

4773

UNICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

PRESA I, EN EL MUNICIPIO DE
ARAMBERRI, NUEVO LEON

T E S I S
QUE PARA OBTENER
EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
JAIME MANUEL GONZALEZ CUEVAS



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

PRESA I, EN EL MUNICIPIO DE
ARAMBERRI, NUEVO LEON

TESIS PROFESIONAL

JAIME MANUEL GONZALEZ CUEVAS

MEXICO, D. F.

1971



Universidad Nacional
Autónoma de
México

FACULTAD DE INGENIERIA
Exámenes Profesionales
Núm. 40-358
Exp. Núm. 40/214.2/

Al Pasante señor Jaime M. GONZALEZ CUEVAS,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Carlos M. Chávarri Maldonado., para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"PRESA I, EN EL MUNICIPIO DE ARAMBERRI, NUEVO LEON".

- I. Generalidades.
- II. Estudios Hidrológicos.
- III. Selección del tipo de cortina.
- IV. Obra de toma y vertedor.
- V. Conclusiones.

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, - deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares, en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

A t e n t a m e n t e
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F. a 7 de Junio de 1971

EL DIRECTOR


Dr. Juan Casillas G. de L.

495
JCGL'GPL'mrg.

**A mis padres
y hermana**

A Carolina

**A mis maestros
y amigos**

**Agradezco al Ing. Carlos Chávarri Maldonado,
toda su cooperación como director de este
trabajo.**

CAPITULO I.

ANTECEDENTES O GENERALIDADES

La finalidad de este proyecto es satisfacer las necesidades de riego de terrenos localizados en el Municipio de Aramberri, Nuevo León, siendo éstos de buena calidad y estando repartidos legalmente entre ejidatarios y pequeños propietarios.

La única fuente de ingresos de los habitantes del Municipio de Aramberri es la agricultura, obteniéndose escasas cosechas de temporal, casi exclusivamente maíz y frijol, no pudiendo obtenerse así un rendimiento adecuado, y menos aún satisfactorio.

Por lo expuesto se tiene, que la situación económica del lugar es precaria, por lo tanto la Secretaría de Recursos Hidráulicos por medio de la Dirección de Pequeña Irrigación, inició los estudios necesarios para construir una presa de almacenamiento, debido a que el arroyo "La Presa" no cuenta con una corriente continua, y con este proyecto contribuiría favorablemente al mejoramiento económico de aquellos y de dicha región, pues en lugar de tener producciones bajas, o tal vez en alguna ocasión pérdidas totales en sus cosechas, tendrían grandes beneficios al poderseles proporcionar el riego a sus tierras.

Se estudiaron las alternativas siguientes:

- a).- Presa de tierra
- b).- Presa en arco con curvatura en dos direcciones.
- c).- Presa tipo escollera.
- d).- Presa vertedora de mampostería.

De estas alternativas se eligió la que resultó más satisfactoria.

La presa de tierra con canal lateral de descarga, se descartó a pesar de ser la más económica, porque las características mecánicas del material disponible a emplear no eran adecuadas.

Para la presa en arco con curvatura en dos direcciones no fue posible encontrar condiciones adecuadas de apoyo en la roca, por lo cual también fue descartada.

La presa tipo escollera, resulta más económica que la presa vertedora de mampostería, solo que representa dificultades para verter el gasto de 960 metros cúbicos por segundo que es la máxima avenida, pues se requiere la construcción de un canal lateral de descarga, puesto que no se encontraron puertos laterales de descarga. Con ésto se optó por seleccionar la cortina vertedora de mampostería, la cual disminuye en este caso en particular los problemas del funcionamiento hidráulico de verter el gasto mencionado y su costo es aproximadamente igual al de la presa de escollera con canal de descarga lateral.

