

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA



"ESTUDIO SOBRE MODELO REDUCIDO
DE LA PRESA TEOCINTE
PROYECTO DE INTRODUCCION AGUA ATLANTICO"

MARIO ROBERTO ESPAÑA MAZARIEGOS

Guatemala, marzo de 1971

BIBLIOTECA CENTRAL-USAC
DEPOSITO LEGAL
PROHIBIDO EL PRESTAMO EXTERNO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
Guatemala, Centroamérica.

"ESTUDIO SOBRE MODELO REDUCIDO
DE LA PRESA TEOCINTE
PROYECTO DE INTRODUCCION AGUA ATLANTICO"

TESIS

Presentada a la Junta Directiva de la
Facultad de Ingeniería
de la
Universidad de San Carlos de Guatemala
por

MARIO ROBERTO ESPAÑA MAZARIEGOS

Al conferírsele el Título de

INGENIERO CIVIL

Guatemala, marzo de 1971

TESIS DE REFERENCIA

NO

SE PUEDE SACAR DE LA BIBLIOTECA
BIBLIOTECA CENTRAL-USAC.

D2
08
T(205)c

JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERIA
DE LA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Decano:	Ing. Mauricio Castillo Contoux
Vocal Primero:	Ing. Marco Antonio Cuevas
Vocal Segundo:	Ing. Rodolfo González M.
Vocal Tercero:	Ing. Adolfo Behrens
Vocal Cuarto:	Br. Gustavo Sierra
Vocal Quinto:	Br. Guido R. Cosenza
Secretario:	Ing. Héctor Centeno

TRIBUNAL QUE PRACTICO EL EXAMEN
GENERAL PRIVADO

Decano:	Ing. Mauricio Castillo Contoux
Examinador:	Ing. Juan José Hermsilla
Examinador:	Ing. Rodolfo González M.
Examinador:	Ing. Emilio Beltranena
Secretario:	Ing. Héctor Centeno.

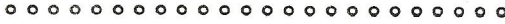
HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR:

Cumpliendo con lo establecido por la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, tengo el honor de someter a vuestra consideración mi trabajo de tesis titulado:

"ESTUDIO SOBRE MODELO REDUCIDO
DE LA PRESA TEOCINTE
PROYECTO DE
INTRODUCCION AGUA ATLANTICO"

tema que me fue asignado por la Honorable Junta Directiva de la Facultad de Ingeniería.

DEDICO ESTE ACTO:



A Dios Todopoderoso

A mis Padres:

Lic. Ponciano España Rodas
Amparo M. de España

A mis Abuelitos:

Dr. Mariano Mazariegos
Piedad R. de Mazariegos
Ponciano España (q.e.p.d.)
Delfina R. v. de España

A mis Hermanos:

Alfonso,
Manolo, y
Amparo

A la Señorita:

Licda. Miriam Espigares

A mis Amigos y Compañeros.

RECONOCIMIENTO

Deseo expresar mi agradecimiento sincero al Ingeniero Julio Mario de la Riva, asesor del presente trabajo; al Ingeniero Mario A. Rojas, y al personal de la Dirección de Aguas y Drenajes, que en todo momento me prestó su colaboración y ayuda.

CONTENIDO

INTRODUCCION

CAPITULO I

GENERALIDADES SOBRE EL PROYECTO ATLANTICO

- 1.1 El Proyecto Atlántico
- 1.2 Función de la Presa Teocinte en el Proyecto Atlántico
- 1.3 Descripción del diseño original de la Presa Teocinte sobre la que se hará el estudio

CAPITULO II

DESCRIPCION DEL LABORATORIO UTILIZADO

CAPITULO III

EL MODELO HIDRAULICO

- 3.1 Generalidades
- 3.2 El modelo topográfico
- 3.3 El modelo de la presa
- 3.4 El modelo completo

CAPITULO IV

SIMILITUD HIDRAULICA

- 4.1 Generalidades
- 4.2 El estudio de la rugosidad

CONTENIDO
(ii)

CAPITULO V

EL ESTUDIO SOBRE EL MODELO

- 5.1 Observaciones preliminares
- 5.2 Comportamiento del perfil
- 5.3 Socavación en el pie de la presa
- 5.4 Tamaño del cucharón
- 5.5 Disipador de energía
- 5.6 Presiones sobre la presa y el cucharón
- 5.7 Curvatura del muro embalse
- 5.8 Altura de los muros del embalse

CAPITULO VI

LA ESTABILIDAD DE LA PRESA

- 6.1 Condiciones que se analizaron
- 6.2 Fuerzas que se tomaron en cuenta
- 6.3 La teoría de la rotura hidráulica de Lane
- 6.4 Cálculos

CONCLUSIONES

APENDICE

BIBLIOGRAFIA

INTRODUCCION

El propósito del presente trabajo, es llegar a determinar por medio de un modelo hidráulico, datos necesarios para el diseño final de la presa Teocinte y sus obras accesorias. Entre los datos a obtener se encuentran, la altura de los muros que formarán el embalse y que estará gobernada por la crecida máxima, en este caso se estimó será de $200 \text{ m}^3/\text{seg}$. Además definir la forma correcta de la presa para que trabaje adecuadamente, lo mismo que observar el efecto de esa captación en los lugares aledaños.

Por otra parte, aprovechando la experiencia de la construcción del modelo, describir paso por paso el método seguido en la construcción del mismo así como el equipo de laboratorio que deberá usarse y los datos de los que se debe partir.

Considero que llegando a dejar escrito un método que pueda servir de guía para la construcción de modelos hidráulicos y determinando los datos específicos de la presa Teocinte, estará completo el objeto del presente trabajo.

Es de hacer notar que en el Proyecto Atlántico existe

CAPITULO I

GENERALIDADES SOBRE EL
PROYECTO ATLANTICO

1.1 EL PROYECTO ATLANTICO

El Proyecto Atlántico es uno de los proyectos para incrementar el caudal de agua potable a la ciudad capital de Guatemala, y consta de las siguientes partes:

- a- Camino de acceso a la planta de bombeo
- b- Planta de bombeo
- c- Línea de conducción
- d- Planta de purificación Las Ilusiones
- e- Introducción Río El Teocinte
- f- Red de distribución
- g- Tanque de distribución.

El proyecto Atlántico, incrementará el caudal de agua potable a la capital en 10,000 pajas de agua, que provienen de la captación de los ríos Bijague, Ocotes y Teocinte. La justificación del proyecto la considero innecesaria pues a la vista salta que debido al desarrollo urbanístico de la ciudad y al incremento de la población, se hace urgente la construcción de proyectos de introducción de agua. La lo-

calización de la planta es en un punto situado 500 metros aguas abajo de la confluencia de los ríos Bijague y Ocotes.

1.2 FUNCION DE LA PRESA TEOCINTE EN EL PROYECTO ATLANTICO

Para la introducción de las 10,000 pajas del proyecto Atlántico, se hace necesario incrementar el caudal de estiaje de los ríos "Bijague" y "Ocotes" en aproximadamente 2,000 pajas de agua (46 lts/seg.) los cuales se obtienen por medio de un desvío de las aguas mínimas del río Teocinte a la altura de la aldea "La Cebadilla" en jurisdicción del municipio de Guatemala.

Los principales elementos de que consta este desvío son los siguientes:

- a- Presa derivadora
 - b- Conducción
- a- La presa derivadora se proyectó en forma que permita elevar el nivel del agua a una altura conveniente para su captación. El perfil de la presa fue diseñado pa-

ra evitar sobre él las sobre presiones o depresiones que puedan causar los caudales de avenidas.

- b- La conducción de las aguas mínimas del río "El Teocinte", se hará por medio de tubería de concreto en una longitud de 340 metros, de los cuales 90 metros irán en zanja y 250 metros en un túnel de 1.50 metros de diámetro.

1.3 DESCRIPCION DEL DISEÑO ORIGINAL DE LA PRESA TEOCINTE

El diseño original de la presa Teocinte fue hecho siguiendo un perfil WES (Standard Spillway Shapes) United States Army Engineers Waterways Experiment Station.

El perfil WES está representado por la siguiente ecuación:

$$X^n = KH_d^{n-1} Y$$

Donde:

X, Y = Coordenadas del perfil con origen en el punto más alto de la cresta.

H_d = Altura de diseño, sin incluir la altura de velocidad.

K, n = Parámetros, que dependen de la pendiente del paramento de aguas arriba.

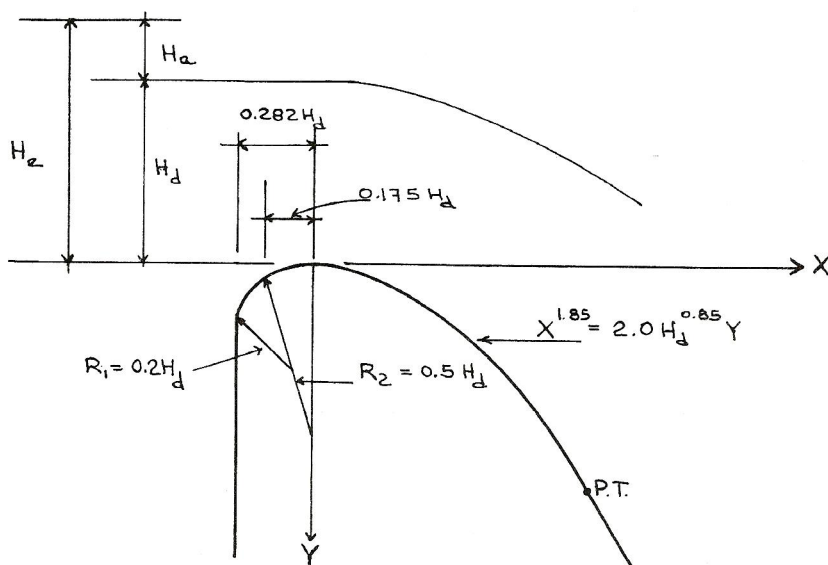
Los valores de los parámetros K, n están dados según la tabla siguiente:

Pendiente	K	n
Vertical	2.00	1.850
3 : 1	1.936	1.836
3 : 2	1.939	1.810
3 : 3	1.873	1.776

El diseño original de la presa tiene el paramento de aguas arriba vertical, por lo que sustituyendo para ese caso en la ecuación nos queda:

$$X^{1.85} = 2.0H_d^{0.85}Y$$

Según las experiencias de U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station, para este caso tenemos lo siguiente:



H_e = Altura total incluyendo carga de velocidad

H_v = Altura de velocidad

H_d = Altura de diseño sin incluir carga de velocidad

La descarga sobre un perfil WES se puede determinar por medio de la siguiente ecuación:

$$Q = CLH_e^{1.5}$$

donde:

Q = Caudal en pies³/seg.

