumen, condiciones de frontera, etc.)
- incertidumbre debida al método de cálculo".(2)

Se estudiaron dos secciones transversales, una paralela al río y otra a lo largo del eje de la cortina del proyecto original de la presa. Los cálculos se basaron en el método de deformación y la relación de Poisson derivados de los estudios que se llevaron a efecto en las presas El Infiernillo y La Angostura.

Los resultados obtenidos a partir de este estudio mostraron una interacción muy fuerte inducida por las paredes del cañón, en el material del núcleo impermeable, así como otra interacción o colgamiento entre los materiales compactados de los respaldos y el corazón impermeable. La consecuencia de estos dos efectos (el arqueado y el colgamiento), para contrarrestarlos se tuvieron que reducir los esfuer

(2) Método del Elemento Finito.

Cambou B. Instituto de Ingeniería
UNAM.

Pag. 3.

zos verticales de 40 a 20 kg/cm² aproximadamente, cerca de la base del núcleo arcilloso. En base a estos datos se hizo la primera modificación a la cortina, que consistieron en lo siguiente:

- Se modificó el núcleo central inclinado a uno vertical.
- Se proyectó una franja de 4 a 6 m de ancho en el contacto del núcleo impermeable y las paredes del cañón, con el fin de provocar el desplazamiento, y
- la colocación de materiales más compresibles, con el fin de disminuir el colgamiento entre el contacto del núcleo impermeable y los respaldos, tanto aguas abajo como aguas arriba. Fig 23.

El arqueado del suelo en el contacto del material impermeable y las laderas del cañón, se debió a que el material era poco deformable.

II.3.4.-Análisis Tridimensional.

El análisis tridimensional se realizó para conocer la influencia que pudiera tener sobre la distribución de esfuerzos dentro del terraplén, las paredes del cañón y los materiales aluviales que se dejaron en el fondo del río.

Para realizar el análisis tridimensional se supuso un comportamiento elástico lineal de los materiales de la cortina, y para poder realizar el análisis del tipo FEM.

En la fig 24 se muestran las propiedades mecánicas de los materiales y la zonificación transversal que se usó en los cálculos.

En la fig No. 25 se muestra la distribución de los -

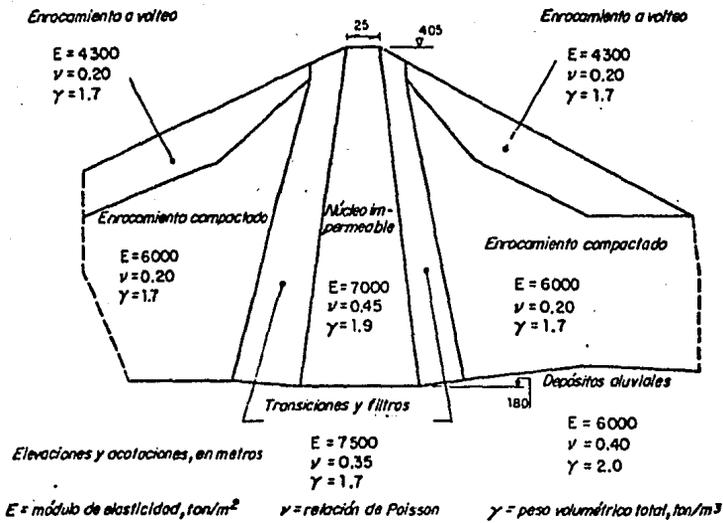
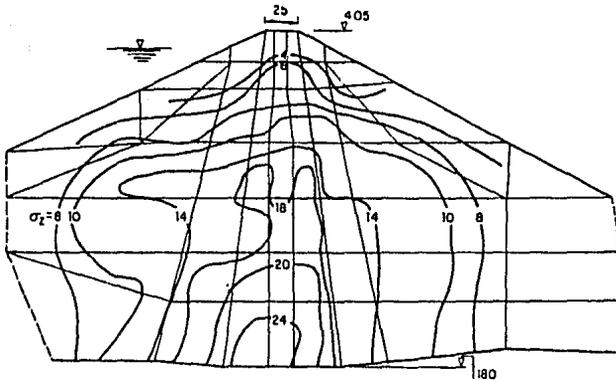
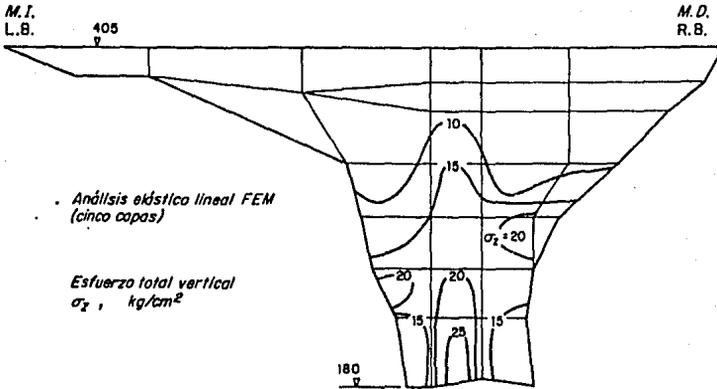


Fig.2.4. Zonificación de materiales y propiedades mecánicas; análisis tridimensional.



a) Sección longitudinal máxima

Elevaciones y acotaciones en metros



Análisis elástico lineal FEM
(cinco capas)

Esfuerzo total vertical
 σ_z , kg/cm^2

b) Sección transversal a lo largo del eje de la presa

Fig 25.-Distribución de los esfuerzos totales, análisis tridimensional.

esfuerzos verticales totales (σ_v) a lo largo de las secciones longitudinal y transversal principales. Estos esfuerzos como se puede apreciar en la gráfica, es en la parte dentro del núcleo impermeable donde se encuentran los mayores valores principalmente en el tercio inferior del terraplén.

En la sección transversal a lo largo del eje de la cortina los esfuerzos verticales aumentan en la parte media, hasta 25 kg/cm² donde las paredes del cañón se estrechan.

En base a estos resultados se modificó la zonificación de los materiales de la cortina (Fig 26), en lo siguiente:

- Se incluyeron dos zonas de enrocamiento a volteo junto a las zonas de transición.
- una franja de 4 m de ancho de material arcilloso blando entre las laderas y el resto del material impermeable, y
- se modificaron las propiedades mecánicas de los materiales.

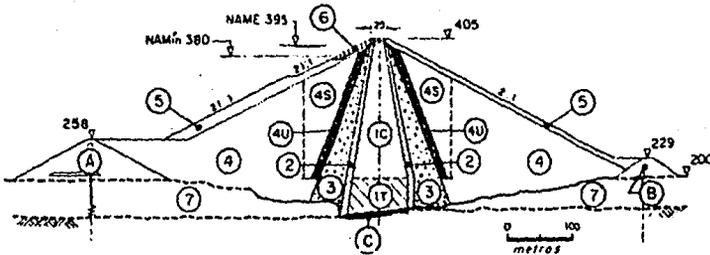
El material arcilloso blando se incluyó desde la elevación 200 hasta la corona de la presa.

II.3.4.1.-Análisis tridimensional suponiendo un comportamiento no lineal de los materiales.

En este estudio la distribución de esfuerzos es muy semejante a la obtenida suponiendo un comportamiento lineal de los materiales, pero con diferente deformación.

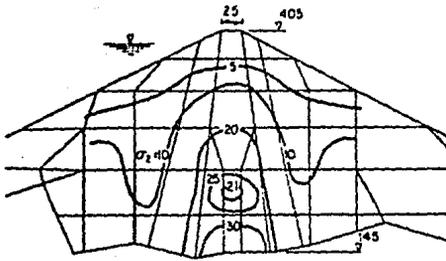
En la fig 27 se puede apreciar que la diferencia entre una consideración y otra no es importante (ver fig 25), los esfuerzos totales verticales casi son iguales.

La diferencia en la deformación obtenida en este -



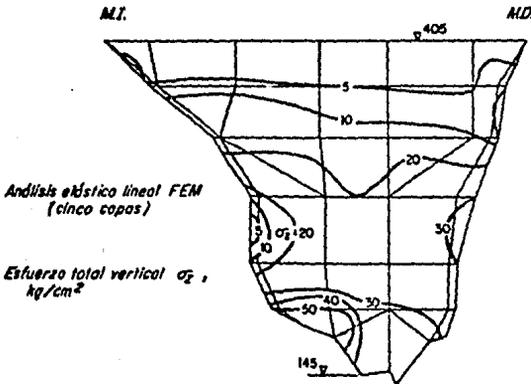
- A) Ataguía aguas arriba, B Ataguía aguas abajo
 C Losa de concreto
1. Núcleo impermeable (1T, material Tejería; 1C, material La Costilla).
 - 2 Filtros.
 - 3 Transiciones
 - 4 Enrocamiento compactado (bien graduado)
 - 4S Enrocamiento compactado (graduación más uniforme)
 - 4U Enrocamiento Uniforme (15 d_n 25 cm).
 - 5 Enrocamiento a volteo
 - 6 Enrocamiento seleccionado (protección contra el oleaje).
 - 7 Aluvión.
- NAME Nivel de aguas máximas extraordinarias
 NAMÍN Nivel mínimo de operación.

Fig 26.-Sección máxima modificada de la presa.



a) Sección longitudinal máxima

Elevaciones y acotaciones en metros



b) Sección transversal a lo largo del eje de la presa

Fig 27 Distribución de esfuerzos totales verticales, análisis tridimensional.

estudio dió origen a lo siguiente:

--Se incluyó una franja de 10 m de ancho de enrocamiento uniforme (4U) con una granulometría - comprendida entre los 15 y 25 cm de diámetro, - junto a cada transición.

