

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales
ACATLAN

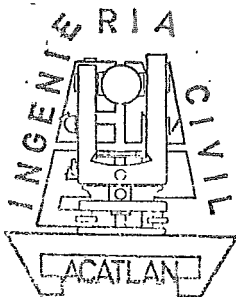


"PRESA DE REGULACION
EL SALTO, GTO."

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A

LUIS HUERTA RINCON

M-0028611



MEXICO, D. F.

1981



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Dedico este trabajo :

A mis Padres :

Sr. José Cruz Huerta Orozco

Sra. María Rincón de Huerta

Por su espíritu de superación y de quien he recibido compre
sión y cariño

Especialmente a mi hermano
Victor porque siempre me brindó su
apoyo desinteresadamente.

A mis hermanos :

Bertha
Arturo
Baldomero
Guadalupe
Sergio
María
Gustavo

Con cariño

A la Srita. Alejandra González S., por todas sus atenciones-
y por su ayuda desinteresada.

A mi esposa ;
Consuelo Pérez de Huerta
con amor.

Al Ing. J. Jesús Martínez V. Asesor de
este trabajo, así como a los Ings. Jorge
Gamboa F. y Enrique Viveros M., por
su apoyo y consejos.

A mis maestros e instituciones
en que me formé.

A todos mis amigos que me han
honrado con su amistad.

A todas aquellas personas que de dife-
rentes maneras contribuyeron a la cul-
minación de mi carrera.

Agradezco a I.P.E.S.A., Consultores el haberme facilitado la información necesaria para la realización de este trabajo.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

ENEP ACATLAN
COORDINACION DEL PROGRAMA
DE INGENIERIA Y ACTUARIA

CAI-C-0245-79

SR. LUIS HUERTA RINCON
Alumno de la Carrera
de Ingeniería Civil
P r e s e n t e

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 6 de julio de 1979, me complace notificarle que esta Coordinación - tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis: "Presa de Regulación El Salto, Gto.", el cual se desarrollará como sigue:

- I. Generalidades.
- II. Estudios necesarios para el proyecto.
- III. Cortina.
- IV. Obra de control y excedencias.
- V. Conclusiones y recomendaciones.

Asimismo fue designado como Asesor de Tesis el señor -- Ing. Jesús Marín Vázquez, 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.

A t e n t a m e n t e

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Sta. Cruz Acatlán, Edo. de México a 28 de septiembre de 1979

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

INDICE

	PAGINA
I. GENERALIDADES .	
I.1 INTRODUCCION . ,	1
I.2 LOCALIZACION.	3
I.3 VIAS DE COMUNICACION.	3
I.4 CLIMA.	4
I.5 FISIOGRAFIA.	4
I.6 SISMOLOGIA REGIONAL.	4
II. ESTUDIOS NECESARIOS PARA EL PROYECTO .	
II.1 INTRODUCCION .	5
II.2 INFORMACION TOPOGRAFICA.	5
II.3 INFORMACION GEOLOGICA.	5
II.4 BANCOS DE MATERIALES.	5
II.5 ESTUDIO HIDROLOGICO.	7
II.5.1 DETERMINACION DEL GASTO MAXIMO.	10
II.5.2 SELECCION DEL GASTO DE DISEÑO.	22
II.5.3 FORMA DE LA AVENIDA.	22
III. CORTINA .	
III.1 INTRODUCCION .	28
III.2 SELECCION DEL TIPO DE CORTINA.	28
III.3 DIMENSIONAMIENTO DE LA CORTINA.	31

M-0023611

a).	ALTURA DE LA CORTINA.	31
b).	SECCION DE LA CORTINA.	41
c).	ESTABILIDAD DE TALUDES.	42

IV. OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS .

IV.1	INTRODUCCION .	44
IV.2	OBRA DE CONTROL.	44
IV.2.1	DISEÑO HIDRAULICO.	44
IV.3	OBRA DE EXCEDENCIAS.	49
IV.3.1	SELECCION DEL TIPO DE VERTEDOR.	52
IV.3.2	DATOS DE PROYECTO.	53
IV.3.3	DISEÑO Y CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE SUS ELEMENTOS.	53
a).	CANAL DE ACCESO	53
b).	CIMACIO.	53
c).	CANAL DE DESCARGA.	55
d).	ESTRUCTURA TERMINAL.	57
e).	CANAL DE SALIDA.	64

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .

BIBLIOGRAFIA .

I. GENERALIDADES .

I.1 INTRODUCCION .

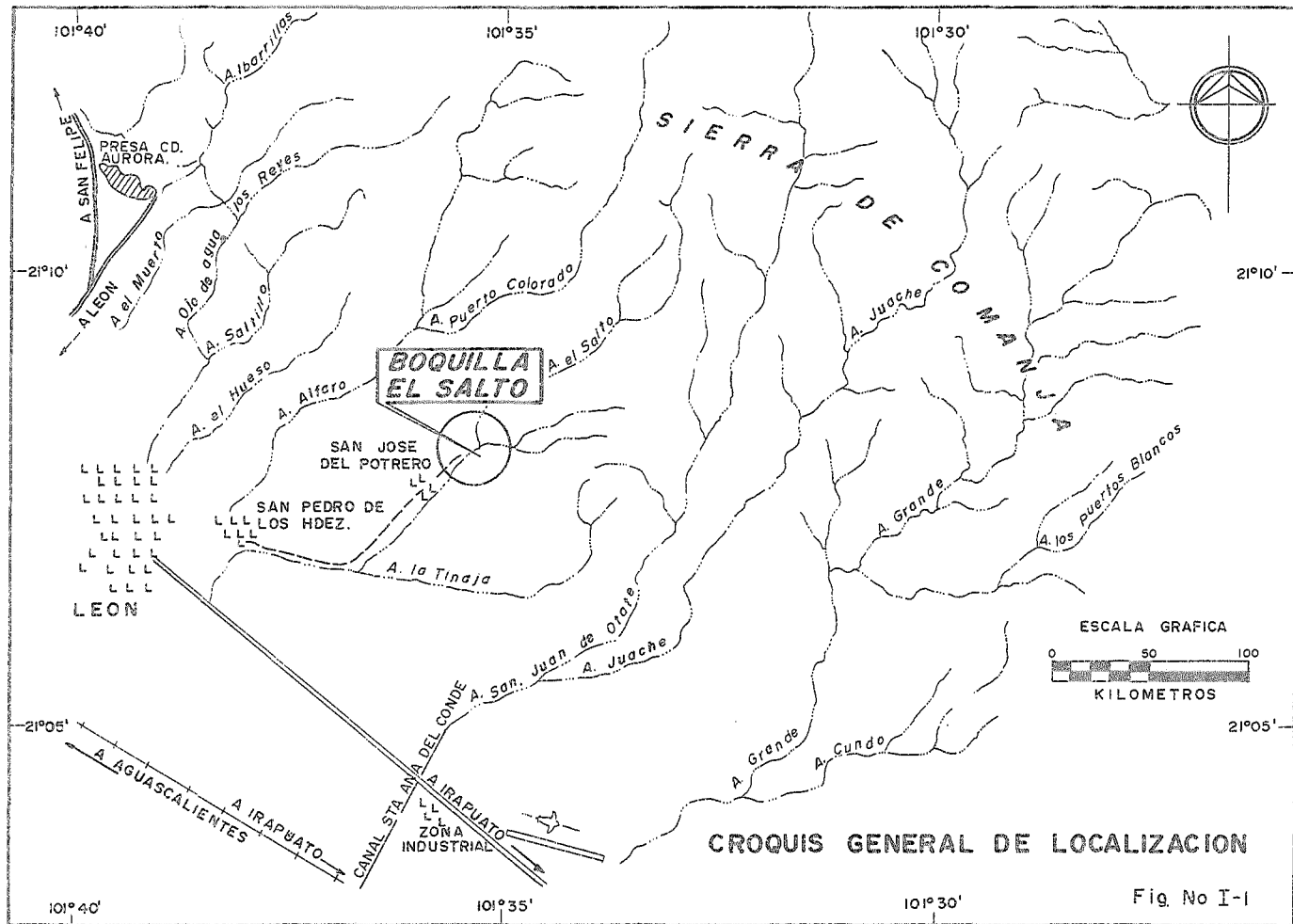
León, Guanajuato, al igual que muchas otras Poblaciones del Bajío, es una Ciudad que por su ubicación ha sufrido desde hace mucho tiempo el problema de las inundaciones, lo cual ha provocado graves daños a la Industria y a la Agricultura.

La Ciudad de León, está comunicada por la Carretera Federal No. 45 (Panamericana), por el Ferrocarril México-Ciudad Juárez, y por la Vía Aérea. Se encuentra localizada al pie de la Sierra de Comanja la cual forma parte de la Sierra de Zatecas, extendiéndose de Noroeste a Sureste al Sur del Paralelo de Latitud Norte 22° y al Este del Meridiano de Longitud al Oeste de Greenwich 102°; su ladera oeste se inclina hacia la región de Los Altos, ligando por el Sureste con la Sierra de Guanajuato y por el Norte con la Sierra de Pinos.

Las corrientes principales que descienden de la Sierra de Comanja son los Arroyos Mariches, La Patiña, Los Castillos, La India, Ibarrilla, Los Naranjos, Alfaro, El Salto, La Tinaja, Otates, La Laborcita y Duarte, formando parte de la cuenca general del Río Turbio que a su vez es tributario del Río Lerma (Fig. I.1)

El escurrimiento de estos arroyos se genera en la Sierra a través de cañadas muy profundas y de fuerte pendiente, dando lugar a volúmenes impetuosos y perfectamente concentrados en sus cauces que al llegar al pie de la Sierra y penetrar al Valle en forma brusca, forman conos deflectores que hacen que el agua en su mayoría se expanda por la planicie, perdiéndose prácticamente los cauces e incidiendo directamente sobre la Ciudad de León; el agua restante escurre por los cauces que cruzan la Ciudad, reconociendo como recolector principal el Río de los Gómez, siendo esta la corriente que más inquietud ha causado a los habitantes y ha obligado a la construcción de obras de protección muy costosas.

Para darle solución a este problema se formó un plan general de obras de Protección, que consisten básicamente en lo siguiente:



- Obras de regularización, cuyo objetivo será abatir el pico de las avenidas máximas que se presentan.
- Rectificación de cauces para darles capacidad.
- Obras de intercepción que permitan derivar gastos regulados a cauces de mayor capacidad.

En este estudio se presenta una solución al problema; por medio de una Presa (El Salto), para evitar en parte las inundaciones a la Ciudad de León, Guanajuato, - trayendo como consecuencia el beneficio a la población; al mismo tiempo, trata de ilustrar la Metodología usualmente empleada en el Proyecto de una Presa, esperando sea de utilidad a las personas interesadas en este tipo de Obras.

1.2 LOCALIZACION .

La boquilla en la que se proyectará la Presa de regulación "El Salto", se localiza en el Estado de Guanajuato; dentro del municipio de León, a unos 7.8 kilómetros al Este-Noreste de esta Ciudad; a unos 1 100 metros aguas arriba del poblado San José del Potrero, sobre el arroyo El Salto.

Las coordenadas Geográficas del sitio son aproximadamente:

latitud norte	21°08'00"
longitud al oeste de Greenwich	101°35'25"

1.3 VIAS DE COMUNICACION .

El sitio del proyecto se halla comunicado principalmente por la Carretera Federal No. 45, en su tramo León-Silao. El acceso a la boquilla se logra partiendo de León hacia Silao; después de recorrer 2 kilómetros aproximadamente, entronca por la izquierda una brecha de 8 kilómetros que conduce al lugar de las obras , llegando al eje de la cortina por la margen derecha.

1.4 CLIMA .

De acuerdo con el sistema de clasificación climática de Köppen modificado por Enriqueta García, para adaptarlo a las condiciones particulares de la República Mexicana (carta de climas 14-Q-III Querétaro, Detenal), el clima en la zona es del tipo seco, semicálido con invierno fresco, la temperatura media anual fluctúa entre los 18° y 22°C, la máxima es de 36.5°C y la mínima de -2.5 grados centígrados.

En cuanto a precipitación, se tiene que la lluvia que se presenta en el mes más húmedo del verano, cuyo período está definido por los meses de Junio a Octubre, es por lo menos 10 veces mayor que la que se presenta en el mes más seco, habiendo un porcentaje de lluvia invernal entre el 5% y el 10.2% de la precipitación media anual que es del orden de los 600 mm.

1.5 FISIOGRAFIA .

La zona de estudio forma parte de la provincia fisiográfica denominada Meseta Central. El sitio se encuentra en las estribaciones de la Sierra de Comanja, en donde predominan cerros de mediana altura y de forma redondeada, asignándosele una etapa de juventud avanzada.

Las rocas que predominan en la región son principalmente: tobas riolíticas y brechas, aflorando también basaltos, granitos y rocas metamórficas como esquistos y pizarras.

1.6 SISMOLOGIA REGIONAL .

El sitio del proyecto se localiza en la zona asísmica del país, sin embargo, se encuentran cerca los focos 356, 358 y 374 con magnitudes de 5° a 7° en la escala de Richter, siendo el más fuerte el 358, el cual ha causado fuertes daños en Lagos de Moreno, Jal. y el más cercano es el 374 con magnitud de 5°.

II. ESTUDIOS NECESARIOS PARA EL PROYECTO .

II.1 I N T R O D U C C I O N .

En este capítulo se presenta un resumen de la información que servirá de - punto de partida para la determinación de las características del sitio en base a los cuales se elaborará el proyecto.

II.2. INFORMACION TOPOGRAFICA .

Como información topográfica a nivel general se cuenta con los planos F-14 -C-31 Lagos de Moreno, F-14-C-32 Ibarra, F-14-C-41 León, F-14-C-42 Nuevo - Valle de Moreno, escala 1:50 000 con curvas de nivel a cada 10 m, elaborados por la Dirección de Estudios del Territorio Nacional (DETENAL). Como información topográfica más específica, se cuenta con el Plano del Vaso, - escala 1:1 000, con curvas de nivel a cada metro; con el plano de la boquilla, escala 1:500 con curvas de nivel a cada metro.

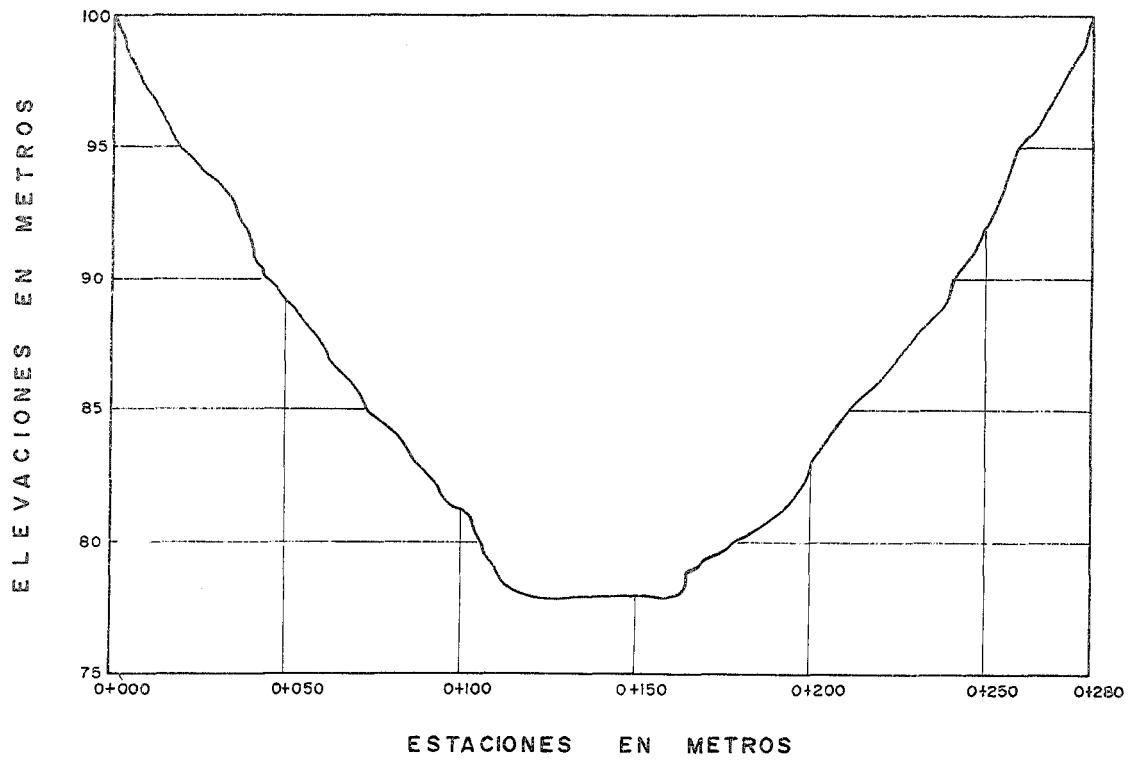
Del estudio de la información disponible, se determinaron las siguientes - características topográficas :

El vaso de la presa está confinado por cerros cuya altitud es del orden de los 2 200 m.s.n.m. La Boquilla (fig. II.1), es simétrica, con pendiente hacia ambas márgenes del 21% con profundidad máxima de 23 m; con un ancho máximo de unos 280 m y un ancho mínimo de 45 m aproximadamente.

II.3. INFORMACION GEOLOGICA.

Con objeto de conocer las características de los materiales de cimentación se realizaron dos exploraciones a lo largo del eje de la cortina.

Del análisis de la información obtenida, se detectó las siguientes caracteristicas de unidades :



PERFIL POR EL EJE DE LA CORTINA

Fig. No.II-1

En la margen izquierda aflora material aluvial constituido por grava en espesor de 18 m y a partir de esta profundidad hacia abajo descansa una roca basáltica muy fracturada y lajeada.

Sobre la margen derecha se encontró basalto muy fracturado y lajeado con un espesor del orden de los 16.00 y subyaciendo a una toba arcillosa con espesor aproximado de 2.80 m.

Las unidades antes descritas están cubiertas por depósitos de talud en ambos márgenes, este material grueso es debido a la pendiente tan fuerte del terreno.