H_e = Altura total sobre la cresta incluyendo, altura de velocidad en pies.

L = Ancho de la presa en pies.

Experiencias realizadas, han demostrado que cuando h es mayor que $1.33 H_d$ entonces se puede despreciar la carga de velocidad y se puede considerar $H_e = H_d$ y el coeficiente C es igual a $C = 4.03$.

Cuando h sea menor que $1.33 H_d$, la carga de velocidad no es despreciable y el coeficiente C deberá corregirse por medio de un factor de corrección; lo mismo sucederá cuando el paramento de aguas arriba no sea vertical. (Ver Bibliografía N^o 8).

Además, la presa tiene un dissipador de energía del tipo llamado cucharón dissipador sumergido. El Bureau of Reclamation aconseja este tipo de cucharón dissipador, cuando la profundidad del tirante de agua, aguas abajo de la presa, es grande para que se produzca un salto hidráulico. Describe dos tipos de cucharón, uno con dados y otro sin ellos, ambos se caracterizan por la producción de dos remolinos, uno pequeño aún sobre el mismo cucharón en el senti-

do contrario a las agujas del reloj, y otro que se forma después del final de la presa y que es mayor, y en el sentido de las agujas del reloj. (Ver Bibliografía N^o 6)

Siguiendo los criterios del Bureau of Reclamation para el diseño de un cucharón sumergido, y el método bosquejado anteriormente para el diseño de un perfil WES, la Municipalidad hizo el diseño original de la presa Teocinte como se muestra en los planos que se adjuntan:

$$H_d = 3.7 \text{ mt.}$$

$$C = 4.03$$

$$X^{1.85} = 2.0H_d^{0.85}Y$$

sustituyendo en la ecuación anterior, se obtuvo para el perfil la ecuación siguiente:

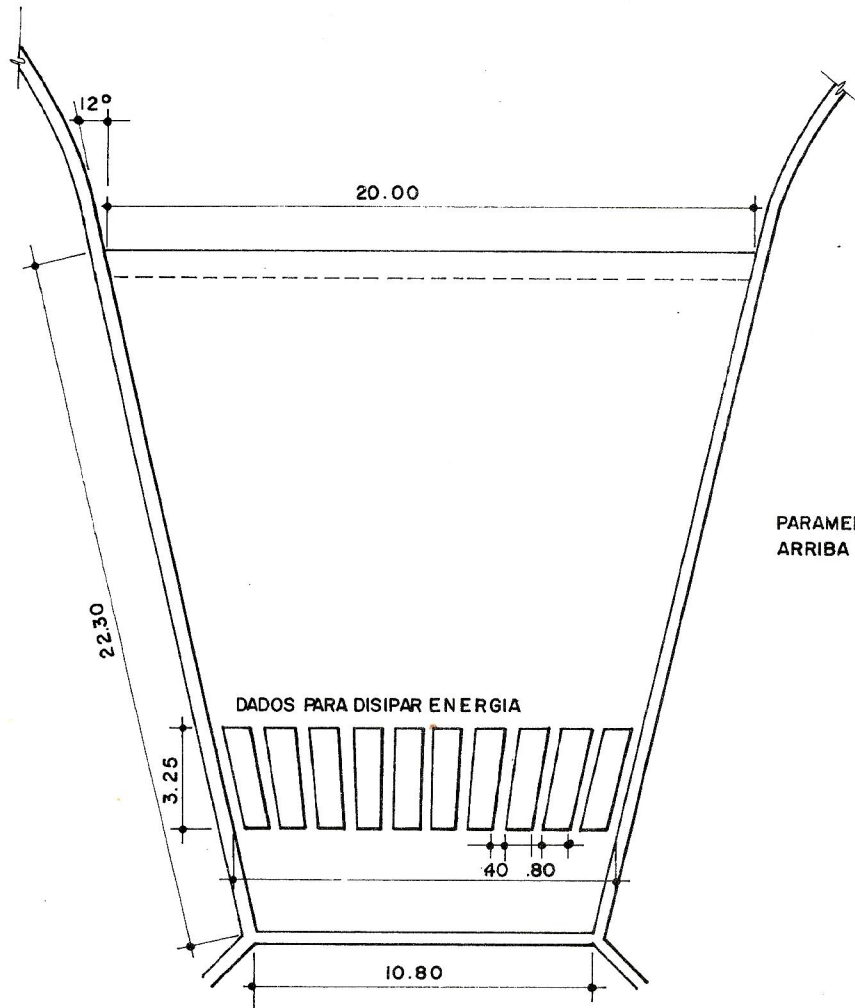
$$X^{1.85} = 6.1 Y$$

$$R_1 = 0.74 \text{ mt.}$$

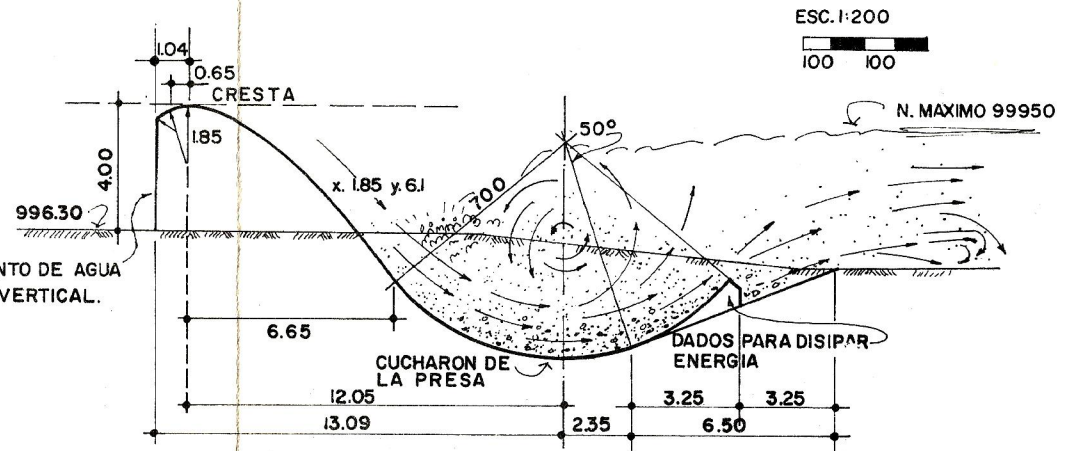
$$R_2 = 1.85 \text{ mt.}$$

Radio del cucharón 7 metros.

DISEÑO ORIGINAL DE LA PRESA TEOCINTE



PLANTA



PERFIL ORIGINAL

CAPITULO II

DESCRIPCION DEL LABORATORIO

2.1 DESCRIPCION

En Guatemala, son muy pocos los modelos hidráulicos reducidos que se han construido, con todo, la Dirección de Aguas y Drenajes de la Municipalidad de Guatemala ha implementado un laboratorio hidráulico en su fábrica de tubos, con el objeto de estudiar las principales estructuras hidráulicas que construye, y es así como con el presente estudio se ha completado el quinto modelo realizado en dicho laboratorio.

El laboratorio en que se ha venido trabajando, aunque pequeño y reducido, es suficientemente capaz para obtener conclusiones satisfactorias y está constituido por un sistema de recirculación de agua que se logra gracias a una bomba que puede dar un caudal de 35 litros por segundo contra una altura de 4.06 metros.

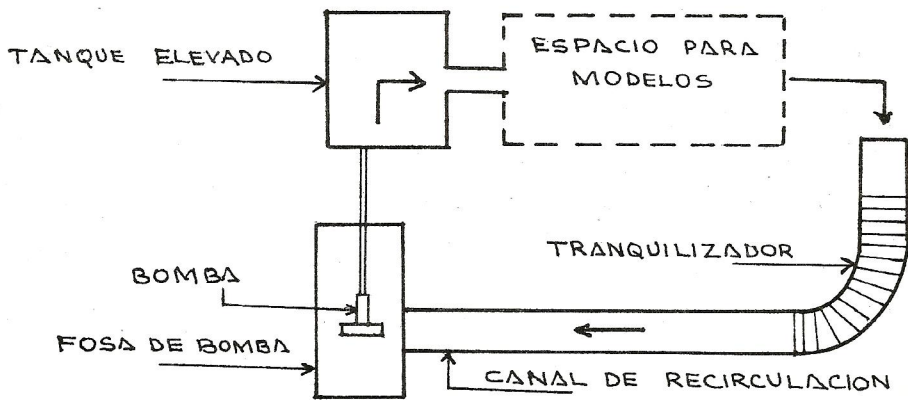
A grandes rasgos, en el laboratorio se cuenta con la bomba antes descrita que sube el agua a un tanque elevado movable de 4.06 metros de altura total, que permite situarlo

a la altura deseada, un canal rectangular de recirculación de 9.20 metros de largo con 1.00 de ancho por 0.75 de alto con una pendiente de 0.5%, que en su inicio tiene un tranquilizador de piedra bola y en su final un vertedor triangular de 90° debidamente calibrado, que permite la determinación del caudal recirculado por medición del tirante de agua con una aguja.