---los enrocamientos compactos se dividieron en - dos zonas (4 y 4S), con las siguientes características:

La zona 4S es un enrocamiento con una distribución granulométrica más uniforme con un tamaño máximo de 50 cm de diámetro.

Y la zona 4 es un enrocamiento compacto bien - graduado. Fig 26.

Esta nueva zonificación en la cortina tuvo por objeto disminuir la interacción mecánica, entre el núcleo impermeable y los respaldos.

La nueva zonificación de los materiales se adoptó a partir de la elev 200 a la elev 320, pues a partir de este nivel surgieron nuevas modificaciones resultado de la instrumentación de campo.

III.-TRATAMIENTO DE LA CIMENTACION Y LADERAS.

El tratamiento de sellado por medio de inyecciones, tiene el principal objetivo de reducir la permeabilidad hasta valores tolerables, de acuerdo o en función de la obra por construir.

A la fecha se desconoce una regla o criterio que permita anticipar la solución a este tipo de problemas, por lo general se decide a medida que se construye, pues es ahí donde se van conociendo las características del terreno, la fisuración de los macizos rocoso en detalle. Sin embargo existen algunos factores obtenidos mediante la experiencia, que son ayudas para seleccionar el tipo de inyectado una vez conocida la naturaleza del medio a tratar:

- Altura de la presa
- permeabilidad de la roca
- gasto de filtración tolerable, y
- naturaleza del agrietamiento en la roca.

III.1.-Selección y preparación de las mezclas de inyección.

Las inyecciones se han clasificado en:

- Inyecciones de sellado, y
- de consolidación.

Las inyecciones de sellado son aquellas en que se llenan las grietas o huecos, mientras que el de consolidación además de reducir la permeabilidad también sirve para disminuir la compresibilidad de la roca.

En la actualidad se conocen 3 tipos de mezclas inyectables: las líquidas, las suspensiones inestables y las suspensiones estables. Las primeras son soluciones a base de silicatos de sodio combinadas con un reactivo, las segundas

son mezclas o lechadas de agua-cemento, y las terceras son mezclas de arcilla - cemento y arena.

La permeabilidad del conjunto a tratar es uno de los factores más importantes en la elección del tipo de sellado a realizar, así como el fracturamiento de la roca. Algunos autores recomiendan como base de elección del tipo de sellado y por lo tanto la relación agua-cemento, las unidades Lugeon. Por ejemplo si se tienen de 1 a 2 Lugeons se recomienda comenzar con una relación A/C de 8, hasta llegar al rechazo con 4; para 2 y 5 Lugeons se recomienda empezar con una relación A/C de 8 y llegar al rechazo con 4 o 2. Y para valores mayores de 5 y menores de 10 unidades Lugeons es recomendable empezar con una relación de 4 y llegar al rechazo con 2, si el rechazo no ocurre se debe incrementar el valor de A/C en 1. Cuando la absorción de agua es mayor a 10 unidades Lugeons, es recomendable tratar previamente a la roca con una suspensión estable.

III.2.-Permeabilidad de las laderas del cañón.

La permeabilidad de las laderas del cañón, en el eje de construcción de la cortina, se determinaron mediante 48 sondeos analizados con pruebas Lugeon.

La distribución de la permeabilidad de las laderas del cañón, fue la siguiente:

En los primeros 20 metros a partir de la superficie la permeabilidad es de 12 a 15 unidades Lugeon, después de esta profundidad hasta los 80 m es de 4 y a partir de ahí la permeabilidad fue de 2 unidades Lugeon.

Es importante señalar que las pruebas no revelaron ninguna diferencia importante entre las unidades 1 y 2. Los sondeos cuando cruzaban una misma fractura a más de 80 m de profundidad, la permeabilidad es de 20 unidades Lugeon y a partir de ahí de 12.

En base a estos resultados se concluyó que la permeabilidad general promedio de las laderas es de 12 unidades Lugeon, en los macisos rocosos fracturados y de 2 unidades - Lugeon en la roca sana.

En la lámina No. 3 se muestra la geología y permeabilidad a lo largo del eje de la cortina.

III.3.-Clasificación de los macisos rocosos-fisurados.

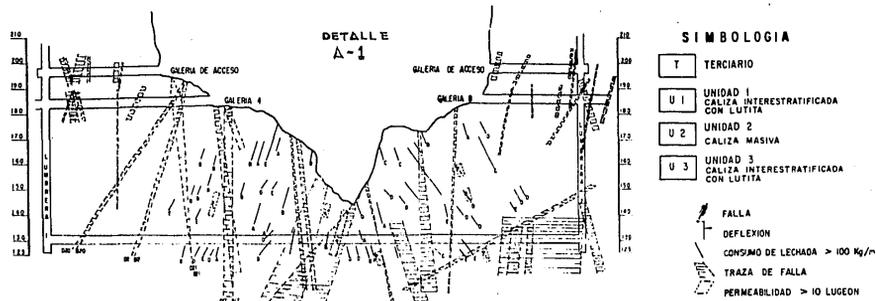
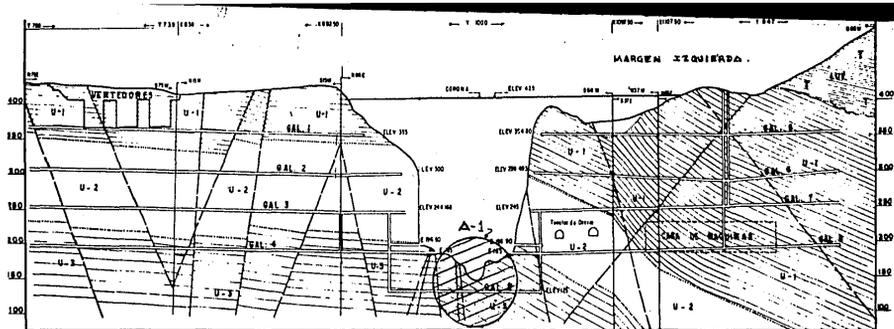
Con el fin de establecer la dirección e inclinación de los barrenos de inyección se estudió en detalle el fracturamiento de la roca, determinándose cinco zonas rocosas bien definidas. Esta clasificación se hizo en función de la inclinación de los estratos y de las fallas principales (familias de fallas ya estudiadas anteriormente).

Los bloques se dividieron en cinco zonas: cuatro - en la margen izquierda y la última en la margen derecha, a continuación se describe cada uno de ellos.

Bloque I.-En este bloque predominan dos familias de fracturas; la primera corresponde a fracturas verticales a subverticales con orientación N 10° O y S 10° E, clasificadas dentro de la familia gamma. La segunda tiene una orientación N 32° a 36° E correspondiente a la familia de fracturas alfa.

Bloque II.-Este bloque se encuentra afectado por el fracturamiento formado por la influencia de las familias alfa de vertical a subvertical con rumbo N 50° a 60° E.

Bloque III.-El fracturamiento no se pudo definir con claridad por la dispersión tan grande que existió, sin embargo se logró definir un poco a las familias alfa, beta



Secciones que muestran la geología y las permeabilidades a lo largo del eje de la cortina.

LAMINA 3.

y gamma con un rumbo N 55° O.

Bloque IV.-Aquí la inclinación de los estratos fue muy suave con una fuerte dispersión. La familia beta fue la mejor definida.

Bloque V.-Este bloque se caracteriza por tener una gran dispersión, por lo que no se pudieron definir claramente a ninguna de las tres familias; debido posiblemente a que existe un fuerte fracturamiento de tensión en la ladera, aunado a la pobre calidad de la roca.

III.4.-Procedimiento de inyección en el eje de la cortina.

El inyectado se realizó en dos etapas:

- El primero fue un tratamiento superficial, tanto en la cimentación como en las laderas, y
- el segundo fue un tratamiento profundo desde la superficie o galerías, para formar una pantalla impermeable.

a.)-Inyectado superficial.

Núcleo impermeable.

Se llevó a cabo un tratamiento superficial en la garganta estrecha del cañón, así como en el desplante del núcleo impermeable.

A partir de la elev 180 hasta el nivel de la corona, se trataron las superficies de las laderas de ambos márgenes mediante excavaciones y rellenos de concreto (fig 28). Esto se hizo con la finalidad de proporcionar un contacto adecuado al material del núcleo impermeable. También se llevó a cabo en las laderas un inyectado a una profundidad de -

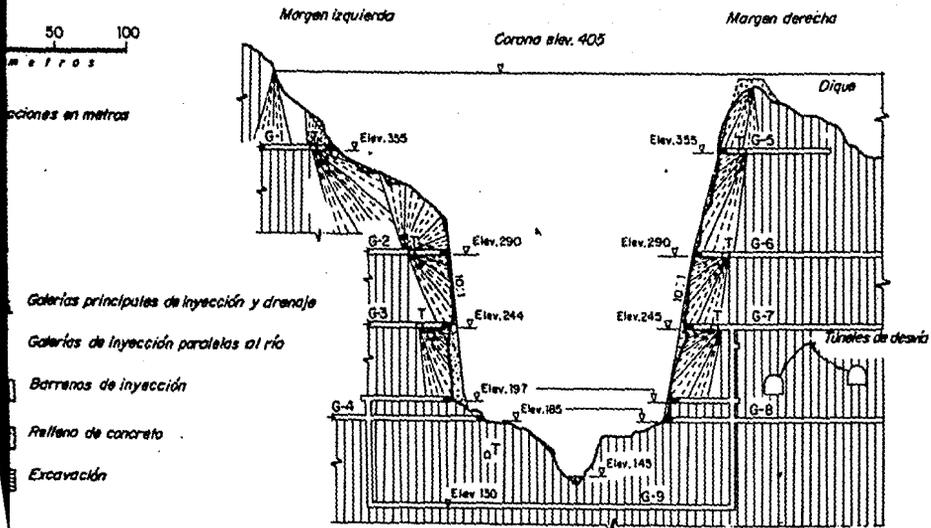


Fig 28 .- Tratamiento de las laderas.
(corte transversal).

de 10 m, a partir de la superficie a través de barrenos.