En la figura No. II.2, se muestra la distribución de los sondeos, así como la información estratigráfica derivada de ellos.

II.4 BANCOS DE MATERIALES .

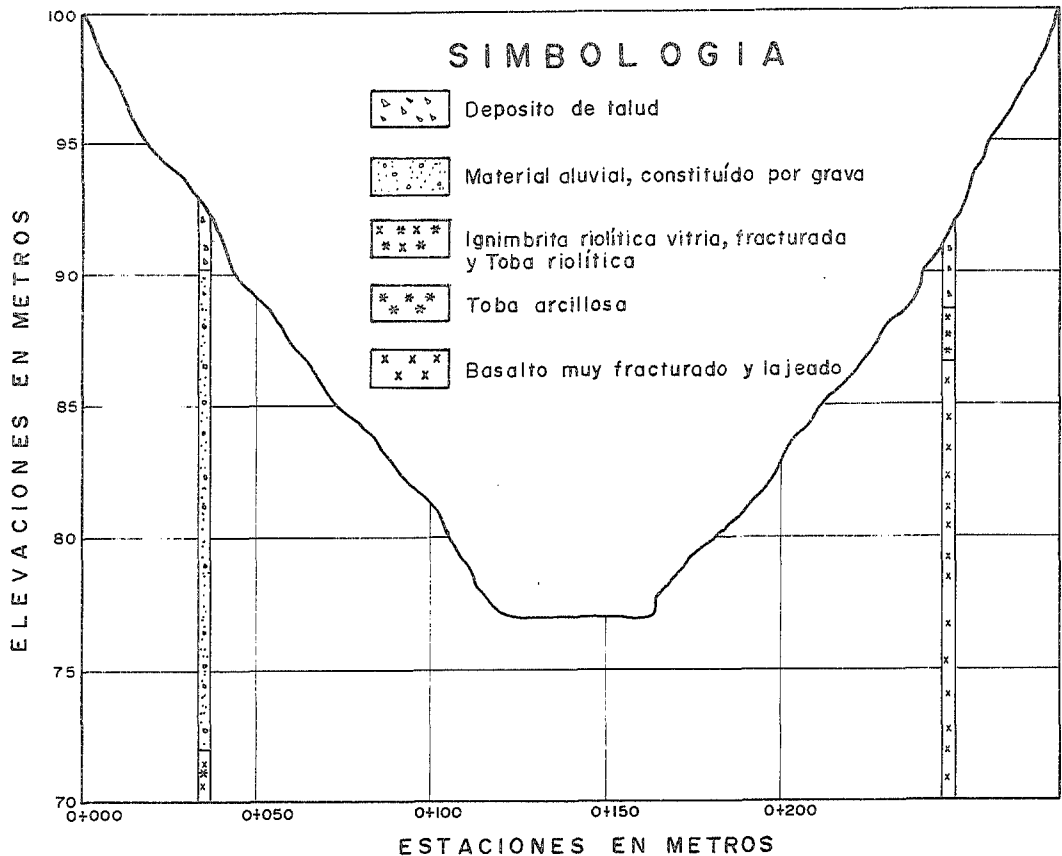
En la figura II.3, aparecen localizados los bancos de materiales susceptibles de emplearse en la construcción de la presa El Slató, así como la distancia a que se localizan con respecto al eje de la cortina y el volumen estimado.

Los bancos de material impermeable aparecen identificados por medio de la letra "I", los bancos de material permeable por medio de la letra "P" y los bancos de roca, por medio de la letra R.

II.5 ESTUDIO HIDROLOGICO .

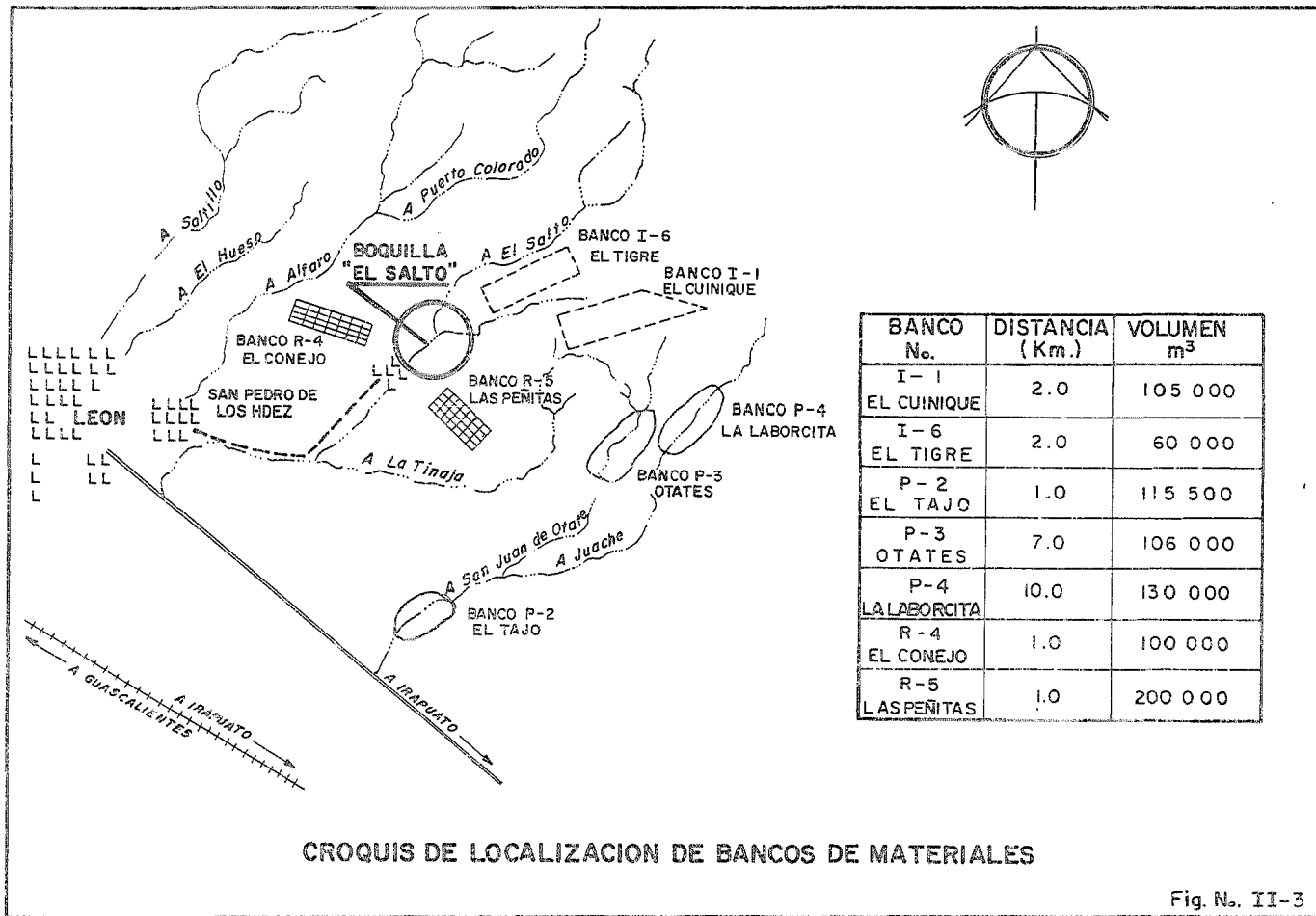
Recopilación de Información.

Se obtuvo la información hidrológica de la zona tomando como base los siguien



**DISTRIBUCION DE LOS SONDEOS DE EXPLORACION
A LO LARGO DEL EJE DE LA BOQUILLA EL SALTO**

Fig. No II- 2



BANCO No.	DISTANCIA (Km.)	VOLUMEN m ³
I-1 EL CUINIQUE	2.0	105 000
I-6 EL TIGRE	2.0	60 000
P-2 EL TAJO	1.0	115 500
P-3 OTATES	7.0	106 000
P-4 LA LABORCITA	10.0	130 000
R-4 EL CONEJO	1.0	100 000
R-5 LAS PENITAS	1.0	200 000

Fig. No. II-3

.tes reportes :

- Gastos máximos registrados en el arroyo Los Castillos durante el periodo - 1957 - 1976.
- Hidrogramas de las avenidas máximas presentadas en el arroyo Los Castillos durante los años 1973 a 1975 y del 26 de Agosto de 1966.
- Envolventes regionales de gastos máximos de Creager para la zona en estudio.
- Planos de DETENAL escala 1:50 000 para determinar las características de la cuenca.
- Estudio de obras de protección contra inundaciones de la Ciudad de León, - Gto. S. A. R. H. 1973.

II.5.1 Determinación del gasto máximo .

Dadas las características de homogeneidad que presenta la cuenca del arroyo - El Salto con las cuencas vecinas, y de que en esta corriente no existe ningún registro de sus escurrimientos, se utilizará la información de la estación hidrométrica Los Castillos, situada sobre el arroyo del mismo nombre y localizada a 11 kilómetros al noroeste del sitio aproximadamente.

A partir de esa información, se determinó el gasto máximo para el arroyo Los Castillos aplicando los criterios estadísticos de Gumbel y Nash, el cual será transportado de una área de 100.8 Km² de esta cuenca a la del arroyo El Salto de 14.5 km² como se muestra a continuación :

DETERMINACION DEL GASTO MAXIMO EN EL ARROYO LOS CASTILLOS.

METODO DE GUMBEL .

REGISTRO DE GASTOS MAXIMOS EN LA ESTACION SOBRE EL ARROYO LOS CASTILLOS

AÑO	Q (m ³ /s)
1957	88.60
1958	135.00
1959	26.20
1960	37.00
1961	43.30
1962	14.40
1963	32.80
1964	76.93
1965	101.36
1966	171.00
1967	97.72
1968	31.63
1969	14.68
1970	79.50
1971	88.60
1972	71.00
1973	118.00
1974	27.12
1975	65.90
1976	208.70

El gasto máximo se obtiene aplicando la ecuación:

$$Q_{\text{máx}} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (\bar{Y}_n - \text{Log}_e \text{Tr})$$

siendo:

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N}$$

$$\sigma_Q = \left(\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - N Q_m^2}{N - 1} \right)^{1/2}$$

en donde:

N = Número de años de registro.

Q_i = Gastos máximos anuales registrados (m^3/s)

Q_m = Gasto medio (m^3/s)

$Q_{\text{máx}}$ = Gasto máximo para un período de retorno determinado (m^3/s)

Tr = Período de retorno (años)

σ_Q = Desviación estándar de los gastos.

σ_N, \bar{Y}_n = Constantes función de N (Tabla II.1)

N = 20

σ_N = 1.06283

\bar{Y}_n = 0.52355

Q_m = 76.472

σ_Q = 52.464

$Q_{\text{máx}} = 76.472 - \frac{52.464}{1.06283} (0.52355 - \log_e \text{Tr})$

$Q_{\text{máx}} = 76.472 - 49.363 (0.52355 - \log_e \text{Tr})$

TABLE II-1.

N	YN	σN	N	YN	σN	ϕ	$\sqrt{N\sigma\sigma m}$
8	.4843	.9043	49	.5481	1.1590	.01	2.1607
9	.4902	.9288	50	.54854	1.16066		
10	.4952	.9497	51	.5489	1.1623	.02	1.7894
11	.4996	.9676	52	.5493	1.1638		
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653	.05	1.4550
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667		
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681	.10	1.3028
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1696		
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708	.15	1.2548
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721		
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734	.20	1.2427
19	.5220	1.0566	60	.55208	1.17467		
20	.52355	1.06283	62	.5527	1.1770	.25	1.2494
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793		
22	.5268	1.0754	66	.5538	1.1814	.30	1.2687
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834		
24	.5296	1.0864	70	.55477	1.18536	.35	1.2981
25	.53086	1.09145	72	.5552	1.1873		
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890	.40	1.3366
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906		
28	.5343	1.1047	78	.5565	1.1923	.45	1.3845
29	.5353	1.1086	80	.55688	1.19382		
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953	.50	1.4427
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967		
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980	.55	1.1530
33	.5388	1.1126	88	.5583	1.1994		
34	.5396	1.1255	90	.5586	1.20073	.60	1.5984
35	.54034	1.12847	92	.5589	1.2020		
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032	.65	1.7034
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044		
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055	.70	1.8355
39	.5430	1.1388	100	.56002	1.20649		
40	.54362	1.14132	150	.56461	1.22534	.75	2.0069
41	.5442	1.1436	200	.56715	1.23598		
42	.5448	1.1458	250	.56878	1.24292	.80	2.2408
43	.5453	1.1480	300	.56993	1.24786		
44	.5458	1.1499	400	.57144	1.25450	.85	2.5849
45	.5463	1.15185	500	.5724	1.25880		
46	.5468	1.1538	750	.57377	1.26506	.90	3.1639
47	.5473	1.1557	1000	.5745	1.26851		
48	.5477	1.1574				.95	4.4721
						.98	7.0710
						.99	10.0000

Resultados obtenidos : Método Gumbel.

Tr (años)	Qmáx (m ³ /s)
50	243.74
100	277.95
1 000	391.62
10 000	505.28

CALCULO DEL INTERVALO DE CONFIANZA .

Para conocer el rango dentro del cual puede variar Qmáx, se hace lo siguiente:

Si $\phi = 1 - \frac{1}{Tr}$ varía entre 0.20 y 0.80, el intervalo de confianza se calcula con la fórmula:

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N\alpha\sigma m} \frac{\sigma Q}{\sigma N \sqrt{N}}$$

Siendo:

$\sqrt{N\alpha\sigma m}$ una constante función de ϕ
tabla II-1.

Si ϕ es mayor de 0.90, el intervalo se calcula con:

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14}{\sigma N} \sigma Q$$

Si ϕ está entre 0.80 y 0.90, ΔQ , es proporcional al valor calculado con las ecuaciones anteriores. En nuestro caso, ϕ siempre es mayor de 0.90, por lo que:

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \times 52.464}{1.06283} = \pm 56.27$$

De esta forma, el gasto máximo de diseño será igual al gasto máximo calculado anteriormente, más o menos el intervalo de confianza.

Tr	Qmáx	ΔQ	Qd
50	243.74	56.27	300.01
100	277.95	56.27	334.22
1 000	391.62	56.27	447.89
10 000	505.28	56.27	561.55

METODO DE NASH

Qi	m	Tr	$\frac{Tr}{Tr-1}$	Xi	Qi ²	QiXi	Xi ²
208.70	1	21	1.05	-1.67	43555.69	-348.529	2.789
171.00	2	10.5	1.105	-1.36	29241	-232.560	1.850
135.00	3	7	1.167	-1.17	18225	-157.950	1.369
118.00	4	5.25	1.235	-1.04	13924	-122.720	1.082
101.36	5	4.2	1.312	-0.93	10273.85	- 94.265	0.865
97.72	6	3.5	1.4	-0.84	9549.20	- 82.085	0.706
88.60	7	3	1.5	-0.75	7849.96	- 66.450	0.563
88.60	8	2.625	1.615	-0.68	7849.96	- 60.248	0.462
79.50	9	2.333	1.75	-0.61	6320.25	- 48.495	0.372
76.93	10	2.1	1.909	-0.55	5918.22	- 42.311	0.303
71.00	11	1.909	2.1	-0.49	5041	- 34.790	0.240
65.90	12	1.75	2.333	-0.43	4342.81	- 28.337	0.185
43.30	13	1.615	2.626	-0.38	1874.89	- 16.454	0.144
37.00	14	1.5	3	-0.32	1369	- 11.840	0.102
32.80	15	1.4	3.5	-0.26	1075.84	- 8.528	0.068
31.63	16	1.313	4.195	-0.21	1000.46	- 6.642	0.044
27.12	17	1.235	5.255	-0.14	735.49	- 3.797	0.020
26.20	18	1.167	6.988	-0.07	686.44	- 1.834	0.005
14.68	19	1.105	10.523	0.01	215.50	0.147	0.000
14.40	20	1.05	21	0.12	207.36	1.728	0.014
$\Sigma 1529.44$				-11.77	169255.92	-1365.960	11.183

$$Q_m = \frac{1529.44}{20} = 76.472$$

$$X_m = \frac{-11.77}{20} = -0.589$$

$$C = \frac{\sum_{i=1}^N X_i Q_i - N X_m Q_m}{\sum_{i=1}^N X_i^2 - N X_m^2} = \frac{-1365.96 - 20 (-0.589) (76.472)}{11.183 - 20 (-0.589)^2} = -109.58$$

$$a = Q_m - C X_m = 76.472 - (-109.58) (-0.589) = 11.93$$

$$S_{xx} = N \sum X_i^2 - (\sum X_i)^2 = 20 (11.183) - (-11.77)^2 = 85.127$$

$$S_{qq} = N \sum Q_i^2 - (\sum Q_i)^2 = 20(169255.92) - (1529.44)^2 = 1\,045\,931.686$$

$$S_{xq} = N \sum Q_i X_i - (\sum Q_i) (\sum X_i) = 20 (-1365.96) - (1529.44) (-11.77) = -9317.69$$

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{S_{qq}}{N^2(N-1)} + (X - X_m)^2 \frac{1}{N-2} \frac{1}{S_{xx}} (S_{qq} - \frac{S_{xq}^2}{S_{xx}})}$$

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{137.623 - 17.0017 (X - X_m)^2}$$

$$X = \text{Log Log } \frac{T_r}{T_r - 1}$$

$$Q_{m\bar{x}} = a + c \text{Log Log } \frac{T_r}{T_r - 1} = a + cx = 11.93 - 109.58 x$$

Resultados obtenidos : Método de Nash.

Tr	$\frac{Tr}{Tr-1}$	Log Log $\frac{Tr}{Tr-1}$	Qmáx	ΔQ	Qd
50	1.020	-2.057	237.34	20.10	257.44
100	1.010	-2.360	270.54	18.36	288.90
1000	1.001	-3.362	380.34	5.25	385.59
10000	1.0001	-4.362	489.92	--	489.92

Después de que se estimaron los gastos máximos en el arroyo Los Castillos, lo que procede es efectuar la extrapolación de gastos a la cuenca del arroyo El Salto, según la fórmula racional desarrollada por Creager y tomando los gastos más desfavorables (Gumbel).