ACCESO

El acceso para llegar al sitio de la "Presa I" es por la carretera Nacional. El camino de desviación se inicia a la altura del poblado de la Ascención; siendo este de tercer orden con un desarrollo de 14 Kms. aproximadamente hasta el lugar.

SITUACION GEOGRAFICA

Las coordenadas geográficas que localizan el sitio son:

Latitud Norte $24^{\circ}21'$

Latitud Oeste $100^{\circ}02'$

Altura sobre el nivel del mar 1800 mts.

CLIMA

El clima de la región es semi-desértico con invierno benigno, y tiene una temperatura máxima de 33°C .

Máxima 582.0 mm.

Media 331.3 mm.

Mínima 194.0 mm.

ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

Se efectuaron los levantamientos correspondientes a la cuenca, vaso y boquilla.

ESTUDIO AGROLOGICO

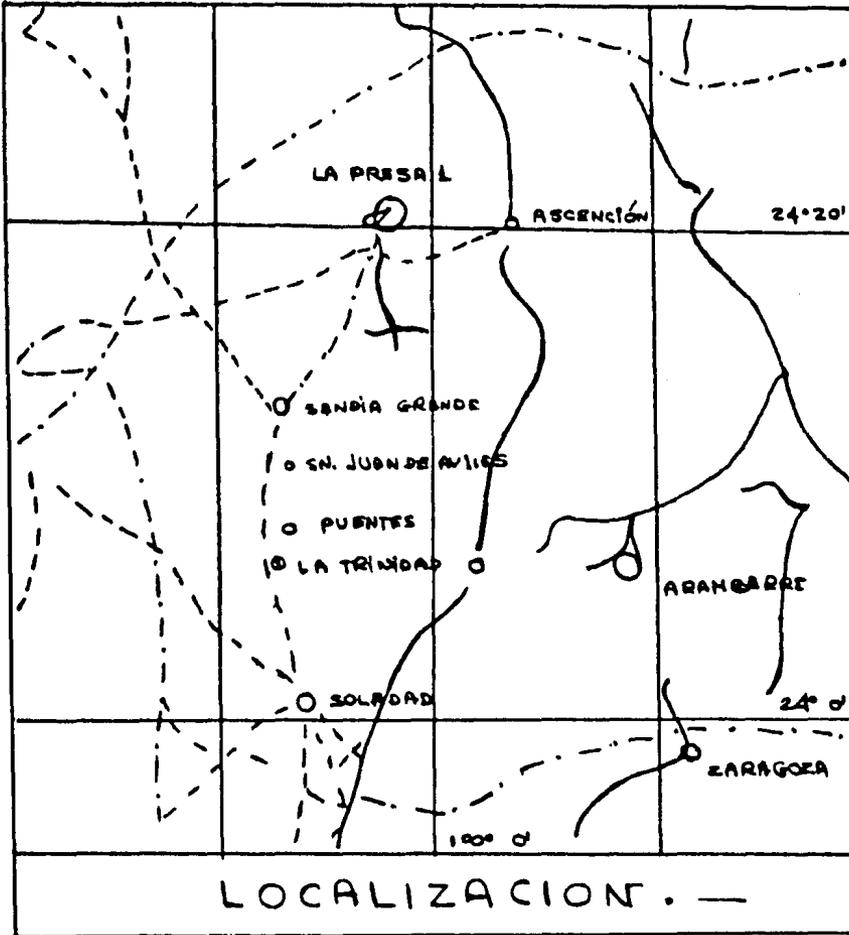
Las tierras que se pretenden beneficiar son de buena calidad. Al existir la seguridad del riego, se puede desarrollar el cultivo del durazno, trigo y vid.

La lámina de riego anual por hectárea es:

Maíz	5,800 m3.
Frijol	4,400 m3.
Trigo	6,500 m3.
Durazno	8,500 m3.
Vid	14,200 m3.

ESTUDIOS GEOLOGICOS

Se efectuaron los estudios geológicos del vaso y de la zona de la boquilla, los resultados obtenidos han quedado asentados en los planos correspondientes.



