4355

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

ESTUDIO DEL VERTEDOR DE LA PRESA "LA ANGOSTURA" CHIAPAS

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

FERNANDO AGUILAR AMILPA

México, D.F. 1970

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

A MIS PADRES

A MIS HERMANOS

PARA MI ESPOSA

SORKY

CON TODO MI AMOR

Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA
Depto. de Exams.Profs.
Núm.40-
Exp.Núm.40/214.2/1.-

Al Pasante señor Fernando AGUILAR AMILPA
P r e s e n t e

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el señor profesor Ingeniero Antonio Capella V., para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

ESTUDIO DEL VERTEDOR DE LA PRESA "LA ANGOSTURA"
CHIAPAS

"El desarrollo contendrá los siguientes puntos:

I. Planteo del problema
II. Determinación de la Capacidad del vertedor.
III. Diversas alternativas para la obra de excedencias.
IV. Solución adoptada."

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable 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.

Muy atentamente,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México,D.F. 29 de Abril de 1970.
EL DIRECTOR

Ing. Manuel Rubín Ortiz

M.O'N.M'eag

I. PLANTEO DEL PROBLEMA

A) DESCRIPCION DE LA OBRA

La Presa "La Angostura" forma parte del sistema hidroeléctrico del río Grijalva; actualmente se encuentra en la primera etapa de su construcción y será, junto con las presas "Malpaso" e "Infiernillo", una de las más importantes de la República Mexicana. Se localiza en el Estado de Chiapas, a 50 Km. al suroeste de la ciudad de Tuxtla Gutiérrez.

La Cortina, de enrocamiento con núcleo central de arcilla, se desplantará sobre caliza blanda en la cota 399.00*, y la corona llegará a la cota 543.00. La altura máxima de cortina es de 147 m.

Sobre la margen derecha se tiene proyectada la obra de toma, con la casa de máquinas subterránea para alojar tres unidades con capacidad total instalada de 540,000 KW.

El desvío se hará mediante dos túneles de 13m. de diámetro, localizados uno en la margen derecha y el otro en la margen izquierda. La capacidad de la obra de desvío es de 4500 m^3/seg. para una altura de ataguía de 56 m.

De la obra de excedencias, la cual es motivo de este estudio, se hablará en los capítulos siguientes.

B) CARACTERISTICAS DEL VASO

1.- Escurrimiento medio anual para el período analizado (1945-1965)	9671×10^6 m^3
2.- Area Máxima de embalse (a la elev. 539.00)	600 km^2
3.- Capacidad al N.A.M.E. (a la elev. 539.00)	$18,600 \times 10^6$ m^3
4.- Capacidad al N.A.M.O. (a la elev. 539.00)	$10,000 \times 10^6$ m^3
5.- Capacidad muerta	800×10^6 m^3
6.- Capacidad útil para generación	$9,200 \times 10^6$ m^3

*Todas las cotas que se mencionan están referidas al nivel del mar.

En la figura 1 se muestra un esquema en planta de la obra.

C) CONSIDERACIONES DEL ESTUDIO.

En el presente trabajo se presentan diferentes alternativas para la obra de excedencias que se han estudiado en el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., por encargo de la Comisión Federal de Electricidad.

Para dicho estudio el Instituto de Ingeniería construyó un modelo hidráulico de fondo fijo.

Considerando las instalaciones fijas del laboratorio, como son la capacidad de las bombas alimentadoras del modelo y el espacio disponible para el mismo, se fijó como escala del modelo 1:50. Esta escala resulta también adecuada para observar el funcionamiento hidráulico del vertedor.

En el modelo se representó la topografía de un tramo del cañón, tanto aguas arriba como aguas abajo de la cortina. De la obra en sí, se representaron, la cortina, los túneles de desvío y cada una de las alternativas de vertedor.

El objeto de representar en el modelo los túneles de desvío, fue el de hacer un estudio adicional de la descarga de los mismos.

Para hacer una apreciación cualitativa de la erosión a la salida de los túneles, se reprodujo el lecho del río con arena de un diámetro representativo.

El resultado de este estudio adicional fue la modificación, en la dirección de la salida, del túnel de la margen derecha para evitar que la erosión llegara al pie de la cortina.

En la figura 2 se muestra un esquema de la instalación completa del modelo. En la figura 3 se observa la posición original y final del túnel de la margen derecha. Las figuras 4 y 5 muestran el funcionamiento y la erosión producida por la descarga antes de la modificación para un gasto de 4500 m^3/seg.; las figuras 6 y 7 corresponden a las mismas condiciones de descarga después de la modificación.

Los principales problemas que se presentan para la elección de la obra de excedencias son:

1.- Las características topográficas del terreno.

El cañón donde se encuentra localizada la presa tiene un talud que es casi vertical, desde el lecho del río hasta la cota 550.00 aproximadamente, lo cual implica, que al alojar una obra en la ladera, se tenga cortes muy grandes; consecuentemente, el costo de la estructura resulta elevado.

2.- La energía por disipar.

La carga que se tiene entre el nivel del agua en el vertedor y el nivel del río aguas abajo es de 100m aproximadamente; esto implica una considerable energía por disipar y resulta evidente que se deben tomar las precauciones necesarias para la protección de la obra disipadora.

3.- La velocidad del agua.

Las velocidades que se llegan a registrar en el canal son del orden de 35 a 40 m/seg; esto puede ocasionar que se presente cavitación en alguna zona del vertedor que dañe a la estructura. Por lo tanto, la obra exige tener posibilidad de reparaciones.

II. DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DEL VERTEDOR.

Para determinar la capacidad del vertedor se encontraron avenidas de diseño por los siguientes métodos:

1º Envolvente de gastos.

En función del área de la cuenca de la presa "La Angostura", y de un coeficiente de escurrimiento para la zona se obtuvo, de las envolventes de gasto, un gasto de pico de 23,000 m^3/seg. Con el valor así obtenido se mayoró la avenida máxima registrada, resultando el hidrograma mostrado en la figura 8.

2º Hidrograma unitario y envolvente de precipitaciones.

El método consiste en la determinación de una relación entre precipitaciones y escurrimientos, en la selección de una tormenta de diseño, y con esta tormenta y esa relación, el cálculo de la avenida de diseño.

Para cubrir la cuenca del vaso de "La Angostura" se eligieron las estaciones hidrométricas "Arco de Piedra" y "Santa Isabel", situadas aguas arriba de la presa, las cuales cubren un área de 15,500 Km^2 y 1,900 Km^2 respectivamente; en dichas estaciones y en siete más dentro de la zona, se contaba con registros diarios de precipitación y escurrimiento en un período de 1952 a 1966 para "Arco de Piedra" y de 1956 a 1966 para "Santa Isabel".

Es necesario considerar que no es válido usar valores diarios para la determinación del hidrograma unitario si se desea obtener de él información sobre los picos de los hidrogramas; sin embargo, la capacidad del vaso, para control de avenidas es grande y la capacidad de descarga del vertedor es relativamente pequeña; en estas condiciones interesa más el volumen del hidrograma que su pico.

En base a esto se determinaron los hidrogramas unitarios escogiendo la mayor tormenta registrada en la zona y posteriormente se calculó la avenida de diseño.

Debido a la falta de datos suficientes en la zona en estudio, hubo necesidad de usar las envolventes de precipitación de Estados Unidos, con zonas ciclónicas semejantes a la de la presa. El pico del hidro

grama así obtenido resulta muy parecido al obtenido en el inciso 1, sin embargo, el volumen es algo mayor. En la figura 9 se observa el hidrograma resultante.

3º Hidrograma unitario y tormenta ocurrida en 1969 en Oaxaca.

Entre Agosto y Septiembre de 1969, se registró en la estación "Temazcal", Oax., que pertenece a una cuenca vecina a la de "La Angostura", una tormenta que fue la mayor registrada en dicha estación.

Aún cuando las condiciones climatológicas son diferentes en una y otra cuenca, el hidrograma obtenido a partir de esta tormenta, usando los hidrogramas unitarios de "Santa Isabel" y "Arco de Piedra", presenta las características más desfavorables para su control, dado que su volumen resultó mayor que los anteriormente calculados, no obstante tener un pico menor (11,000 m^3/seg). Por otra parte, es factible que se presente una avenida cuyo hidrograma tenga una forma semejante a la del obtenido, la cual es la más desfavorable para el control, Fig. 10.

Finalmente, se eligió esta como la avenida de diseño para la obra de excedencias.

TRANSITO DE AVENIDAS.

Inicialmente se eligió el vertedor para descargar un gasto máximo de 4,500 m^3/seg; sin embargo, la elevación máxima para desalojar las avenidas calculadas por el segundo y tercer método, era superior al NAME. Como consecuencia de esto, se aumentó su capacidad a 6,000 m^3/seg. dando un ancho mayor al canal.

En esas condiciones, y con la cresta alojada en la cota 520, se efectuaron los tránsitos de las avenidas de diseño propuestas, suponiendo diferentes elevaciones iniciales del embalse. En las figuras 11, 12 y 13 se presentan los tránsitos de las tres avenidas de diseño, así como las curvas elev. del embalse-tiempo. Se observó que a variaciones significantes en la elevación inicial de operación, correspondían variaciones pequeñas en la elevación máxima necesaria para desalojar la avenida. Esto permite una mayor flexibilidad en la elección de las políticas de operación de las compuertas para el control de una avenida determinada. En la figura 14 se observa el tránsito de la avenida final de diseño con otra política de operación; también se observa una modificación en la posición de la cresta, quedando esta

en la cota 517.50. El objeto de bajar la cresta a esa elevación fue el de aumentar la capacidad de vertedor, ya que en la solución adoptada de este, se aumentó el número de pilas y por ende, se redujeron los claros libres.

La capacidad del vertedor en la solución adoptada y en las condiciones mencionadas es de aproximadamente 7,000 m^3/seg.

III. DIVERSAS ALTERNATIVAS PARA LA OBRA DE EXCEDENCIAS.

A. PRIMERA ALTERNATIVA.

La primera solución que se planteó fue la de alojar el vertedor sobre la margen izquierda. Dicho vertedor formado por un canal de acceso, una rápida descarga alojada en la ladera, y al final de esta, un tanque amortiguador. En las figuras 15 y 16 se aprecian la planta y el perfiel de esta alternativa.

Previendo posibles daños en la rápida y en el tanque, el canal se divide en dos mediante un muro central, para tener opción a cerrar la mitad del canal mediante compuertas.

1. Ventajas.

La principal es la de tener la disipación casi total de la energía en el tanque, obligando a que el agua llegue al río con régimen tranquilo.

2. Desventajas.

La obra se encuentra muy cerca de la cortina, por lo tanto, un daño en la obra de excedencias puede ser de consecuencias para la cortina.

Los cortes que se tienen que hacer son grandes, sobre todo en el tanque, en donde son del orden de 110m; esto supone un volumen de excavación elevado y problemas de anclaje, consecuentemente un costo también elevado. Otra desventaja por cuanto a los cortes, es que son desbalanceados y se crean en los taludes condiciones desfavorables de estabilidad.

La construcción de un muro esbelto en el tanque resulta inadecuada, pues estaría sometido a presiones dinámicas fuertes, producidas por las ondas que se forman en la rápida y que se inician a la salida de las pilas.

3. Funcionamiento en el modelo.

Aún cuando la ventaja de esta alternativa es la de tener un tanque amortiguador, en el modelo se observó que su funcionamiento no era del todo satisfactorio pues el agua llegaba al extremo del tanque sin haber disipado suficiente energía; por otra parte, las corrientes del fondo chocaban contra el muro central y contra las paredes, pro-

duciendo el estado de agitación que se ve en la figura 17.

El aumentar las dimensiones del tanque implicaba un aumento considerable en el volumen de excavación, dada la cercanía de la obra - con la cortina; esto condujo a analizar una nueva localización de la obra.

En la figura 18 pueden observarse las ondas que se forman en la rápida, la figura 19 muestra el funcionamiento del tanque.

B. NUEVA LOCALIZACION DE LA RAPIDA.

Para evitar el problema de cortes grandes y el de poner en peligro a la cortina por la cercanía de la estructura de descarga, se proyectó la rápida donde la pendiente del terreno se torna suave y con un desarrollo tal, que resulta perpendicular a las curvas de nivel en casi toda su trayectoria. Figura 20.

Una ventaja más de esta nueva localización es la posibilidad de tener como obra disipadora. un salto de esquí, que puede descargar sin provocar daño a la cortina.

C. SEGUNDA ALTERNATIVA.

Con la nueva localización de la rápida se solucionó el problema de tener cortes grandes en el canal; sin embargo, el problema persistía en el tanque al tratar de alojar a este en la ladera. Mediante la construcción de un tanque en el cauce, se pretendió dar solución a este problema. En las figuras 21 y 22 se presentan la planta y el perfil de la obra de excedencias.

1.- Ventajas

Como ya se mencionó, se evitan los cortes grandes; presenta también la misma ventaja que la primera alternativa por tener como obra disipadora un tanque amortiguador con el cual, teóricamente, no se tendrían socavaciones en el cauce, ni daños a las laderas.

2.- Desventajas

La construcción del tanque resulta difícil y costosa si se tiene en cuenta que la obra debería realizarse dentro del cauce, lo cual

implica la construcción de una obra adicional para desviar el río durante la etapa de construcción del tanque. Por las condiciones topográficas del terreno, dicho desvío se tendría que hacer mediante un túnel.