Cálculo de la Constante C de Creager para el arroyo Los Castillos:

$$Q = 1.303 C (0.386 A)^\alpha ; \quad \alpha = \frac{0.936}{A^{0.048}}$$

$$A = 100.8 \text{ km}^2$$

$$\alpha = \frac{0.936}{(100.8)^{0.048}} = 0.75$$

$$C = \frac{Q}{1.303 (0.386A)^\alpha} = \frac{Q}{1.303 (0.386 \times 100.8)^{0.75}} = \frac{Q}{20.3}$$

Tr	Q	C
50	300.01	14.78
100	334.22	16.46
1000	447.89	22.06
10000	561.55	27.66

Utilizando el valor de C previamente calculado para el arroyo Los Castillos, se calcula el gasto en el arroyo el Salto.

$$A = 14.5 \text{ Km}^2$$

$$\alpha = \frac{0.936}{(14.5)^{0.048}} = 0.823$$

$$Q = 1.303 (0.386 \times 14.5)^{0.823} C = 5.377 C$$

Tr	C	Q
50	14.78	79.47
100	16.46	88.50
1000	22.06	188.61
10000	27.66	148.75

Por otra parte, aprovechando las características físicas de la cuenca del arroyo el Salto, se determinó el gasto máximo aplicando el criterio de Gregory-Arnold, cuya ecuación básica es:

$$Q = 0.2086 (CAR_H FB)^{1.1429} H^{0.5714} S^{0.2143}$$

en donde :

Q = gasto en m^3/s

C = Coeficiente de escurrimiento

A = Area de la cuenca en Ha

X = Lluvia máxima total en cm

H = Duración de la lluvia en horas

$RH = \frac{X}{H}$ = Intensidad media de la lluvia en cm/hr

F = Factor que depende de la forma y naturaleza del cauce (tabla II-3).

P = Factor que depende de la forma de la cuenca y del modo de concentración del agua. Es función de la relación $\frac{L}{W}$, en donde L es la longitud de recorrido del agua y $W = \frac{10,000A}{L}$, (tablas II-2 y II-3).

$$B = \sqrt{\frac{P}{L}}$$

S = Pendiente del cauce en milésimas.

Los valores de cada uno de los parámetros son:

$$C = 0.66$$

$$A = 1\,450 \text{ ha}$$

$$X = 60 \text{ mm}$$

$$H = 2 \text{ hs}$$

$$R_H = 3 \text{ cm/hr}$$

$$F = 4.61$$

$$L = 8\,500 \text{ m}$$

$$W = 1\,705.88$$

$$\frac{L}{W} = 4.98$$

$$P = 0.47$$

$$S = 56$$

$$B = 0.00744$$

El factor F se determinó para $n = 0.030$, taludes 3:1 y ancho del fondo por la altura de 8 x 1.

$$Q = 0.2086 (0.66 \times 1450 \times 3 \times 4.61 \times 0.00744)^{1.1429} (2)^{0.5714} (56)^{0.2143}$$

$$Q = 139.35 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q = \frac{139.35}{14.5} = 9.61 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

$$i = \frac{Q}{CA} = \frac{139.35}{0.66(1450)} = 0.146$$

$$T_c = \frac{0.0926 RH^2}{i^2} = \frac{0.0926 (3)^2}{(0.146)^2}$$

$$T_c = 39.31 \text{ min.}$$

Los gastos máximos obtenidos fueron comparados con el de las envolventes regional (84.10 m³/s) y mundial (551.00 m³/s), para la zona figura II-4, resultando entre los dos valores.

II.5.2 Selección del Gasto de Diseño .

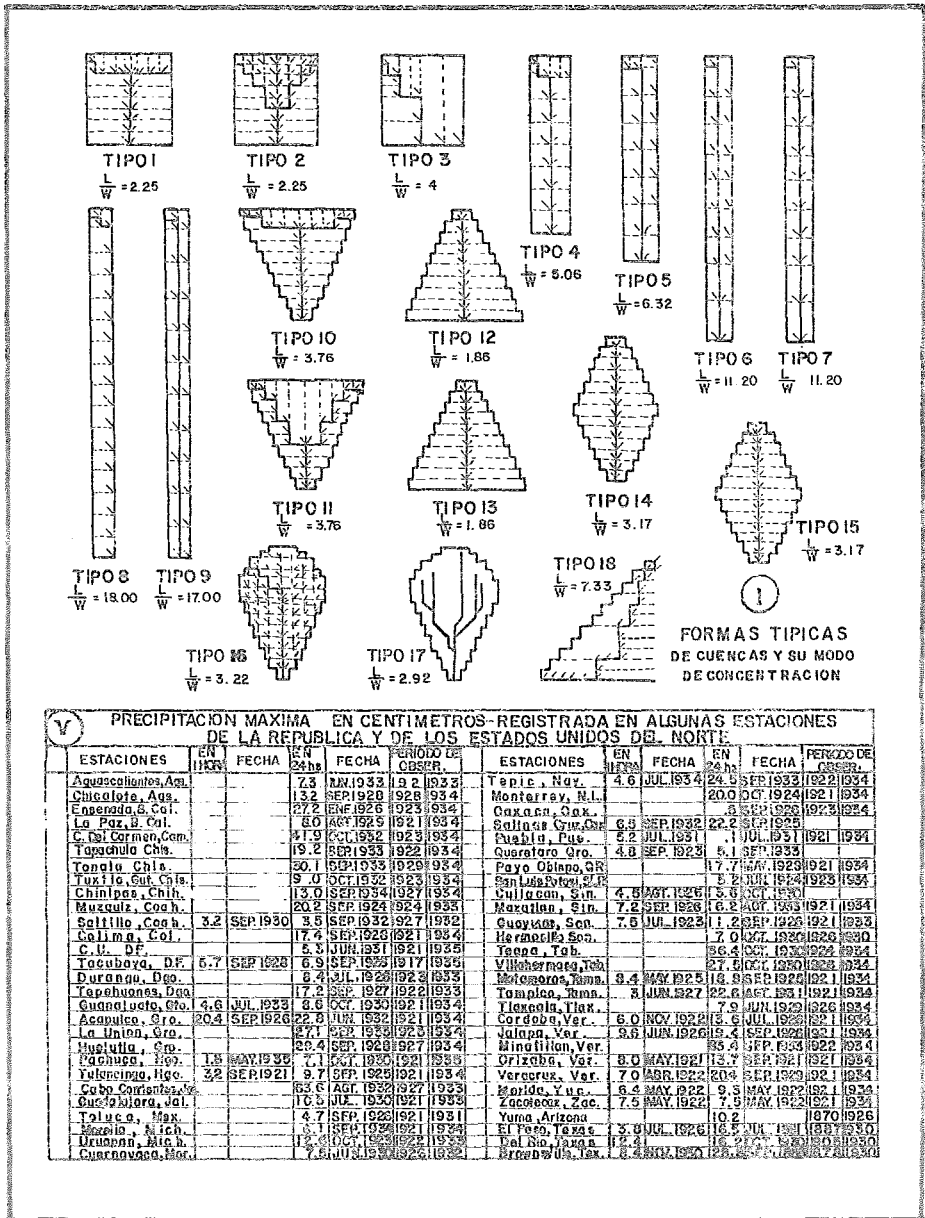
Debido a que no se cuenta con información hidrométrica en el sitio del proyecto y de que el gasto obtenido por el método de Gregory-Arnold, es aproximadamente igual al obtenido para un $T_r = 10\ 000$ años, se decidió adoptar como gasto de diseño a los obtenidos para $T_r = 50$ años y $T_r = 10\ 000$ años por el método de Gumbel, con valores de 79.47 m³/s y 148.75 m³/s respectivamente .

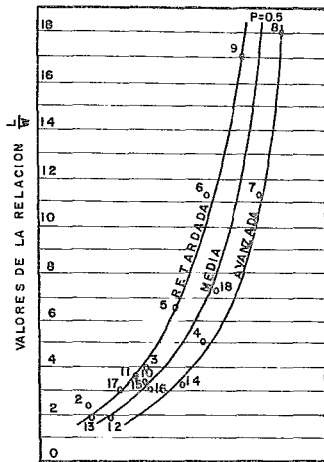
II.5.3 Forma de la Avenida.

Puesto que no se contaba con un hidrograma de la avenida del arroyo El Salto, se dedujo uno a partir del registro que se tiene de la avenida ocurrida el 28 de Agosto de 1966 en el arroyo Los Castillos.

En la figura II-5, se ilustra la forma del hidrograma, en donde se observa también la forma de los hidrogramas para los gastos obtenidos para períodos de retorno de 50 y 10 000 años.

METODO DE GREGORY - ARNOLD





II GRAFICA AUXILIAR
PARA DETERMINAR LA FORMA DE CONCENTRACION

III VALORES DEL FACTOR "p" PARA P=0.5 Y $\frac{A}{A'} = 262144$						
CONCENTRACION						
L W	tormentas de intensidad uniforme			curva de presipitacion de la FMA. I =		
	RETR	MED	AVAN	RETR	MED	AVAN
2	0.42	0.44	0.47	0.47	0.49	0.52
3	0.44	0.47	0.49	0.50	0.53	0.56
4	0.46	0.49	0.51	0.53	0.55	0.58
8	0.50	0.53	0.57	0.58	0.61	0.64
16	0.56	0.59	0.62	0.64	0.67	0.70

OBSERVACIONES SOBRE EL EMPLEO DE ESTAS FORMULAS

El valor de C se elegirá de acuerdo con las condiciones físicas de la cuenca.

R_H se fija considerando para cuencas chicas en una hora y para las de mayor extensión en 6 ó en 24 horas. Como guía, pueden servir los valores de la tabla V.

Se toma de la tabla IV una vez elegido el coeficiente de rugosidad (n), los taludes y la relación entre el tirante y el ancho del fondo del canal principal de desague.

A, L y S se toman de las cortas o planos.

Calculadas las relaciones W y $\frac{L}{W}$, y elegido el tipo de la cuenca

IV VALORES DEL FACTOR "F" PARA SECCIONES ABIERTAS CON PAREDES INCLINADAS

TALUD	ANCHO DEL FONDO POR LA ALTURA	VALOR DE "n" (KUTTER)							
		0.011	0.013	0.015	0.020	0.025	0.030	0.035	0.040
1/2:1	FORMA EN V	7.31	6.82	6.40	5.72	5.33	5.00	4.74	3.19
	1 POR I	7.64	7.12	6.68	5.99	5.58	5.23	4.95	3.34
	2 POR I	7.61	7.10	6.66	5.96	5.56	5.20	4.94	3.33
	4 POR I	7.45	6.95	6.52	5.83	5.43	5.09	4.83	3.26
	8 POR I	7.12	6.64	6.23	5.58	5.19	4.87	4.62	3.11
	16 POR I	6.68	6.23	5.85	5.24	4.89	4.57	4.34	2.92
	30 POR I	6.23	5.86	5.50	4.91	4.58	4.29	4.07	2.75
	100 POR I	5.45	5.08	4.77	4.25	3.97	3.72	3.53	2.36
1:1	FORMA EN V	7.51	7.00	6.58	5.87	5.48	5.13	4.87	3.28
	1 POR I	7.60	7.08	6.64	5.95	5.54	5.19	4.92	3.32
	2 POR I	7.54	7.02	6.60	5.90	5.50	5.15	4.89	3.20
	4 POR I	7.37	6.87	6.45	5.76	5.37	5.04	4.77	3.22
	8 POR I	7.07	6.57	6.15	5.53	5.15	4.83	4.58	3.08
	16 POR I	6.68	6.21	5.83	5.23	4.87	4.55	4.32	2.91
	30 POR I	6.25	5.81	5.47	4.89	4.55	4.27	4.05	2.72
	100 POR I	5.45	5.07	4.76	4.25	4.97	3.73	3.53	2.36
2:1	FORMA EN V	7.31	6.82	6.40	5.72	5.33	5.00	4.74	3.19
	1 POR I	7.31	6.82	6.40	5.72	5.33	5.00	4.74	3.19
	2 POR I	7.27	6.78	6.36	5.70	5.30	4.97	4.72	3.18
	4 POR I	7.14	6.65	6.25	5.59	5.21	4.88	4.64	3.12
	8 POR I	6.90	6.44	6.05	5.40	5.04	4.71	4.48	3.03
	16 POR I	6.58	6.12	5.75	5.14	4.80	4.49	4.27	2.88
	30 POR I	6.20	5.76	5.41	4.85	4.52	4.23	4.01	2.70
	100 POR I	5.42	5.06	4.76	4.24	3.95	3.70	3.52	2.37
3:1	FORMA EN V	7.04	6.58	6.17	5.51	5.14	4.83	4.57	3.08
	1 POR I	7.04	6.58	6.17	5.51	5.14	4.83	4.57	3.08
	2 POR I	7.01	6.53	6.14	5.49	5.12	4.79	4.54	3.06
	4 POR I	6.95	6.45	6.07	5.42	5.05	4.74	4.50	3.03
	8 POR I	6.75	6.29	5.90	5.26	4.92	4.61	4.38	2.96
	16 POR I	6.49	6.04	5.67	5.07	4.73	4.43	4.20	2.83
	30 POR I	6.14	5.72	5.38	4.81	4.49	4.20	3.99	2.68
	100 POR I	5.40	5.03	4.72	4.22	3.93	3.69	3.50	2.36

cu guiándose por los esquemas de la figura I, se determina el tipo de concentración con ayuda de la gráfica II, a continuación, por medio de la tabla III, se calcula el valor de R_H y por último el factor B por la relación $\sqrt{\frac{L}{W}}$.

Con el valor de Q se calcula "n" por la relación $n = \frac{Q}{CA} \text{ en (m.c. p.a. y por hectárea)}$.

El tiempo de concentración en minutos se determina por las siguientes relaciones, según que se haya considerado R_H para una, seis o veinticuatro horas:

$$t = \frac{0.045 R^2}{L^2}; \quad t = \frac{0.2776 R^2}{L^2}; \quad t = \frac{1.1112 R^2}{L^2}$$