Además, entre otras, se cuenta con los siguientes elementos, un juego de piezómetros de vidrio con sus respectivas agujas y mangueras de hule, herramienta de construcción, tanto de albañilería como de carpintería, material diverso y sobre todo con un eficiente personal modelista, ya con experiencia, encabezado por el maestro don Guillermo Vásquez.

A continuación se presenta un esquema de laboratorio.

El esquema:



CAPITULO III

EL MODELO HIDRAULICO

3.1 GENERALIDADES

Todos los parámetros que intervienen, velocidades, gastos, longitudes, presiones, deberán estar a escala. (Ver Bibliografía N^o 7). Sin embargo, en lo que respecta a la construcción física del modelo, nos ocuparemos solamente de la escala de longitudes, que en este caso, por diversas razones, como caudal disponible en el laboratorio, por comodidad de construcción y por considerar que dá suficiente exactitud se decidió que la construcción se haría a escala de 1:50. La construcción del modelo completo se dividió en tres partes:

- a) Construcción del modelo de la topografía del lugar;
- b) Construcción del modelo del diseño original de la presa Teocinte; y
- c) En el montaje del modelo de la presa en el modelo topográfico.

3.2 LA CONSTRUCCION DEL MODELO TOPOGRAFICO

Es aconsejable construir el modelo topográfico, a bar-

cando una longitud que comprenda de 10 a 20 veces el tirante máximo de agua en el río, calculando que la mitad de esa longitud quede aproximadamente aguas arriba del lugar donde se colocará la presa y la otra mitad quede aguas abajo.

Para construir el modelo se debe contar esencialmente con un plano de curvas de nivel de la zona que abarquen, la longitud indicada anteriormente. Estas curvas de nivel, es preferible que se hagan a cota llena y espaciadas una cantidad igual, ejemplo: 100, 101, 102, etc.

Las curvas de nivel se deben tener dibujadas en papel a la escala a la que se construirá el modelo, para después dibujarlas en madera de capas y recortar una por una, dándoles un ancho de aproximadamente 4 ó 5 cm. Luego de tener todas las curvas recortadas se procede a armar el modelo, utilizando para que las curvas queden en su lugar correcto, alzas como pequeños blocks de concreto. Por último se rellena el espacio entre las curvas de nivel con un material como sabieta, al cual se le prenden una serie de piedrecitas

con el fin de simular la rugosidad del río, la que aún deberá chequearse.

3.3 LA CONSTRUCCION DEL MODELO DE LA PRESA

Se deberá tener el diseño hidráulico, con todos los datos necesarios, largo, ancho, alto, perfil, dissipador de energía, etc.

Se procede a construir un molde de la presa, que puede ser hecho de madera o bien de barro y para que no se complique el molde se puede hacer de preferencia sin los datos del dissipador de energía. Luego se funde el molde de un material como cemento o yeso, a continuación se saca el modelo del molde y se talla.

Los datos del dissipador de energía se tallan por aparte y se pueden hacer de cera, a cada dato será conveniente dejarle una aguja que se pueda conectar a un tubo piezométrico para poder leer presiones. Además también se deben dejar agujas en otros puntos de la presa como en el frente, para poder determinar la presión frontal del agua incluyen-

do la carga de velocidad del agua e impacto que nos servirá en el análisis de estabilidad de la misma.

Es conveniente también dejar agujas sobre el perfil de la presa para poder determinar por medio de los piezómetros, si hay algún punto donde las presiones sean negativas.

3.4 EL MODELO COMPLETO

Una vez se tenga el modelo topográfico terminado, incluyendo el estudio de la rugosidad (que se describe en el siguiente capítulo) y se tenga hecho el modelo de la presa con su dissipador de energía, se procede a montar la presa en la topografía, removiendo la parte del modelo topográfico que sea necesario, y se coloca la presa a la cota escogida.

Luego de colocar la presa se procede a construir las obras accesorias de la captación, tal como los muros laterales, dándoles la forma que se indica en el diseño preliminar.

De un lado de la presa, el que sea más conveniente, según criterio de quien hace el estudio, y en cierto tramo, en lugar de colocar el muro de concreto se coloca un cris-

tal, de modo que se pueda observar perfectamente el comportamiento del agua sobre el perfil de la presa y estudiar si es adecuado o no.

Es aconsejable colocar también al inicio y al final del modelo de la presa un poco de arena floja para poder estudiar qué sucede en esos puntos o sea qué tipo de remolino se produce, si hay socavación o asolvamiento, etc.

Al llegar a tener el modelo de la presa colocado en el modelo topográfico, con todas sus obras accesorias se considera que el modelo está completo y se puede iniciar el estudio sobre el mismo.

CAPITULO IV

SIMILITUD HIDRAULICA

4.1 GENERALIDADES

Para poder analizar con cierta exactitud los fenómenos hidráulicos en un modelo, debe existir semejanza dinámica, entre el flujo en el prototipo y el flujo en el modelo.

Los parámetros adimensionales, usados en el estudio de canales son el N° de Froude y el N° de Weber.

El N° de Froude es la relación entre las fuerzas de inercia y las fuerzas de gravedad.

$$F = \frac{V}{g \cdot y}$$

F = N° de Froude

g = Gravedad

Y = Dimensión lineal característica.

El N° de Weber es la relación de las fuerzas de inercia de tensión superficial:

$$W_e = \frac{V^2 \cdot L \cdot \rho}{\sigma}$$

V = Velocidad

L = Dimensión lineal característica

ρ = Densidad del fluido

σ = Tensión sup. del fluido.

En nuestro caso, el estudio es en un canal abierto; el régimen es no en carga y turbulento. Las relaciones que además se usaron son las siguientes: (Ver Bibliografía número 7)

1- Relación de longitudes:

$$\frac{L_{\text{real}}}{L_{\text{modelo}}} = \lambda = \text{lamnda}$$

2- Relación de velocidades:

$$\frac{\text{Velocidad}_{\text{real}}}{\text{Velocidad}_{\text{modelo}}} = \lambda^{1/2}$$

3- Relación de caudales:

$$\frac{\text{Caudal}_{\text{real}}}{\text{Caudal}_{\text{modelo}}} = \lambda^{5/2}$$

4- Relación de rugosidades:

$$\frac{\text{Rugosidad}_{\text{real}}}{\text{Rugosidad}_{\text{modelo}}} = \lambda^{1/6}$$

5- Relación de presiones:

$$\frac{\text{Presión}_{\text{real}}}{\text{Presión}_{\text{modelo}}} = \lambda$$

La escala a la que se construye el modelo es 1:50 por lo que lamnda será igual a:

$$\lambda = \frac{50}{1} = 50$$

El caudal que se usará como caudal de diseño es de 200 Mt³/seg.

$$\frac{Q_r}{Q_m} = 50^{5/2} = 18600 ; \quad \frac{200}{Q_m} = 18000$$

$$Q_m = 0.011 \text{ m}^3/\text{seg.} = 11 \text{ lts/seg.}$$

Con lo que sí estamos bien, puesto que el caudal disponible en el laboratorio es mayor.

4.2 EL ESTUDIO DE LA RUGOSIDAD

La rugosidad del modelo, al igual que otros parámetros debe estar a escala. Este estudio se hizo partiendo de la fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{N} R^{0.667} S^{0.5}$$

Donde:

V = Velocidad

N = Coeficiente de rugosidad

R = Radio hidráulico

S = Pendiente.

Todo lo que tenga subíndice m se refiere al modelo y lo que tenga subíndice r se refiere al prototipo.

$$\frac{V_r}{V_m} = \frac{N_m \cdot R_m^{0.667} \cdot S_m^{0.5}}{N_r \cdot R_r^{0.667} \cdot S_r^{0.5}}$$

De las leyes de la similitud se obtiene:

$$\lambda^{1/2} = \frac{N_m}{N_r} \lambda^{2/3}$$

o sea que:

$$N_m = N_r \cdot \lambda^{-1/6}$$

La N_r o coeficiente de rugosidad real o del prototipo, después de analizar la vegetación y el material en la zona aledaña a donde se hace el estudio, conociendo las características del río Teocinte, según la escala del libro de Ven Te Chow y corroborado después con fotografías, se decidió utilizar para el río Teocinte una rugosidad de.....

$N_r = 0.045$; por lo que:

$$N_m = N_r \lambda^{-1/6} = 0.045 \times 50^{-1/6}$$

$$N_m = 0.0242$$

Con esto llegamos a la conclusión que la rugosidad del modelo para que esté a escala adecuada con el prototipo es de $N_m = 0.0242$; lo que se debe corroborar sobre el modelo, de la manera siguiente:

Se hace pasar por el modelo un caudal cualquiera que debemos medir con el vertedero del laboratorio; se hace un aforo sobre el modelo por el método de velocidad y pendiente, utilizando la fórmula:

$$Q = \frac{1}{0.0242} R^{0.667} S^{0.5}$$

En el modelo se escogen dos o tres secciones, se mide por medio de ellas, el radio hidráulico promedio y la pendiente promedio de la zona y se sustituyen esos datos en la fórmula anterior, calculando así un caudal que debemos comparar con el que medimos en el vertedero, si los cauda-

les son iguales tendremos ya el modelo con la rugosidad adecuada; si el caudal medido en el vertedero es menor que el calculado en el aforo, nos indicará que la rugosidad que tiene el modelo es mayor que la necesaria; por el contrario, si el caudal medido en el vertedero es mayor que el calculado, nos indicará que el modelo no tiene la rugosidad suficiente para que el agua sea frenada y por lo tanto, para lograr disminuir el caudal habrá que incrementar la rugosidad.