Otra desventaja es la posibilidad de tener daños en la rápida y principalmente en la caída, debido a la cavitación producida por las altas velocidades que se registran a la entrada del tanque.

Una desventaja más es que se tiene un sólo vertedor y si ocurren daños no existe la flexibilidad necesaria para reparaciones.

4. Funcionamiento en el Modelo.

Para evitar la presencia de objetos que pudieran dañar al tanque y para poder repararlo, se hizo necesario proyectar un muro al extremo del tanque, con la corona a la cota 425, como mínimo, para poder operar las turbinas normalmente y al mismo tiempo vaciar el tanque para su inspección.

Se probaron en el modelo varias alternativas para diferentes alturas de los muros laterales, una con todos, incluyendo el del extremo, a la cota 425.00, y otra con los laterales a la cota 440.00.

La primera alternativa tenía por objeto probar el funcionamiento de tanque combinado con el funcionamiento de vertedor lateral, con el fin de restar más energía al agua. El resultado no fue del todo satisfactorio debido a que el agua vertía hacia afuera del tanque.

Respecto al funcionamiento con los muros laterales a la cota 440.00, se observó que para gastos grandes, se formaban turbulencias fuertes; figura 24. Además, la presencia del muro al extremo del tanque producía una elevación del tirante al final del mismo, formando corrientes hacia las laderas, con peligro de dañarlas; figura 25.

En virtud de no poder prescindir del muro extremo, de las dificultades de construcción y del costo, esta solución no resulta adecuada.

IV. SOLUCION ADOPTADA.

Finalmente, la alternativa que presenta menos problemas y ofrece más seguridad, es la de construir dos canales separados, cada uno con un salto de esquí como obra disipadora. Esta obra está formada por un canal de acceso común y para cada canal, una rápida con curva horizontal peraltada, una caída con curva circular, y una cubeta deflectora. La obra, en planta y perfil, puede observarse en las figuras 26 y 27.

1.- Ventajas.

El costo de esta alternativa es inferior al de las anteriores, aún considerando el costo de un túnel adicional que se tendrá que construir como más adelante se mencionará. Es evidente que al tener dos canales separados, la inspección y reparación de la estructura se facilitan. Por otra parte, si se considera que la posibilidad de cavitación es función directa de la velocidad, es factible esperar daños menores en la estructura pues el agua se suelta a una elevación mayor.

2.- Desventajas.

Mediante el salto de esquí, la disipación de la energía es pequeña y el agua al caer al río tiene tal energía, que es capaz de socavar el lecho del cauce y provocar la consecuente formación de una barra.

El lecho del río así socavado puede provocar un deslizamiento en las laderas; no suponiendo peligro para las estructuras pues la cortina está alejada de la zona de descarga y la obra de excedencias no tiene contacto con el cauce; si bien, el material deslavado puede propiciar que se cierre el cauce y que haya una sobreelevación del tirante aguas arriba de la zona de descarga, con lo cual se tiene una pérdida de carga para generación de energía eléctrica.

Este problema se resuelve mediante la construcción de un túnel de paso alojado sobre la margen derecha, el cual se iniciaría antes de la zona de descarga y terminaría aguas abajo de la misma lo

suficientemente alejado de la barra para que ésta no tape la salida del túnel. Por no tenerse el proyecto definitivo del túnel de paso, se da su localización aproximada en la figura 28.

3.- Cálculo de la socavación y de la barra.

Para tener una idea cuantitativa de las dimensiones de la socavación y de la barra, se realizó un estudio tomando en cuenta las experiencias de Lebediev[5] e Isbach[5] sobre cierre de cauces, y las de Yudiskii[4] relativas al cálculo de socavaciones.

En este estudio intervinieron como parámetros: la longitud del canal de descarga, la altura de caída del agua, un gasto de vertido y las propiedades físicas del material del lecho del río, tales como peso volumétrico, espesor de las capas estratigráficas y fracturamiento. Por tener grandes fluctuaciones en el tamaño de los espesores de las capas estratigráficas, se eligieron 1, 2 y 4 metros como espesores representativos.

El primer paso que se siguió en el cálculo fue encontrar la altura de la barra para la cual se producía la velocidad crítica de arrastre de material, o sea, la altura máxima que podría alcanzar la barra dependiendo de las dimensiones del material del fondo. En la figura 29 se presenta un croquis con las variables que intervienen en el cálculo y cuya secuela se menciona a continuación. Para un gasto de vertido dado:

(a) Se supone una altura de barra h_b.

(b) Se supone una caída de energía z entre las secciones 1-1' y 2-2'. Como se conoce el nivel del río aguas abajo, NAB, a partir de la curva de gastos elevaciones del río, se tiene que:

$$H_0 = NAB + z - h_b$$

(c) Con la relación z/H_0, se obtiene, de gráficas encontradas por Lebediev[5], el coeficiente de descarga para ser usado en el cálculo del gasto unitario como:

$$q = m \sqrt{2g}\, H_0^{\;3/2}$$

dicho gasto tiene que ser igual al obtenido de:

$$q = Q/b_m$$

(d) Si no se cumple la condición (c) el proceso se repite desde (b) hasta que se cumpla; cuando esto suceda, se obtiene H como:

$$H = H_0 - \underbrace{(q/(NAB + z))^2 / 2g}_{V^2_0/2g} .$$

(e) Con la relación z/H y de gráficas obtenidas también por Lebediev[5], se puede conocer ΔZ y por ende, h y la velocidad en la sección de vertido de la barra.

(f) La velocidad obtenida en (e), se compara con la velocidad crítica de arrastre, que de acuerdo con la expresión de Isbach[5], es función de las dimensiones y peso del material, así:

$$V_{cr} = 0.86 \sqrt{2g (\gamma_s - \gamma) / \gamma} \sqrt{D}$$

donde:

γ_s = Peso volumétrico seco del material.

γ = Peso volumétrico del agua.

D = Diámetro de una esfera de volumen igual al volumen del material en estudio.

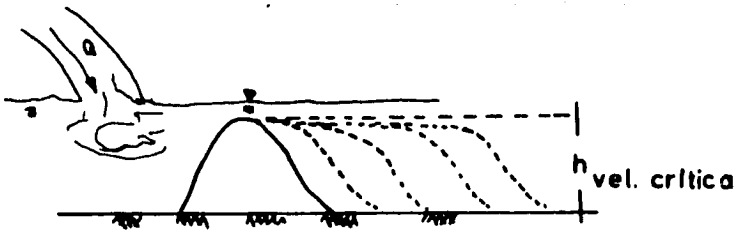
Si ambas velocidades no son iguales, se repite el proceso desde el inciso (a).

Una vez obtenida la altura de barra para la cual se presenta la velocidad crítica y el correspondiente nivel aguas arriba, NAA, se procede a hacer el cálculo de la socavación bajo estas condiciones.

Puede suceder que el volumen socavado que se obtiene no sea suficiente para formar una barra hasta la altura de vel. crítica; en este caso se corrige la altura de barra hasta que el volumen de ésta sea igual al socavado; cabe hacer notar que se consideró un ángulo de reposo del material de 45°.

Puede suceder también que el material socavado tenga un volumen mayor que el necesario para formar la barra hasta la altura crítica, en este caso el material se deposita hacia adelante y si el volumen socavado fuera infinito se formaría una barra horizontal; esto se

explica en la siguiente figura:



La secuela que se sigue para el cálculo de la socavación es la siguiente, donde cada uno de los parámetros se representan en la figura 30.

(a) Se obtiene el tirante crítico en la sección de despegue del chorro con:

$$h_{cr} = \sqrt[3]{q^2/g}$$

(b) Con la relación c/h_{cr} se supone un valor de B^*/A^*, dentro del rango que señala Yudiskii[4].

(c) Se calcula B^* usando la formula:

$$B^* = \frac{1.05\, l_o \left(\frac{V_{cv}}{V} - 1\right)}{1.1 + 0.5\frac{l_o}{h_{cr}} - \left(0.42 + 0.14\frac{l_o}{h_{cr}}\right)\frac{A^*}{B^*}}$$

(d) Con la relación B^*/z_0 y con c/h_{cr}, se obtiene de gráfica[4] el valor de t/h_{cr}.

(e) Con t/h_{cr} y c/h_{cr} se encuentra la relación B^*/A^* que debe ser igual a la supuesta en (b), en caso de no ser así se repite el proceso desde (c).

(f) Finalmente la profundidad de la socavación es:

$$d = t - NAA$$

Para calcular la pérdida de carga se encontró que para el gasto máximo de las turbinas (600 m^3/s) se necesita, sobre la cresta de la barra, una carga mínima de 3 metros.

En base a esto, se calcularon las pérdidas de carga para gastos en el vertedor de 2000, 4000 y 6000 m^3/seg. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla 1.

4.- Detalles del diseño.

(a) Canal de acceso.

El criterio seguido para elegir la geometría del canal de acceso fue el trazarlo sobre el plano de la planta de la obra y posteriormente probar su funcionamiento en el modelo.

El principal problema que se presentó en el canal de acceso fue el de determinar la forma de la margen derecha, ya que a la entrada de la misma se formaba una serie de vórtices. Asimismo, se observaba una distribución no uniforme de los tirantes en la cresta vertedora, debido a la presencia, en el canal de llamada, de una corriente helicoidal que hacía que el agua superficial se concentrara en la margen izquierda.

Las características geométricas del canal de acceso que presentó un funcionamiento más aceptable, se encuentran acotadas en la figura 31.

(b) Cimacio.

Se determinó que la forma de la cresta fuera un perfil Creager cuya ecuación es del tipo[3]:

$$y/H_0 = K \ (x/H_0)^n$$

en la que K y n son constantes que dependen de la velocidad de llegada. La U.S.B.R. da criterios para determinar esas constantes. La ecuación depende también de la carga de proyecto H_0.

Para las características de "La Angostura", la ecuación del cimacio quedo:

$$y = 0.033 \ x^{1.85}$$

Las características del cimacio de la curva de enlace con la rápida, se detallan en el croquis de la figura 32.

(c) Rápida.

La elección de la pendiente de la rápida se hizo en base a las condiciones topográficas del terreno, procurando evitar cortes grandes y al mismo tiempo no tener velocidades fuertes. Para la curva horizontal, se buscó el mayor radio posible en función de la dirección del chorro a la salida y tratando de que el peralte recomendable no fuera excesivo, ya que este es función del radio, así:

$$H = \frac{V^2 B}{gR}$$

formula que es resultado de la segunda ley de Newton[6], donde

H, peralte recomendable

V, velocidad en una sección

B, ancho del canal

R, radio de la curva horizontal

Para encontrar las transiciones entre secciones no peraltadas y secciones peraltadas, se mantuvo constante la pendiente de la parte exterior del canal; de esta manera la transición de entrada a la curva se hizo por la parte interior del canal y la de salida por la parte exterior; esto se hizo con el objeto de no tener contrapendientes en el canal; la longitud de las transiciones se propuso arbitrariamente y se probaron posteriormente en el modelo.

La forma y características de la rápida se aprecian en el perfil y planta de la obra (figuras 26 y 27.).

Por cuanto a la caida, se le dió una curva vertical circular cuyo radio fue mayor que el radio de curvatura más grande de la parábola que formaría la trayectoria de una partícula de agua saliendo de la rápida, esto fue con el fin de no tener subpresiones que pudieran ocasionar la cavitación del agua.

(d) Salto de esquí.

Para el diseño de la cubeta deflectora se siguió el criterio americano que recomienda que se de un ángulo de salida de 30°, procurando también la simetría en ángulos con respecto a la horizontal.

Para el radio de curvatura se recomienda que sea mayor de 5 veces el tirante máximo en la cubeta (fig. 27).

La elevación a la que descarga cada cubeta se definió tratando de evitar al máximo los cortes grandes; puede observarse en la figura 27 que la cubeta del canal izquierdo (elev. 445.00) descarga a una elevación mayor que la cubeta del canal derecho (elev. 445.00) por las razones expuestas.

5. Funcionamiento en el Modelo.

(a) Canal de acceso.

El funcionamiento del canal de acceso resulta satisfactorio pues los vórtices que se forman en la entrada no tienen una influencia notable en el funcionamiento del vertedor. El funcionamiento del canal de acceso puede observarse en la figura 32'.

(b) Rápida.

El funcionamiento de la rápida resultó satisfactorio para el gasto de diseño del peralte (1500 m^3/seg) (fig. 33). Para gastos pequeños, el agua se concentra sobre la margen derecha del canal y por consiguiente la distribución de tirantes en el canal es muy irregular, sin embargo son gastos que no provocarían daños.

Para el gasto máximo del vertedor la distribución es un poco irregular, pero se puede considerar satisfactorio pues es un gasto con muy baja probabilidad de ocurrencia.

El funcionamiento de la rápida afecta a la descarga de la cubeta, pues debido a una onda que se forma en la curva horizontal, la estela del chorro en caída resulta un tanto irregular. Sin embargo, no conviene tratar de quitar esa onda pues implica formar superficies alabeadas, que por su difícil construcción podrían favorecer a la cavitación.

(c) Salto de Esquí.

El funcionamiento de los saltos de esquí resultó completamente satisfactorio pues el chorro se despega aún para gastos muy pequeños.