LA PRESA 1
SITUACIÓN GEOGRAFICA.
Municipio de Aramberri, Nvo. LEON.
Jaime Manuel González Cuevas
TESIS PROFESIONAL.

CAPITULO II

ESTUDIO HIDROLOGICO

Para que tengamos un proycto hidráulico eficiente, necesitamos un estudio hidrológico correcto; y debido a la complejidad de todos los componentes de los fenómenos hidrológicos, lo único que hacemos es partir de una serie de datos observados, analizarlos y con todo esto establecer normas.

Para hacer el estudio hidrológico se debe conocer el régimen de la corriente que se va a aprovechar, y para esto hay varios métodos, pero los más adecuados son:

I) Método Directo, que consiste en llevar a cabo lecturas de la corriente, por medio de estaciones de aforo, las cuales se pueden agrupar en tres grupos.

- a) Sección de Control
- b) Relación sección-velocidad
- c) Relación sección-pendiente

Pero en nuestro caso es inadecuado pues no contamos con estaciones de aforo.

II) El Método Indirecto, consiste en calcular los volúmenes escurridos tomando en cuenta:

- a) Precipitación Pluvial
- b) Area de la Cuenca
- c) Coeficiente de Escurrimiento

y es el que vamos a utilizar en nuestro caso.

Analizaremos cada uno de estos factores aplicados ya a nuestro caso:

a) Precipitación Pluvial

10.- Lo que se refiere a la Precipitación Pluvial fueron tomadas en estaciones circundantes cercanas a la cuenca y que además tienen un período amplio de datos observados:

Estación	Precipitación Media Anual
1 Dr. Arroyo	508.9 mm.
2 Raices	331.0 mm.
3 Villagrán	840.0 mm.

El período de observación es común a los tres y se tomó de 1942 a 1964 considerando un estudio de 23 años. Ver tabla I.

Se hizo el plano correspondiente (Plano II) de isoyetas con los datos anteriores y se sacó la precipitación media de 524 mm. en el centro de gravedad de la cuenca.