Otra forma de chequear que el modelo tenga la rugosidad adecuada, siempre por medio de la fórmula de Manning es sustituir en la misma, el caudal por el dato que nos dé el vertedero, el radio hidráulico y la pendiente, y despejar el coeficiente de rugosidad N para compararlo con el que calculamos y que fue de $N_m = 0.0242$.

En el apéndice se encuentran los cálculos que se hicieron para lograr darle al modelo la rugosidad necesaria.

CAPITULO V

EL ESTUDIO SOBRE EL MODELO

5.1 OBSERVACIONES PRELIMINARES

Cuando se ha logrado tener en el modelo topográfico la rugosidad necesaria, se ha montado en el mismo, el modelo de la presa y se han construido las obras accesorias, se considera que el modelo está completo y se puede iniciar el estudio sobre el mismo.

Inicialmente se hizo pasar agua por el mismo, con el único objeto de comprobar que todo el sistema funciona bien y que no hay salidas de agua por ninguna parte. Luego se procedió a estudiar los siguientes renglones:

- Comportamiento del perfil
- El dissipador de energía
- Socavación en el pie de la presa
- Asolvamiento en la bocatoma y curvatura del muro embalse
- Altura de los muros
- Presiones sobre la presa y el cucharón

5.2 COMPORTAMIENTO DEL PERFIL

Al hacer pasar diferentes caudales por el modelo, se

puede observar que con cualquiera de ellos el perfil de la presa, trabaja adecuadamente, puesto que la lámina de agua se pega perfectamente a él, lo que se corroboró después, al medir las presiones sobre el mismo, ya que todas fueron positivas. Por cumplirse esta condición esencial se considera que el perfil sí es adecuado.

5.3 EL DISIPADOR DE ENERGIA

Ya se explicó anteriormente que el diseño original del disipador de energía, es un cucharón disipador sumergido del tipo que tiene dados. El disipador de energía se estudiará en dos partes:

- Necesidad de los dados disipadores
- Comportamiento del cucharón

LOS DADOS DISIPADORES:

Se observa que la energía que se disipa es poca, debido a las características propias del flujo, lo que hace suponer que los dados disipadores de energía no son necesarios; como una guía para comprobar esto, se calcula el N° de Frou-

de en dos secciones aguas abajo de la presa, dande en ambos casos una F mayor que 1. (Ver cálculos en apéndice). Por ser F mayor que 1, el régimen es super crítico, por lo que es probable que los dados no sean necesarios y se decide suprimirlos, y observar el comportamiento del agua sin ellos. Al hacer pasar el agua ya sin los dados se nota que el comportamiento del agua prácticamente no varía, por lo que se concluye que efectivamente los dados no son necesarios y se suprimen definitivamente.

COMPORTAMIENTO DEL CUCHARON:

El cucharón sí funciona en buena forma puesto que produce los dos tipos de remolino que debe producir un cucharón de este tipo. Sin embargo, en la parte más honda del mismo, se puede observar que existe una zona muerta, lo que nos hace pensar que el cucharón a pesar de que funciona bien, es muy grande y que es factible reducirlo. Se procedió como sigue:

El cucharón original ya sin los dados se llenó de arena

completamente; se hizo pasar por el modelo el caudal de diseño (también se hicieron pasar otros caudales, ver apéndice) con lo que se logra que parte de la arena sea removida por el flujo y el resto que queda, nos deje dibujado aproximadamente un nuevo perfil para el que se adaptará una curva y se hará un nuevo ensayo; este perfil también se chequea por medio de la trayectoria que siguen partículas de arena dejadas caer por la parte superior de la presa y por algunas burbujas de aire que se forman.

Siguiendo la curva adoptada, se procedió a corregir el cucharón de la presa en el modelo y a ensayarlo de nuevo; notándose entonces, que la zona muerta ha desaparecido y que el comportamiento sigue siendo correcto, formándose los remolinos adecuados.

5.4 SOCAVACION EN EL PIE DE LA PRESA

Para comprobar esto, al pie de la presa inmediatamente después del cucharón fue construido un pequeño depósito que se llenó de arena, con el objeto de observar si esa arena es

retirada del pie provocando una socavación o bien si es acumulada produciendo asolvamiento en el pie que lo mantenga protegido. Desde el punto anterior, se podía suponer que en el pie de la presa habría acumulación de material debido a que el remolino que se produce en esa zona es en el sentido de las agujas del reloj, y al efectuar el ensayo pudo comprobarse que realmente así sucede.

5.5 ASOLVAMIENTO EN LA BOCATOMA Y CURVATURA DEL MURO EMBALSE

Al hacer pasar por el modelo un caudal pequeño que oscila entre 5 y 10 m³/seg., se nota que poco a poco se va asolvando la presa, siendo el asolvamiento más acentuado del lado donde se encuentra la bocatoma; al hacer pasar una avenida de unos 60 m³/seg., o más, se observa que el asolvamiento se incrementa. Como este asolvamiento no conviene de ninguna manera, se pensó que corrigiendo la curvatura del muro embalse se podía solucionar el problema y se hizo lo siguiente:

Sobre el muro original, se colocó un nuevo muro flexible, hecho de lámina y el que se encuentra sujeto en su extremo junto a la presa, de modo que se puede estar jugando con él, dándole diferentes formas y observando el comportamiento del material de arrastre para diferentes caudales.

De este modo se llegó a determinar la curvatura que se muestra en el plano final, con la que se logra que para caudales pequeños aunque el asolvamiento exista es muy poco y para caudales mayores de $30 \text{ m}^3/\text{seg.}$, prácticamente toda la zona del embalse se limpia debido a la dirección de las corrientes de agua que se forman.

5.6 EL ALTO DE LOS MUROS

Esta altura se determinó, haciendo pasar por el modelo, el caudal de diseño y haciendo una marca a la altura a la que subió el agua. El alto de los muros se decidió que sería la altura a la que sube el agua más 0.50 metros de bordo libre.

5.7 PRESIONES SOBRE LA PRESA Y EL CUCARON

Las presiones sobre el perfil de la presa es importante medirlas, con el objeto de chequear que no existen sobre el perfil, presiones negativas. Además, también se colocaron piezómetros en el frente de la presa con el objeto de medir la presión frontal del agua, incluyendo carga de velocidad e impacto, esto se hizo con el objeto de tener datos que nos serán necesarios en el estudio de la estabilidad de la presa. Los datos obtenidos se presentan en el apéndice.

CAPITULO VI

LA ESTABILIDAD DE LA PRESA

6.1 CONDICIONES QUE SE ANALIZARON

La presa Teocinte, una buena parte de cada año trabajará con caudales pequeños. La estabilidad de la presa se estudió para el caso de un caudal pequeño y para dos caudales mayores, de 100 y 200 m³/seg. En cada uno de los casos anteriores se estudió:

- a- Seguridad en la cimentación (sifoneado o tubificación)
- b- Vuelco
- c- Deslizamiento
- d- Presión sobre el suelo

La seguridad en la cimentación se chequeó siguiendo los criterios del Bureau of Reclamation (ver bibliografía N^o 6) que presenta la Teoría de la Rotura Hidráulica de Lane.

6.2 LAS FUERZAS QUE SE TOMARON EN CUENTA

Para el estudio de vuelco, deslizamiento y presión sobre el suelo se tomaron en cuenta las siguientes fuerzas:

- a- Para el caso de un caudal pequeño: peso propio de la

presa, subpresión, empuje del agua y empuje de los sol
ves.

- b- Para caudales grandes: peso propio de la presa, peso del agua sobre la presa, subpresión, empuje del agua (incluyendo carga por velocidad e impacto, esto se determinó por medio de los piezómetros que se colocaron, ver apéndice).

6.3 LA TEORIA DE LA ROTURA HIDRAULICA DE LANE

La Teoría de la Rotura Hidráulica de Lane, se sugiere como un medio para proyectar las presas bajas de concreto sobre cimentaciones permeables para que sean seguras contra las subpresiones y la tubificación. Aunque este es un mé
todo empírico, muchos ingenieros lo usan y se ha usado con éxito en el proyecto de muchas estructuras.

Las conclusiones en que se basa la teoría de Lane son:

- 1- La distancia de ruptura compensada de la sección transversal de una presa, es la suma de las distancias verticales de ruptura (con inclinaciones mayores de 45 gra-

- dos) más un tercio de las distancias de ruptura horizontales (con inclinaciones menores de 45 grados).
- 2- La relación de la carga compensada es igual a la distancia de ruptura compensada dividida por la carga efectiva.
 - 3- Los drenes de filtros invertidos, las barba canas y los drenes de tubo son medios para obtener seguridad contra las filtraciones subterráneas y las relaciones de seguridad de las cargas de ruptura pueden reducirse hasta en el 10% si se usan.
 - 4- Debe tenerse cuidado para asegurarse que los dentellones están unidos correctamente en los extremos para que el agua no los pueda flanquear.
 - 5- La subpresión que se debe usar en el proyecto puede estimarse suponiendo que la caída de presión del agua del vaso a la descarga a lo largo de la línea de contacto entre la presa y la cimentación, es proporcional a la distancia de ruptura compensada.