En lasfiguras 34 y 35 se aprecia el funcionamiento de los saltos para el gasto máximo (aproximadamente de 7000 m^3/seg) por ambos canales.

AGRADECIMIENTOS.

Agradezco al Ingeniero Antonio Capella V. la dirección de esta tesis, así como los valiosos consejos para la realización de la misma. Al Ingeniero Francisco Echavarría A. por su amable colaboración. Al Ingeniero Rolando Springall G. por orientarme en el campo profesional.

BIBLIOGRAFIA

1. A. Capella V., F. Echavarría A.
   "Modelo Hidráulico de la Presa "La Angostura", Chiapas".
   Instituto de Ingeniería (UNAM) 1969.

2. A. Capella V.
   "Determinación de una avenida de diseño para el vertedor de la Presa "La Angostura", Chiapas".
   Instituto de Ingeniería (UNAM) 1969.

3. U. S. B. R.
   "Diseño de Presas pequeñas"
   C.E.C.S.A. 1966

4. Francisco J. Echavarría A.
   "Estudio de la descarga del vertedor de la Presa "Santa Rosa", Jalisco".
   Tesis profesional (UNAM) 1968

5. José L. Sánchez B., Carlos Cruickshank
   "Contribución a la hidráulica del cierre de cauces"
   Instituto de Ingeniería 1963

6. Comisión Federal de Electricidad
   "Manual de diseño de Obras Civiles"
   C. F. E. 1969

BIBLIOTECA CENTRAL
U. N. A. M.