En el desplante del corazón impermeable se coló - una losa de concreto de un espesor promedio de 5.0 m a todo lo largo, y a través de ella se llevó a cabo el inyectado - con el fin de mejorar las condiciones de la roca de cimentación hasta una profundidad de 15 m (fig 28A).

Zonas de filtros.

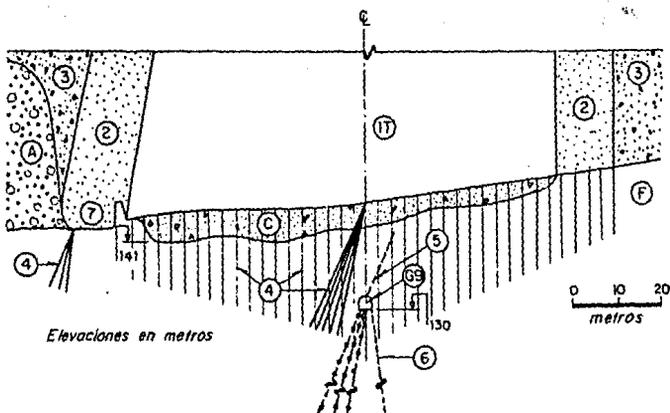
En la zona de filtros se llevó a cabo un tratamiento similar al de las laderas en contacto con el núcleo impermeable.

Zonas de transición y enrocamiento.

En esta parte se despalmaron las paredes del cañón para eliminar detritos y roca intemperizada con el fin de apoyar adecuadamente las zonas de transición y los enrocamientos. Mientras que los depósitos aluviales se excavaron para extraer sobre todo los materiales limosos y de arena suelta.

b).-Inyectado profundo (tapete de consolidación).

Este inyectado se localiza en la parte más profunda del río en toda la base del núcleo impermeable, formando parte de la cimentación y por lo tanto el más delicado de todos. Esto requirió se proyectara adecuadamente una trama de barrenación, para lo cual se apoyó en los estudios efectuados en la clasificación de los macizos rocosos-figurados. En base a esto se definió una trama de barrenación inclinada - con el fin de atravesar el mayor número de fracturas. El tratamiento se efectuó en cuatro etapas y en una cuadrícula de 3 x 3 m. Las primeras tres etapas se caracterizaron por tener diferentes rumbos los barrenos a partir de un plano coordenado (fig 29). En cuanto a la cuarta etapa los barrenos tu



- | | |
|---|-----------------------------|
| 1T Núcleo impermeable (material de Tejería) | A Aluvión |
| 2 Filtros | 5 Pantalla de inyección |
| 3 Zonas de transición | 6 Barrenos de drenaje |
| 4 Inyección superficial | 7 Cámara de bombeo |
| | C Losa de concreto |
| | F Caliza estratificada |
| | G9 Galería a través del río |

**Fig 28A.-Tratamiento de la cimentación.
(corte transversal de la cortina)**

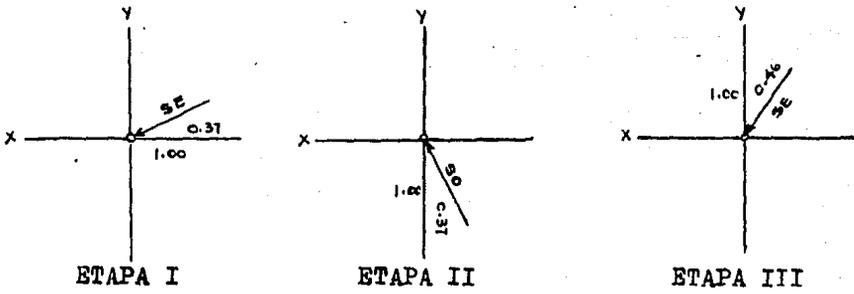
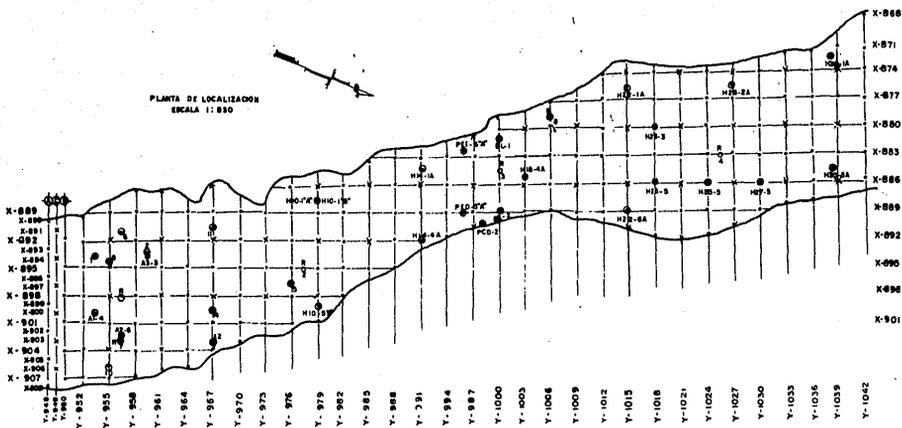


Fig. 29.-Dirección de los barrenos de inyección.

vieron la misma orientación que los de la etapa No. 3, pero localizados en la parte intermedia de la cuadrícula. En la - fig No. 30 se encuentra la distribución de los barrenos en - el desplante de la cortina.

En la fig No. 28 también se muestra la galería G-9 con una elev 130, por la cual se efectuó el tratamiento profundo (tapete de consolidación) sin interferir en la construcción.



SIMBOLOGIA

- BARRENOS DE IETAM
- BARRENOS DE DETAM
- X BARRENOS DE IIETAM

BARRENOS DE PERMEABILIDAD TIPO LUGÉON

- EJECUTADOS DESPUES DEL TRATAMIENTO
- EJECUTADOS ANTES DEL TRATAMIENTO
- EJECUTADOS CON 6" EN CONTACTO C-R (con recuperación) DESPUES DEL TRATAMIENTO
- EJECUTADOS CON 3" EN CONTACTO CONCRETO-ROCA I DESPUES DEL TRATAMIENTO
- R BARRENOS CON RECUPERACION DE MUESTRAS.

Figura 30—Localización de los barrenos del lapete de consolidación.

IV.-INSTRUMENTACION.

La instrumentación de campo es la comprobación de los datos teóricos aplicados en el proyecto, por medio de la cual se corrige o se comprueban las teorías aplicadas en el diseño.

Es conocida la complejidad del suelo como material de construcción, su misma naturaleza es una variable que en muchos casos no puede ser determinada con confiabilidad; en otros la falta de tiempo o de presupuesto impiden llegar al dato que lo sea.

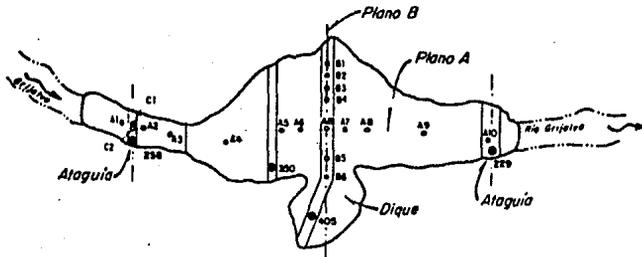
Todo esto crea la incertidumbre de que los datos - con los que se hace el diseño sean ciertos, quedando única-- mente como alternativa de comprobación el comportamiento de los materiales durante la construcción.

La instrumentación, es pues, la herramienta que - permite comprobar estos datos mediante la ayuda de aparatos, colocados en el cuerpo de la cortina a medida que se avanza en la construcción. Por este medio se puede conocer el com-- portamiento estructural, la evolución de la estabilidad o de servicio y el cumplimiento de las teorías propuestas durante la etapa de proyecto.

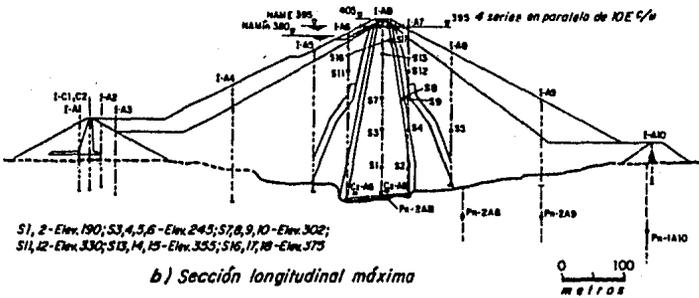
IV.1.-Instrumentación de la cortina.

La cortina de la presa se instrumentó durante la construcción, primer llenado y durante la etapa de servicio. La elección y ubicación de los de los aparatos de medición - fue como sigue:

- La elección fue en base a los estudios esfuerzo -deformación, y
- la localización en base a un plano A y B locali zado en eje transversal y longitudinal de la -- cortina (fig 31).