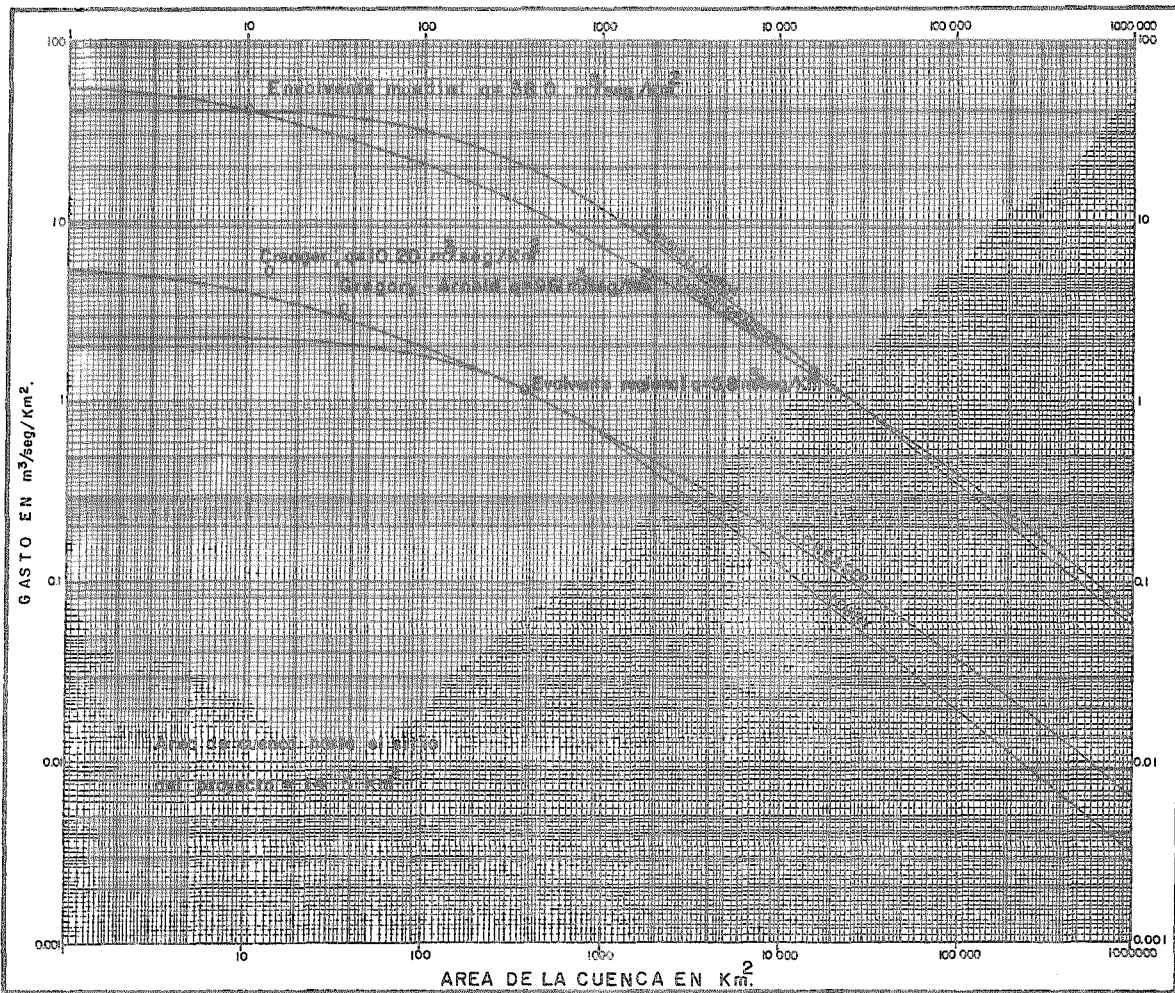


FIG. No. II — 4

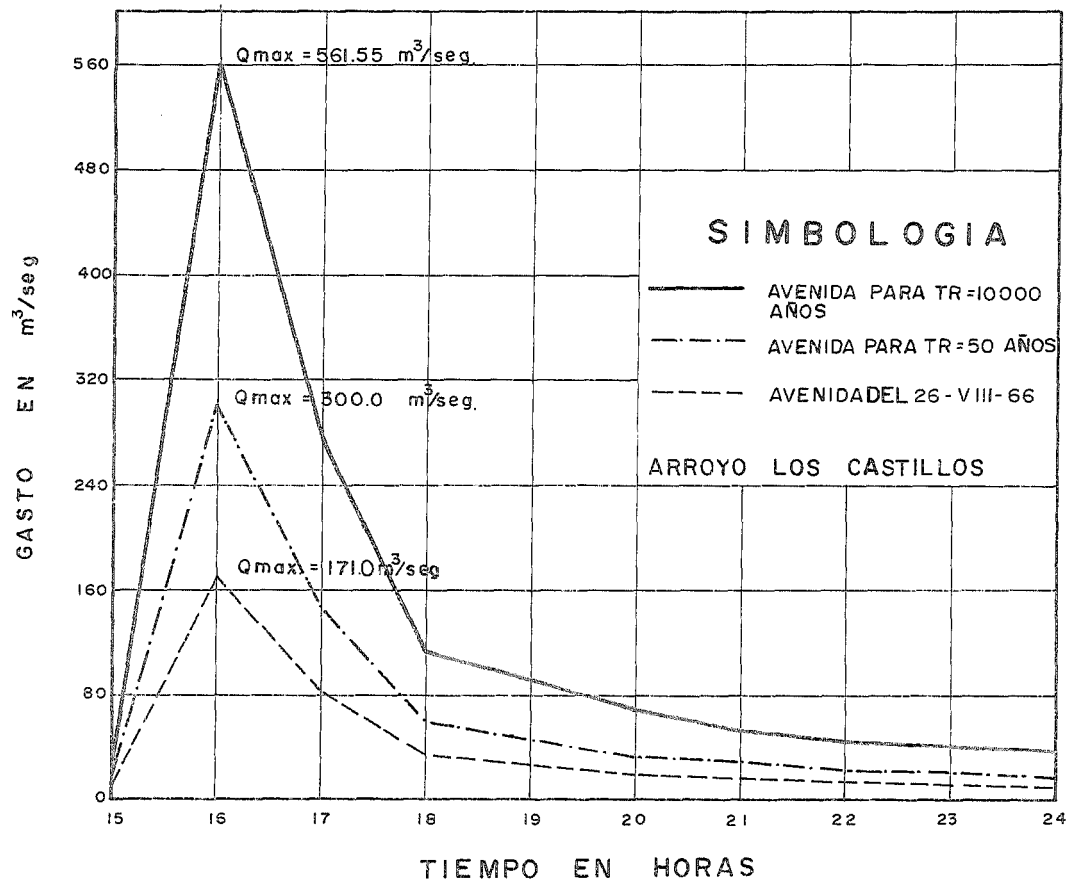


Fig. No II - 5

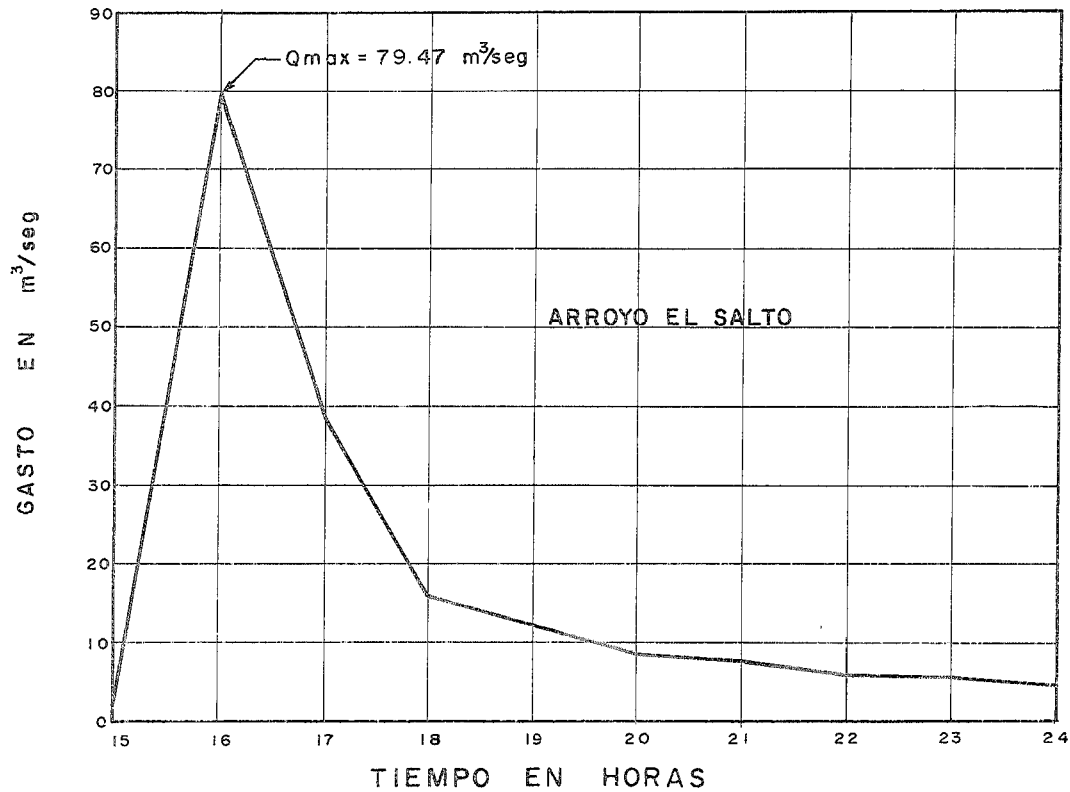
Para la obtención de los hidrogramas de las avenidas para períodos de retorno de 50 y 10 000 años en el arroyo El Salto, se sigue el siguiente procedimiento:

Se determina $K = \frac{Q_{\text{máx arroyo El Salto}}}{Q_{\text{máx arroyo Los Castillos}}}$, para el mismo período de retorno, el cual se multiplica por los valores de los gastos máximos horarios de la avenida representativa del arroyo Los Castillos.

El valor de K para ambos períodos de retorno es de 0.2649, y en la tabla siguiente se muestran los resultados:

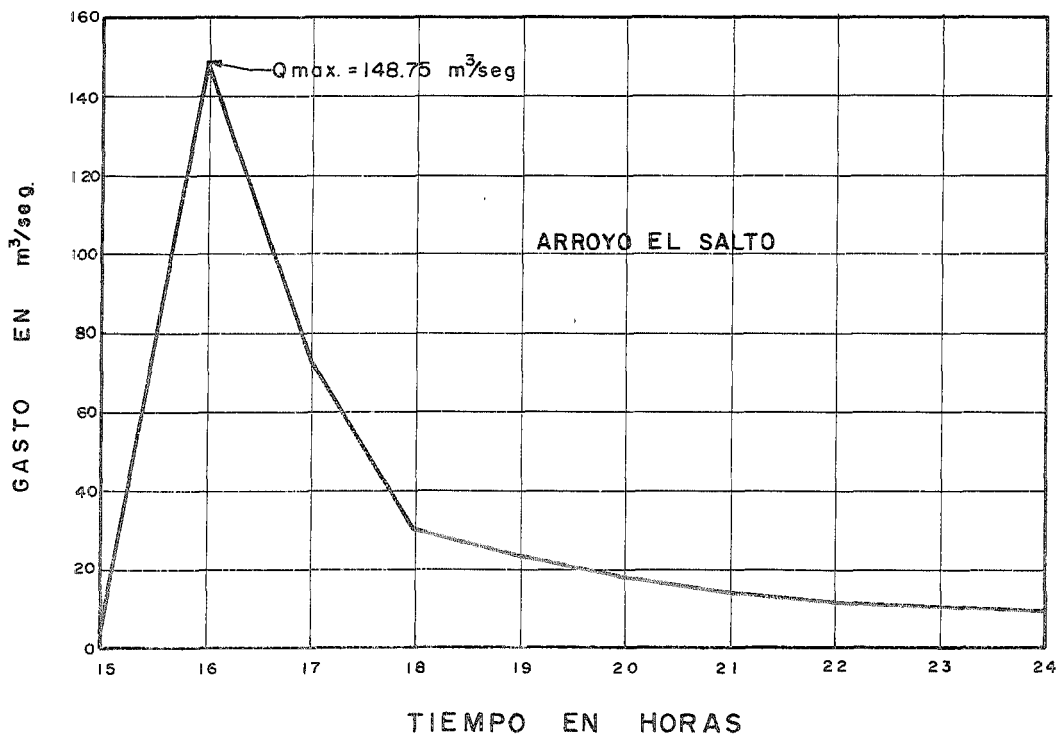
Hora	Los Castillos Gasto Horario (m ³ /s)		El Salto Gasto Horario (m ³ /s)	
	Tr= 50 años	Tr= 10 000 años	Tr=50 años	Tr=10 000 años
	15:00	9.25	15.00	2.45
16:00	300.01	561.55	79.47	148.75
17:00	146.75	276.75	38.87	73.31
18:00	59.50	112.50	15.76	29.80
19:00	47.50	89.50	12.58	23.71
20:00	32.50	68.50	8.61	18.15
21:00	28.75	52.50	7.62	13.91
22:00	22.50	44.75	5.96	11.85
23:00	21.25	40.25	5.63	10.66
24:00	18.75	37.00	4.97	9.80

En las figuras II-6 y II-7, se muestran los hidrogramas resultantes para períodos de retorno de 50 y 10 000 años respectivamente.



HIDROGRAMA DE LA AVENIDA PARA TR = 50 AÑOS

Fig. No. II - 6



HIDROGRAMA DE LA AVENIDA PARA TR = 10000 AÑOS

Fig. No II-7

III. CORTINA .

III.1 I N T R O D U C C I O N .

Este capítulo tiene como propósito seleccionar el tipo de presa, y - determinar las características físicas de los elementos de la estructura.

- DEFINICION .

Una cortina es la estructura que se construye en la boquilla con el fin de interceptar la corriente y elevar el nivel del agua, provocando el almacena miento en el vaso.

- CLASIFICACION .

Las presas se pueden clasificar de acuerdo con el uso, el proyecto hidráulico o los materiales que forman la estructura.

- Clasificación según el Uso.

De acuerdo con la función que van a desempeñar, se clasifican en presas de - almacenamiento, de derivación o regulación.

Las presas de almacenamiento se construyen para embalsar el agua en tiempo - de avenidas para utilizarla en época de estiaje. De acuerdo con el objeto del almacenamiento se pueden clasificar como para generación de energía, irri gación, pezca, abastecimiento de agua, etc.

Las presas de derivación se construyen para proporcionar la carga necesaria para desviar el agua hacia sistemas que la conducirán al lugar en donde se va a utilizar.

Las presas de regulación se construyen para retardar el escurrimiento de las-

avenidas y disminuir el efecto de las ocasionales. Se pueden dividir en dos tipos: en uno de ellos, el agua se almacena temporalmente y se deja salir por una obra de toma con un gasto que no exceda la capacidad del cauce aguas abajo. En el otro tipo se almacena tanto tiempo como sea posible y se deja infiltrar en las laderas del valle.

Clasificación según su proyecto Hidráulico.

Se pueden clasificar como vertedoras o no vertedoras.

Las Presas Vertedoras se proyectan para descargar sobre sus coronas, - por lo que deben estar construídas de materiales resistentes a la erosión, tales como el acero, mampostería y concreto.

Las presas no vertedoras son aquellas que se proyectan para que el agua no rebase por su corona.

Con frecuencia se combinan los dos tipos para formar una estructura compuesta, que consiste de una parte vertedora con extremos formados por terraplenes.

Clasificación según los materiales.

Según los materiales de construcción, las presas se pueden clasificar - en presas de tierra, enrocamiento y concreto (flexibles y rígidas).

Las presas de tierra son las más comunes principalmente por que en su - construcción intervienen materiales que requieren un mínimo tratamiento, además, los requisitos para su cimentación son menos exigentes.

En la actualidad se construyen de dos tipos: de sección homogénea y de materiales graduados.

Las presas del tipo homogéneo se construyen de un solo material, el cual debe ser suficientemente impermeable para formar una barrera efectiva que impida las filtraciones del agua por el cuerpo de la cortina.

Las presas de sección compuesta constan de un núcleo central impermeable confinado por zonas de materiales considerablemente más permeables.

Con el objeto de controlar con mayor eficacia las filtraciones transversales y las producidas por los desembalses, la sección debe tener una permeabilidad creciente del centro hacia los taludes.

Las zonas permeables pueden ser de arena, grava, cantos o roca o mezclas de estos materiales.

Las presas de enrocamiento son aquellas que están formadas por una membrana impermeable, a la cual se le proporciona estabilidad mediante la utilización de roca de todos tamaños.

Este tipo de presas requieren cimentaciones que no estén sujetas a asentamientos de magnitudes suficientes para romper la membrana impermeable.

Las presas de concreto pueden ser del tipo de gravedad, arco o machones, este tipo de presas pueden tener planta curva o recta; se adaptan a los lugares en los que se dispone de una cimentación de roca sana y resistente.

Las presas del tipo de arco se construyen en los lugares en que la relación de la distancia entre los arranques del arco a la altura no es menor que 5- y donde la cimentación es roca sólida capaz de resistir el empuje del arco.

III.2 SELECCION DEL TIPO DE CORTINA .

En la selección del mejor tipo de presa para construir en un lugar determinado, se requiere del estudio cuidadoso de factores de distintas clases , tales como físicos (topografía, geología, disponibilidad de materiales, climatología, hidrología y actividad sísmica), legales, económicos y estéticos. - Teniendo en cuenta todos estos factores, pero sobre todo el aspecto geológico por las condiciones de la cimentación, se decidió que la cortina fuera de tierra, de materiales graduados.

III.3 DIMENSIONAMIENTO DE LA CORTINA .

a) Altura de la Cortina .

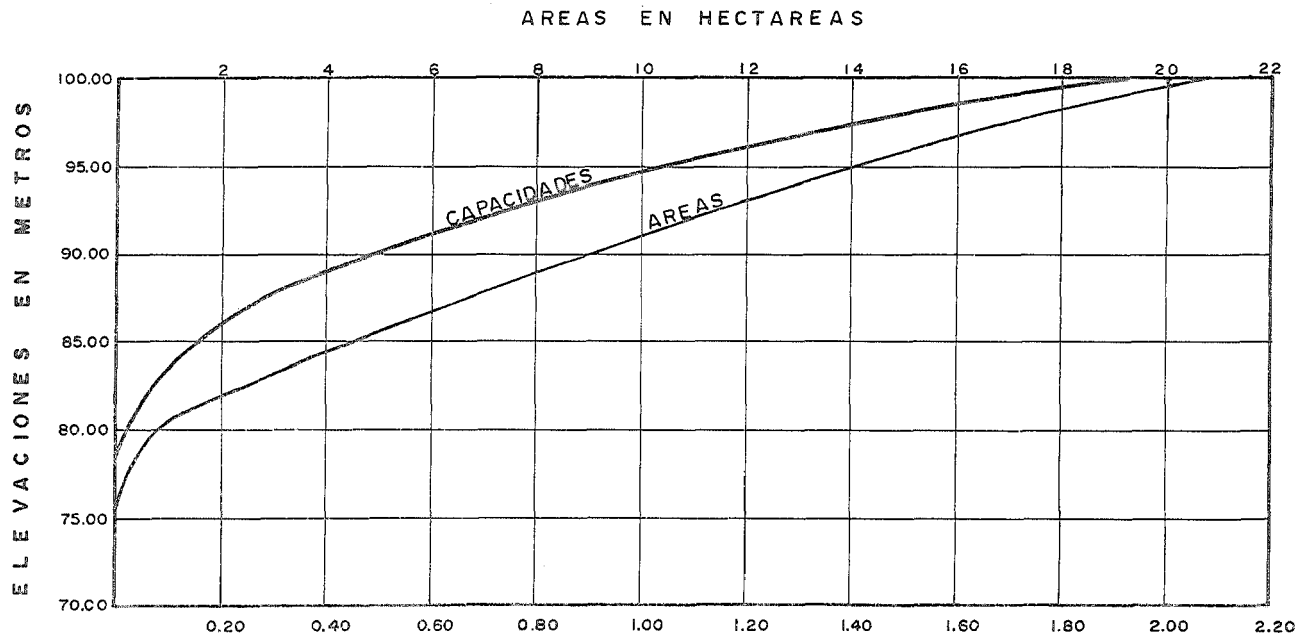
La altura de la cortina es función de las diferentes capacidades del vaso y del libre bordo que se adopte con el objeto de evitar el desbordamiento por la corona de la cortina. Enseguida se tratarán cada uno de estos conceptos.

— CAPACIDADES DEL VASO .

Curvas de Elevaciones-Aereas-Capacidades.

Estas curvas se obtienen del plano topográfico del vaso. Para su construcción se determina el área correspondiente a cada curva de nivel. Después , se calcula el promedio de áreas correspondientes a curvas consecutivas. Enseguida, este promedio se multiplica por el desnivel entre las curvas, obteniéndose la capacidad parcial entre ellas. La capacidad total hasta cierta elevación es la suma acumulativa de estas capacidades parciales.

Finalmente, en un sistema coordenado se grafican los resultados: en el eje de las ordenadas, las elevaciones y para las abscisas se utilizan dos ejes, - uno superior donde se registran las áreas en hectáreas y otro inferior que corresponde a las capacidades en m^3 . En la figura III-1, se muestra la gráfica de estas curvas.



VOLUMEN EN MILLONES DE m^3
 CURVAS ELEVACIONES-AREAS - CAPACIDADES

Capacidad muerta.

Debido a que no se tenían datos en la corriente de sólidos en suspensión y -- material de arrastre se propuso determinar que la elevación del umbral de la obra de control correspondiera al 50% del volumen de la avenida con $Tr = 50$ años, el cual resulta ser de $200\ 000\ m^3$. Refiriendo este volumen a las curvas Eleavaciones- Aereas -Capacidades, se obtiene la elevación 86.00.

$$\text{Capacidad Muerta} = 200\ 000\ m^3$$

Capacidad a la Cresta Vertedora.