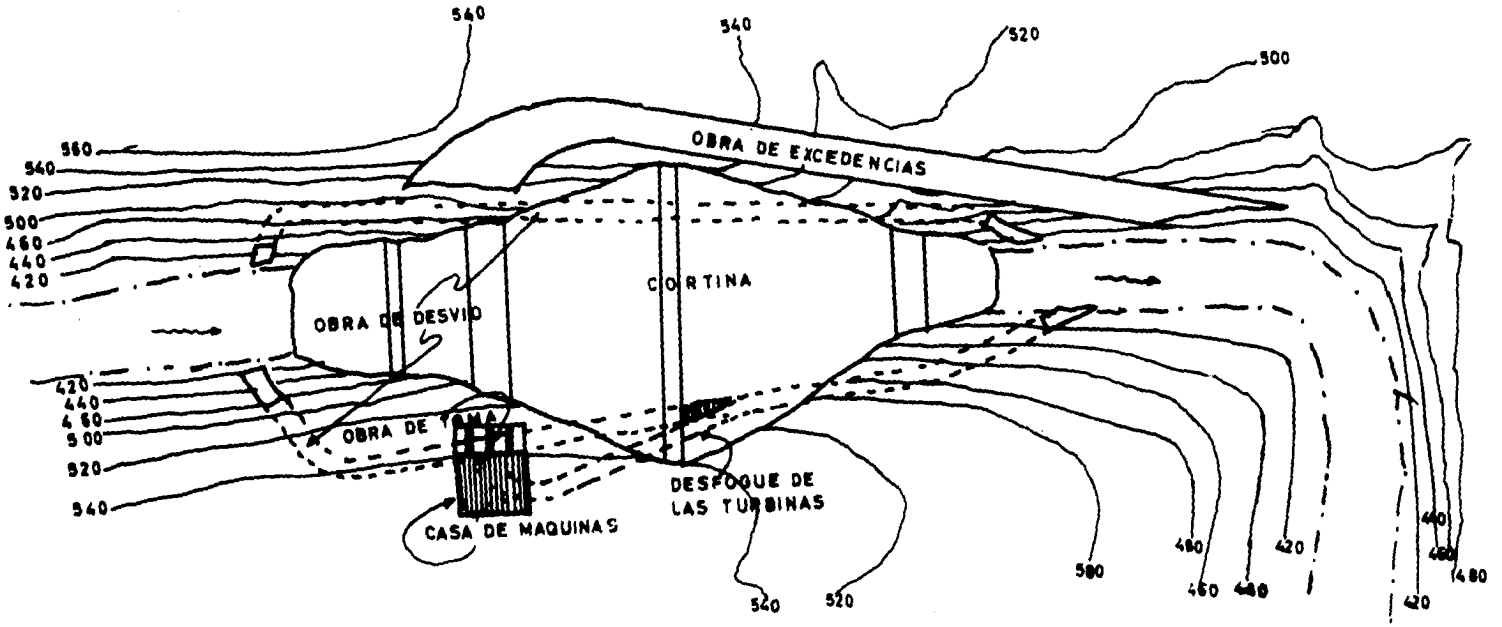


FIG. 1 ESQUEMA DE LA PLANTA DE LA PRESA

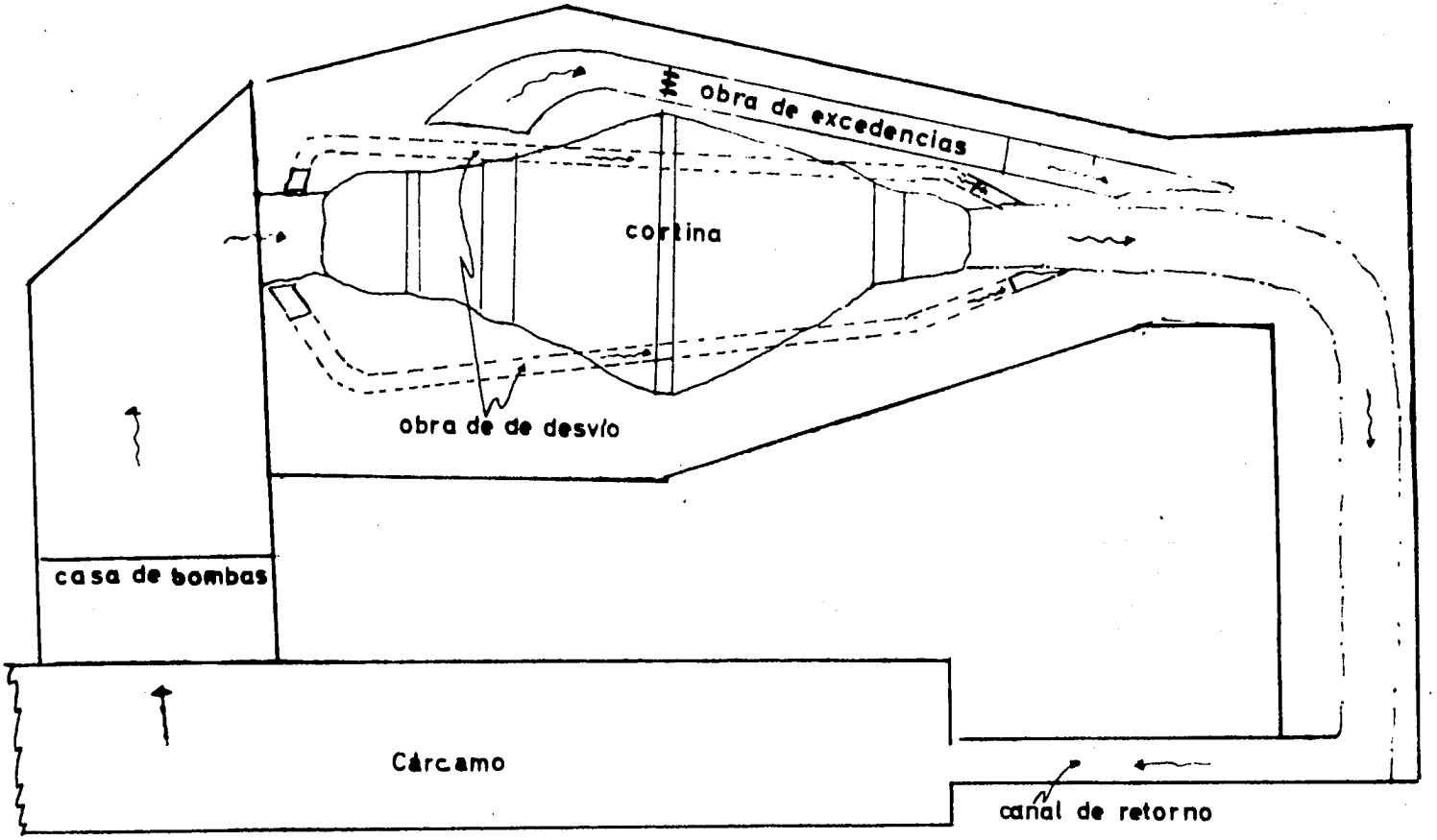


FIG. 2 ESQUEMA DE LA INSTALACION DEL MODELO

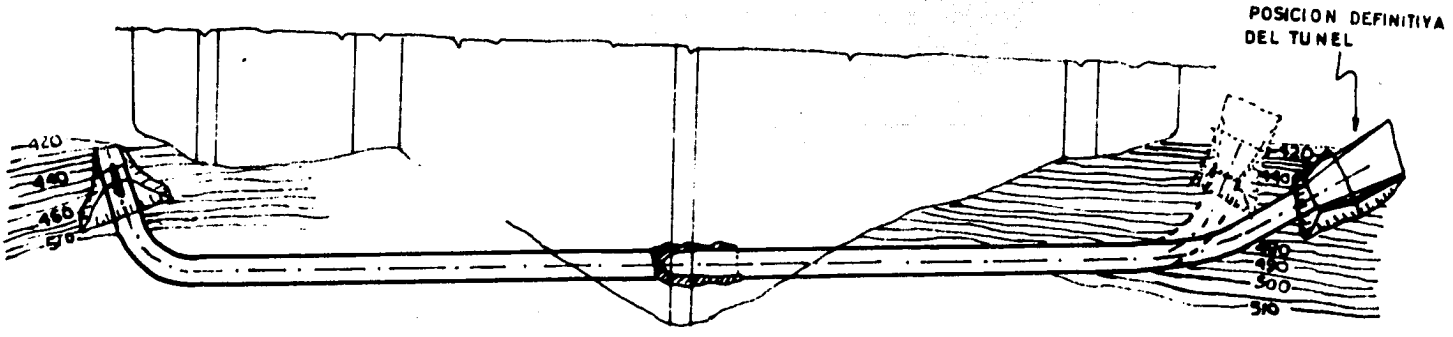


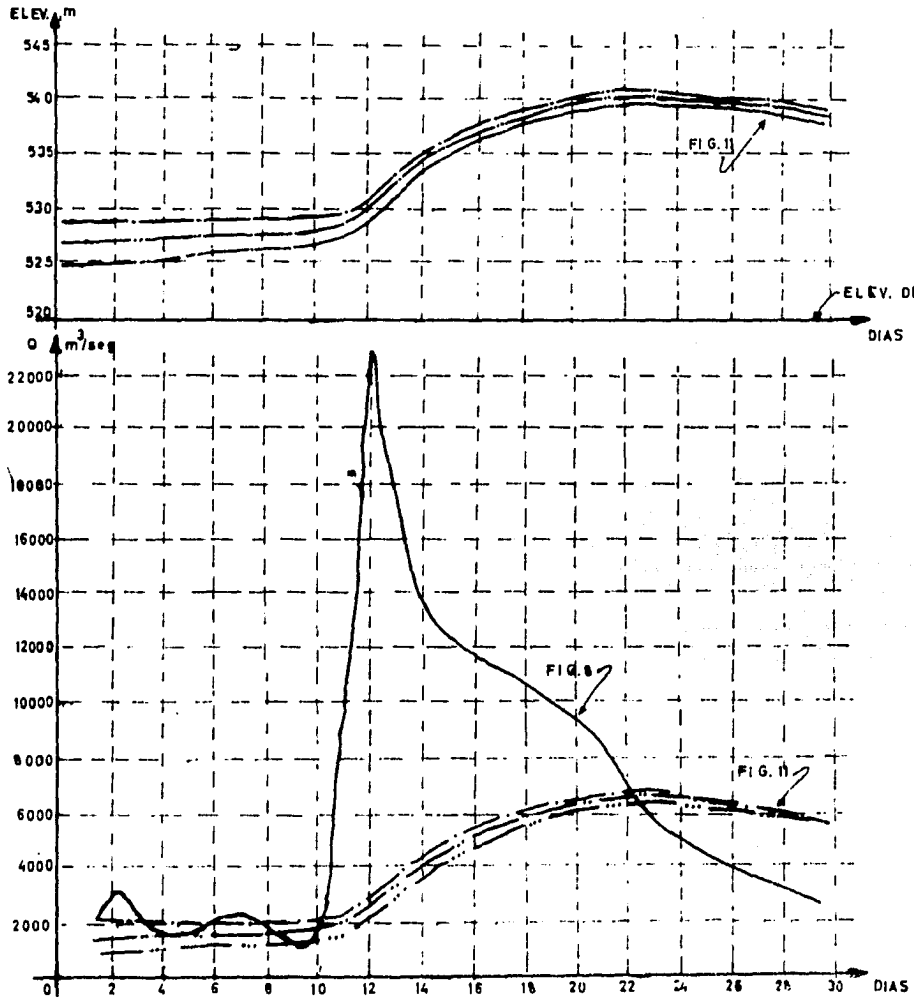
FIG. 3 MODIFICACION DEL TUNEL DE DESVIO DE LA MARGEN DERECHA

FIG. 4 FUNCIONAMIENTO DE LOS TUNELES DE DESVIO ANTES DE LA MODIFICACION

FIG. 5 EROSION PRODUCIDA POR LA DESCARGA MOSTRADA EN LA FIG. 4 DESPUES DE 30 MINUTOS

FIG. 6 FUNCIONAMIENTO DE LOS TUNELES DE DESVIO DESPUES DE LA MODIFICACION

FIG. 7 EROSION PRODUCIDA POR LA DESCARGA MOSTRADA EN LA FIG. 6 DESPUES DE 30 MINUTOS



	ELEVACION INICIAL	GASTO INICIAL	ELEVACION MAXIMA
—·—	525	920	539.80
—··—	527	1400	540.20
—···—	529	2000	540.80

FIG. 8 HIDROGRAMA OBTENIDO CON LA ENVOLVENTE DE GASTOS

FIG. 11 TRANSITO DE LA AVENIDA DE LA FIG. 8

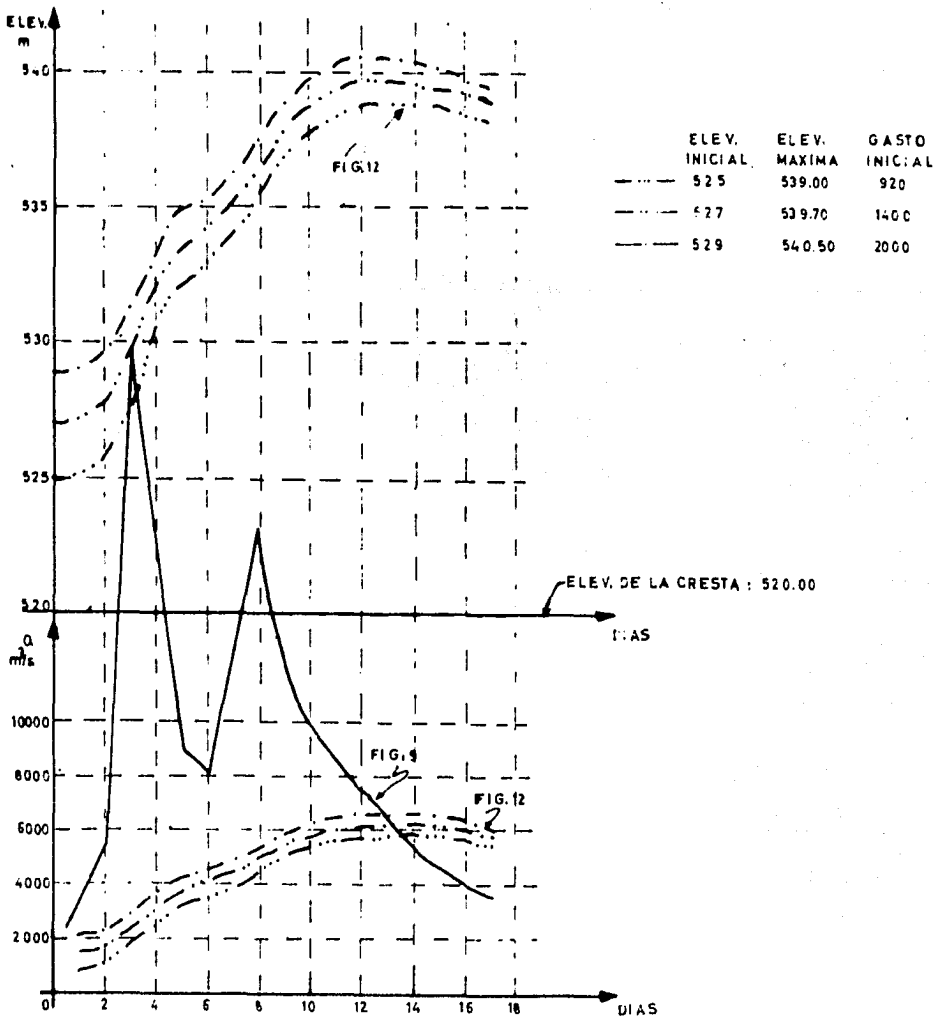
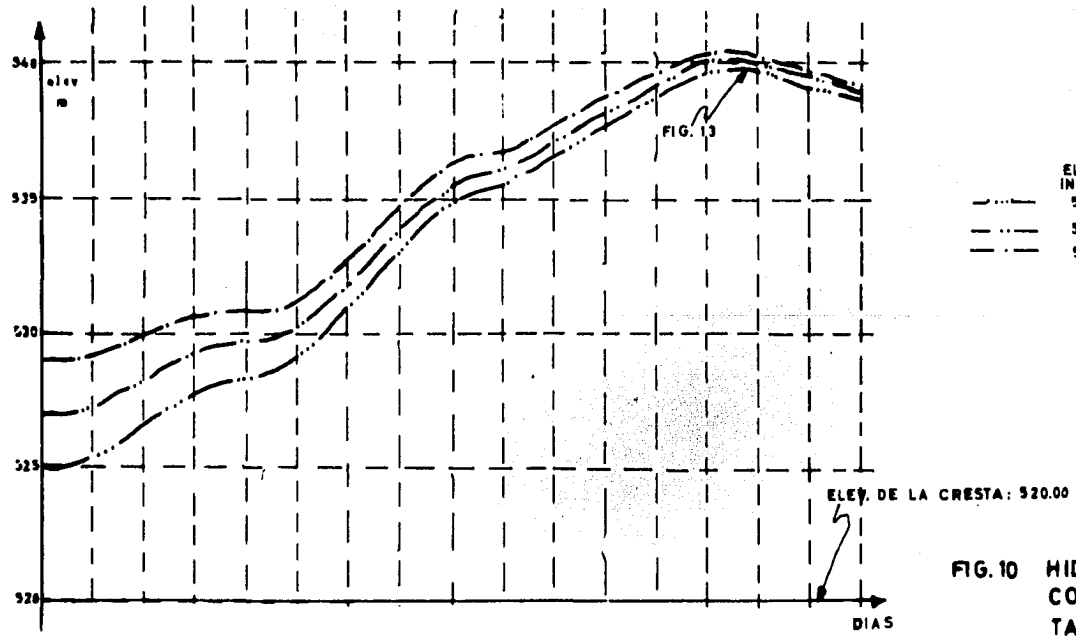