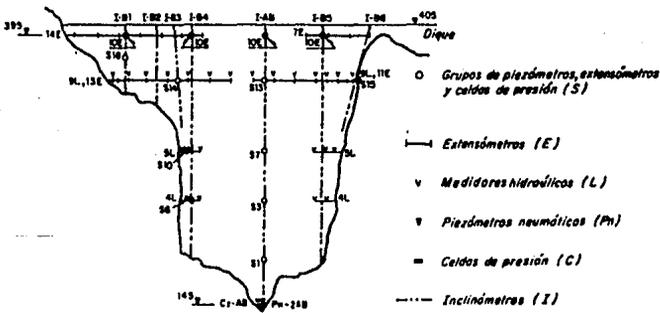


a) Vista en planta



S1, 2 - Elev. 190; S3, 4, 5, 6 - Elev. 245; S7, 8, 9, 10 - Elev. 302;
 S11, 12 - Elev. 330; S13, 14, 15 - Elev. 355; S16, 17, 18 - Elev. 375

b) Sección longitudinal máxima



c) Sección transversal a lo largo del eje de la presa

Fig 31 Localización de la instrumentación en la presa Chicoasén

Las pruebas de control tienen la finalidad de corregir las deficiencias de construcción, así como valuar el comportamiento de los materiales de la cortina, antes y después de construida.

En base a esto existen dos tipos de control:

- El control de colocación de los materiales, y
- otro control después de colocados

a).-Control de calidad durante la construcción.

El primer control se refiere básicamente a las pruebas rutinarias de control, es decir a las pruebas de compactación.

En el núcleo impermeable este control consiste en realizar pruebas de pesos volumétricos y contenido de agua. En las zonas de filtros la compactación se controla mediante pruebas de peso volumétrico seco y de granulometría (chequeo continuo), y en las zonas de enrocamiento de granulometría únicamente.

Estos controles se realizan a medida que se avanza en la construcción, con el fin de garantizar las especificaciones correspondientes.

En el caso de la cortina de la Presa Hidroeléctrica Chicoasén, la compactación del material se vigiló mediante la determinación del peso volumétrico seco y el contenido de humedad en el material del núcleo impermeable, y en las otras zonas el control granulométrico principalmente.

b).-Control del comportamiento de los materiales después de colocados (esfuerzos-deformaciones).

En esta parte se trata de valuar los asentamientos, presión de poro, desplazamientos horizontales, distribución de esfuerzos y deformaciones durante la construcción y después de ella en función de los esfuerzos verticales. Esta va

luación se hace en cada avance, esto con el fin de conocer - el comportamiento en cada etapa.

Estos controles se hacen por medio de aparatos, en el caso que nos ocupa, fueron los siguientes:

- Bancos de nivel.--Fueron los puntos de referen--
cia para medir asentamientos, desplazamientos -
horizontales y deformación longitudinal, los -
cuales se colocaron en las elev 229, 291, 368,
395 y 405.
- Inclinómetros (tipo Slope Indicator).--Se insta--
laron durante la construcción para medir asenta--
mientos y desplazamientos horizontales, en dos
direcciones (paralela y perpendicular al eje de
la presa).

Por medio del inclinómetro se pueden conocer los - desplazamientos horizontales que sufra el material en estudio, pues es conocido el hecho de que un material no únicamente sufre asentamientos por com--presibilidad, sino que se pueden presentar despla--zamientos laterales; es decir no únicamente por - cambio de volumen sino también por cambio de forma, debido a la acción de los esfuerzos cortantes. Por lo tanto la magnitud de estos asentamientos permiti--rán anticipar la posible falla por deslizamiento, ya que la teoría de Terzaghi no considera este e--fecto quedando como único recurso el medirlo en - campo.

- Medidores hidráulicos de asentamientos (tipo -
CFE).--Se instalaron para medir asentamientos diferenciales entre el material del núcleo imper--meable y las paredes del cañón.
- Extensómetros.--Se colocaron para medir los des--

plazamientos entre dos placas de referencia (se paradas 2.5 a 10 m entre sí); asociados a celdas de presión.

Estos aparatos se utilizan para medir los desplazamientos en la dirección de su eje.

---Piezómetros.--Se instalaron para medir los niveles piezométricos y presión de poro, para tal efecto se utilizaron dos tipos que son: el abierto y el neumático. El primero sirvió para medir los niveles piezométricos en las laderas y los depósitos aluviales, y los segundos para medir las presiones de poro en la vecindad de las celdas de carga y en algunos puntos de la roca de cimentación.

Los piezómetros son aparatos que sirven para conocer el desarrollo de la presión de poro, los cuales se dividen en: piezómetros neumáticos y piezómetros hidráulicos ("piezómetro abierto").

El piezómetro neumático se usa principalmente en la medición de la presión de poro, generada por el agua que penetra en la cortina (agua del embalse), y el piezómetro hidráulico para medir la presión de poro a un nivel determinado de la cortina.

La razón de que se hayan instalado en la vecindad de un grupo de celdas de presión, se debe a la necesidad de conocer el esfuerzo efectivo en esos puntos.

---Celdas de presión (CFE).--Estos aparatos se instalaron para medir los esfuerzos normales totales.

Estos aparatos sirven para medir las presiones to-

totales (esfuerzos totales), debidas a la sobrecarga del material arriba del nivel de su instalación.

Distribución del equipo de medición en la cortina.

La elección de los puntos de medición y de su número, depende de lo siguiente:

- La importancia de la obra
- la heterogeneidad de la formación, y
- dificultad del problema.

Por ejemplo en zonas heterogéneas donde se esperan asentamientos diferenciales de importancia, conviene instalar aparatos a 50 m como máximo y en formaciones homogéneas hasta 200 m o más.

También existen puntos obligados que no pueden quedar sin la instrumentación correspondiente, principalmente en las zonas de discontinuidad y en las superficies potenciales de falla. Las zonas de discontinuidad, zonas con diferente material, son las zonas obligadas en la instrumentación por el diferente comportamiento de los materiales; por ejemplo entre los materiales del núcleo impermeable y las zonas de transición, etc.

Los puntos de medición deberán cubrir toda la cortina, así como la frecuencia en las mediciones dependerá de la precisión con que se quiera tener conocimiento del comportamiento del conjunto e importancia de la obra. Esta frecuencia tiende por lo general a disminuir con el tiempo; al principio las mediciones se hacen con una frecuencia muy corta y al final más espaciadas. Esto se debe a que en la parte más baja de la cortina los esfuerzos son mayores, que van disminuyendo a medida que se avanza en la construcción.

En la tabla No. 2 se muestra el número y localización de los instrumentos colocados en la cortina.

IV.1.1.-Resultados de la instrumentación de campo en la cortina.

a).-Núcleo impermeable.

En la medición de los asentamientos del núcleo impermeable, se utilizaron 3 inclinómetros colocados en la siguiente forma:

---Uno (I-AB) en la intersección de los planos A y B, y

---dos (I-B4 e I-B5) cerca de las laderas en el plano B.

En la parte central, el núcleo impermeable tuvo asentamientos regulares como se muestra en la fig 32; de mayor a menor, debido a la presión de sobrecarga que disminuye con la altura. En la fig anterior se dibujaron los asentamientos en función de la elevación inicial de cada uno de los tramos de ademe. Las curvas dibujadas muestran cambios en el material del núcleo impermeable (granulometría, contenido de agua y energía de compactación), ya que se observa en las curvas cierta distorsión con respecto a la parábola. La experiencia ha demostrado que la parábola es una curva representativa de un suelo homogéneo, no así en suelo heterogéneos. El asentamiento (λ_z) máximo alcanzado fue de 132 cm en la elevación 230 (curva del 18-V-79).

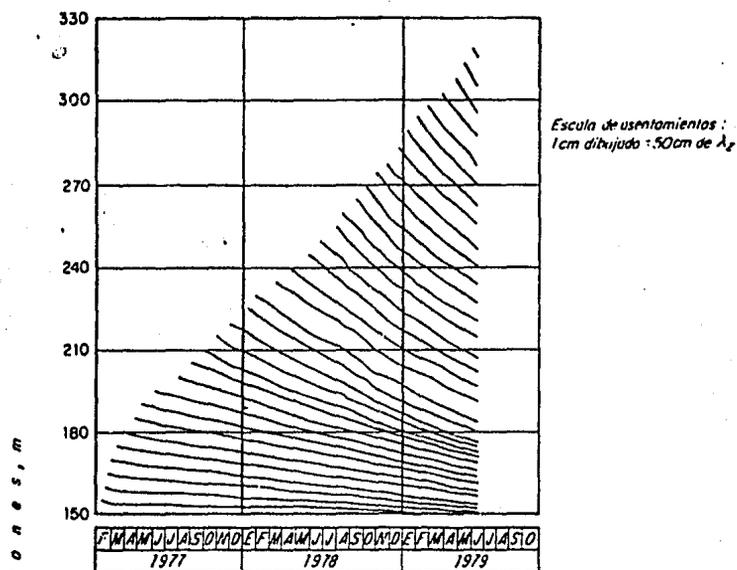
Cabe mencionar que los asentamientos observados fueron muy semejantes tanto en el material de Tejería como en el de La Costilla, para el mismo nivel de esfuerzos.

Laderas.