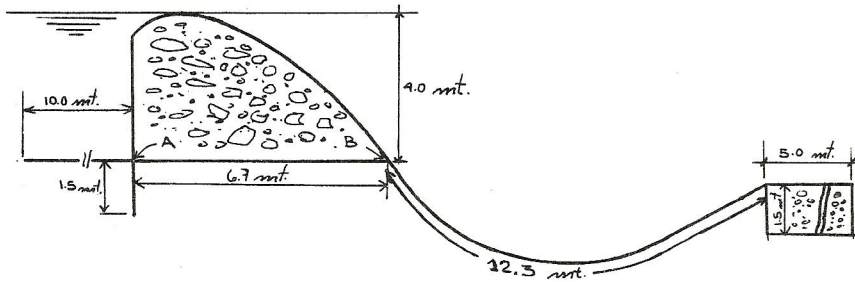
Basándose en los resultados encontrados, el Sr. Lane reco-

mendó las relaciones compensadas de ruptura que se dan en seguida:

MATERIAL	RELACION
Arena muy fina o limo	8.5
Arena fina	7.0
Arena media	6.0
Arena gruesa	5.0
Grava fina	4.0
Grava media	3.5
Grava gruesa y cantos	3.0
Boleo con algo de cantos y grava	2.5
Arcilla blanda	3.0
Arcilla media	2.0
Arcilla dura	1.8
Arcilla muy dura o talpetate	1.6

CASO N° 1

a- SEGURIDAD EN LA CIMENTACION:



De acuerdo con la teoría de Lane, la longitud compensada de trayectoria es:

$$L = \text{Suma dist. Verticales} + \frac{\text{Suma dist. Horizontales}}{3}$$

$$L = 1.5 + 1.5 + 1.5 + 1.5 + \frac{10 + 6.7 + 5 + 12.3}{3} = 17.3 \text{ m}$$

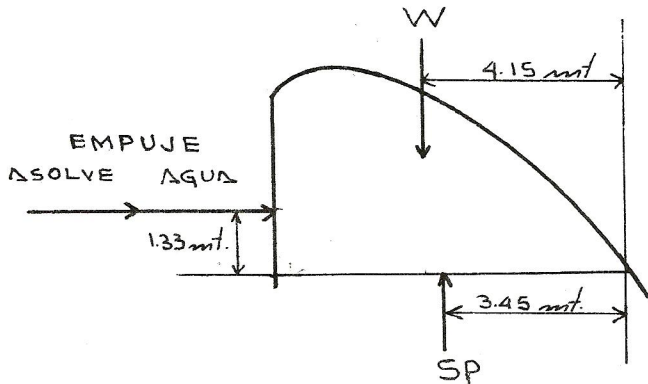
Carga hidráulica = 4 m.

$$\text{Relación carga compensada} = \frac{L}{\text{C.H.}} = 4.33$$

En este caso, debido a las características del terreno donde se cimentará la presa, se decidió que una relación de carga compensada de 4 es suficiente.

b- VOLTEO

En este caso, la única fuerza que producirá momento estabilizante es el peso propio de la presa.



El peso propio de la presa: es el área de la sección transversal por el peso unitario del concreto, esto para un metro de ancho:

Area m ²	Peso Unitario Kg.	Peso Kg.
18.07	2400	43368

Momento estabilizante:

$$M.E. = 43368 \times 4.15 = 179977 \text{ Kg. -m}$$

Empuje del agua

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2$$

γ = peso unitario agua

h = alto de la presa

$$E_a = \frac{1}{2} 1000 \times 4^2 = 8000 \text{ Kg.}$$

Momento de volteo producido por el empuje del agua:

$$M.V._a = 8000 \times 1.33 = 10640 \text{ Kg. -m}$$

Empuje del asolve:

$$E.S. = \frac{2 h_2}{2} \times \frac{1 - \text{sen} \alpha}{1 + \text{sen} \alpha} \quad \begin{array}{l} \alpha = 30 \text{ grados} \\ h_2 = \text{peso específico del} \\ \text{sedimento sumergido} \\ (1070 \text{ Kg/m}^3) \end{array}$$

$$E.S. = \frac{0.33 \times 1070 \times 4^2}{2} = 2825 \text{ Kg.}$$

Momento de volteo producido por el empuje del asolve:

$$M.V.S. = 2825 \times 1.33 = 3757 \text{ Kg.}$$

Subpresión:

Se calculará de acuerdo con el postulado N^o 5 de la Teoría de la Rotura Hidráulica de Lane:

Subpresión en un punto es:

$$SP = C \times \left(CH - \frac{H/3 + V}{L} \times CH + h_2 \right)$$

donde:

C = Coeficiente que es % de la subpresión calculada

$$(C = 0.8)$$

CH = Carga hidráulica

H = Distancias de ruptura horizontales hasta el punto donde se desea calcular la subpresión

V = Suma de distancias de ruptura verticales hasta el punto donde se desea calcular la subpresión

h_2 = Alto del tirante de agua, aguas abajo

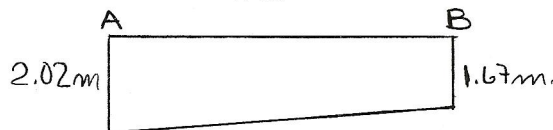
L = Longitud compensada de trayectoria.

Subpresión en el punto A:

$$SP_a = 0.8 \left(4 - \frac{10/3 + 1.5 + 1.5}{17.3} \times 4 + 0 \right) = 2.02 \text{ m}$$

Subpresión en el punto B:

$$SP_b = 0.8 \left(4 - \frac{10/3 + 1.5 + 1.5 + 6.7/3}{17.3} \times 4 + 0 \right) = 1.67 \text{ m.}$$



$$\text{Subpresión total} = \left(\frac{2.02}{2} + \frac{1.67}{2} \right) 6.7 \times 1000$$

$$SP = 12361 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 3.45 \text{ m.}$$

$$M.V.SP = 12361 \times 3.45 = 42645 \text{ Kg. -m}$$

Momento de volteo total:

$M_{\text{empuje agua}}$	10640 Kg.-m
$M_{\text{empuje asolve}}$	3757 Kg.-m
$M_{\text{subpresión}}$	<u>42645 Kg.-m</u>
Momento de volteo total:	57042 Kg.-m

Factor de seguridad para volteo:

$$FS = \frac{\text{Momento estabilizante}}{\text{Momento de volteo}} = 1.5$$

$$FS = \frac{179977}{57042} = 3.15 > 1.5$$

c- DESLIZAMIENTO

$$\text{Factor de seguridad} = \frac{\text{Fricción}}{\text{empuje}} > 1.5$$

$$\text{Fricción} = (\text{peso presa} - \text{subpresión})$$

$$\text{Fricción} = 0.5 (43368 - 12361) = 15504 \text{ Kg.}$$

$$\text{Empuje total} = 8000 + 2825 = 10825 \text{ Kg.}$$

$$FS = \frac{15504}{10825} = 1.43$$

A pesar de que en este caso el factor de seguridad es un poquito menor de 1.5, la presa se considera segura para deslizamiento por tres razones:

- 1- La presa no se asolará en toda su altura nunca, como se supuso y por lo tanto el empuje será menor.
- 2- La presa se deberá construir con un diente de 1.5 mt. de largo y que es obligado para tubificación o sifonado. Este diente no fue tomado en cuenta en el cálculo del factor de seguridad para deslizamiento.
- 3- La presa tiene la forma de una cuña que estará atrancada en el terreno natural.

d- PRESION SOBRE EL SUELO

Cálculo de la excentricidad e

$$e = \frac{b}{2} - a \quad b = 6.7 \text{ mt.}$$

$$a = \frac{\text{Momento estabilizante} - \text{Momento volteo}}{\text{peso}}$$

$$a = \frac{179977 - 57042}{43368 - 12361} = 3.96 \text{ mt.}$$

$$e = \frac{6.7}{2} - 3.96 = 0.61 \text{ mt.}$$

$$\text{El tercio medio es } \frac{6.7}{6} = 1.11 \text{ mt.}$$

$$0.61 < 1.11$$

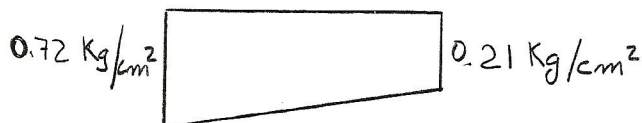
La resultante se encuentra dentro del tercio medio, y se debe usar para el cálculo de los esfuerzos, la siguiente fórmula:

$$p = \frac{W}{b} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

$$p = \frac{31007}{6.7} \left(1 \pm \frac{6 \times -0.61}{6.7} \right)$$

$$p_a = 4628 (1 + 0.55) = 7173 \text{ Kg/m}^2$$

$$p_b = 4628 (1 - 0.55) = 2083 \text{ Kg/m}^2$$



Del cálculo anterior, se deduce que para el caso que se analizó, la presa es estable.

Además se analizó la estabilidad de la presa para otras

dos condiciones de caudal que son: para 100 y para 200 mt^3/seg .