FIG. 9 HIDROGRAMA OBTENIDO CON EL HIDROGRAMA UNITARIO

FIG. 12 TRANSITO DE LA AVENIDA DE LA FIG. 9



	ELEV. INICIAL	ELEV. MAXIMA	GASTO INICIAL
—·····—	525	539.80	920
— ·· —	527	540.15	1400
— · —	529	540.50	2000

FIG. 10 HIDROGRAMA OBTENIDO CON EL HIDROGRAMA UNITARIO Y LA TORMENTA OCURRIDA EN OAXACA

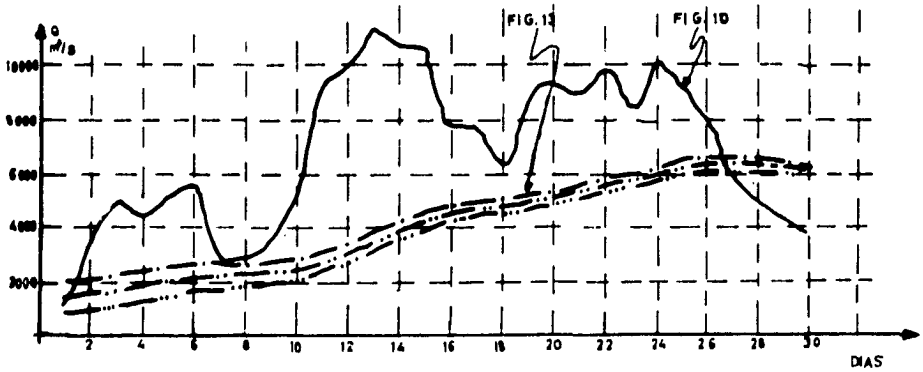


FIG. 13 TRANSITO DE LA AVENIDA DE LA FIG. 10

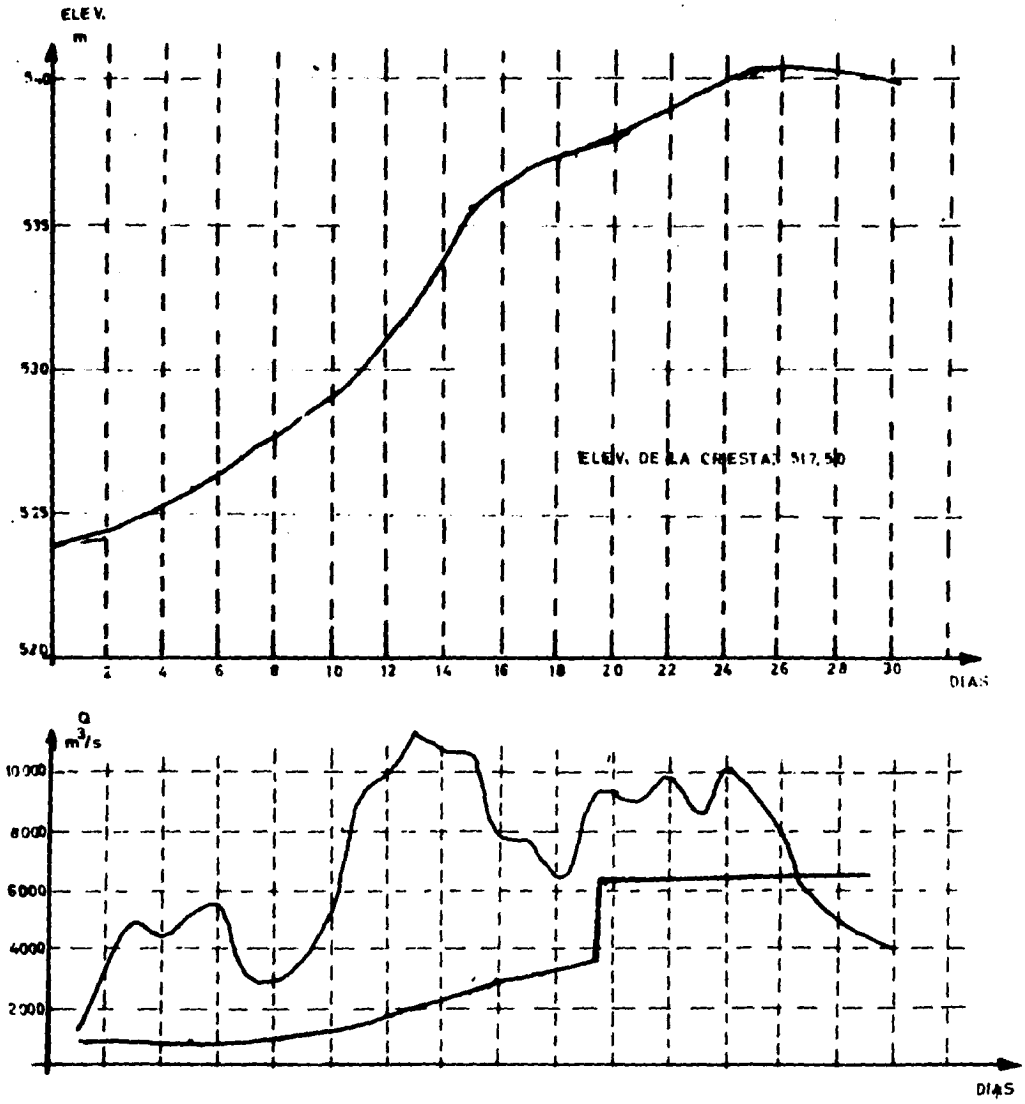


FIG. 14 TRANSITO DE LA AVENIDA CON LA TORMENTA DE TEMAZCAL

FIGURA 15

PRIMERA ALTERNATIVA

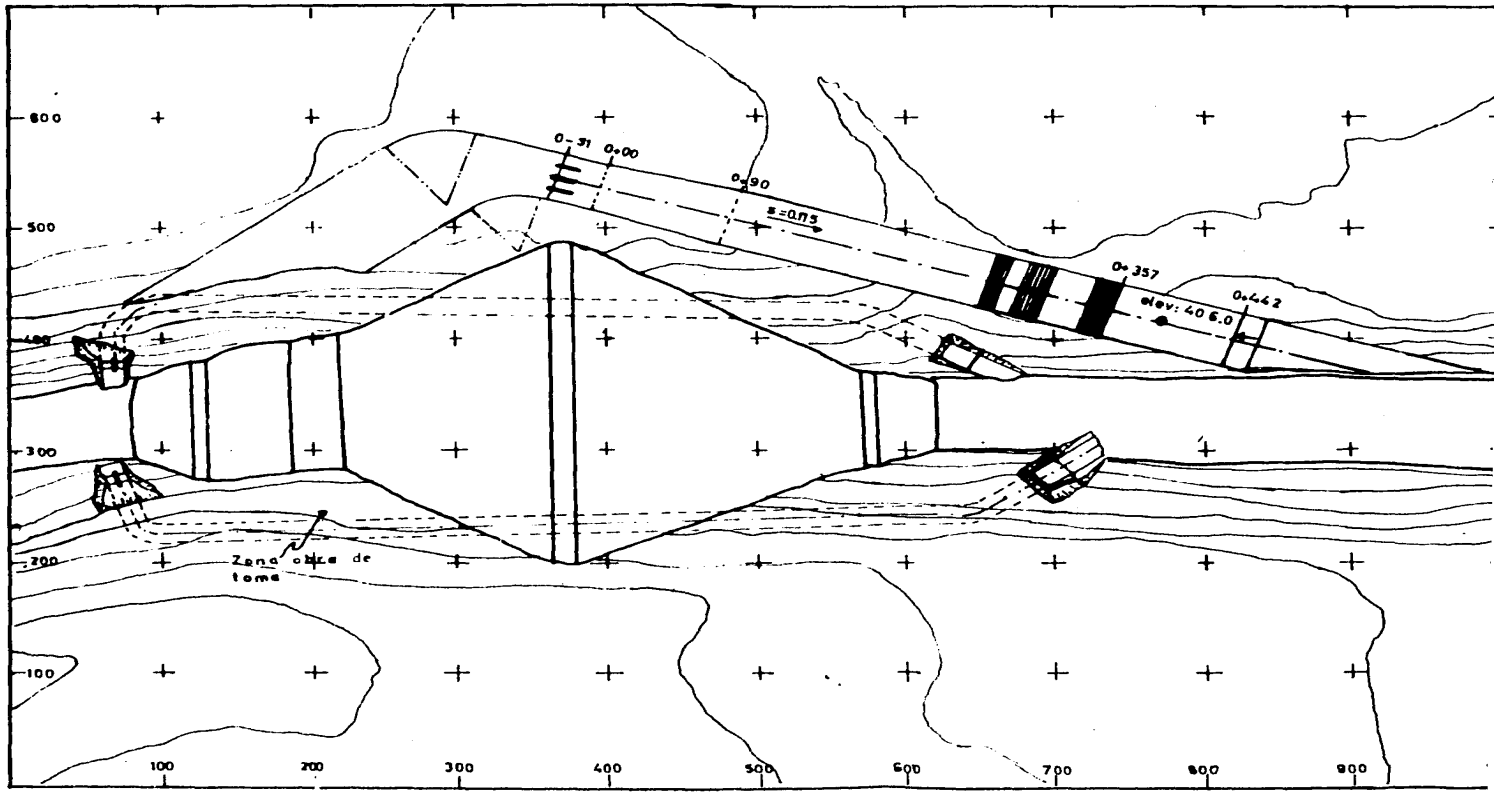
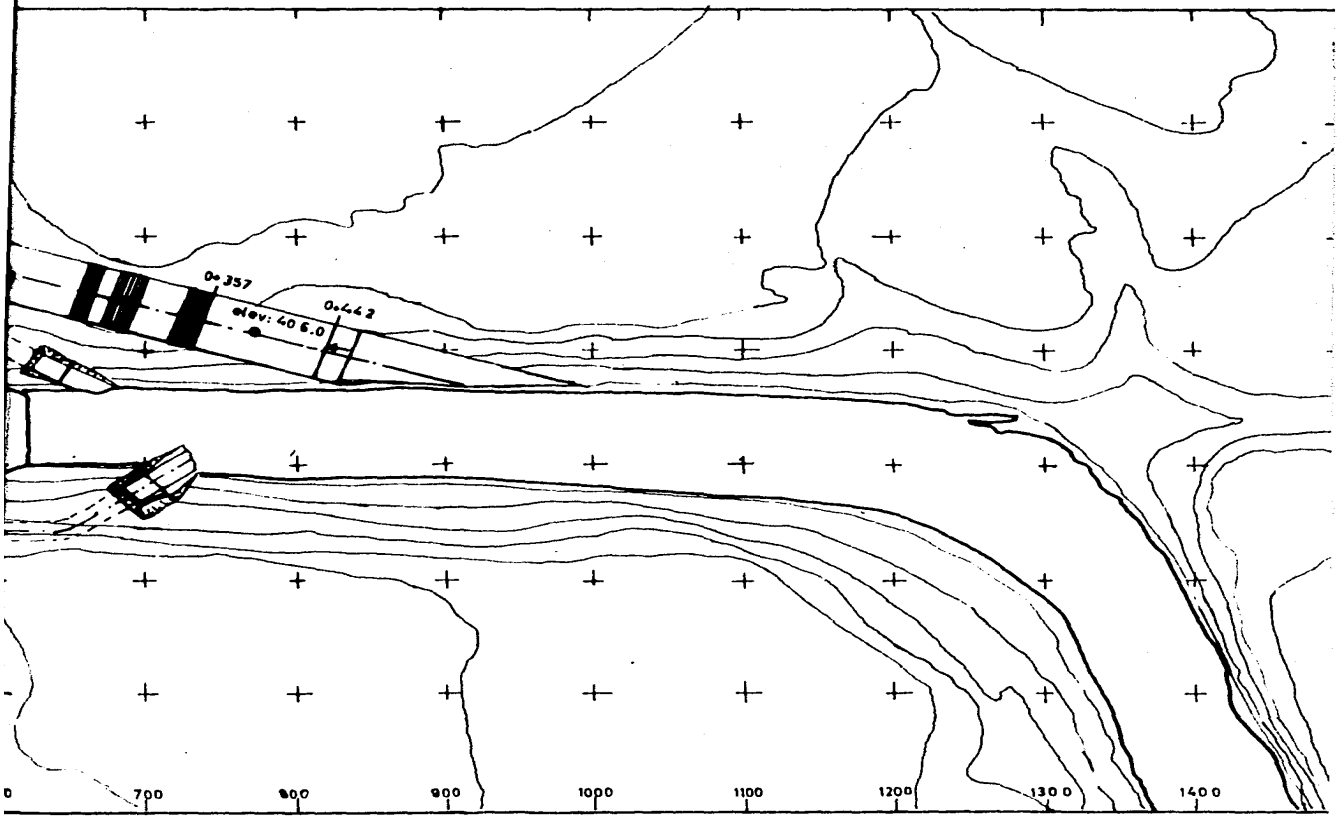


FIGURA 15

PRIMERA ALTERNATIVA



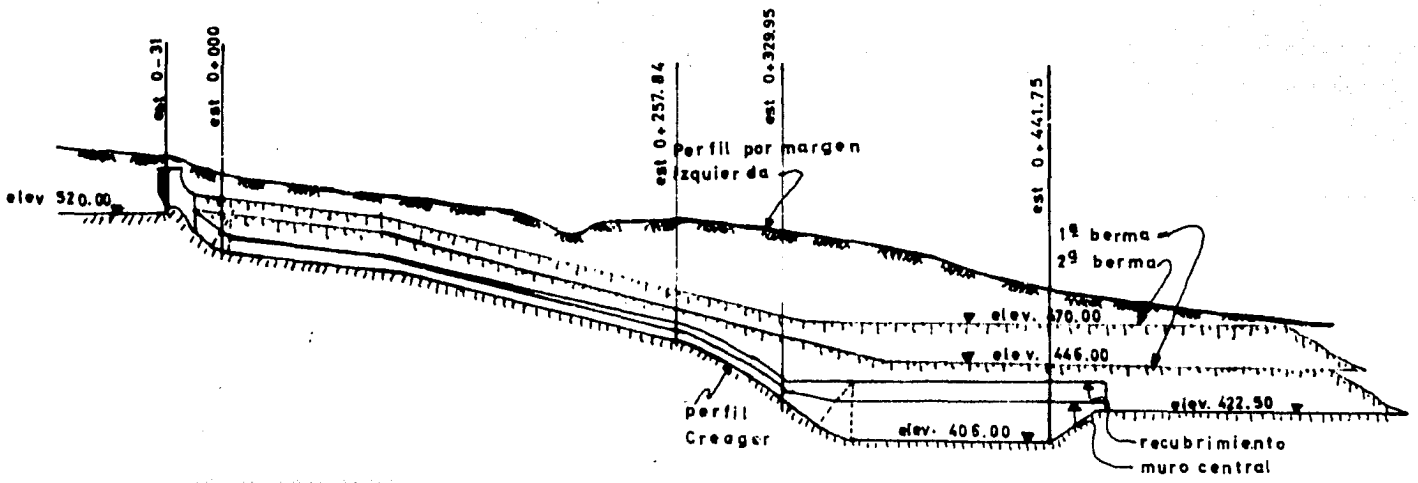


FIG. 16 PERFIL DE LA PRIMERA ALTERNATIVA

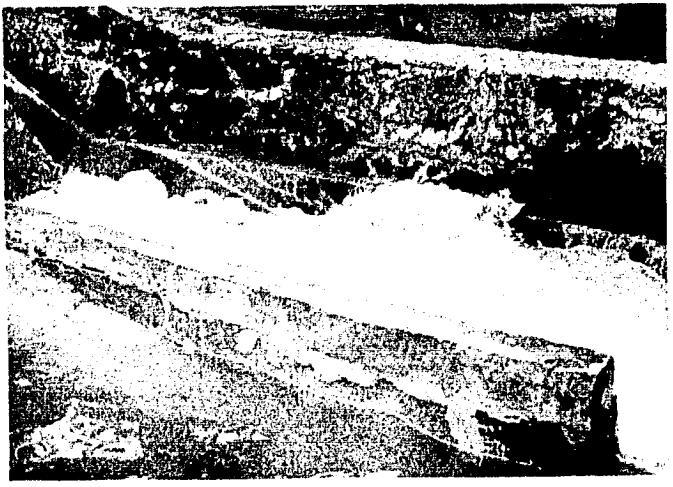


FIG. 17 VISTA DEL TANQUE AMORTIGUADOR

FIG. 18

FUNCIONA-
MIENTO DE
LA RAPIDA

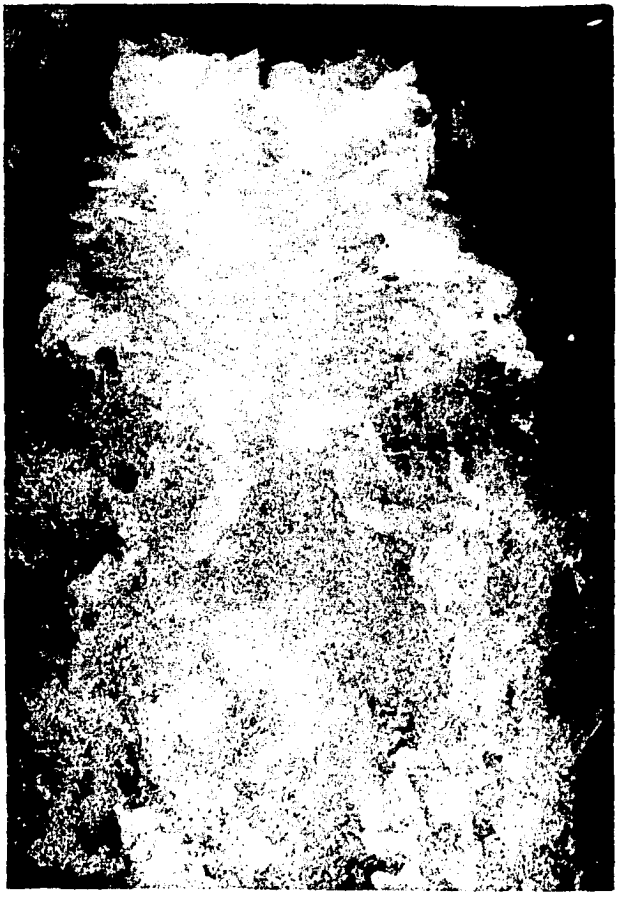
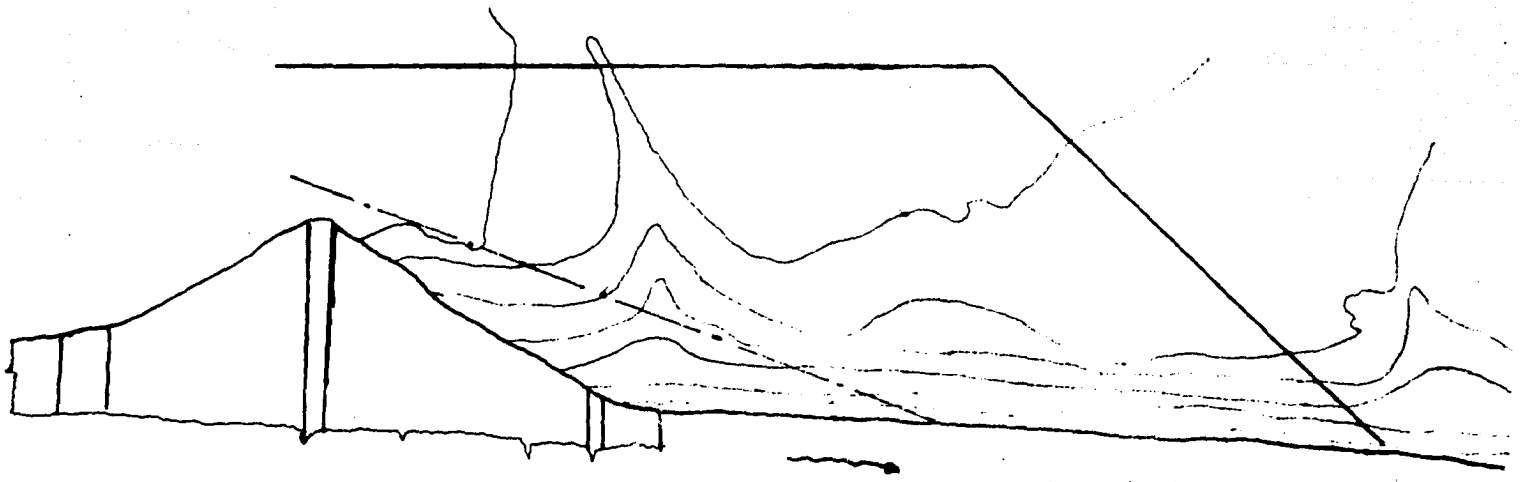