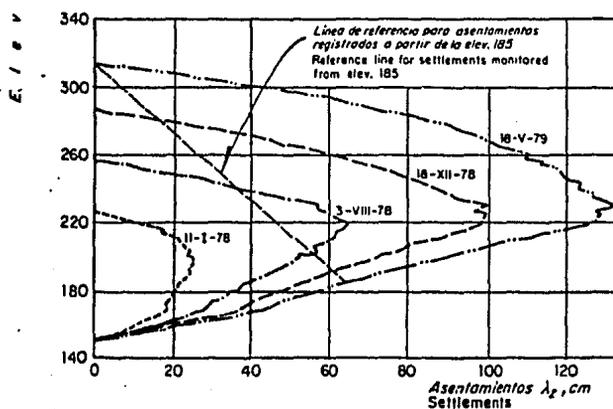
En la vecindad de las paredes del cañón los asenta

TABLA 2. LOCALIZACION Y NUMERO DE APARATOS INSTALADOS EN GRUPOS (S-1)

Grupo (S)	Elev. m	Zona	Localización	Piezómetros (Pn)	Celdas de presión (C)	Extensió- metros (E)	Medidores hidráulicos (L)	Observa- ciones
1	190	Núcleo	Intersección planos A y B	2	5	4		Cerca del I-A8
2	190	Núcleo	Plano central A		7	6		Cerca del I-A7
3	245	Núcleo	Intersección planos A y B	2	7	6	1	Cerca del I-A8
4	245	Filtro	Aguas abajo (plano A)		6	6		Cerca del I-A7
5	245	Emocam.	Aguas abajo (plano A)		7	6		Cerca del I-A8
6	245	Núcleo	Margen Izq. (plano B)		4	6		Pegado a ladera Izq.
7	302	Núcleo	Intersección planos A y B	1	1	2	10	Cerca del I-A8
8	302	Filtro	Aguas abajo (plano A)		7	6		---
9	302	Transi- ción	Aguas abajo (plano A)		7	6		Cerca del I-A7
10	302	Núcleo	Margen Izq. (plano B)		7	6		Pegado a ladera Izq.
11	330	Emocam.	Aguas arriba (plano A)		7	4		Cerca del I-A6
12	330	Emocam.	Aguas abajo (plano A)		4	4		Cerca del I-A7
13	355	Núcleo	Intersección planos A y B	2	4	4	18	Cerca del I-A8
14	355	Núcleo	Margen Izq. (plano B)	2	7	6		Cerca del I-B3
15	355	Núcleo	Margen dex. (plano B)		4	6		Pegado a ladera dex.
16	375	Núcleo	Aguas abajo (plano A)	2	1	4		---
17	375	Filtro	Aguas abajo (plano A)		1	4		---
18	375	Núcleo	Margen Izq. (plano B)	2	7	6		Cerca del I-B1
355	Núcleo	Plano central B (eje y)					24	
395	Núcleo	En 4 síccas, sobre planos paralelos al río (eje x)					40	
		Plano central B (eje y)					21	



a) Inclínómetro I-AB, curvas tiempo-asentamiento a distintas elevaciones



b) Inclínómetro I-AB, curvas elevación-asentamiento

Fig 32 Asentamientos medidos en el inclinómetro I-AB (núcleo impermeable, parte central)

mientos registrados en el material arcilloso del núcleo impermeable (inclinómetros I-B4 e I-B5), fueron mayores que en la parte central (fig 33). El inclinómetro I-B4 se instaló cerca de la margen izquierda y el I-B5 cerca de la margen derecha. Los asentamientos máximo fueron de 100 cm en la margen izquierda y de 110 cm en la margen derecha (curva 22-V-79) a la elevación 320. La diferencia de asentamiento en esa elevación del núcleo impermeable y las laderas fue de 10 cm en los inclinómetros I-AB e I-B4, y de 20 cm en los inclinómetros I-AB e I-B5. Se hace notar que ninguno de los ademes se colocó en la arcilla blanda, sino cerca de ella.

Esto hace suponer que en la parte central del núcleo impermeable como cerca de las laderas, el asentamiento casi es el mismo.

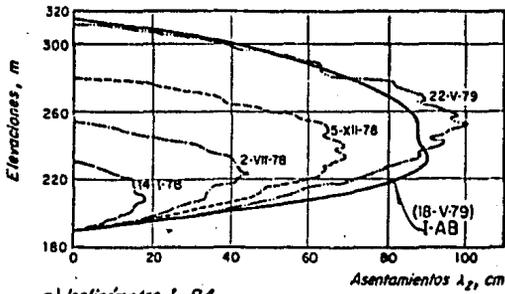
Interfase laderas-núcleo impermeable.

Con la finalidad de detectar si el desplazamiento ocurría en el contacto del material del núcleo impermeable y las laderas, se instalaron "muertos" de concreto (uno en cada ladera) de 20 cm por lado y un cable de acero guiado por una polea (fig 34). Se tomó como medida de desplazamiento o deslizamiento del núcleo arcilloso con respecto a las laderas, el deslizamiento del cable, igualando ambos movimientos, es decir que cualquier movimiento de cable equivalía a igual medida de deslizamiento de la arcilla.

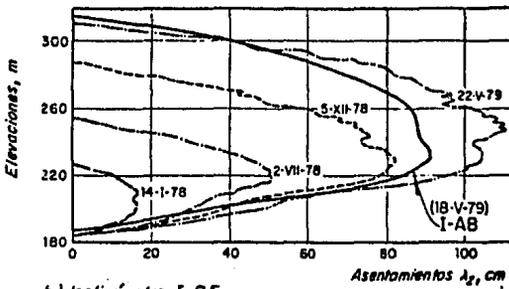
Las primeras lecturas no mostraron movimientos significativos.

b).-Zonas de filtros y transiciones.

En la medición de asentamientos se utilizó el inclinómetro I-A6 (filtros aguas arriba y zona de transición). En la fig No. 35 se observa un asentamiento decreciente a medida que se avanzó en la construcción. Los asentamientos di-

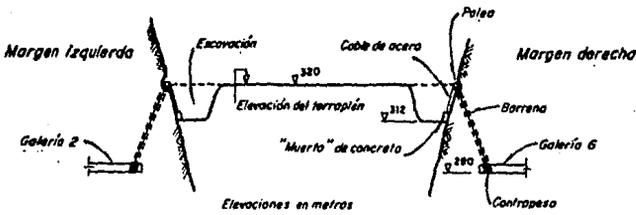


a) Inclinómetro I-B4



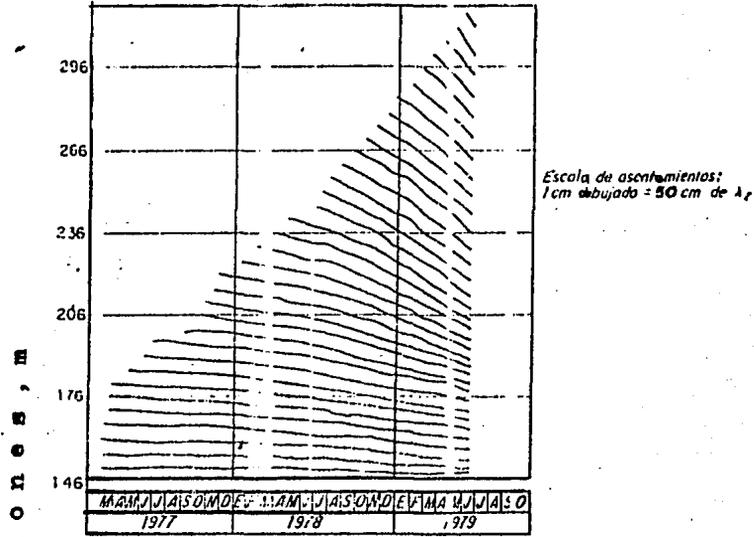
b) Inclinómetro I-B5

Fig 33 curvas asentamientos-elevaciones para los inclinómetros I-B4 e I-B5.
(núcleo impermeable, cerca de las laderas)

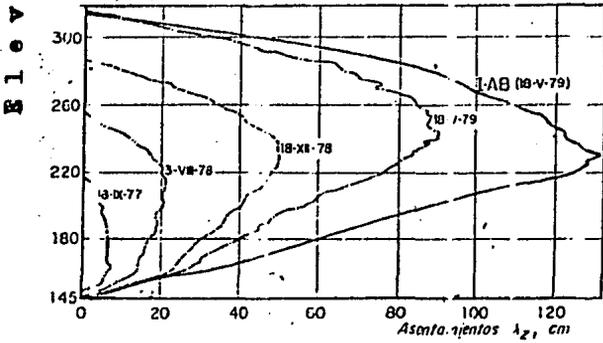


Instalación para medir el deslizamiento del núcleo orciloso con respecto a las laderas

Fig 34.



a) Inclinómetro I-A6, curvas tiempo-asentamiento a distintas elevaciones



b) Inclinómetro I-A6, curvas elevación-asentamiento

Fig 35. Asentamientos medidos en el inclinómetro I-A6 (filtro aguas arriba y zona de transición).

bujados en las curvas (λ , vs z) de la fig anterior, z es la profundidad del tubo del inclinómetro, se observa que los asentamientos son inferiores a los registrados en el núcleo impermeable. En esta misma fig se observa también un desarrollo de la curva muy restringido, principalmente en la parte baja; o sea cuando el inclinómetro se ubicó cerca del material arcilloso, de lo que se infiere la presencia de una interacción entre los respaldos y el núcleo impermeable.