El funcionamiento marca los siguientes lineamientos generales para la realización del proyecto:

- . Proteger totalmente para avenidas con $Tr = 50$ años y disminuir los daños para avenidas con $Tr = 10\ 000$ años.
- . El gasto regulado será máximo de $20\ m^3/s$ para el tránsito de la avenida con $Tr = 50$ años.

Regulación mediante un conducto de sección circular con diámetro no menor de 1.50 m, funcionando como desagüe con descarga libre.

- . La longitud del vertedor no será menor de 5.00 m.

Tomando en cuenta esta restricciones y como se verá más adelante, al transi-- tar la avenida $Tr = 50$ años, la elevación de la cresta vertedora es la 93.40 m.

La capacidad correspondiente a esta elevación de acuerdo con las curvas Elevaciones-Aereas-Capacidades es de $869\ 730\ m^3$.

- . Capacidad de Superalmacenamiento.
- Tránsito de Avenidas.

Para la realización del tránsito de avenidas es necesario contar con los hidrogramas correspondientes a períodos de retorno de 50 y 10 000 años (figuras II-6 y II-7), con las curvas Elevaciones-Areas-Capacidades (figura III-1), gastos de salida de la obra de control (figura IV-1) y gastos de salida de la obra de excedencias (figura III-2).

La elevación del umbral de la obra de control se determinó a partir del cálculo del 50% del volumen de la avenida con $T_r = 50$ años, que resulta ser de $200\ 000\ m^3$.

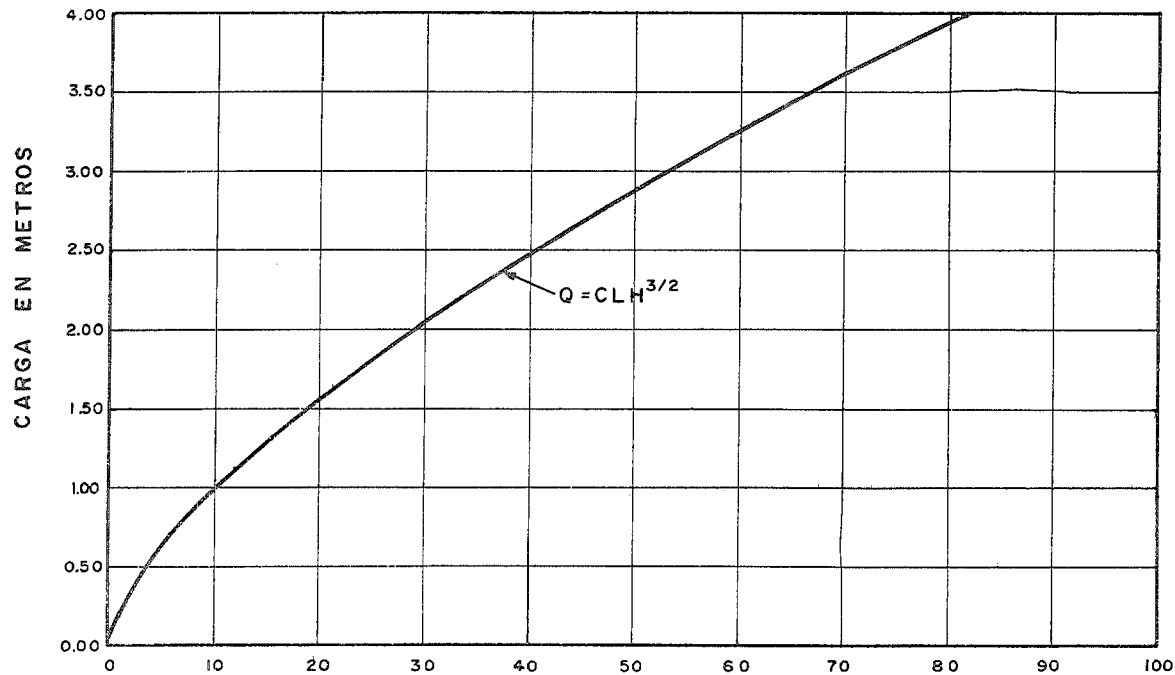
Refiriendo este volumen a las curvas Elevaciones-Areas-Capacidades, se obtiene la elevación 86.00 m.

La elevación de la cresta vertedora se determinó a partir del resultado de varios tránsitos de avenidas con $T_r = 50$ años; para cada tránsito se consideró una curva de gastos diferente correspondiente a diámetros de la obra de control entre 1.75 y 2.00 m con umbral a la elevación 86.00 m.

De este tránsito de avenidas se observó que con un conducto de 1.90 m de diámetro es posible regular un gasto de $20.17\ m^3/s$, obteniéndose una elevación de 90.40 m.

Con el objeto de ampliar la capacidad de regulación de la presa, se adoptó como elevación de la cresta vertedora la 93.40 m, deducida de transitar la avenida con $T_r = 10\ 000$ años. El resultado de este tránsito se muestra en la tabla III-1 y en la figura III-3.

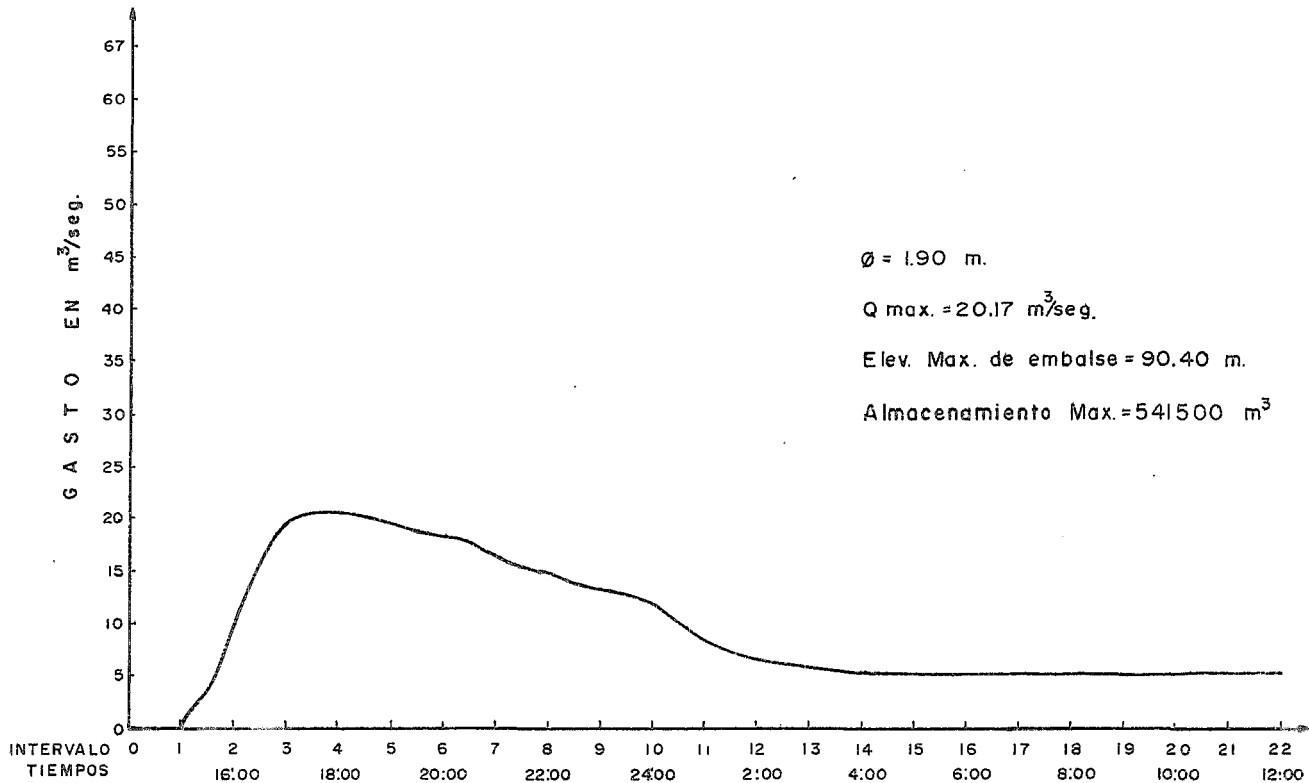
La longitud de la cresta vertedora se obtuvo transitando la avenida con $T_r = 10\ 000$ años con longitudes que variaban entre 5 y 20 m.



GASTOS EN m³/seg
 CURVA DE GASTOS DE DESCARGA DEL VERTEDOR

T A B L A I I I - 1

ORDEN	GASTO DE ENTRADA	ELEV. DE EMBALSE	GASTO DE SALIDA
1	2.2	86.000	0.0
2	79.47	87.912	8.9
3	38.7	90.153	19.3
4	15.8	90.395	20.2
5	12.5	90.216	19.5
6	8.6	89.926	18.4
7	7.3	89.419	16.5
8	6.2	88.946	14.8
9	5.6	88.517	13.2
10	5.1	88.145	11.8
11	5.1	87.877	8.4
12	5.1	87.755	6.7
13	5.1	87.689	5.7
14	5.1	87.670	5.4
15	5.1	87.652	5.2
16	5.1	87.645	5.1
17	5.1	87.652	5.2
18	5.1	87.645	5.1
19	5.1	87.652	5.2
20	5.1	87.645	5.1
21	5.1	87.652	5.2
22	5.1	87.645	5.1



**GRAFICA DE GASTOS DE DESCARGA POR LA OBRA DE CONTROL
 TRANSITANDO LA AVENIDA CON TR= 50 AÑOS**

El resultado de este tránsito arroja que con un vertedor de 5.00 m de longitud, es posible regular un 37% la avenida con $T_r = 10\ 000$ años. El resultado de este tránsito se muestra en la tabla III-2 y en la figura III-4.

Bajo estas condiciones el paso de la avenida por el vaso produce los siguientes resultados :

Gasto máximo de descarga	54.28 m ³ /s
Elevación al NAME	96.43 m
Superalmacenamiento	506 530 m ³
Capacidad al NAME .	

Considerando la capacidad a la cresta vertedora y la de superalmacenamiento, la capacidad total al NAME resulta de 1 376 260 m³.

- Bordo Libre .

El bordo libre es la diferencia que existe entre la elevación de la corona de la presa y la elevación del NAME. Se adopta con el fin de proteger la cortina del efecto del oleaje generado por el viento, evitando que el agua rebasa la corona.

Existen varios métodos para calcular el bordo libre; en el caso de este proyecto, se fijó en un valor de 2.07 m.

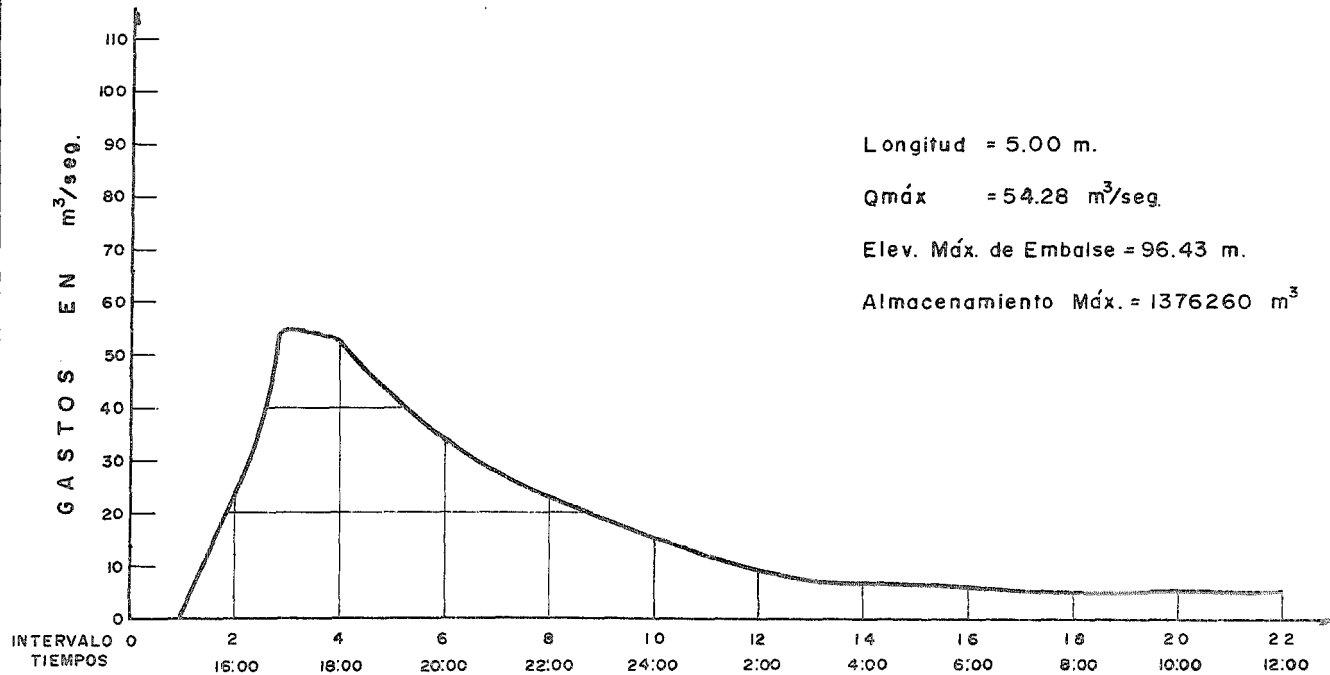
Sumando este valor del bordo libre a la elevación del NAME se obtiene la elevación de la corona de la cortina que resulta ser la 98.50 m.

Debido al espesor de los acarrees la cortina se desplantará a una profundidad de 2.00 m abajo del terreno natural. De acuerdo con ésto tenemos :

Altura máxima de la cortina = 23.50 m

T A B L A III-2

ORDEN	GASTO DE ENTRADA	ELEV. DE EMBALSE	GASTO DE SALIDA
1	4.2	93.400	0.0
2	148.75	95.214	23.2
3	72.5	96.435	54.3
4	29.5	96.391	53.0
5	23.4	96.018	42.6
6	16.0	95.696	34.3
7	13.7	95.417	27.6
8	11.6	95.206	23.0
9	10.6	95.026	19.4
10	9.5	94.815	15.4
11	5.1	94.620	12.1
12	5.1	94.440	9.3
13	5.1	94.337	7.9
14	5.1	94.271	7.0
15	5.1	94.228	6.4
16	5.1	94.196	6.1
17	5.1	94.165	5.7
18	5.1	94.146	5.5
19	5.1	94.140	5.4
20	5.1	94.134	5.3
21	5.1	94.128	5.2
22	5.1	94.121	5.2



GRAFICA DE GASTOS DE DESCARGA POR LA OBRA DE EXCEDENCIAS TRANSITANDO LA AVENIDA CON TR=10000 AÑOS

FIG. No. III-4

b) Sección de la Cortina.

Es frecuente el estudio de proyectos similares para delinear las características geométricas de la cortina; de esta manera se propuso la siguiente sección de la cortina :

Un corazón impermeable central de arcilla compactada con taludes exteriores - de 0.8:1; un filtro de grava y arena selecta ubicado en la parte de aguas - abajo, en contacto con el corazón impermeable y parte de la cimentación; transiciones de grava y arena compactada con taludes exteriores de 2.5:1 y finalmente la protección en ambos lados formado por enrocamiento y rezaga con un espesor de 2.00 m. El ancho de la corona será de 8.00 m.

Al final de la tesis se muestra la sección de la cortina en el "Plano General y de Localización".

c) Estabilidad de taludes.

Para el análisis de la estabilidad de cortinas de tierra y enrocamiento se han desarrollado varios métodos basados esencialmente en la suposición de que la falla ocurre ya sea a lo largo de un arco de círculo de deslizamiento o de una cuña de falla.

En el caso particular de nuestro proyecto, se utilizó el método del arco de círculo, también llamado método sueco.

Debido a que el análisis es muy laborioso se utilizó un programa de computadora preparado por la S. A. R. H. En el análisis se consideraron 55 vértices - aguas arriba y aguas abajo, con un incremento de radio de 4.00 m. en cada uno de los puntos de las zonas de centros, tanto para la condición de presa llena como para vaciado rápido.

Las propiedades de los materiales que forman el cuerpo de la cortina fueron

proporcionados por el departamento de Ingeniería experimental de la S.A.R.H. y son los siguientes:

M A T E R I A L	PESOS VOLUMETRICOS (ton/m ³)			ANGULO DE FRICCIÓN ϕ	COHESION (ton/m ²)
	SECO	HUMEDO	SATURADO		
Enrocamiento	1.550		1.950	45°	0.0
Grava-Arena	1.950		2.000	40°	0.0
Grava-Arena Selecta	2.000		2.250	35°	0.0
Imp. Iniciales	1.320	1.800	1.810	8°	3.0
Imp. Finales	1.400	1.850	1.880	13°	3.0
Acarreos	2.100		2.200	38°	0.0

La misma Secretaría fija los factores de seguridad mínimos aceptables para - este tipo de cortinas, para diferentes condiciones como se muestra enseguida:

TIPO DE CONDICION	FACTOR DE SEGURIDAD (mínimo).	
	TALUD AGUAS ARRIBA	TALUD AGUAS ABAJO
PRESA LLENA .		
Condiciones iniciales sin sismo.	1.50	1.50
Condiciones iniciales con sismo.	1.30	1.20
Condiciones finales sin sismo.	1.45	1.45
Condiciones finales con sismo.	1.10	1.30

TIPO DE CONDICION	FACTOR DE SEGURIDAD (mínimo).	
	TALUD AGUAS ARRIBA	TALUD AGUAS ABAJO
PRESA VACIA .		
Condiciones iniciales sin sismo.	1.10	1.35
Condiciones iniciales con sismo.	1.00	1.15
Condiciones finales sin sismo.	1.50	1.50
Condiciones finales con sismo.	1.25	1.30

Para estas condiciones, los factores de seguridad obtenidos con la aplicación del programa fueron los siguientes:

TIPO DE CONDICION	FACTOR DE SEGURIDAD	
	TALUD AGUAS ARRIBA	TALUD AGUAS ABAJO
PRESA LLENA		
Condiciones iniciales sin sismo.	2.2559	2.0234
Condiciones iniciales con sismo.	1.7367	1.5080
Condiciones finales sin sismo.	2.2559	2.0744
Condiciones finales con sismo.	1.7367	1.5621
PRESA VACIA		
Condiciones iniciales sin sismo.	2.2739	2.0214
Condiciones iniciales con sismo.	1.7508	2.0878
Condiciones finales sin sismo.	2.2739	2.0878
Condiciones finales con sismo.	1.7508	1.5968

En el caso de este proyecto, por lo que a sismo se refiere se consideró una aceleración sísmica igual a 0.1 g.