FIG. 19 FUNCIONAMIENTO DEL TANQUE



—·— ANTIGUA LOCALIZACION

—— NUEVA LOCALIZACION

EN ESTA FIG. SE APRECIA QUE CON LA NUEVA LOCALIZACION SE CORTA A LAS CURVAS DE NIVEL PERPENDICULARMENTE CON LO QU SE EVITA TENER CORTES GRANDES

FIG. 20 NUEVA LOCALIZACION DE LA RAPIDA

FIGURA 21

SEGUNDA ALTERNATIVA

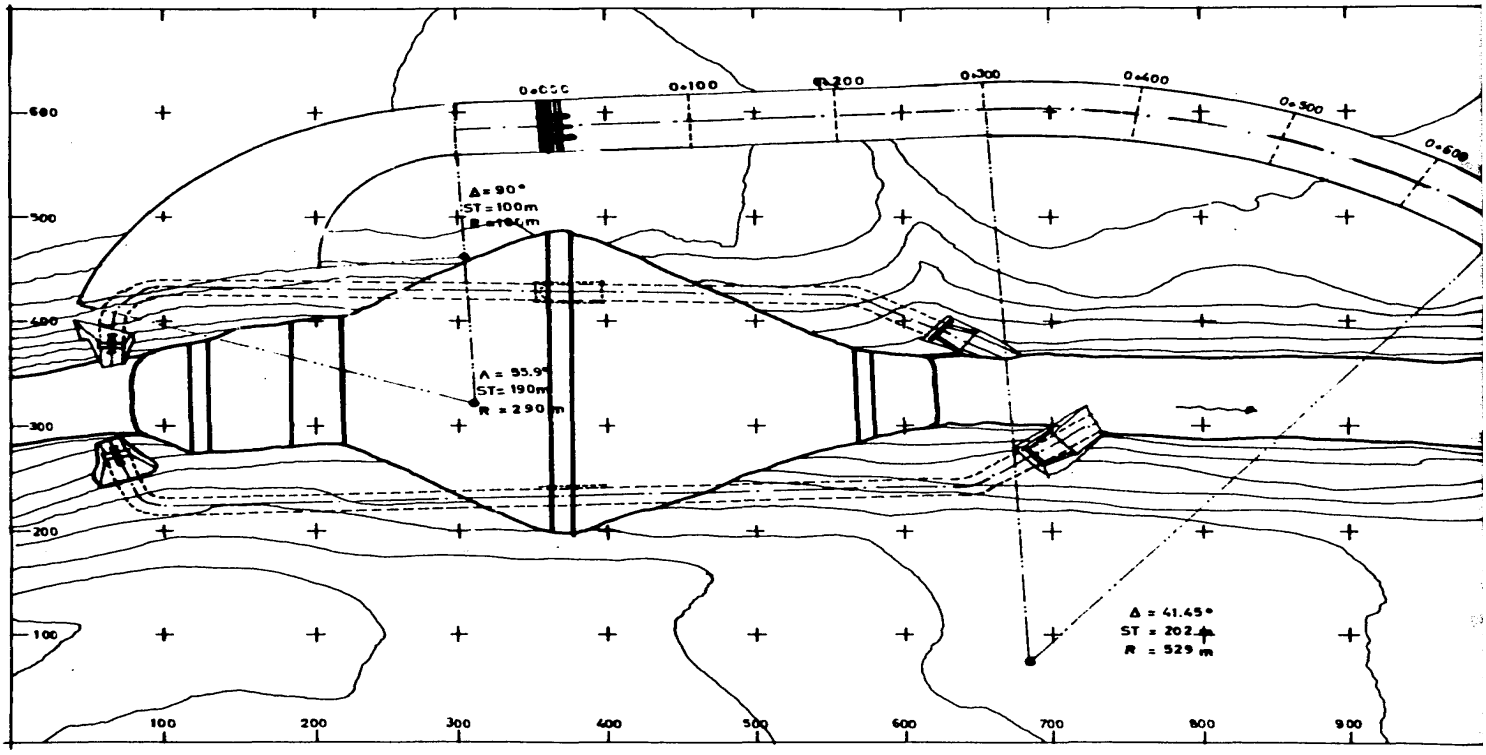
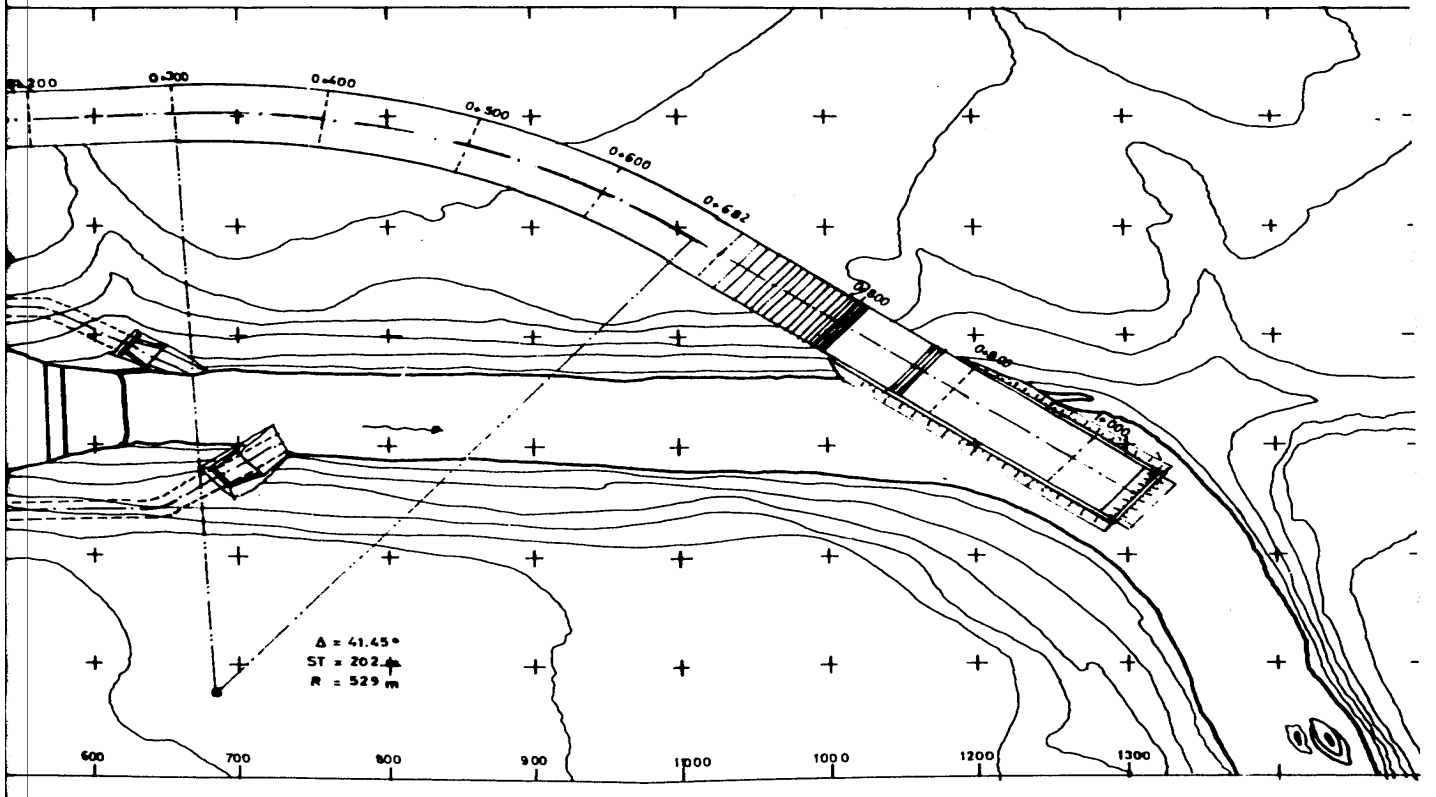