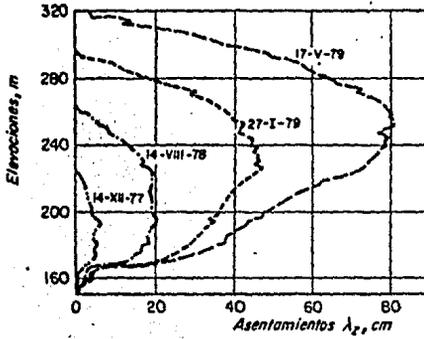
c).- Zonas de enrocamientos.

Los asentamientos se midieron en los inclinómetros I-A5 e I-A8, instalados en los respaldos aguas arriba y hacia aguas abajo respectivamente. En la fig 36, las curvas asentamiento-elevaciones de los enrocamientos compactos, tienen un desarrollo más parabólico que las zonas de transición. Esto se debe a que el material es más uniforme, con menos variabilidad. El asentamiento máximo que se midió fue de 75 cm en la elev 260.

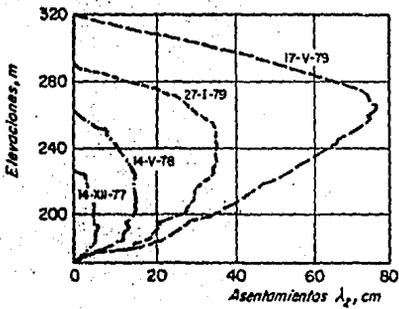
IV.1.2.- Deformaciones unitarias verticales en los materiales de la cortina.

Las deformaciones unitarias verticales (ϵ_z) están en función de la presión vertical nominal $\sigma_v = \gamma_m z$ (γ_m = peso volumétrico total del suelo y la profundidad de la capa), fig 37.

En la fig 37a y b se observa que los materiales de Tejería y La Costilla tienen deformaciones ligeramente diferentes, siendo un poco mayor en el material de La Costilla; de lo cual se infiere que la deformabilidad en este material es mayor una vez compactado. En cuanto a la deformabilidad de los respaldos de enrocamientos, se aprecia una similitud tanto aguas arriba como aguas abajo, variando únicamente con el nivel de esfuerzos.



a) Inclinómetro I-A5



b) Inclinómetro I-A8

Fig 36. Curvas asentamientos-elevaciones para los inclinómetros I-A5 e I-A8 (enrocamiento compactado)

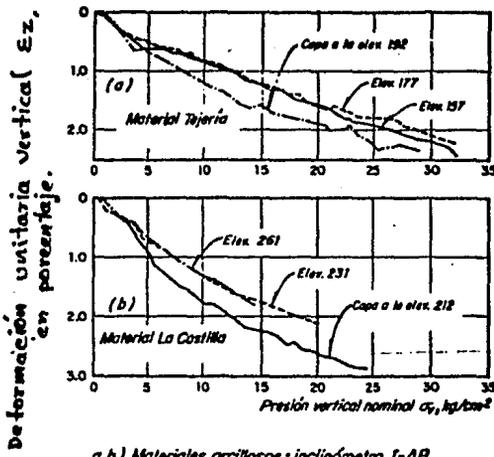


Fig 37.-Curvas deformación unitaria vertical-presión vertical ($\sigma_v = \gamma_m z$).

IV.1.3.-Desplazamientos horizontales.

Como se mencionó anteriormente, los desplazamientos horizontales también fueron medidos por medio de los inclinómetros. Estos desplazamientos fueron medidos en dos direcciones (λ_x, λ_y), siendo x la dirección paralela al río y la otra dirección (y) paralela al eje de la cortina.

Las deformaciones horizontales máximas fueron entre 2 y 6 cm, no significativas; debido posiblemente a que en la fecha de medición, la deformación aún correspondía a los asentamientos unidimensionales, fig 28.

IV.1.4.-Presiones totales y de poro.

Estas presiones fueron registradas mediante grupos de celdas de presión (C) y de piezómetros (Pn). En la tabla No. 2 se muestra el número y localización de estos aparatos.

Las mediciones se realizaron en el núcleo impermeable, por obvias razones. Al colocar las primeras capas del material de Tejería sobre la losa de concreto se instalaron las celdas Cz-AB y Cz-A6 (z es la dirección en ese eje) y el piezómetro neumático Pn-2AB, en dos sitios cercanos a los inclinómetros I-A6 e I-AB.

En la fig 39, los esfuerzos (σ_z) registrados por las celdas Cz-AB y Cz-A6 tienden a ser asintóticos para valores de 6.4 y 9.5 kg/cm² respectivamente. También se observa que la variación es prácticamente lineal en el periodo de abril de 1977 a diciembre de 1978. La forma de la curva σ_z vs t sugiere el desarrollo del arqueo entre las paredes del cañón. En cuanto a la curva de presiones de poro, el piezómetro Pn-2AB sigue una tendencia similar a las otras curvas; alcanzando un valor asintótico de $u=4.0$ kg/cm², en el periodo de febrero de 1977 a abril de 1979. En función de lo anterior se obtuvo una relación u/σ_z mayor a 0.5, que es un va-

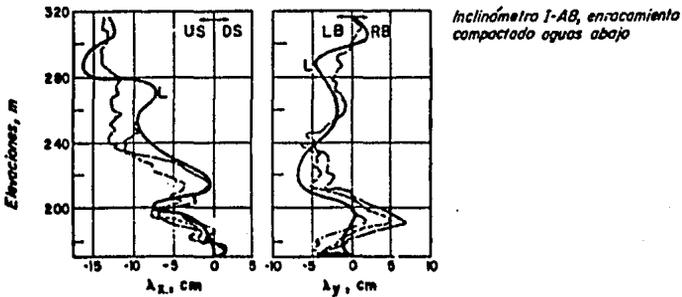
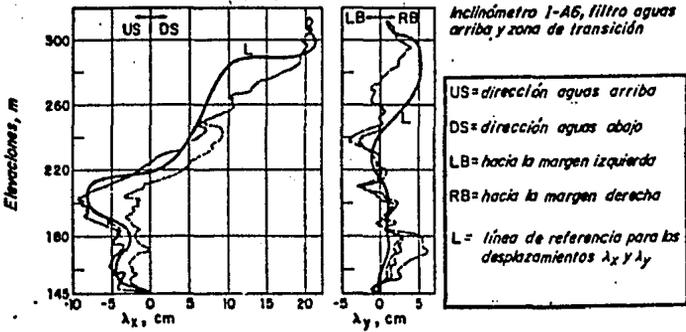
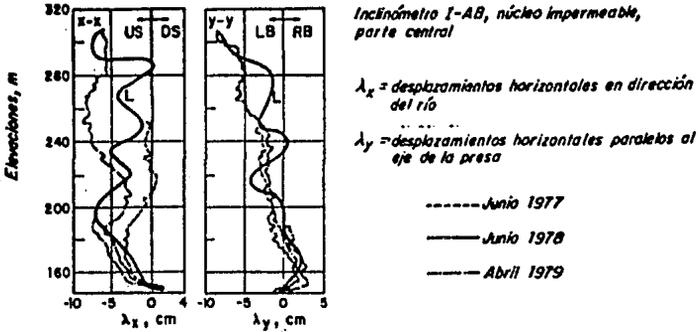
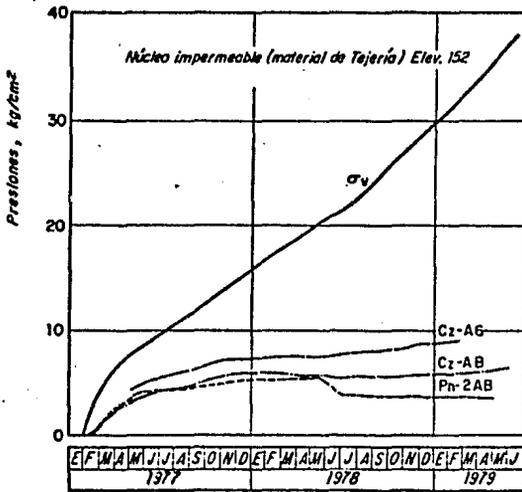


Fig 38. Desplazamientos horizontales medidos en los inclinómetros I-AB, I-A6 e I-AB



Cz (CELDA DE PRESION) MEDICION DE ESFUERZOS TOTALES.
 Pn (PIEZOMETRO) MEDICION DE PRESION DE PORO.

Fig 39. Presiones verticales nominales σ_v , esfuerzos totales (σ_z) y presiones de poro (p) medidas a la elev. 152 en el núcleo impermeable

lor alto. Se anexan las gráficas 40, 41 y 42 correspondientes a los esfuerzos totales a diferentes niveles.

IV.1.5.-Medición de deformaciones unitarias.

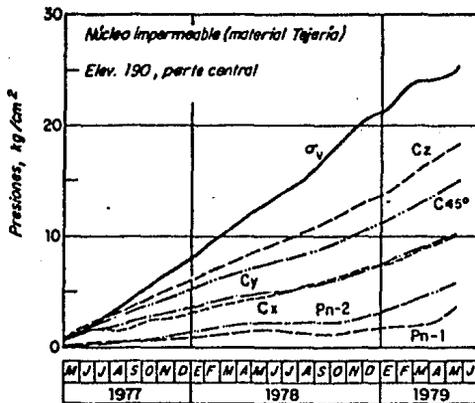
La medición de las deformaciones unitarias se efectuaron por medio de extensómetros lineales (E), los cuales se instalaron en los grupos (S) a las elev 190 y 245 formando los grupos S-1, S-2, S-3, S-4, S-5 y S-6.