Los resultados de los cálculos para estas últimas dos condiciones se presentan a continuación:

CASO N° 2

$$Q = 100 \text{ m}^3/\text{seg}.$$

$$\text{Carga hidráulica} = 3 \text{ mt}.$$

a- SEGURIDAD EN LA CIMENTACION:

$$\text{Relación de carga compensada} = 5.77$$

b- VOLTEO:

	Carga	momento estabilizante
Peso presa	43368 Kg	179977 Kg -m
Peso agua	<u>16940 Kg</u>	<u>50820 Kg -m</u>
Total.....	60308 Kg	230797 Kg -m

	Carga	momento de volteo
empuje	17600 Kg	29840 Kg -m
subpresión	<u>9681 Kg</u>	<u>32817 Kg -m</u>
Total:		62657 Kg -m

$$\text{Factor de seguridad} = FS = \frac{230797}{62657} = 3.7$$

c- DESLIZAMIENTO:

$$W = \text{peso presa} + \text{peso agua} - \text{subpresión}$$

$$W = 50627$$

$$\text{Fricción} = 25313 \text{ Kg.}$$

$$\text{Empuje} = 17600 \text{ Kg.}$$

$$\text{Factor de seguridad} = 1.43$$

La presa para deslizamiento se considera segura por las razones expuestas en el Caso N° 1.

d- PRESION SOBRE EL SUELO:

$$a = 3.32 \text{ mt.}$$

$$e = 0.03 \text{ mt.}$$

$$p_a = 0.74 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p_b = 0.70 \text{ Kg/cm}^2$$

CASO N° 3

$$Q = 200 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Carga hidráulica 1.75 m.

a- SEGURIDAD EN LA CIMENTACION:

Relación de carga compensada = 9.89

b- VOLTEO:

	Carga		momento deslizante
peso presa	43368 Kg		179977 Kg -m
peso agua	<u>25350 Kg</u>		<u>73501 Kg -m</u>
Total:	68718 Kg		252478 Kg -m

	Carga		momento de volteo
empuje	19900 Kg		33569 Kg -m
subpresión	<u>11524 Kg</u>		<u>38816 Kg -m</u>
Total:.....			72385 Kg -m

Factor de Seguridad = FS = 3.49

c- DESLIZAMIENTO:

Fricción 28597 Kg

Empuje 19900 Kg

Factor de seguridad = 1.44

La presa se considera segura para deslizamiento por las razones que se exponen en el Caso N° 1.

d- PRESION EN EL SUELO:

Excentricidad = 0.20

$$p_a = 0.84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p_b = 0.97 \text{ Kg/cm}^2$$

CONCLUSIONES

Y

PLANOS FINALES

Después de haber hecho el estudio sobre el modelo, se puede concluir lo siguiente:

El diseño original del perfil de la presa Teocinte funciona adecuadamente, por lo que no se aconseja cambiarlo. El dissipador de energía se sugiere disminuirlo, suprimiéndole los dados y dejarlo con un radio de 6 mt. en lugar de 7 mt. como tenía originalmente. Con esto, el largo total de la presa, incluyendo el cucharón queda a 17.30 metros o sea que se reduce en 3.60 mt. el largo que originalmente era de 20.90 metros.

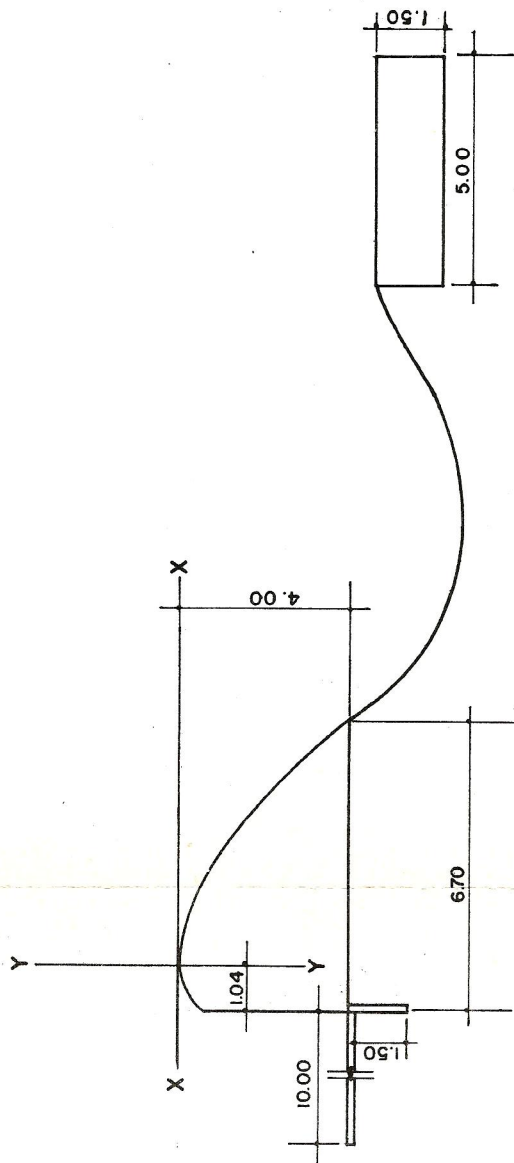
También se aconseja cambiar de curvatura al muro embalse y darle la que se muestra en los planos finales.

Los cambios anteriores, se aconsejan como resultado de estudio hecho y por las siguientes razones:

El conjunto de presa y muros, con los cambios sugeridos dan como resultado una estructura que trabajará en forma más eficiente, además de ser una estructura más pequeña que la original, más fácil de construir y más económica.

El diseño final propuesto como resultado de este estudio es el que se muestra a continuación en los planos.

Además quisiera expresar en estas conclusiones, que es aconsejable construir con más frecuencia modelos reducidos de obras importantes que se estén proyectando, esto por varias razones, tales como el costo del modelo en relación con el costo de la obra, escasamente llega al 1%, lo que es bastante poco considerando las ventajas que tiene el estudio de una obra sobre un modelo reducido, ya que en conjunto puede observarse a escala lo que sucederá en la zona y el funcionamiento propio de la obra que se estudia, y poder así hacer las correcciones que se crean necesarias con lo que pueden lograrse estructuras de funcionamiento adecuado y de tipo económico. Contrario a lo que puede creerse, la construcción de un modelo reducido, aunque un poco laboriosa es relativamente bastante sencillo.



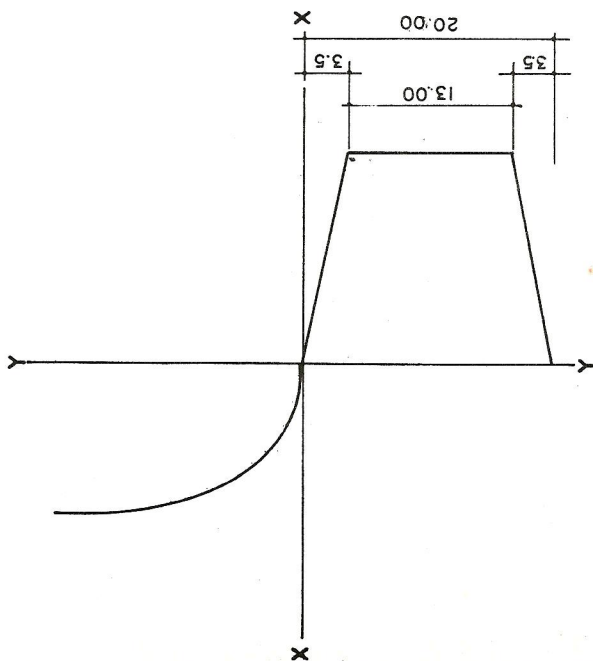
ELEVACION

ESC. 1:125

X	-1.04	-0.85	-0.60	-0.30	0.0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0	12.0	13.0	14.0	15.0	16.0	16.18
Y	0.65	0.22	0.10	0.04	0.0	0.20	0.60	1.25	2.15	3.20	4.50	5.64	6.27	6.68	6.93	6.97	6.81	6.50	6.02	6.52	5.04	4.95

COORDENADAS

12	20.00	10.50	7.60	5.45	4.05	3.00	2.20	1.60	1.15	0.85	0.60	0.30	0	X
11	10.50	7.60	5.45	4.05	3.00	2.20	1.60	1.15	0.85	0.60	0.30	0	Y	



PLANTA DE LA PRESA

ESC. 1:500

DISEÑO FINAL DE LA PRESA TEOCINTE

APENDICE

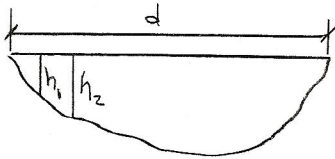
CONTENIDO	HOJA N°
Datos con que plotearon las secciones usadas en el estudio de la rugosidad	I
Gráfico h-q del vertedero	II
Cálculo pruebas de rugosidad	III, IV, V
Cálculo del N° de Froude	VI
Conversión de caudales en el modelo a caudales reales	VII
Cálculos de la avenida de diseño	VIII, IX
Lecturas de los piezómetros colocados en la presa	X
Fotografías	XI, XII, XIII, XIV

Datos con que se plotearon las secciones usadas en el estudio de la rugosidad

altura h en centímetros

Sección 1-1 Sección 2-2 Sección 3-3

6.40	6.30	8.00
13.18	14.40	11.40
17.15	20.80	14.80
24.50	26.30	17.60
28.30	27.50	20.20
28.00	27.20	23.10
28.30	27.50	24.60
26.70	26.00	25.70
12.90	24.50	24.90
7.00	19.90	22.30
3.30	17.80	17.00
0.90	14.20	16.00
	10.50	15.30
	8.10	15.00
	5.20	15.00
	3.10	15.00
	1.60	15.50
	0.90	15.00