FIGURA 21

SEGUNDA ALTERNATIVA



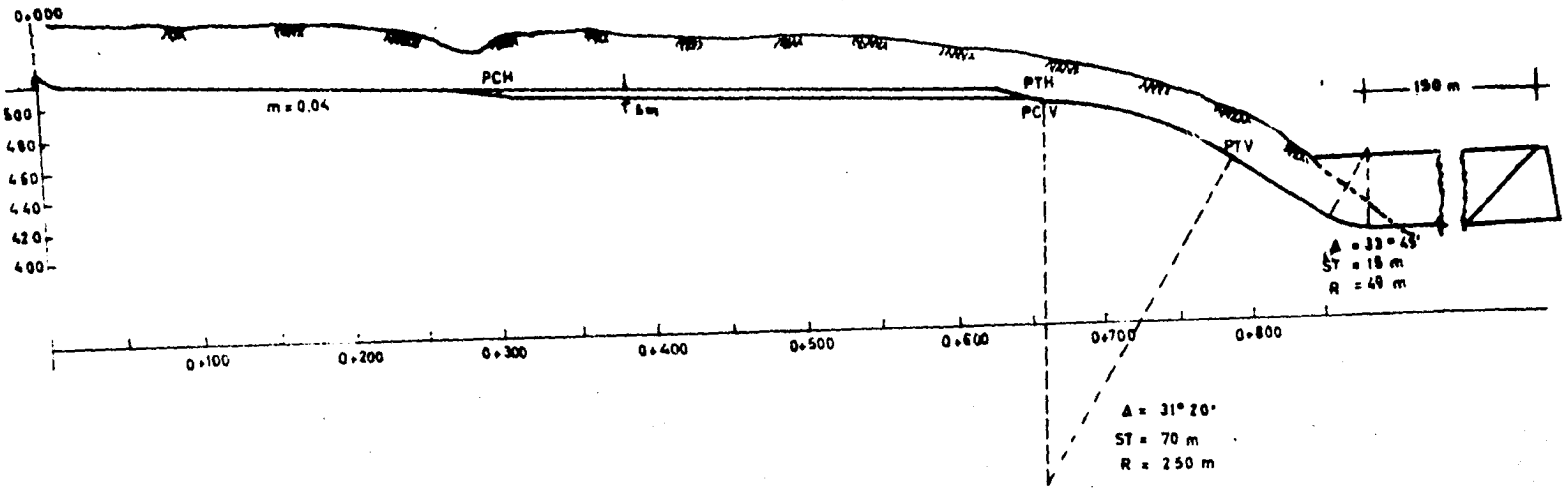


FIG. 22 PERFIL DE LA SEGUNDA ALTERNATIVA

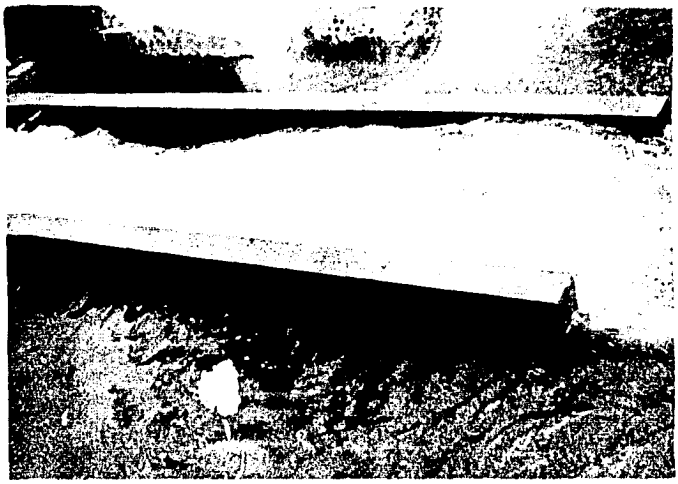


FIG. 24

FIG. 25

FUNCIONAMIENTO DEL TANQUE

FIGURA 26

SOLUCION ADOPTADA

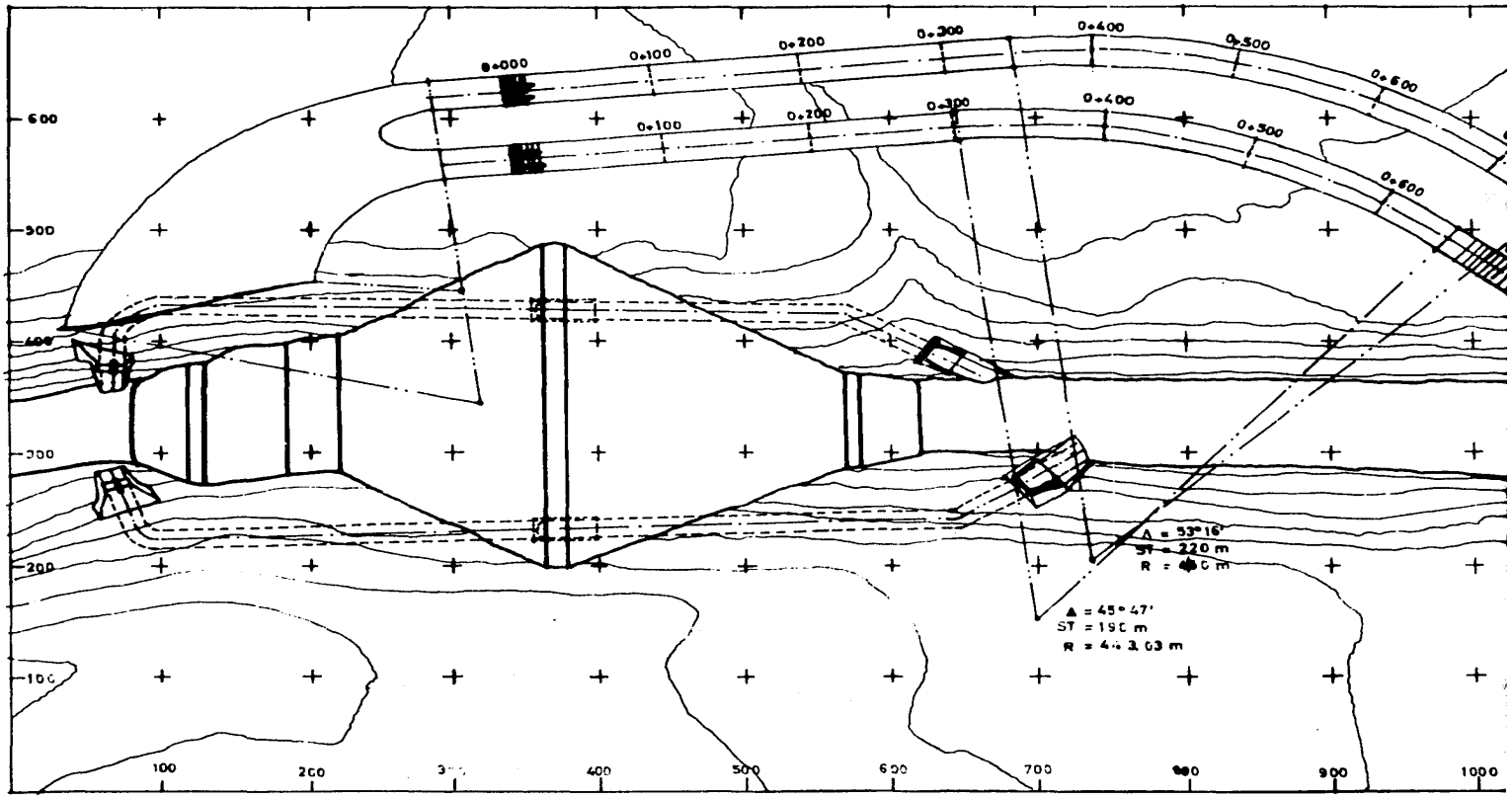
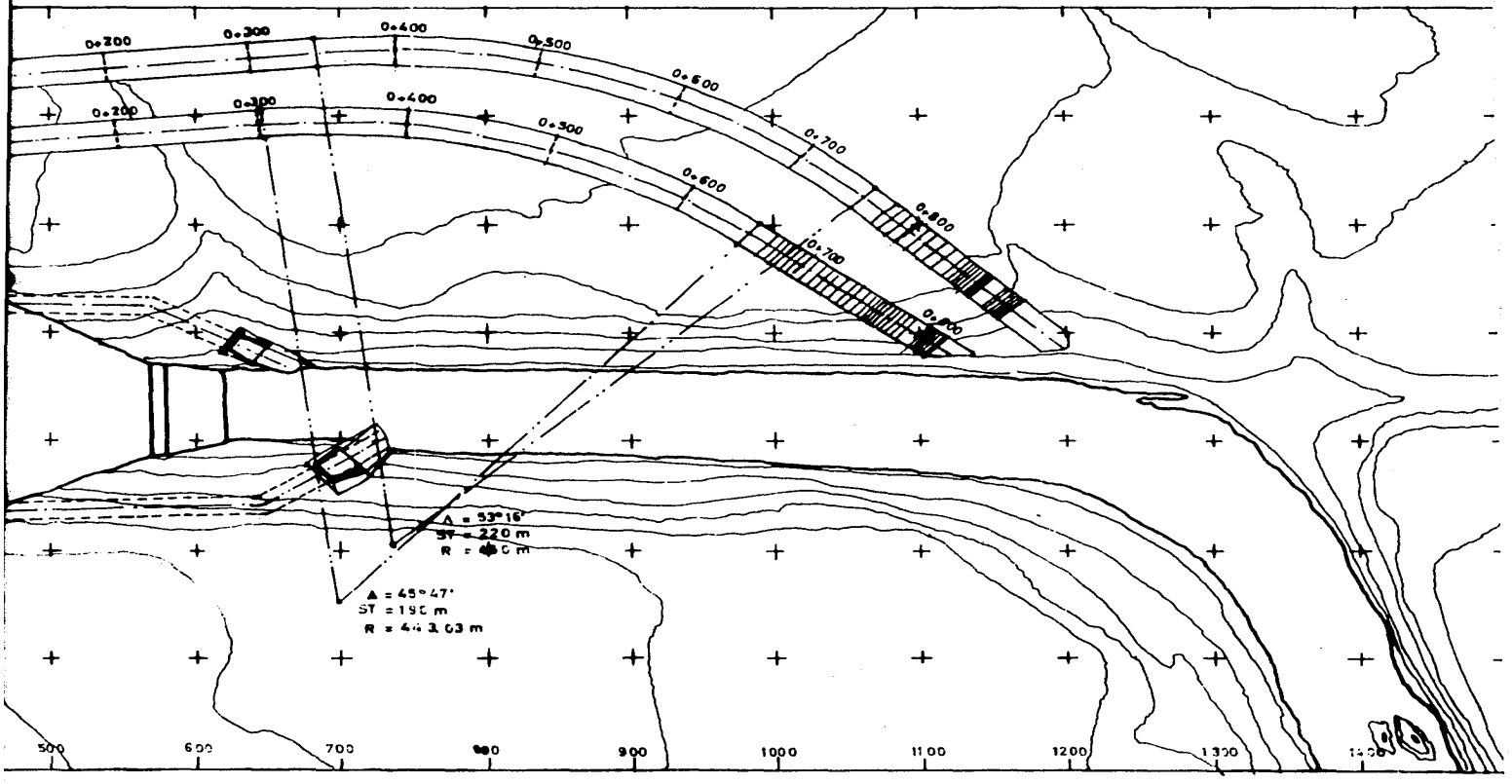