Los grupos S-1 y S-2 se instalaron en el núcleo impermeable (material de Tejería) a la elev 190, al primer grupo se le anexaron cuatro extensómetros y al segundo seis. Las deformaciones registradas fueron las siguientes:

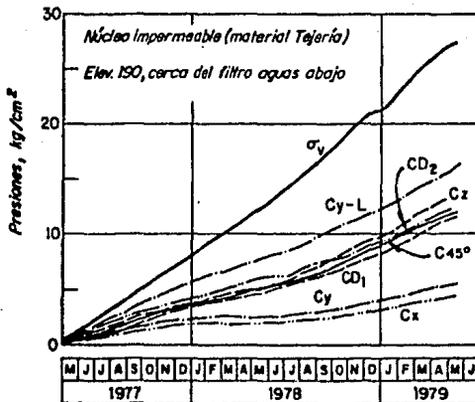
En la fig No. 43 se observa que el material de Tejería sufre una ligera deformación en la dirección paralela al eje de la cortina (E_y), mientras que en el plano x-y a 45° la deformación fue mayor con el tiempo, alcanzando un valor de $\epsilon_{45} = 1.50$ en mayo de 1979. Mientras que en la dirección de z la deformación vertical fue de $\epsilon_z = 2.20$ en noviembre de 1978, con tendencia al incremento.

En el grupo S-2, según fig 43, el material de Tejería colocado aguas abajo cerca del filtro, en el núcleo impermeable se registraron deformaciones en el plano x-y; es decir en la dirección paralela al río y al eje de la cortina, mientras que en la dirección vertical (z) los valores de la deformación siguen una tendencia lineal con el tiempo llegando a un valor máximo de 2.6% en mayo de 1979. Las deformaciones en el plano a 45° se incrementaron en el origen y posteriormente se mantuvieron constantes con el tiempo.

Los grupos S-3 y S-6 se instalaron en dos sitios del núcleo impermeable: el primer grupo (S-3) se colocó en la interacción del plano A y B a la elev 245, y el grupo S-6 cerca de la margen izquierda. Específicamente el S-3 se colocó en la parte central del núcleo impermeable y el grupo S-6



a) Grupo S-1



b) Grupo S-2

C_y-L colocada en la franja blanda, cerca de la ladera derecha

Fig 40. Presiones verticales nominales σ_v , y esfuerzos totales (σ_z) y presiones de poro (u) medidas en la elev. 190 del núcleo impermeable

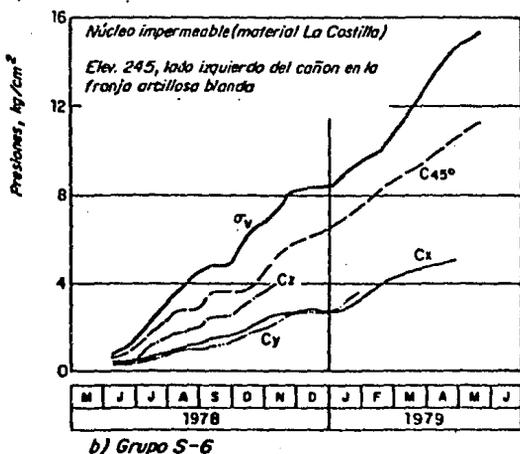
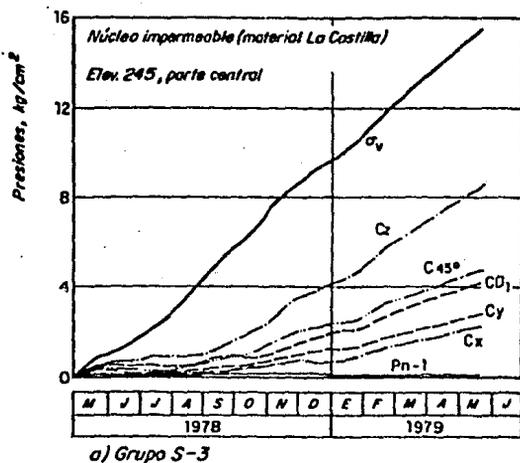
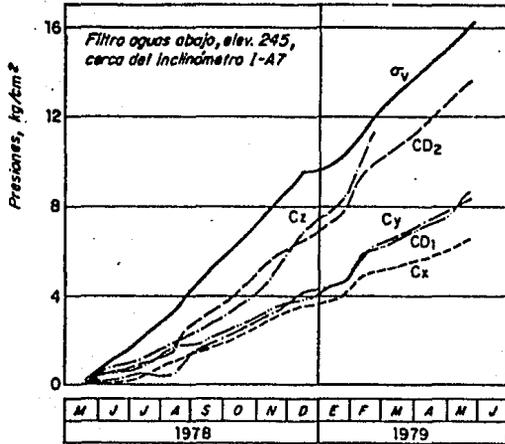
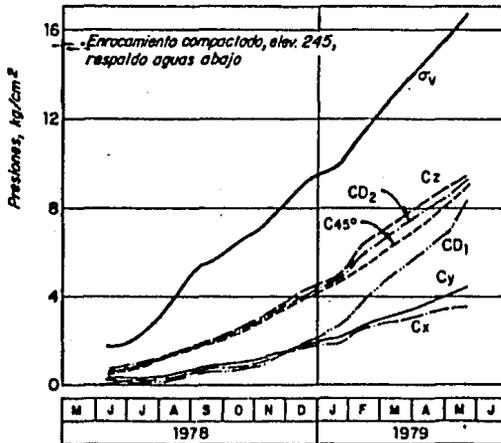


Fig. 41. Presiones verticales nominales σ_v , y esfuerzos totales (σ_z) y presiones de poro (u), medidas en la elev. 245 del núcleo impermeable



a) Grupo S-4



b) Grupo S-5

Fig 42. Presiones verticales nominales σ_v y esfuerzos totales (σ_x), medidos a la elev. 245 dentro del filtro aguas abajo y del enrocamiento compactado.

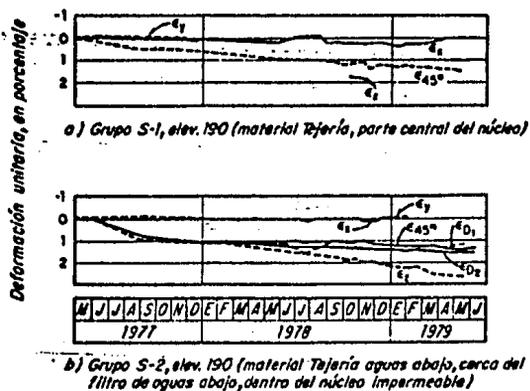


Fig 43. Curvas tiempo-deformación unitaria para los grupos S-1 y S-2

cerca de la zona blanda del material arcilloso, el cual se colocó con una humedad de compactación arriba de la óptima en un 2 a 3%, mientras que el material arcilloso en la parte central se colocó con una humedad abajo de la óptima en un 0.8%.

Las deformaciones registradas y que corresponden al material de La Costilla, fueron las siguientes:

En la fig No. 44 se observa una ligera tendencia a la extensión menor de -0.2% en la dirección x e y (grupo S-3). Mientras que las deformaciones verticales ϵ_z aumentan linealmente con el tiempo, registrándose en mayo de 1979 una deformación de $\epsilon_z = 3.78$.

En el grupo S-6, fig 44, también se registran deformaciones unitarias verticales negativas en la dirección x e y de -0.5%, mientras que en la dirección del eje vertical (z) se registran deformaciones de $\epsilon_z = 6.4$ en mayo de 1979 siendo mayores a las registradas en la parte central. Esto quiere decir que el material de La Costilla es más comprensible a medida que se incrementa el contenido de agua.

Los grupos S-4 y S-5 se colocaron como sigue: el primero en la zona de filtros aguas abajo y el segundo en el enrocamiento compactado del mismo lado, a la elev 245.

En la fig No. 45 se observa que las curvas de deformación unitaria-tiempo muestran una ligera deformación en la dirección x e y, y no así en el eje vertical y el plano a 45 grados. En el eje vertical ϵ_z fue de 1.6% (zona de filtros) y de 2.4 en el enrocamiento compacto (mayo de 1979), deformación menor en 2.3 a 1.3 veces a la correspondiente al material arcilloso del núcleo. Esta medida se hizo en el grupo S-3.

IV.1.6.-Sección transversal final de la cortina.