Con objeto de corroborar la validez de los resultados del Programa se revisó la estabilidad de la cortina por el método gráfico de May o del planímetro, -llegando prácticamente a los mismos resultados, con lo que se concluye que la sección propuesta es estable.

IV. OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS .

IV.1 INTRODUCCION .

Este capítulo tiene por objeto definir la Geometría de cada una de las partes que integran a estas estructuras.

IV.2 OBRA DE CONTROL .

Se encuentra localizada igual que la obra de excedencias en la estación 0+254.70, con respecto al eje de la cortina y con umbral a la elevación 86.00 m.

Está formada por un conducto de concreto reforzado de eje recto en planta, diámetro de 1.90 m y una longitud de 13.23 m hasta el punto de inflexión de la curva vertical del vertedor, donde descarga.

IV.2.1 Diseño Hidráulico .

La obra de excedencias regulará el escurrimiento hacia aguas abajo de la cortina un gasto de $20.17 \text{ m}^3/\text{s}$, cuando se presente la avenida con $T_r = 50$ años.

El análisis hidráulico del conducto considera dos etapas de funcionamiento, una como canal y otra como conducto trabajando a presión.

. Funcionamiento como canal. .

Suponiendo que a la salida del conducto se tiene una sección de control y por lo tanto se presenta el tirante crítico, se calcularán éste y otras características hidráulicas para diferentes relaciones de llenado Y_c/d como se muestra a continuación.

$\frac{Y_c}{d}$	Y_c	$\frac{A}{d^2}$	A	$\frac{r}{d}$	r	$\frac{Q}{\sqrt{g} d^{5/2}}$	Q	V
0.20	0.38	0.1118	0.4036	0.1206	0.2291	0.0418	0.6511	1.613
0.40	0.76	0.2934	1.0592	0.2142	0.4070	0.1603	2.4971	2.357
0.50	0.95	0.3927	1.4176	0.2500	0.4750	0.2459	3.8305	2.702
0.60	1.14	0.4920	1.7761	0.2776	0.5274	0.3484	5.4272	3.056
0.70	1.33	0.5872	2.1198	0.2962	0.5628	0.4691	7.3074	3.447
0.80	1.52	0.6736	2.4317	0.3012	0.5723	0.6177	9.6222	3.957

en donde:

Y_c = Tirante crítico a la salida en m.

d = Diámetro del conducto en m .

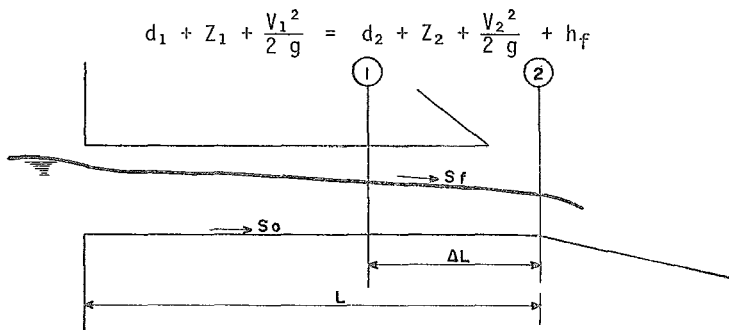
A = Area hidráulica en m^2 .

r = Radio hidráulico en m .

Q = Gasto de descarga en m^3/s .

V = Velocidad en m/s.

Partiendo de las condiciones críticas ya conocidas, se aplica el teorema de Bernoulli hacia aguasarriba de la sección de control.



$$d_1 - d_2 + \frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} + Z_1 - Z_2 = h_f$$

pero:

$$Z_1 - Z_2 = \Delta L \cdot S_0$$

$$S_f = \left(\frac{V_m \eta}{r_{m^2/3}} \right)^2$$

$$h_f = \Delta L \cdot S_f$$

Entonces:

$$d_1 - d_2 + \frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} = \Delta L \cdot S_f - \Delta L \cdot S_0$$

$$d_1 - d_2 + \frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} = \Delta L (S_f - S_0)$$

$$\Delta L = \frac{d_1 - d_2 + \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g}}{S_f - S_0}$$

La ecuación anterior es la ecuación aplicada en el método de división por partes, para analizar la variación del perfil del flujo, en un canal con flujo - variado.

A continuación se muestra el procedimiento que se sigue para resolver la ecuación anterior, siguiendo el mismo criterio para los demás casos.

datos:

$$\begin{aligned} L &= 13.23 \text{ m} \\ \eta &= 0.015 \\ d &= 1.90 \text{ m} \\ Y_c &= 1.14 \text{ m} \\ Q &= 5.4272 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

Y	$Y_1 - Y_2$	A	V	hv	Δhv	r	$rm^{2/3}$	S_f	ΔL
1.140		1.776	3.056	0.4765		0.5274			
	0.100		2.912		-0.0853	0.5379	0.661	0.0044	3.369
1.240		1.960	2.769	0.3912		0.5484			
	0.060		2.697		-0.0396	0.5534	0.674	0.0036	5.663
1.300		2.067	2.625	0.3516		0.5584			
	0.030		2.592		-0.0172	0.5610	0.680	0.0033	3.913
1.330		2.120	2.560	0.3344		0.5630			
	0.002		2.558		-0.0011	0.5630	0.682	0.0032	0.284
1.332		2.123	2.556	0.3333		0.5630			

$$\Sigma \Delta L = 13.229 \approx 13.23$$

. Funcionamiento como conducto trabajando a presión.

El cálculo se hace fijando una velocidad en el conducto, para obtener un gasto de extracción.

La carga necesaria para extraer un gasto cualquiera, es igual a :

$$H = h_e + h_f + h_v$$

donde:

H = Carga total en m.

h_e = Pérdidas por entrada en m.

h_f = Pérdidas por fricción en m.

h_v = Carga de velocidad en m.

$$h_v = \frac{V^2}{2g}$$

$$h_c = 0.05 \frac{V^2}{2g}$$

$$h_f = \left(\frac{V n}{r^{2/3}} \right)^2 L$$

por lo tanto:

$$H = 0.05 \frac{V^2}{2g} + \left(\frac{V n}{r^{2/3}} \right)^2 L + \frac{V^2}{2g}$$

La ecuación anterior se resuelve por tabulación, proponiendo valores de la velocidad, como se muestra a continuación:

datos: L = 13.23 m
 n = 0.015
 A = 2.8353 m²
 r = 0.475 m

V	h _v	h _c	h _f	H	Q
2.0	0.204	0.010	0.032	0.246	5.671
3.0	0.459	0.023	0.072	0.554	8.506
4.0	0.816	0.041	0.129	0.986	11.341
5.0	1.276	0.064	0.201	1.541	14.176
6.0	1.834	0.092	0.289	2.215	17.012
7.0	2.500	0.125	0.394	3.019	19.847
8.0	3.265	0.163	0.514	3.942	22.682
9.0	4.133	0.207	0.651	4.991	25.518
10.0	5.102	0.255	0.803	6.160	28.353

En la figura IV-1, se muestra el resultado de este análisis, en donde la elevación se obtiene sumando la carga total, a la elevación del eje del conducto, ya sea trabajando como canal o a presión.

Al final de la tesis en el plano "Vertedor Plano General", se muestran los detalles de la obra de control.

IV.3 OBRA DE EXCEDENCIAS .

. Definición.

En las presas de almacenamiento y regulación, la obra de excedencias o vertedor, es la estructura que da salida a las aguas excedentes que no caben en el espacio destinado para almacenamiento.

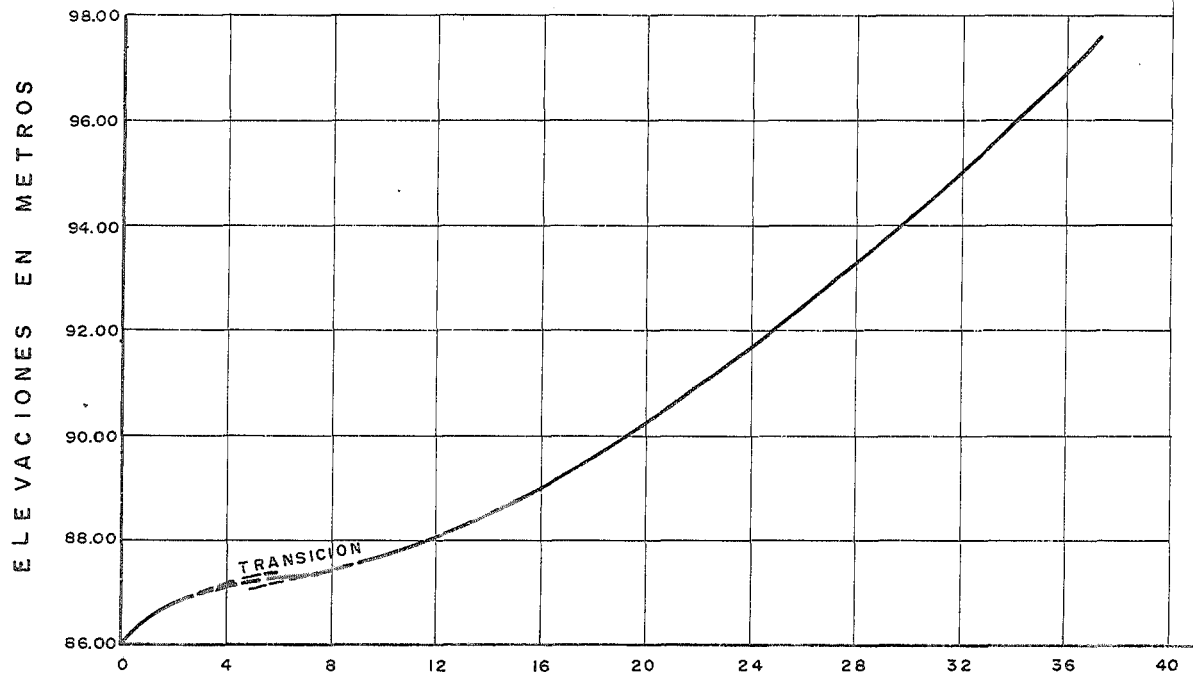
. Clasificación.

De acuerdo a sus características más importantes, los vertedores se clasifican como de descarga libre, de cimacio, de canal lateral, de canal abierto, de conducto de tunel, de pozo o embudo, y de sifón.

Los vertedores de descarga libre son aquellos en los que el agua cae libremente de la cresta. Estos vertedores están asociados a cortinas del tipo de gravedad, de arco y de contra fuerte, en donde el espesor del concreto y la geometría general no son favorables para guiar la vena líquida desde la cresta hasta la parte inferior.

Los vertedores de cimacio tienen una sección en forma de S, en el cual la curva superior del cimacio se hace que se ajuste al perfil de la superficie inferior de una lámina de agua con el fin de evitar el acceso de aire.

El perfil en la parte que sigue de la curva superior del cimacio, se conti -



GASTOS EN m^3/seg
CURVA DE GASTOS DE DESCARGA POR LA OBRA DE CONTROL

nua en tangente a lo largo de un talud para soportar la lámina de agua. Una curva inversa al pie del talud desvía el agua hacia el lavadero de un estanque amortiguador.

Los vertedores de canal lateral son aquellos en los que el vertedor se coloca a lo largo del costado, y, aproximadamente paralelo a la porción superior del canal de descarga. El agua vertida sobre la cresta cae en un conducto - angosto opuesto al vertedor, gira, aproximadamente, un ángulo recto, y luego continúa hasta caer dentro del canal de descarga principal.

Los vertedores de canal abierto son aquellos en los que la descarga se conduce del vaso al nivel del río aguas abajo por un canal abierto, colocado a lo largo de la ladera del emplazamiento de la presa o por un puerto. Los factores que influyen para la selección de este tipo de vertedores son la sencillez de su proyecto y construcción, su adaptabilidad y su economía, que con frecuencia se obtiene por el uso del material de excavación en el terraplén de la presa.

Generalmente estos vertedores constan de un canal de entrada, una estructura de control, un canal de descarga, una estructura terminal y un canal de salida.

Los vertedores de conducto y de túnel son aquellos en los que se usa un canal cerrado para conducir la descarga alrededor o debajo de la presa. El canal cerrado puede tomar la forma de un tiro vertical o inclinado, de túnel horizontal a través de tierra o roca, o de un conducto construido como corte abierto y cubierto de tierra. Se proyectan para trabajar parcialmente llenos en toda su longitud, previendo que haya una ventilación abundante para evitar la formación e interrupción de efectos sifónicos que tenderían a obstruirlos temporalmente.

Para garantizar la circulación libre, la relación del área hidráulica al -

área total se limita con frecuencia al 75%.

Los vertedores de pozo o embudo son aquellos en los que el agua entra sobre un bordo en posición horizontal, cae en un tiro vertical o inclinado y luego es conducida al cauce del río por un entubamiento horizontal. La estructura está formada por tres elementos: un vertedor de control, una transición vertical y un canal de descarga cerrado.

Los vertedores de sifón son sistemas de conductos cerrados con forma de U invertida, colocada en tal posición que el interior de la curva del pasaje superior tenga la altura del nivel normal de almacenamiento en el vaso.

Están formados de cinco componentes: una entrada, una rama superior, una garganta o control, una rama inferior, y una salida; además se instala una ventilación para interrumpir el efecto sifónico del vertedor, para que deje de funcionar cuando el nivel del agua baje al nivel normal.

IV.3.1 Selección del tipo de Vertedor .

Para la selección del tipo de vertedor hay que tomar en cuenta toda una serie de factores tales como de hidrología, hidráulica, topografía, geología, tipo de cortina, costo y daños posibles.

En muchas ocasiones alguno de los factores pueden tener una influencia decisiva para elegir el tipo de vertedor.

En el caso de este proyecto se eligió un vertedor del tipo de descarga libre localizado en la margen derecha en la estación 0+254.70 del eje de la cortina.

IV.3.2 Datos de Proyecto .

Los datos de proyecto obtenidos del tránsito de avenidas son los siguientes:

.	Gasto de la avenida	148.75 m ³ /s
.	Gasto de la avenida regularizada	54.28 m ³ /s
.	Longitud de la cresta vertedora	5.00 m
.	Carga hidráulica del vertedor	3.03 m
.	Elevación de la cresta vertedora.	93.40 m
.	Elevación del N.A.M.E.	96.43 m
.	Elevación de la corona de la cortina	98.50 m

IV.3.3 Diseño y Características Hidráulicas de sus Elementos.

a). Canal de Acceso.

Tiene la función de que el agua entre a la cresta vertedora en condiciones - favorables, es decir, libremente en toda su longitud y en dirección normal .

El canal es curva en ambas márgenes con radios de 30.38 m en la margen derecha y 17.69 m en la margen izquierda.

Tiene un ancho de plantilla de 7.50 m hasta la estación 0+051.89, a partir - de la cual va variando hasta alcanzar los 5.00 m de la longitud de la cresta vertedora. La elevación de la plantilla es la 86.00 m, con lo que la profundidad del canal con respecto a la cresta vertedora es de 7.40 m.

b). Cimacio.

La cresta vertedora tiene una longitud de 5.00 m, su elevación es la 93.40 m y es recta en planta.

Las coordenadas del perfil del cimacio en su cuadrante aguas abajo se calcularon con la expresión de Scimmemi:

$$Y = 0.5 \frac{X^{1.85}}{H^{0.85}}$$

en donde:

- H = Carga hidráulica.
- X = Coordenada en el sentido horizontal.
- Y = Coordenada en el sentido vertical.

Como: $H = 3.03$ m, resulta que:

$$Y = 0.5 \frac{X^{1.85}}{(3.03)^{0.85}} = 0.1948695 X^{1.85}$$

El perfil de cimacio se ligará con un talud 1.67:1, por lo que para encontrar los puntos de tangencia se deriva la ecuación anterior:

$$\frac{dy}{dx} = (1.85) (0.1948695) X^{0.85}$$

$$0.361 X^{0.85} = \frac{1}{1.67}$$

$$X_t = \frac{1}{(0.361)(1.67)^{1/0.85}} = 1.82 \text{ m}$$

$$Y_t = 0.1948695 (1.82)^{1.85} = 0.59 \text{ m}$$

Para graficar el perfil del cimacio, se proponen valores de X inferiores a X_t , obteniéndose diferentes valores de Y.

El cuadrante aguas arriba queda definido con los siguientes valores:

$$X_c = 0.283 \quad H = 0.283 \times 3.03 = 0.857 \text{ m}$$

$$Y_c = 0.126 \quad H = 0.126 \times 3.03 = 0.382 \text{ m}$$

$$R_1 = 0.530 \quad H = 0.530 \times 3.03 = 1.606 \text{ m}$$

$$R_2 = 0.234 \quad H = 0.234 \times 3.03 = 0.709 \text{ m}$$

Al final de la tesis, en el plano "Vertedor: Plano de Cortes y Detalles", se muestra el perfil del cimacio, así como los valores de los puntos que lo definen.

c). Canal de Descarga .

El canal de descarga principia en donde termina el perfil del cimacio.

Por medio del canal de descarga se conduce el agua hacia el río aguas abajo de la presa, hasta algún sitio donde no provoque daños a la estructura. Normalmente son canales a cielo abierto revestidos de concreto.

El canal de descarga se inicia en la estación 0+102.674 con una pendiente $S = 0.60$; posteriormente presenta una curva vertical de la estación 0+109.80 a la estación 0+117.202, en donde cambia a una pendiente $S = 0.12$ hasta la estación 0+167 donde inicia la estructura deflectora.