FIGURA 26

SOLUCION ADOPTADA



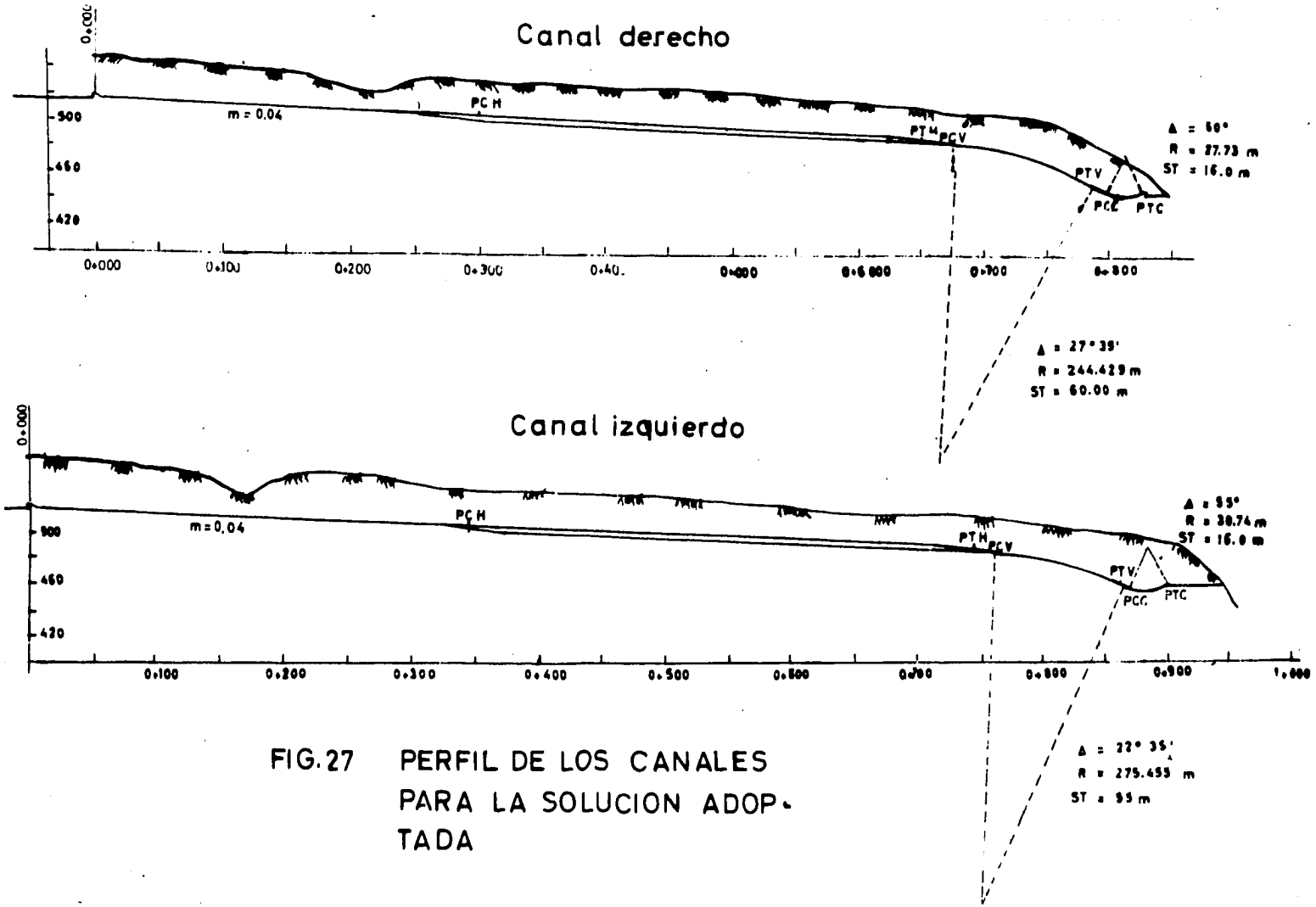


FIG. 27 PERFIL DE LOS CANALES PARA LA SOLUCION ADOPTADA

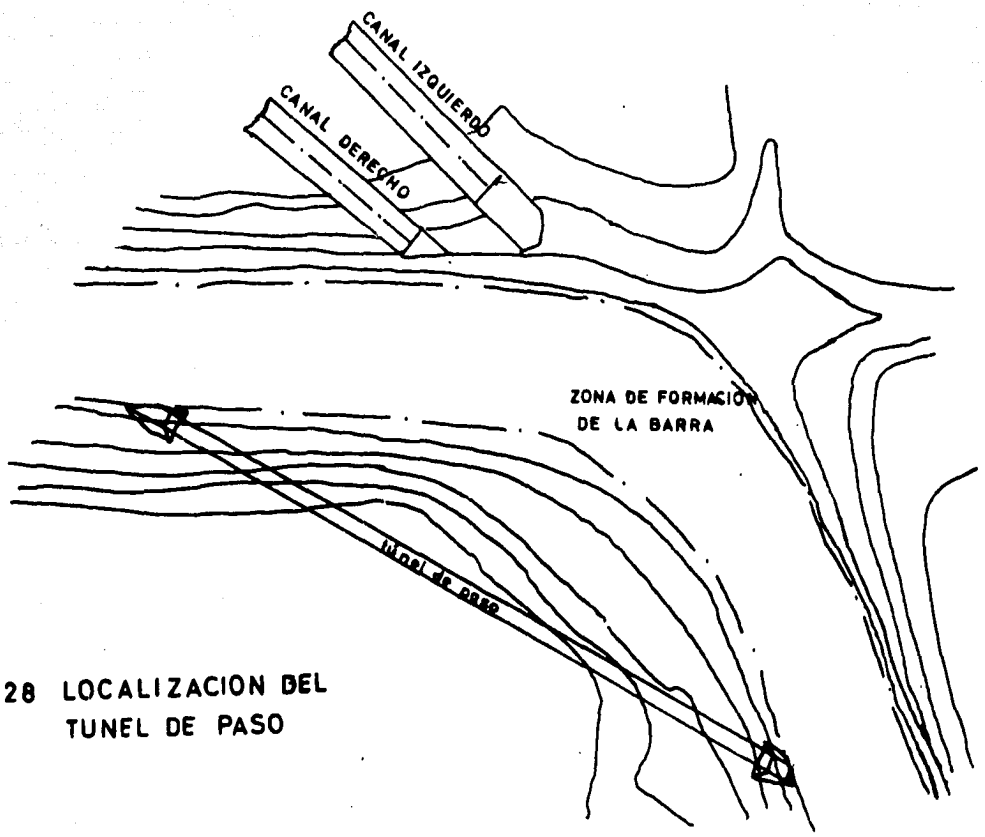


FIG. 28 LOCALIZACION DEL TUNEL DE PASO

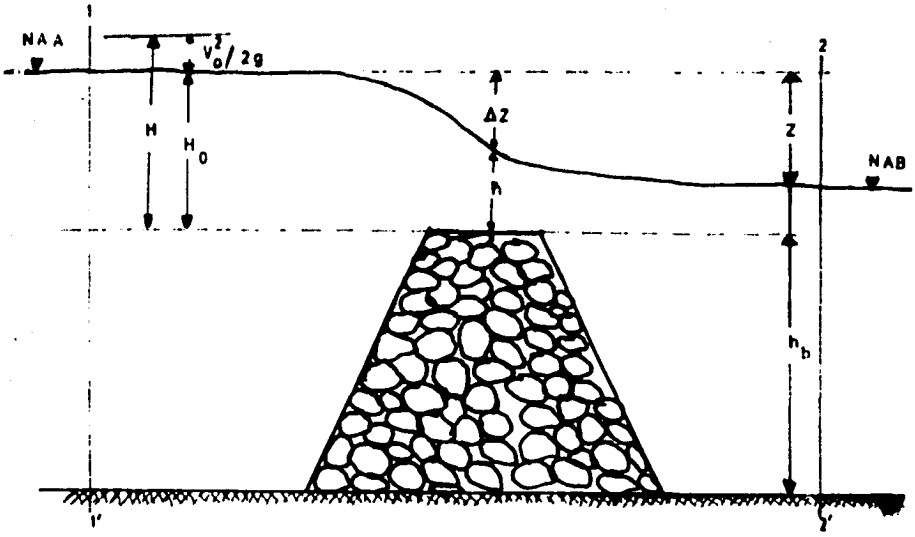


FIG. 29 PARAMETROS QUE INTERVIENEN EN EL CALCULO DE LA BARRA

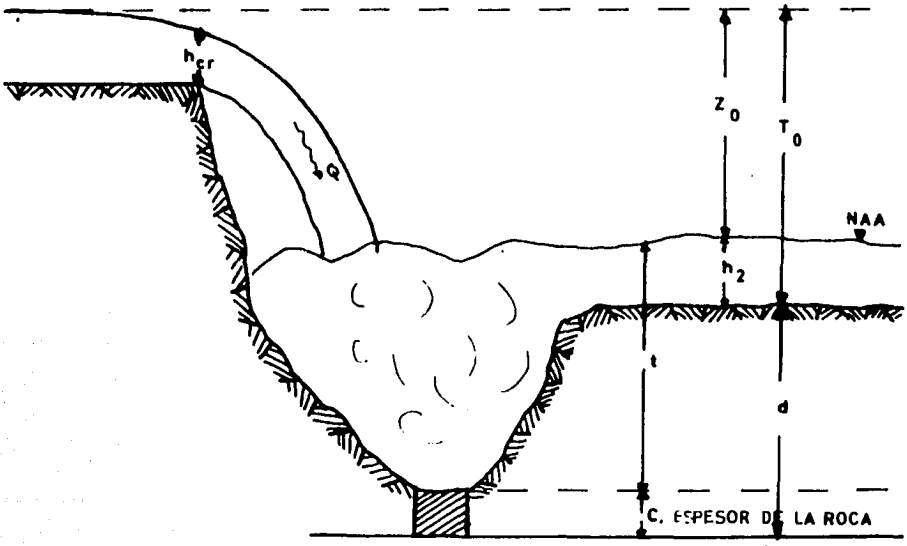


FIG. 30 PARAMETROS QUE INTERVIENEN EN EL CALCULO DE LA SOCAVACION

GASTO POR LA OBRA DE EXCEDENCIAS m^3/seg	TAMAÑO DE ROCA "C" m	ELEVACION AGUAS ABAJO "EAB"	POR VELOCIDAD CRITICA		POR VOLUMEN SOCAVADO		ELEVACION AGUAS ARRIBA "EAA" PARA 600 m^3/s	PERDIDA DE CARGA m	PERDIDA DE CARGA SI NO EXISTE RESTRICCION DE VOLUMEN
			ELEVACION DE LA BARRA	ELEVACION DEL FONDO SOCAVADO	ELEVACION DE LA BARRA	ELEVACION DEL FONDO SOCAVADO			
2000	1	428	422	364			425	2.0	2.0
	2	428	425	385	423	377	426	3.0	5.0
	4	428	SIN LIMITE		409	391		0	∞
4000	1	432	420	324			423	0	0
	2	432	424	358			427	4.0	4.0
	4	432	430	398	420	381	423	0	10.0
6000	1	436	419	300			422	0	0
	2	436	424	333			427	4.0	4.0
	4	436	430	381	425	375	428	5.0	10.0

TABLA 1

$R_1 = 75.0$ m
$R_2 = 37.5$ m
$R_3 = 376.5$ m
$R_4 = 315.0$ m
$R_5 = 135.0$ m

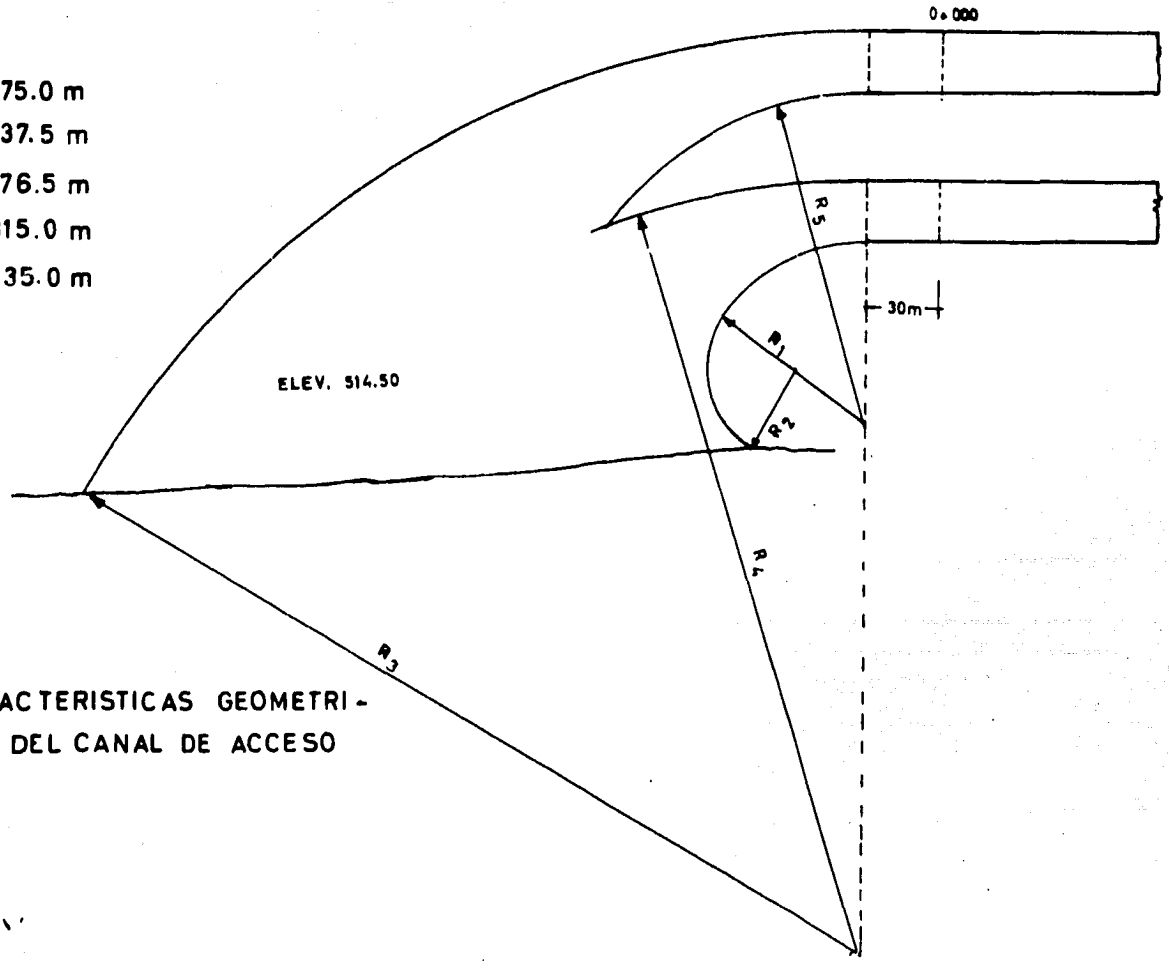


FIG. 31 CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DEL CANAL DE ACCESO

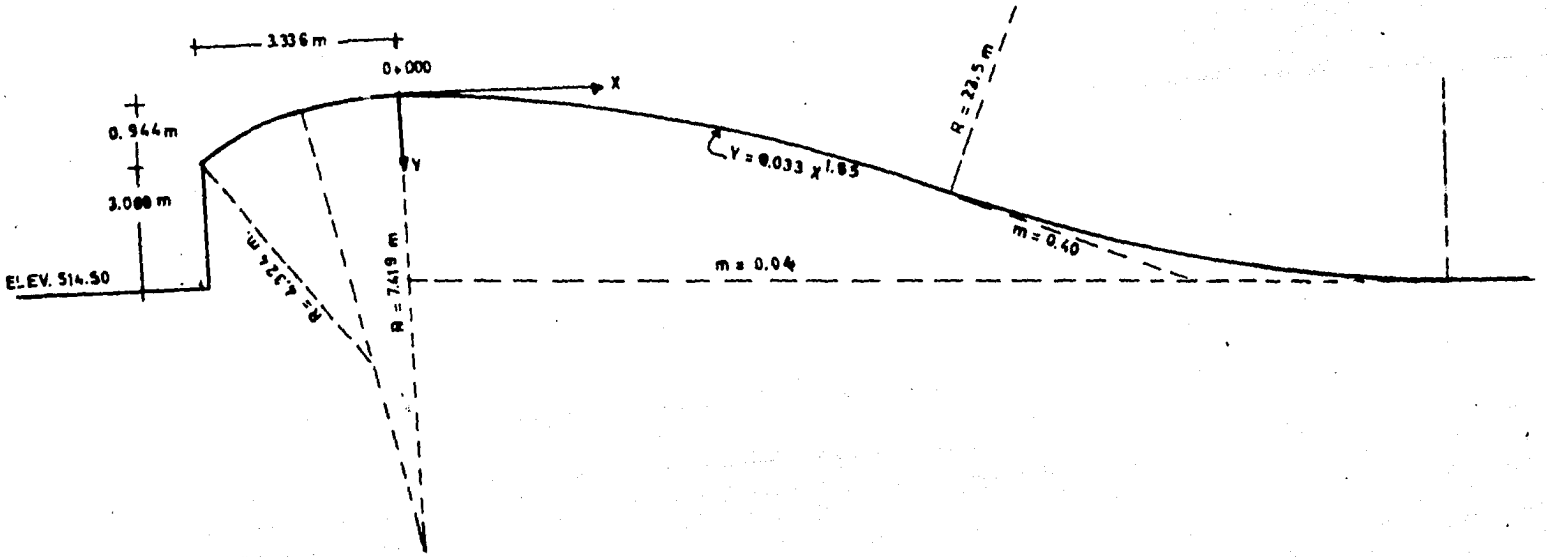


FIG. 32 DETALLES DE DISEÑO DEL CIMACIO

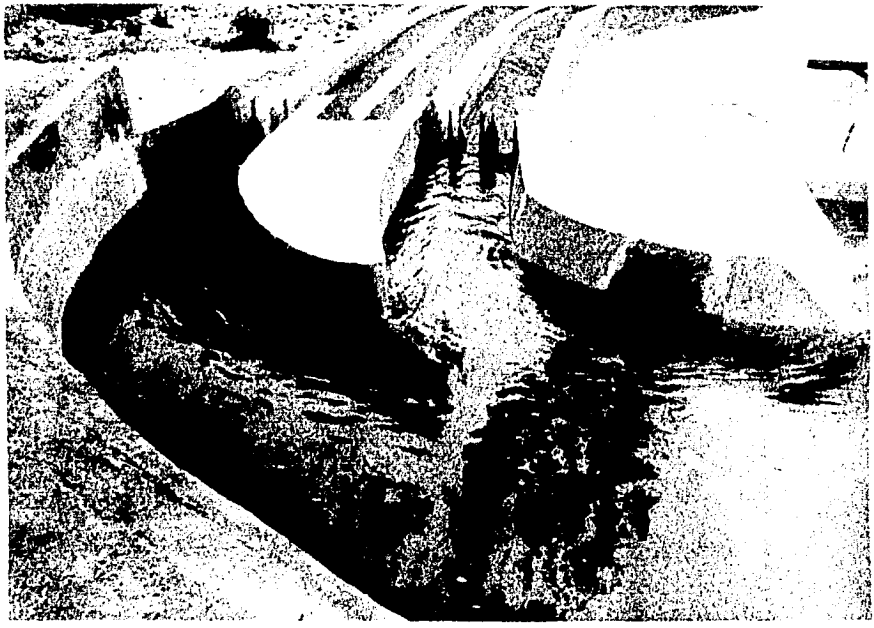


FIG. 32' FUNCIONAMIENTO DEL CANAL DE ACCESO

FIG. 33 FUNCIONAMIENTO DE LA RAPIDA

FIG. 34 FUNCIONAMIENTO DE LOS SALTOS VISTOS DESDE AGUAS ARRIBA

FIG. 35 VISTA DESDE AGUAS ABAJO
DE LOS SALTOS DE ESQUI