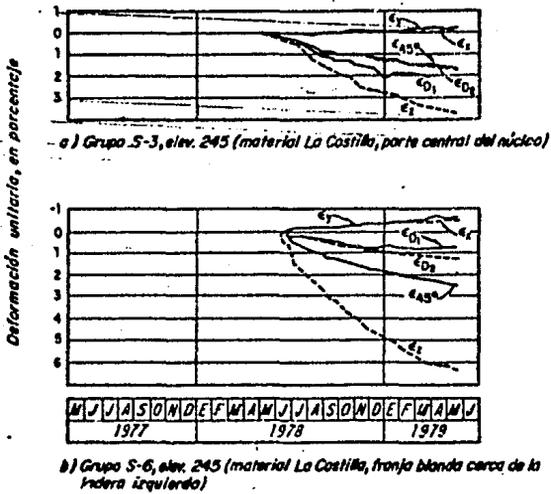


Fig.44. Curvas tiempo-deformación unitaria para los grupos S-3 y S-6

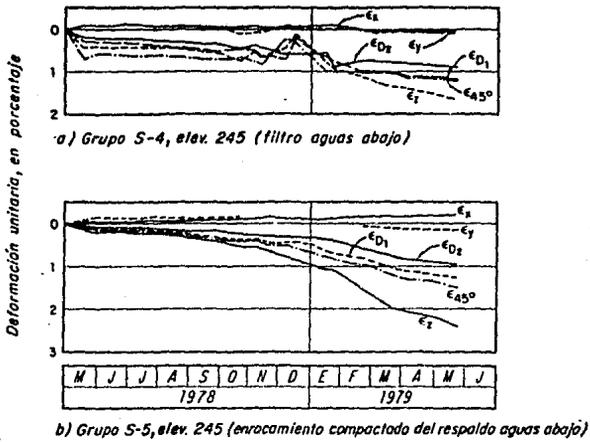


Fig 45.-Curvas tiempo-deformación unitaria para los grupos S-4 y S-5

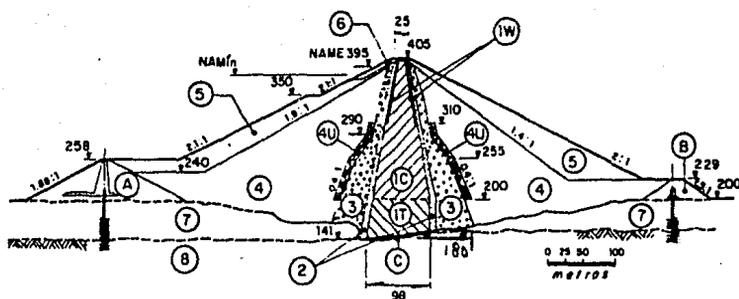
Los resultados de la instrumentación definieron el comportamiento real de los materiales en la cortina. Se pudo observar en las gráficas la tendencia a una deformación unidimensional, principalmente en la parte central del núcleo impermeable. Según se mencionó anteriormente el esfuerzo vertical (σ_z) resultó mayor a todos, no así los esfuerzos en las direcciones x e y que resultaron iguales en todo al periodo de construcción.

En las cercanías de las laderas dentro de la franja blanda del núcleo impermeable, los esfuerzos tendieron al desarrollo del arco entre las paredes del cañón.

a).-Modificación final.

Como resultado de la instrumentación, al llegar la construcción a la elev 310 se decidió no continuar la colocación del enrocamiento 4U y sustituirlo por dos franjas de 3 m de ancho de arcilla, compactada con un 2 y 3 % de humedad arriba de la óptima. Estas franjas se localizan en los taludes de aguas arriba y aguas abajo del núcleo impermeable. También se hicieron cambios en la posición de los enrocamientos uniformes 4U, a partir de las elevs 255 y 310, así como el ancho de la zona de transición se limitó a una medida mínima de 10 m a partir de la elev 290.

En la fig 46 se muestra la sección transversal definitiva de la cortina.



Elevaciones y dimensiones, en metros

A Ataguá aguas arriba, B Ataguá aguas abajo, C Losa de concreto

1 Núcleo impermeable (1T, material de Tsjeria; 1C, material de La Castilla; 1W, material de La Castilla arriba del óptimo)

2 Filtros

3 Zonas de transición

4 Enrocamiento compactado (bien graduado)

4U Enrocamiento uniforme ($15 < d_n < 25$ cm)

5 Enrocamiento a volteo

6 Enrocamiento seleccionado (protección contra el oleaje)

7 Aluvión

B Caliza (U-3)

NAME Nivel de aguas máximas extraordinarias

NAM_n Nivel mínimo de operación

Fig 46.-Sección transversal final de la presa.

CONCLUSIONES.

La geología y geotécnica son disciplinas que se apoyan en un conocimiento científico, que en cierta forma les es ajeno; por el hecho de que se trabaja con materiales que tienen características diferentes hasta en un mismo medio, que impiden anticipar con confiabilidad el comportamiento antes de empezar la construcción.

Es conocido el hecho de que los materiales, tanto rocas como suelos, forman medios heterogéneos, anisótropos y discontinuos que difícilmente se pueden modificar; por lo tanto, es importante señalar que una solución cercana a la realidad dependerá de que se tomen en cuenta estas características, como parte esencial del problema. Es decir que la naturaleza del suelo dictará las reglas a seguir, tanto a nivel de diseño como de construcción, y no viceversa.

Es importante mencionar también que muchas veces se utilizan técnicas de laboratorio y de campo en forma rutinaria únicamente porque existen, sin tomar en cuenta las condiciones específicas del lugar para su utilización. Por ejemplo, en mecánica de suelos es común hacer uso de las técnicas conocidas sin ninguna variación ni condicionante. Siempre se aplican las mismas para todos los casos y en el mismo orden, lo cual es cuestionable desde mi punto de vista. Con esto no quiero decir que sean equivocadas, sino que en algunos casos no es necesario que se apliquen todas ni en el mismo orden para conseguir los datos adecuados. Por lo tanto dependerán de las características del suelo, de la magnitud e importancia de la obra, su utilización.

Con esto se pone de manifiesto que todos los proyectos son diferentes entre sí, aún cuando tengan un mismo principio porque el suelo cambia de un lugar a otro tanto en características como en profundidad. Se puede dar el caso de que en un sitio se encuentren estratos favorables y desfavorables para la construcción. Supongamos que en primera instancia se encuentre un estrato totalmente desfavorable a poca profundidad que no satisfaga las necesidades, pe

ro que bajo de éste se encuentre un estrato totalmente diferente y más favorable, entonces la solución cambiará y el proyecto será diferente.

Supongamos también que en ambos casos se utilicen - las mismas pruebas para obtener los datos, y que los resultados sean confiables, entonces la cuestión está en determinar - que pruebas utilizar con el fin de optimizar tiempo y recursos. Es imposible que los datos obtenidos en forma rutinaria y que "técnicamente" sean lo suficientemente necesarios, en la práctica no lo sean.

Es fácil imaginar que un suelo se puede comportar en forma diferente cuando se encuentra confinado a otro que no lo está. En el primer caso, se puede inferir que en la colindancia el material tendrá otras condiciones que en el centro, mientras que en el segundo por tratarse de una masa no delimitada tendrá otras condiciones que lo hacen diferente. En estas circunstancias la utilización del tipo de prueba debe cambiar, ya que algunas tendrán mayor importancia que otras e imprescindibles a su vez; entonces lo importante es saber seleccionar el tipo de prueba que proporcione los datos requeridos al menor - costo posible.

En el caso de las cortinas de tierra y enrocamiento, la instrumentación se ha hecho también una costumbre. Es cuestionable que muchos procedimientos se aplican por el hecho de que existen y funcionan, sin tomar en cuenta a otros posibles factores que puedan ser más importantes y decisivos en la utilización de determinada prueba.

A la fecha dentro de un programa de ejecución de una cortina de tierra y enrocamiento, la instrumentación resulta - básica. Lo cuestionable de la instrumentación como rutina, es la utilización de los mismos instrumentos en todas ellas. Si - partimos nuevamente de que el suelo no es un material homogéneo, la instrumentación no tiene porqué ser uniforme.

Lo fundamental de todo esto, según mi punto de vista, es el estancamiento ya que impide la búsqueda de nuevas - alternativas.

Por lo tanto, es importante que para cualquier proyecto se considere a la naturaleza del suelo como una variable que no puede ser cambiada a voluntad, de que las pruebas de laboratorio y campo no deben aplicarse en forma rutinaria sino en base a un análisis, y de que las teorías se deben seleccionar adecuadamente tratando de ajustarlas a las características del suelo en estudio, con el fin de obtener resultados no tan alejados de la realidad.

En conclusión, la discrepancia que existe entre los resultados teóricos y de campo, producto de la naturaleza del suelo, deben ser motivo para que se siga investigando y en un futuro próximo se cuente con mejores métodos de trabajo, que permitan obtener datos más reales.

Mecánica de suelos. Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. Ed. Limusa. Vol. I. México, D.F. 1980.

Mecánica de suelos. Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. Ed. Limusa. Vol. II. México, D.F. 1981.

Diseño sísmico de presas de tierra y enrocamiento. Estado del arte. Reséndiz, D. y Rosenblueth. Instituto de Ingeniería. UNAM. México, D.F. 1972.

Método del elemento finito. Análisis de incertidumbre de primer orden. Instituto de Ingeniería. UNAM. México, D.F. 1974.

La ingeniería de suelos en las vías terrestres. Rico, A. y Del Castillo, H. Ed. Limusa. Vol II. México, D.F. 1978.

BIBLIOGRAFIA.

Geología y geotécnica del Proyecto Hidrológico de Chicoasén, Chiapas. Rivapalacio, Ricardo. Comisión Federal de Electricidad. México, D.F. 1979.

Investigaciones sobre el diseño y comportamiento durante la construcción de la Presa Chicoasén. Marsal, R.J. y Moreno G., E. Comisión Federal de Electricidad. México, D.F. 1979.

Manual de Diseño de Obras civiles. Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigaciones Eléctricas. México, D.F. 1980.

Manual de Mecánica de Suelos, Instructivo para ensaye de suelos. Dirección de Proyectos y Departamento de Ingeniería Experimental. S. R. H. México, D.F. 1967.

Inyectado de aluviones en cimentaciones para cortinas de materiales graduados. Higuera Gil, S. S.R.H. México, D.F. 1975.

Presas pequeñas, notas sobre diseño y construcción. Marsal, R.J. Instituto de Ingeniería, UNAM. México, D.F. 1974.

Presas de tierra y enrocamiento. Marsal, R.J. y Rosendiz Nuffez, D. Ed. Idmusa. México, D.F. 1979.

Ingeniería hidráulica en México. Marsal, R.J. y Tamez G., E. Publicación técnica de la S. R. H. México, D.F. 1956.