El canal es de sección rectangular hasta la estación 0+120 a partir de la cual presenta una transición a sección trapezoidal, con taludes 0.5:1. El ancho de plantilla es de 5.00 m.

El análisis hidráulico del canal de descarga, consiste en aplicar el teorema

de Bernoulli en varias secciones en toda su longitud para conocer sus características. Se parte de la suposición de que en el eje de la cresta vertedero se presenta el tirante crítico, el cual se calcula verificando la siguiente igualdad:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$$

en donde:

Q = Gasto de descarga por el vertedor en m³/s.

g = Aceleración de la gravedad en m/s².

A = Area hidráulica cuando se presenta el tirante crítico en m²

T = Ancho de la superficie libre del agua en m .

$$\frac{A^3}{T} = \frac{Q^2}{g} = \frac{(54.28)^2}{9.81}$$

$$\frac{A^3}{T} = 300.645$$

Resolviendo por tanteos se encuentra que:

$$Y_c = 2.291 \text{ m} \quad A = 11.455 \text{ m}^2 \quad T = 5.00 \text{ m}$$

$$V = 4.738 \text{ m/s} \quad h_v = 1.146 \text{ m}$$

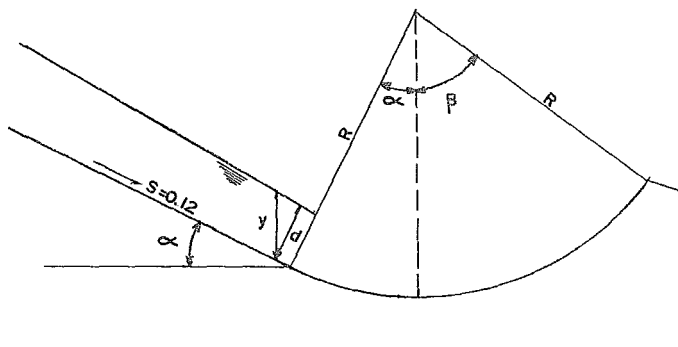
Partiendo de estos valores y aplicando Bernoulli sucesivamente en varias secciones se llega a un tirante de 0.712 m al inicio de la estructura deflectora.

d). Estructura Terminal.

La estructura terminal se localiza en donde termina el canal de descarga. La constituye una cubeta deflectora que por medio de un salto de esquí disipa en parte la energía cinética del agua.

Su diseño hidráulico consiste en determinar el valor del radio de la cubeta, así como el ángulo de salida del deflector.

Determinación de la geometría de la cubeta deflectora.



CRITERIO DE LA S.A.R.H.

Considera que el radio debe tener un valor comprendido entre seis y diez veces el tirante al inicio de la estructura.

$$\alpha = \tan^{-1} 0.12 = 6^{\circ}50'34''$$

$$d = y \cos \alpha = 0.712 \cos 6^{\circ}50'34'' = 0.707$$

$$R_1 = 6(0.707) = 4.24 \text{ m}$$

$$R_2 = 10(0.707) = 7.07 \text{ m}$$

CRITERIO DE ELEVATOSKY.

$$R = H^k$$

en donde :

k = constante que varía entre 0.6 y 0.7.

H = Desnivel entre la elevación del N.A.M.E., y la elevación al inicio de la cubeta deflectora.

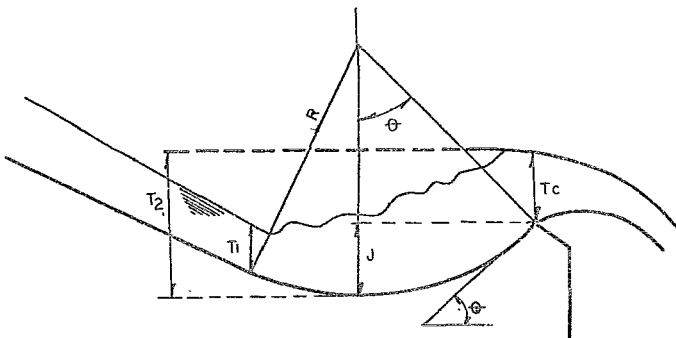
$$H = 96.43 - 80.025 = 16.405 \text{ m}$$

$$R_1 = (16.405)^{0.6} = 5.358 \text{ m.}$$

$$R_2 = (16.405)^{0.7} = 7.087 \text{ m.}$$

CRITERIO DE LOS INGENIEROS VILLA MEDINA Y

GOMEZ ROSAS.



Este criterio tiene sus bases en la teoría del salto hidráulico y en la des-

carga de un vertedor de pared delgada; con lo que se puede decir que el flujo en la cubeta estará a punto de despegar cuando el tirante después del salto que se presenta en la cubeta sea igual al tirante crítico en la nariz más la profundidad j .

$$T_2 = T_c + j$$

Pero
$$j = R (1 - \cos\theta)$$

$$R = \frac{T_2 - T_c}{1 - \cos\theta}$$

Cálculo del Tirante Crítico.

Se debe verificar la siguiente igualdad:

$$\frac{A^3}{T} = \frac{Q^2}{g}$$

$$\frac{A^3}{T} = \frac{(54.28)^2}{9.8} = 300.645$$

$$A = (b + KY_c) Y_c$$

$$T = b + 2KY_c$$

$$b = 5.00 \text{ m}$$

$$K = 0.50$$

Resolviendo por tanteos se obtienen los siguientes valores:

$$Y_c = 2.126 \text{ m}$$

$$A = 12.89 \text{ m}^2$$

$$T = 7.126 \text{ m}$$

Cálculo del Tirante Normal.

Considerando que el flujo se estabiliza al llegar al pie de la cubeta deflectora.

$$Q = V A$$

$$V = \frac{1}{n} S^{1/2} R^{2/3}$$

$$Q = \frac{A}{n} S^{1/2} R^{2/3}$$

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = AR^{2/3}$$

$$AR^{2/3} = \frac{(54.28)(0.015)}{(0.12)^{1/2}} = 2.35$$

Resolviendo por tanteos se encuentra que:

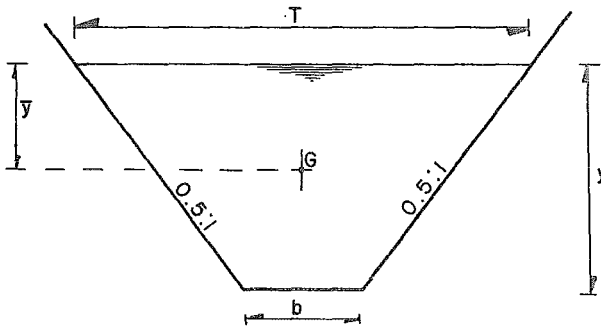
$$Y_n = 0.66 \text{ m} \quad A = 3.518 \text{ m}^2 \quad P = 6.476 \text{ m} \quad r = 0.543 \text{ m}$$

Cálculo del conjugado mayor d_2 .

Para encontrar el valor del conjugado mayor, se aplica la ecuación de la can
tidad de movimiento.

$$\frac{Q^2}{gA_1} + \bar{Y}_1 A_1 = \frac{Q^2}{gA_2} + \bar{Y}_2 A_2$$

En donde \bar{Y}_1 y \bar{Y}_2 , son las profundidades de los centros de gravedad de las áreas en las secciones 1 y 2 respectivamente, como se muestra en la figura siguiente :



$$\bar{Y} = \frac{Y}{3} \left(\frac{2b + T}{b + T} \right)$$

$$T = 5 + 2 \times 0.5 \times 0.66 = 5.66 \text{ m}$$

$$\bar{Y}_1 = \frac{0.66}{3} \frac{2 \times 5 + 5.66}{5 + 5.66} = 0.323 \text{ m}$$

$$\frac{Q^2}{gA_1} + \bar{Y}_1 A_1 = \frac{(54.28)^2}{9.8 \times 3.518} + 0.323 \times 3.518 = 86.595$$

Resolviendo por tanteos se obtiene :

$$Y_2 = 4.862 \text{ m} \quad A_2 = 36.129 \text{ m}^2 \quad \bar{Y}_2 = 2.166 \text{ m}$$

$$j = 4.862 - 2.126 = 2.736 \text{ m}$$

$$R = \frac{2.736}{1 - \cos\theta}$$

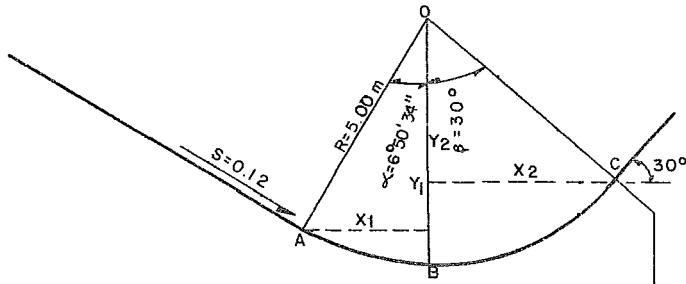
θ	R
25	29.202
30	20.422
35	15.129
40	11.697
45	9.341

RESULTADOS DE LOS TRES METODOS .

S.A.R.H.	$R_1 = 4.240 \text{ m}$	$R_2 = 7.070 \text{ m}$
ELEVATOSKY	$R_1 = 5.358 \text{ m}$	$R_2 = 7.087 \text{ m}$
VILLA MEDINA- GOMEZ ROSAS	$R_{\theta 30^\circ} = 20.422 \text{ m}$	$R_{\theta 45^\circ} = 9.341 \text{ m}$

Con base en los anteriores resultados se adoptaron los siguientes parámetros:

$$R = 5.00 \text{ m} \quad \theta = 30^\circ$$



$$\begin{aligned}
 X_1 &= R \sin \alpha \\
 X_1 &= 5 \sin 6^\circ 50' 34'' \\
 X_1 &= 0.596 \text{ m} \\
 Y_1 &= R \cos \alpha \\
 Y_1 &= 5 \cos 6^\circ 50' 34'' \\
 Y_1 &= 4.964 \text{ m.} \\
 \text{Elev. 0} &= \text{Elev. A} + Y_1 \\
 \text{Elev. 0} &= 80.025 + 4.964 \\
 \text{Elev. 0.} &= 84.989; \\
 \text{Elev. B} &= \text{Elev. 0} - R \\
 \text{Elev. B} &= 84.989 - 5.00 \\
 \text{Elev. B} &= 79.989 \\
 \text{Est. B} &= \text{Est. A} + X_1 \\
 \text{Est. B} &= 0 + 167 + 0.596 \\
 \text{Est. B} &= 0 + 167.596 \\
 X_2 &= R \sin \phi \\
 X_2 &= S \sin 30^\circ \\
 X_2 &= 2.5 \text{ m.} \\
 \text{Est. C} &= \text{Est. B} + X_2
 \end{aligned}$$

$$\text{Est. C} = 0 + 167.596 + 2.5$$

$$\text{Est. C} = 0 + 170.096$$

$$Y_2 = R \cos$$

$$Y_2 = 5 \cos 30^\circ$$

$$Y_2 = 4.330 \text{ cm}$$

$$\text{Elev.C} = \text{Elev.O} - Y_2$$

$$\text{Elev.C} = 84.989 - 4.33$$

$$\text{Elev.C} = 80.659$$

e). Canal de Salida.

Para conducir el agua hacia el río, se encuentra a continuación de la estructura terminal, un tajo sin revestir con ancho de plantilla igual a 5.00 m horizontal a la elevación 76.00 m y taludes 0.5:1. Presenta una curva horizontal con un radio de 27.99 m; tiene una longitud de 118 m aproximadamente .

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .

- CONCLUSIONES .

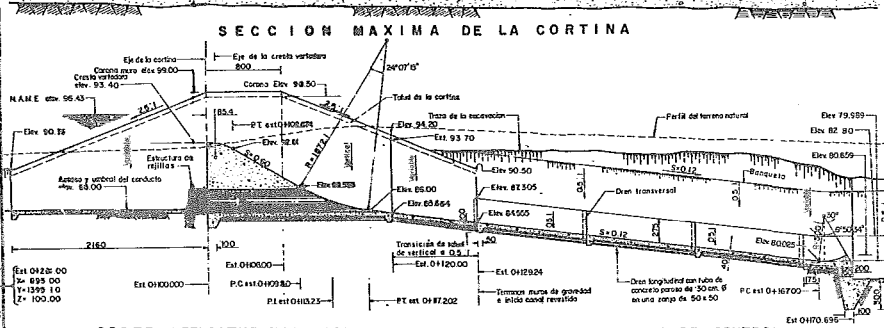
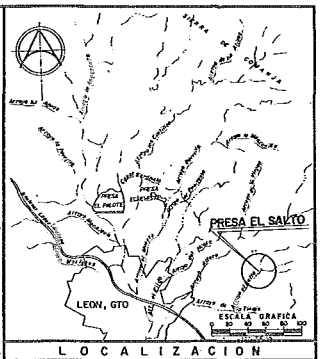
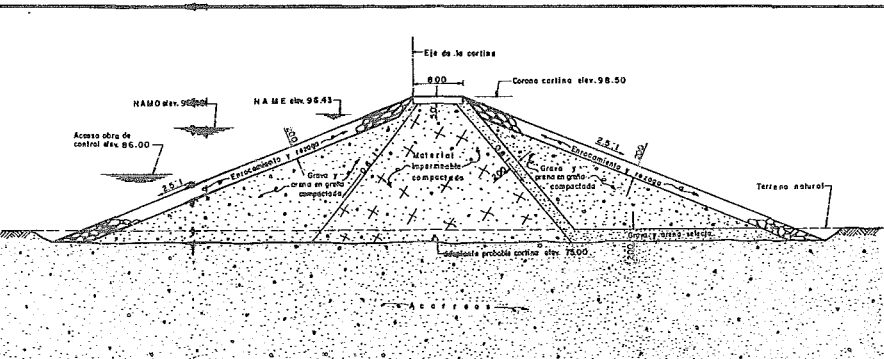
Del desarrollo del proyecto de la Presa El Salto, se concluye lo siguiente:

1. Dadas las condiciones climáticas y topográficas que prevalecen en la zona donde se localiza la Ciudad de León, Gto., y que son causa directa de las fuertes inundaciones que sufre año con año esta población, hacen que el proyecto de la Presa El Salto sea una necesidad.
2. El proyecto de la presa está ampliamente justificado, dados los grandes beneficios que traerá para la población su construcción.
3. En cuanto a la determinación de la avenida de diseño, se reconoce que los métodos utilizados son bastante sencillos pero prácticos, dada la escasez de datos hidrométricos.

- RECOMENDACIONES .

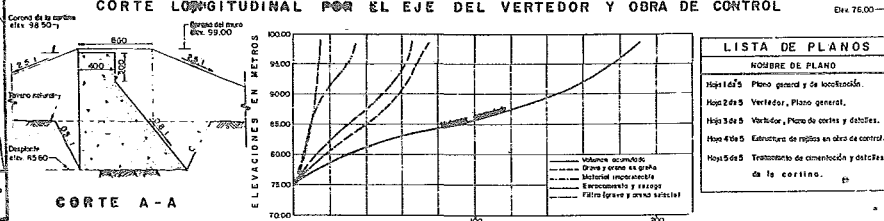
Las principales recomendaciones derivadas del proyecto son las siguientes :

1. Puesto que el propósito de la obra es el de regularizar los escurrimientos de la cuenca del arroyo El Salto, que inciden directamente sobre la Ciudad de León, Gto., se hace recomendable la construcción de la Presa.
2. Se recomienda una buena supervisión para asegurar la calidad de los materiales y garantizar la seguridad de la obra, desde el punto de vista constructivo.

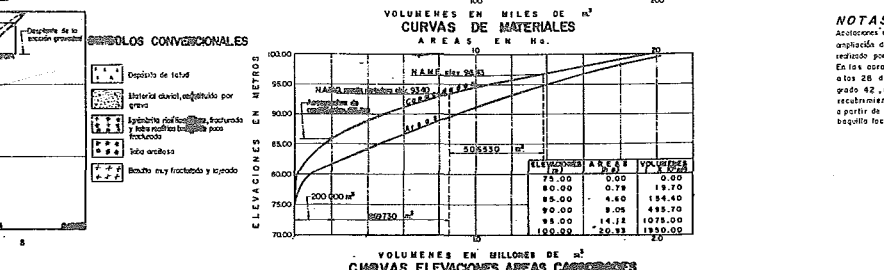
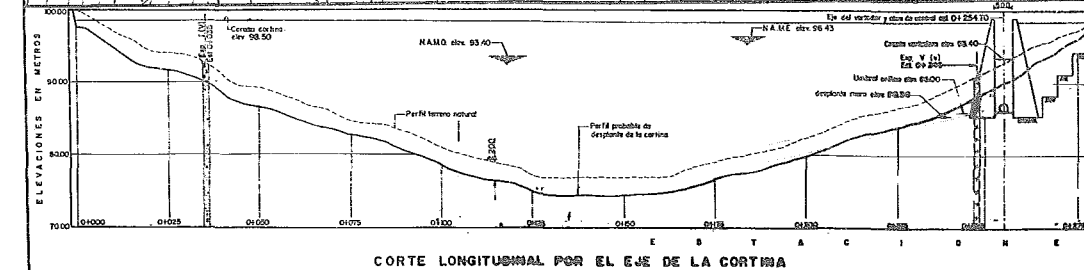


CANTIDADES PRINCIPALES DE OBRA							
C	CON	CE	PT	Y	Q	UNIDAD	CANTIDAD
CORTINA:							
						m ²	38 665
						m ³	65 959
						m ²	75 800
						m ²	15 355
						m ²	33 769
						m ²	2 172
						m ²	193 005
						m ²	504
VERTEDOR Y OBRA DE CONTROL:							
						m ²	31 770
						m ²	952
						m ³	483
						m ³	8 355
						m ³	7 832
						m ³	828
						m ³	75

DATOS DE PROYECTO	
CUENCA:	1450 km ²
Gasto cuando máxima probable:	7910 m ³
Gasto cuando máxima probable:	146,00 m ³
Máxima avenida máxima probable:	140000 m ³



LISTA DE PLANOS	
NOMBRE DE PLANO	
Hoja 1a	Plano general y de localización
Hoja 2a	Vertedor, Plano general.
Hoja 3a	Vertedor, Plano de ceras y detalles.
Hoja 4a	Estructura de ripitas en obra de control.
Hoja 5a	Tratamiento de cimentación y detalles de la cortina.