$d_1 = 44.5 \text{ cm.}$

$d_2 = 68.0 \text{ cm.}$

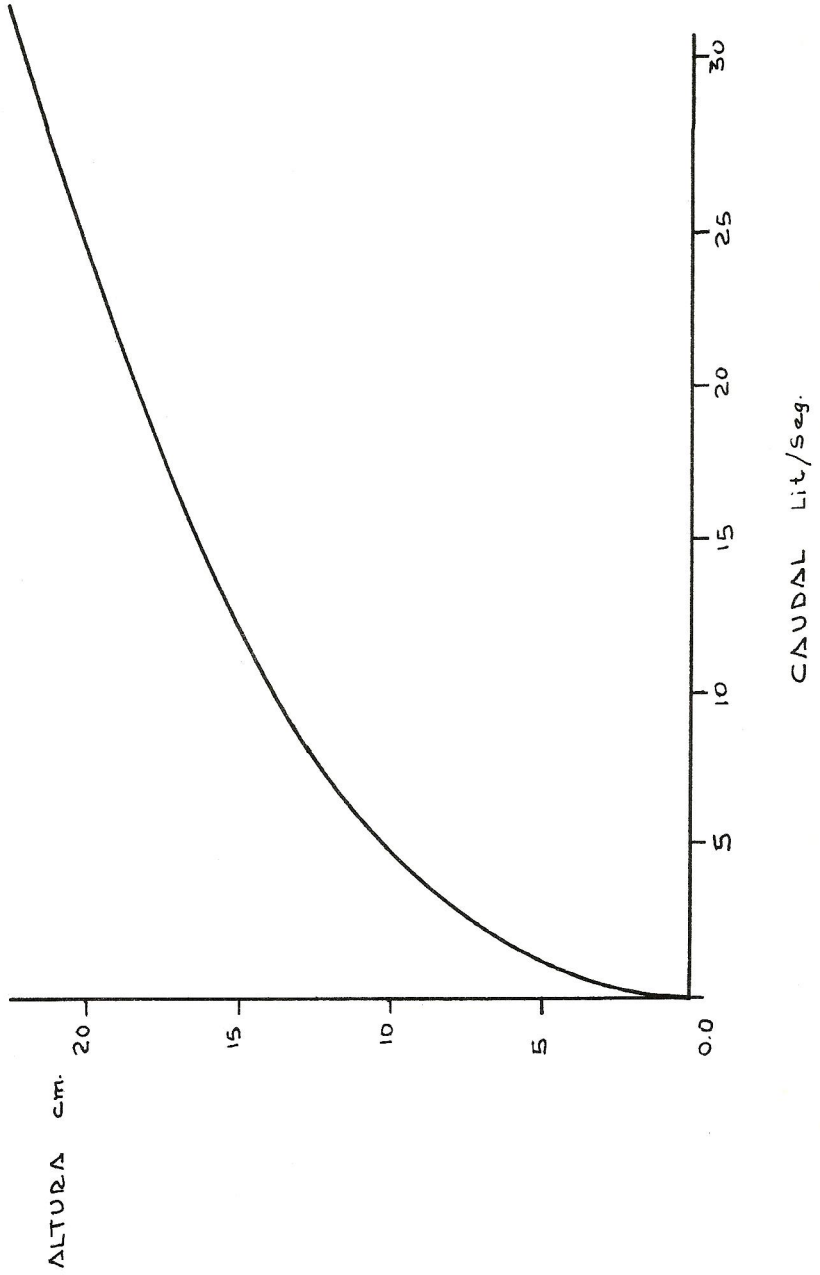
$d_3 = 1.16 \text{ mt.}$

$L_1 = \text{distancia entre } S_1 \text{ y } S_2 = 30 \text{ cm.}$

$L_2 = \text{distancia entre } S_2 \text{ y } S_3 = 50 \text{ cm.}$

15.00
14.00
14.50
14.40
14.00
13.00
13.40
13.50
12.00
12.00
11.10
0.90

GRAFICO H-Q DEL VERTEDERO



ENSAYO DE RUGOSIDAD
INTENTO No. 1

Datos de Laboratorio

PRUEBA No.	H _{vert.} cm.	Q _{vert.} lt/seg.	h sección 1-1 cm			h sección 2-2 cm			h sección 3-3 cm			H cm		S		$\frac{S_1 + S_2}{2}$		
			a	b	c	a	b	c	a	b	c	p	1-2	2-3	1-2		2-3	
1	16.18	15.1	19.1	19.5	19.5	19.4	18.8	18.5	18.8	16.4	16.3	16.3	16.3	.54	2.51	.018	.050	.034
2	8.58	3.4	23.8	24.0	23.9	23.9	22.1	22.1	22.1	22.1	18.7	18.9	19.0	1.82	3.20	.061	.064	.0625
3	6.42	1.6	25.0	25.6	25.5	23.4	23.3	23.3	23.2	20.3	20.3	20.5	20.4	2.26	2.68	.075	.054	.0645

Resultados

PRUEBA No.	AREA CM ²			PERIMETRO MOJADO cm						Q _{real} lt/seg.
	S ₁	S ₂	S ₃	S _p	P ₁	P ₂	P ₃	P _p		
1	196.0	194.0	176.0	175.6	31.2	36.2	37.3	34.9	3.91	
2	67.2	103.6	111.2	94.0	21.2	27.4	28.1	25.6	2.30	
3	42.0	79.6	74.4	65.3	18.0	25.4	23.3	22.2	1.40	

$$Q_{real} = A \frac{1}{N} R^{2/3} S^{1/2}$$

ENSAYO DE RUGOSIDAD
INTENTO No. 2

Datos de Laboratorio

PRUEBA No.	H _{vert.} cm.	Q _{vert.} lt/seg.	h sección 1-1 cm			h sección 2-2 cm			h sección 3-3 cm			H cm		S	$\frac{S_1 + S_2}{2}$				
			a	b	c	p	a	b	c	p	a	b	c			p	1-2	2-3	
1	11.61	6.62	20.1	20.4	20.1	20.2	19.8	19.5	20.0	19.8	16.7	16.8	16.7	16.7	0.43	3.09	0.0143	0.0608	0.03755
2	10.15	4.75	22.1	22.0	22.3	22.2	21.3	21.1	21.2	21.3	18.1	18.0	18.0	18.0	0.92	3.25	0.0307	0.0650	0.04785
3	7.90	2.90	24.2	24.5	24.6	24.4	22.5	22.6	22.7	22.6	19.5	19.6	19.6	19.6	1.85	3.03	0.0617	0.0606	0.06115
4	5.80	1.72	25.4	25.8	25.8	25.6	23.2	23.2	23.5	23.3	20.9	21.0	21.1	21.0	1.87	2.28	0.0623	0.0456	0.05395

Resultados

PRUEBA No.	A R E A cm ²			PERIMETRO MOJADO cm					Q _{real} lts/seg.
	S ₁	S ₂	S ₃	S _p	P ₁	P ₂	P ₃	P _p	
1	134.8	162.4	168.4	155.20	30.0	44.3	36.6	36.97	3.23
2	95.2	127.6	132.0	118.28	25.8	40.8	31.6	32.73	2.51
3	53.6	89.2	92.8	78.52	20.6	27.3	26.9	24.53	1.73
4	32.0	70.8	58.0	53.60	17.3	25.6	22.3	21.73	0.93

ENSAYO DE RUGOSIDAD
INTENTO No. 3

Datos del Laboratorio

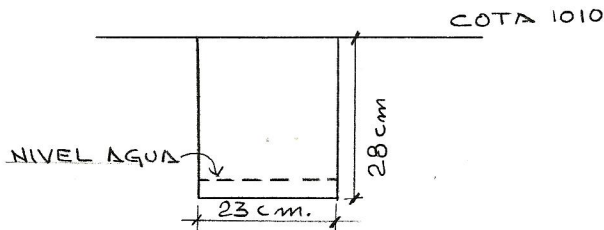
PRUEBA No.	H _{vert} cm.	Q _{vert} cm.	h sección 1-1 cm			h sección 2-2 cm			h sección 3-3 cm			H cm		S	$\frac{S_1 + S_2}{2}$			
			a	b	c	p	a	b	c	p	a	b	c			p	1-2	2-3
1	14.5	11.50	14.1	14.1	14.1	12.4	12.7	12.4	12.5	11.2	11.1	10.9	11.1	1.60	1.43	0.033	0.029	0.041
2	10.4	5.20	20.2	20.4	20.4	18.5	18.6	18.6	18.6	15.6	15.6	15.6	15.6	1.76	2.94	0.059	0.059	0.059
3	5.7	1.70	24.7	24.7	24.6	22.9	22.8	22.9	22.9	19.5	19.4	19.5	19.5	1.79	3.40	0.059	0.068	0.0635

Resultados

PRUEBA No.	A R E A cm ²			PERIMETRO MOJADO cm					Q _{real} lts/seg.
	S ₁	S ₂	S ₃	S _p	h ₁	h ₂	h ₃	h _p	
1	274.0	417.2	571.6	420.93	43.3	54.8	115.4	71.17	11.45
2	135.6	202.8	200.0	179.48	29.5	39.0	40.8	36.43	5.26
3	47.6	89.2	86.4	74.40	19.5	26.6	25.1	23.73	1.67