VOLÚMENES EN MILLONES DE M ³	
Capacidad máxima:	200 000 m ³
Capacidad de control:	699 720 m ³
Super almacenamiento:	508 530 m ³
Capacidad total:	1 407 250 m ³
Elevación máxima almacenamiento del agua:	96.43 m
Elevación de la cresta vertedor:	95.60 m
Elevación embudo de la obra de control:	96.00 m
Altura máxima desde la cimentación:	23.50 m
Longitud de la corona:	278.50 m
Elevación coronas de la cortina:	98.50 m
Barrido libre:	2.07 m

UNAM. ENEP ACATLAN

OBRA DE DEFENSA DE LEON, GTO.
PRESA "EL SALTO"
PLANO GENERAL Y DE LOCALIZACION

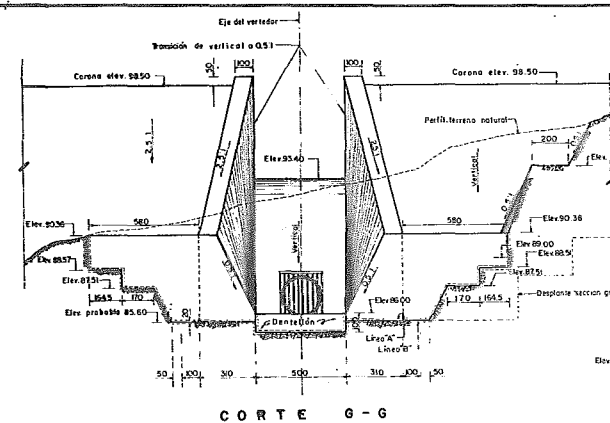
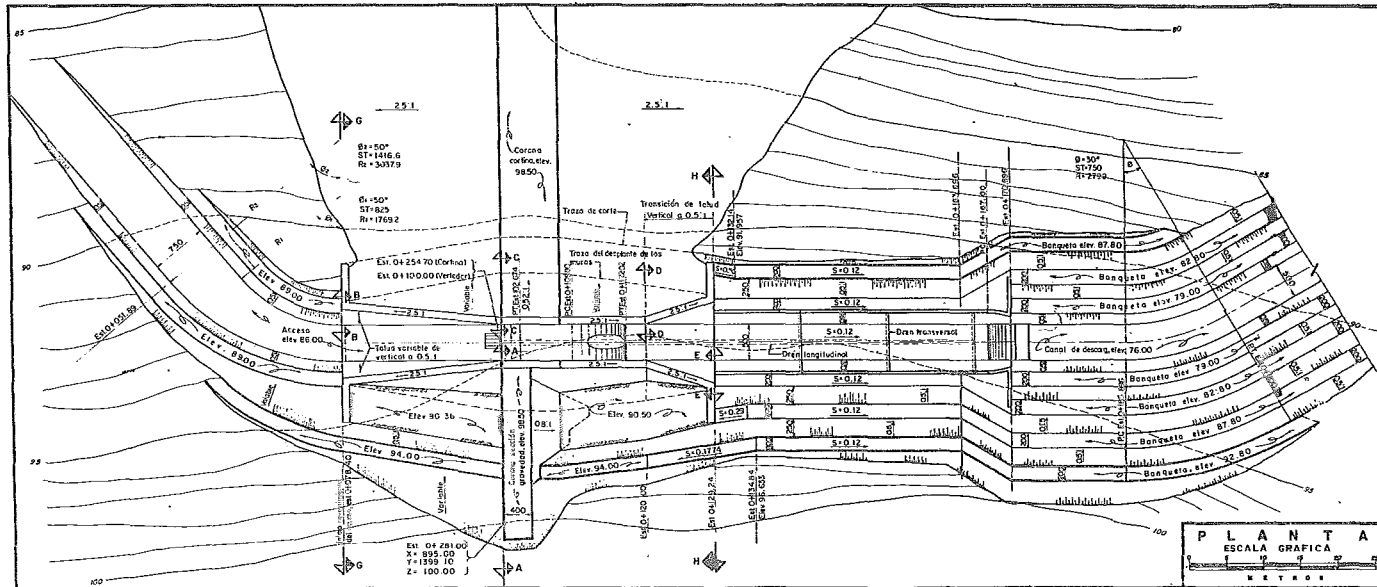
TESIS PROFESIONAL
LUIS HUERTA RINCON

PLANO No. 1

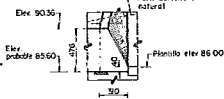
NOTAS

Asociaciones en estratificación - Entablados y albañilería en muros. La topografía es una ampliación de la topografía tomada del plano "Cortina" que se elaboró en el mes de mayo del 1978 por la Sub-Dirección de Geografía de la S.A.R.H. en México.

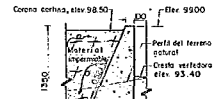
En los casos de control y de almacenamiento usase concreto de f'c=200 kg/cm² y de 28 días de fabricación. El acero de refuerzo sea de f_y=4200 kg/cm² grado 42, recubrido con yeso con espesores de 3.0 centímetros y con recubrimiento según se indica. El sistema de coordenadas fue inferido graficamente a partir de las coordenadas de los monumentos A, B y D correspondientes a la boquilla localizada 300 m aguas abajo.



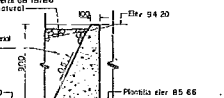
CORTE G-G



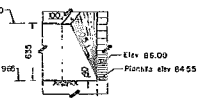
CORTE B-B



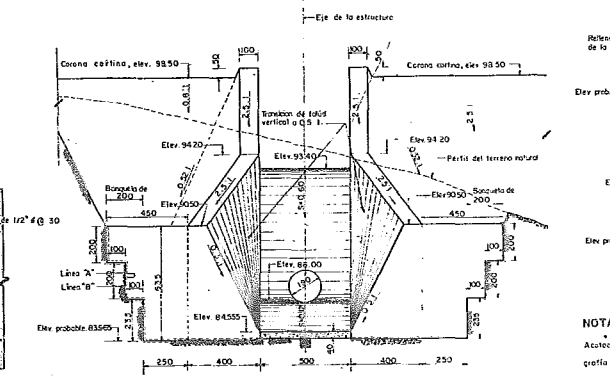
CORTE C-C



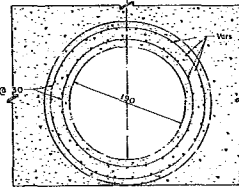
CORTE D-D



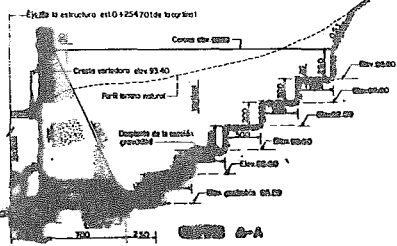
CORTE E-E



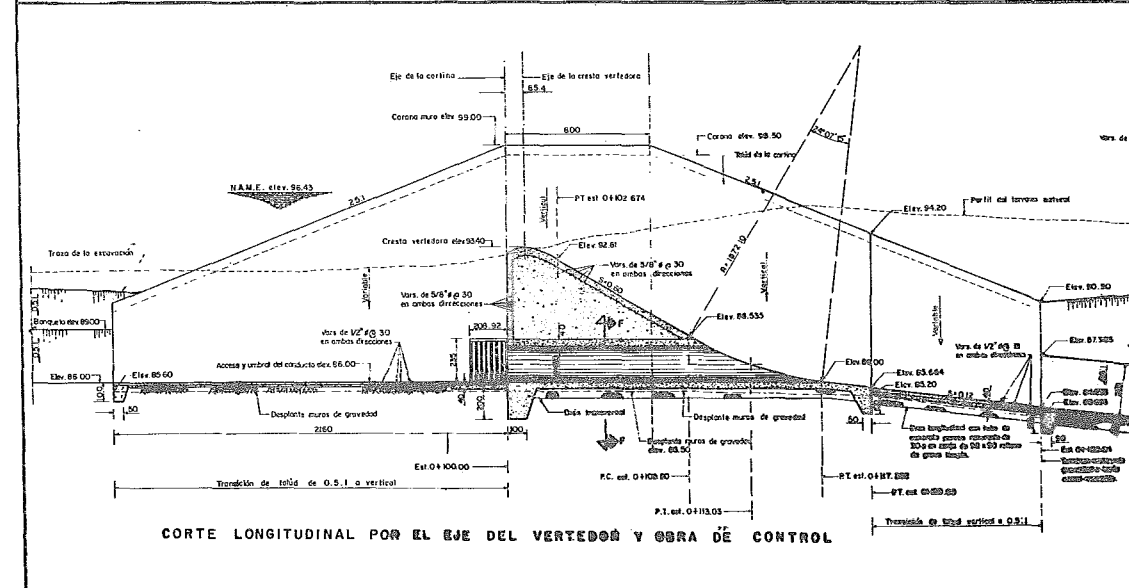
CORTE H-H



CORTE F-F

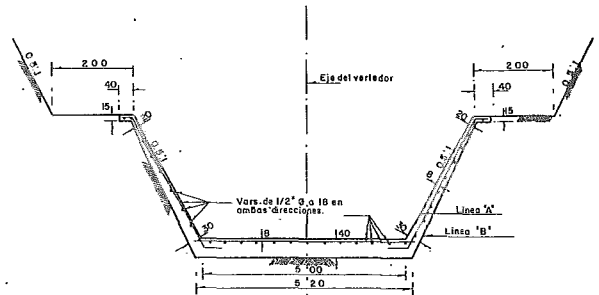
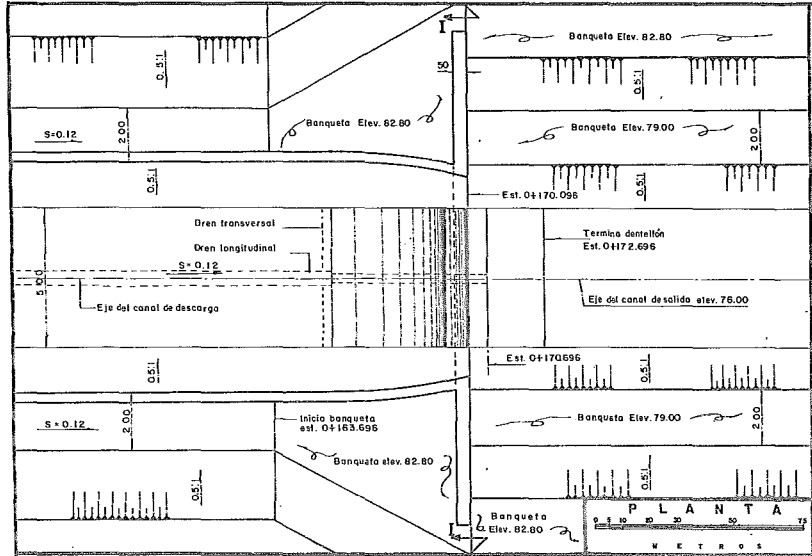


CORTE A-A

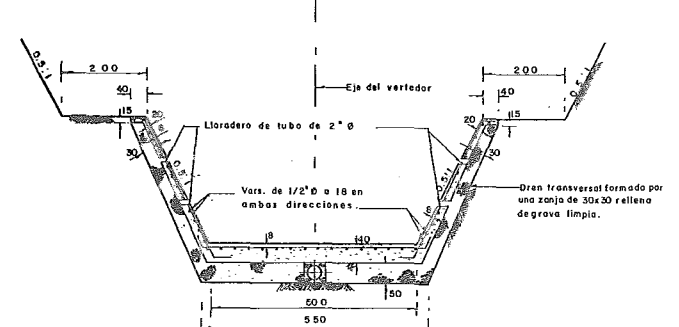


NOTAS:
 Aconteces en centímetros. Estaciones y elevaciones en metros. La topografía es una ampliación de la observada en el Mapa "Topografía Geológica del Voto" del Instituto realizado por la Sub. Dirección de Geología de la SARH en Marzo de 1978. Mese cartado de 1:200 Kg/cm² en el cuerpo del cruce, muros, dentaduras, canal de descarga, deflector y restamientos. El oero de refuerzo está de 1/4" x 4000 Kg/cm² grado 42, redondo, omeado con barras de 30 alímetros y con recubrimiento según se indica.
 El sistema de coordenadas, fue inferido graficamente a partir de las coordenadas de los monumentos A, B y D, correspondientes a la boquilla localizada 300 m aguas abajo.

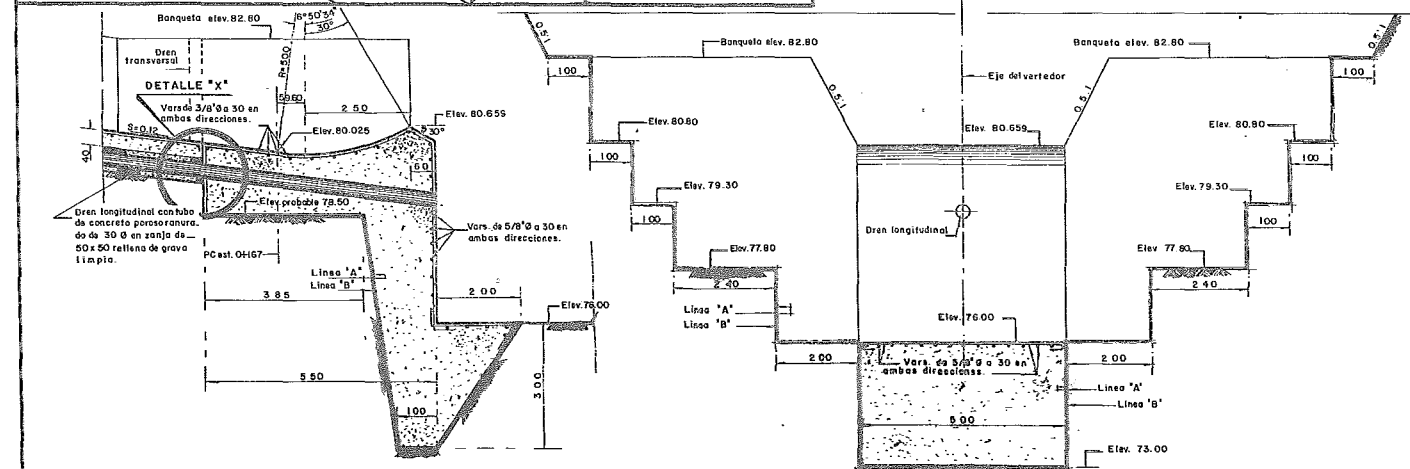
U.N.A.M. ENEP ACATLAN
 OBRAS DE DEFENSA DE LEON, GTO.
PRESA "EL SALTO"
 VERTEDOR PLANO GENERAL
 TESIS PROFESIONAL
LUIS HUERTA RINCON
 DISEÑO, D.P.
 0460 - 1981



DETALLE DEL ARMADO EN EL CANAL REVESTIDO DE LA EST. 0+129.24 A LA EST. 0+167.00

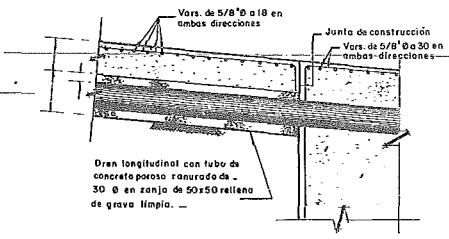


DETALLE DEL ARMADO Y DREN TRANSVERSAL EN EL CANAL REVESTIDO DE LA EST. 0+129.24 A LA EST. 0+167.00

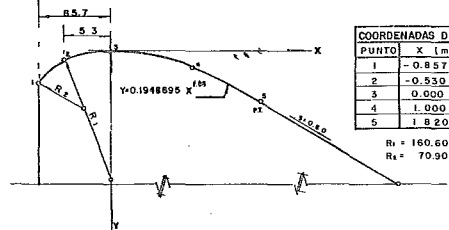


DETALLE DEL DEFLECTOR

CORTE 1-1



DETALLE "X"



PERFIL DEL CIMACIO

COORDENADAS DEL CIMACIO		
PUNTO	X (m)	Y (m)
1	-0.857	0.382
2	-0.530	0.142
3	0.000	0.000
4	1.000	0.195
5	1.820	0.590

R₁ = 160.60
R₂ = 70.90

NOTAS:
Anotaciones en centímetros. Estaciones y elevaciones en metros.
Usese concreto de f'c = 200 Kg/cm² en el cuerpo del cimacio, muros, dentellones, canal de descarga, deflector y revestimiento. El acero de refuerzo será de fy = 4,200 Kg/cm², de grado estructural 42, redondo y corrugado, con traslapos de 30 diámetros y recubrimiento según se indica.

UNAM E.N.E.P. ACATLAN
 OBRAS DE DEFENSA DE LEON, GTO.
PRESA "EL SALTO"
 VERTEDOR: PLANO DE CORTES Y DETALLES
 TESIS PROFESIONAL
 LUIS HUERTA RINCON
 MEXICO, D.F. 1981 PLANO N.º 3

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

- . U.S. Department of the Interior - "DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS", CECSA, 1976.
- . Rolando Springall G. - "HIDROLOGIA", Instituto de Ingeniería , U.N.A.M., 1970.
- . S.A.R.H., Plan Nacional de Obras Hidráulicas para el Desarrollo Rural - "PRESAS DE DERIVACION", 1976.
- . "II CONGRESO NACIONAL DE HIDRAULICA", Asociación Mexicana de - Hidráulica, 1972
- . Gilberto Sotelo A. - "HIDRAULICA II", U.N.A.M., 1976.
- . Rolando Springall G. - "ESCURRIMIENTOS EN CUENCAS GRANDES", Ins_tituto de Ingeniería, U.N.A.M., 1967.
- . Ven Te Chow - "OPEN CHANEL HIDRAULICS". International Students, 1959.
- . S.A.R.H., Dirección de Proyectos de Grande Irrigación, Departamento de Canales - "PROYECTO DE ZONAS DE RIEGO", 1971.