Cálculo del Número de Froude en dos secciones
aguas abajo de la presa

Sección A-A



$$h \text{ del vertedero} = 4.05 \text{ cm.}$$

$$Q = 1000 \text{ c.c./seg.}$$

$$\text{Area de la sección A-A} = 23 \times 2.5 = 57.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Vel. en Sec. A-A} = \frac{1000}{57.5} = 17.39 \text{ cm/seg.}$$

$$F = \frac{V}{g \cdot y} = \frac{17.39}{9.81 \times 2.5} = 3.51$$

Sección B-B

$$h \text{ vertedero} = 4.05$$

$$Q \text{ vertedero} = 1000 \text{ c.c./seg.}$$

$$y = 3 \text{ cm.}$$

$$A = 34.5 \text{ cm}^2$$

$$V = 28.99 \text{ cm/seg.}$$

$$N^{\circ} \text{ de Froude} = 5.34 > 1$$

CONVERSION DE CAUDALES EN EL MODELO
A CAUDALES REALES

$$\frac{Q_{\text{real}}}{Q_{\text{modelo}}} = \lambda^{5/2} \quad \lambda = 50$$

$$\lambda^{5/2} = 50^{5/2} = 17680$$

$$Q_{\text{real}} = 17680 Q_{\text{modelo}}$$

Nº	h _{vert.} cm.	Q _{vert.} Lt/seg.	Q _{real} M ³ /seg.	Q _{adoptado} M ³ /seg.
1	3.45	0.8	14.14	14.0
2	7.05	2.3	40.66	40.0
3	9.80	4.4	77.79	80.0
4	12.30	5.5	97.24	100.0
5	14.6	11.5	203.32	200.0
6	16.50	15.6	275.80	275.0
7	18.20	20.2	357.13	360.0
8	18.95	22.3	394.26	400.0

Cálculo de la avenida máxima en el río Teocinte

$$1- Q = 1 \text{ m}^3 \times A \times h$$

$$A = \text{área} = 48 \text{ Km}^2$$

$$h = \text{precipitación en mt.} = 1 \text{ metro}$$

$$Q = 1 \times 48 \times 1 = 48 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Tomando un factor de seguridad de 2 se obtiene:

$$Q = 2 \times 48 = 96 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

2- Fórmula Racional

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{360}$$

$$C = 0.5$$

$$i = 40 \text{ mm/hora}$$

$$A = 4800 \text{ Ha.}$$

$$Q = \frac{0.5 \times 40 \times 4800}{360} = 266 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

3- Fórmula de Burkli - Ziegler

$$Q = 1.67 K A I \frac{S}{A}$$

$$Q = \text{Caudal en lts/seg.}$$

$$i = \text{Intensidad de lluvia en mm/hora (3 mm/hora)}$$

$$A = \text{Area en Ha. (4800 Ha.)}$$

$$K = \text{Coeficiente de impermeabilidad } 0.25$$

$$S = \text{Pendiente promedio de cuenca tributaria (18\%)}$$

n = Número que varía entre 4 y 6 (6)

$$Q = 167 \times 0.25 \times 4800 \times 3 \frac{180}{4800}$$

$$Q = 349 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

4- Fórmula de Forti

$$q = 2.35 \times \frac{500}{A+125} + 0.5$$

q = gasto específico en $\text{m}^3/\text{seg}/\text{Km}^2$

A = área de la cuenca en Km^2

$$Q = \left(2.35 \times \frac{500}{48+125} + 0.5 \right) 48$$

$$Q = 350 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

5- Por estimaciones hechas en el río Teocinte se espera que el caudal específico sea de $3 \text{ m}^3/\text{seg}$.

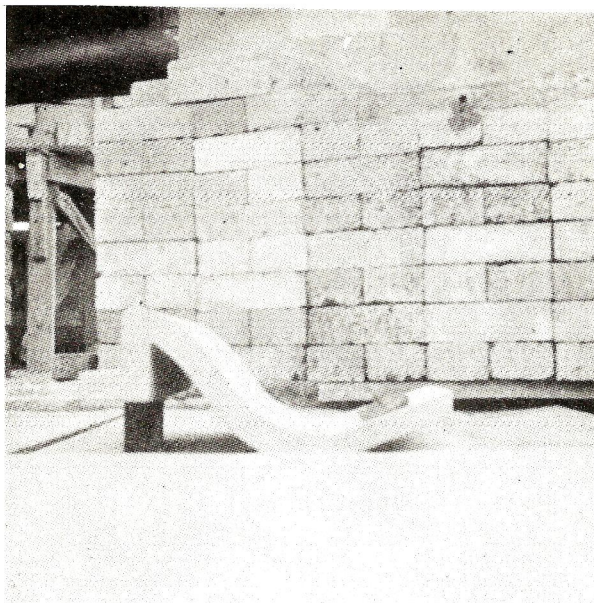
$$Q = 3 \times 48 = 144 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

De los resultados anteriores, se decidió utilizar un caudal máximo de diseño de $200 \text{ m}^3/\text{seg}$.

$$Q_{\text{diseño}} = 200 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

LECTURAS EN LOS PIEZOMETROS COLOCADOS
EN LA PRESA

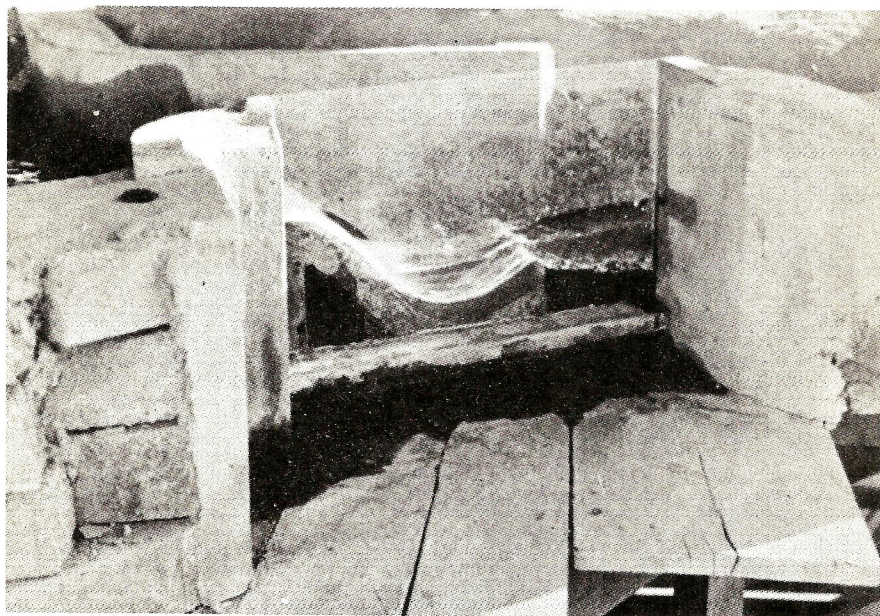
Q	PIEZOMETRO No.						
	Altura en cm.						
M ³ /seg.	1	2	3	4	5	6	7
15	0.85	2.45	0.20	0.10	0.15	2.25	3.75
100	4.10	6.70	3.80	0.70	0.45	4.25	5.55
200	5.75	8.30	5.40	1.90	0.45	4.70	6.20



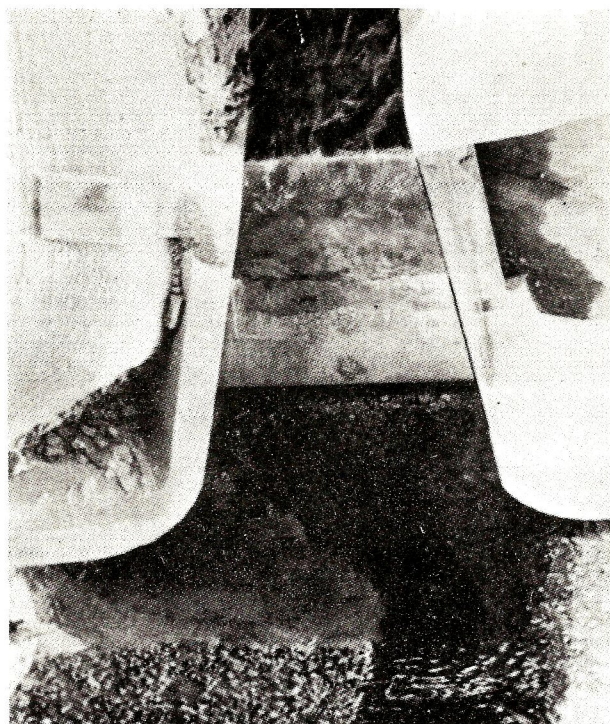
Vista del perfil del diseño original
de la Presa Teocinte



Vista del modelo topográfico del lugar donde se construirá la Presa Teocinte.



Vista lateral del modelo de la Presa Teocinte.



Vista superior del modelo reducido
de la Presa Teocinte.

BIBLIOGRAFIA

- 1- Proyecto Atlántico
Publicación de la Dirección de Aguas y Drenajes de la
Municipalidad de Guatemala, 1967.
- 2- Davis. Handbook of Applied Hydraulics.
Second Edition. Mc Graw-Hill Book Company.
- 3- Prof. Ing. Felice Contessini.
Dighe e Traverse Progetto e Costruzione.
Libreria Editrice Politecnica.
Cesare Tamburini - Milano - 1953.
- 4- Victor L. Streeter. Mecánica de los Fluidos.
Segunda Edición. Mc Graw-Hill Book Company, Inc.
New York, Toronto, London, 1963.
- 5- José L. Gómez Navarro y Juan José Aracil.
Saltos de Agua y Presas de Embalse, Tomos I y II.
- 6- Bureau of Reclamation United States.
Diseño de Presas Pequeñas.
- 7- Ven Te Chow. Open Chanel Hydraulics.
International Student Division.
Mc Graw-Hill Koga Kusha.
- 8- Tesis Ing. Mario Alberto Rojas Valle.
Estudio sobre Modelo Reducido de la Descarga del Co-
lector Reformita - Mariscal - Roosevelt. 1968.




Mario Roberto España Mazariegos
Sustentante

Vo.Bo. 
Ing. Julio Mario de la Riva L.
Asesor

Vo.Bo. 
Ing. Rodolfo González M.
Director de la Escuela Regional
de Ingeniería Sanitaria

IMPRIMASE

por Ing. Mauricio Castillo Cortoux
DECANO