b) Area de la Cuenca

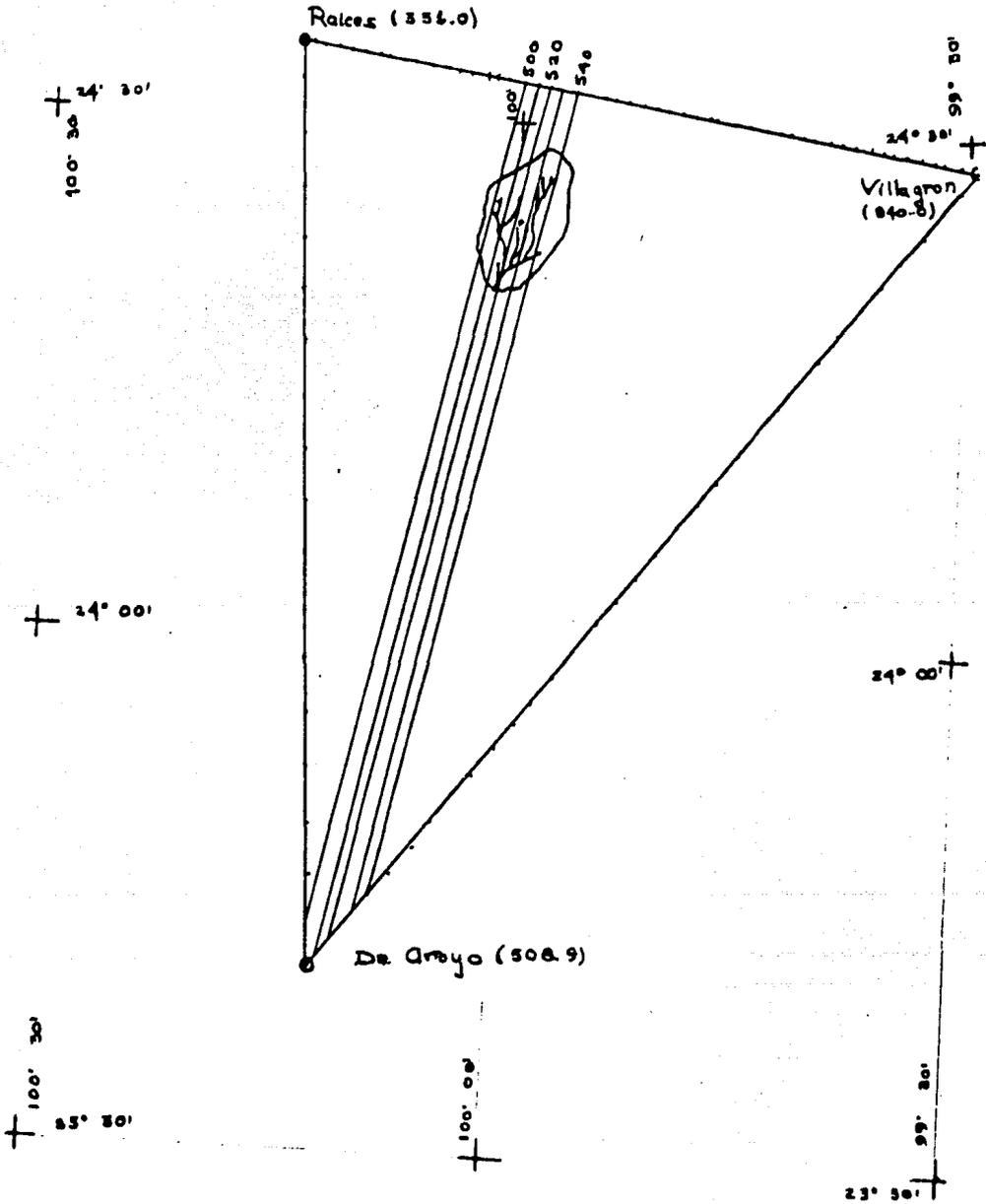
Esta área es la encerrada por el parteaguas, pero hay que tomar en cuenta que es en proyección horizontal. En nuestro caso las brigadas topográficas nos dieron 107 Km².

c) Coeficientes de Escurrimiento

Sabemos que el coeficiente de escurrimiento es la relación del volumen escurrido entre el volumen llovido sobre el área de la cuenca. Esto es sumamente fácil siempre que contemos con los datos de las estaciones de aforo en donde se obtienen los volúmenes escurridos anualmente, cuyos porcentajes con respecto a los volúmenes llovidos dan los coeficientes de escurrimiento anuales respectivos.

TABLE I

Precip. Anuales	Dr. Arroyo	Rafces (Pase)	Villagrán
1942	453.1	361.7	1349.1
1943	594.5	388.0	438.6
1944	963.0	415.5	1293.2
1945	741.5	280.5	540.6
1946	530.5	349.8	1047.7
1947	482.3	346.7	638.9
1948	962.3	353.5	1041.7
1949	547.0	328.1	740.5
1950	453.5	301.0	782.5
1951	364.5	368.6	1102.0
1952	184.4	194.0	727.5
1953	358.0	280.0	652.5
1954	240.0	213.0	781.5
1955	415.0	365.5	1010.0
1956	381.0	242.7	552.5
1957	411.3	221.0	748.0
1958	643.2	582.0	1131.5
1959	667.1	478.0	717.0
1960	531.7	359.0	619.5
1961	452.0	234.0	635.5
1962	327.5	277.0	778.0
1963	455.2	344.0	556.0
1964	455.8	330.0	1241.0
SUMAS	11,704.7	7,613.6	19,320.3
From. Anual	508.9	331.0	840.0



Pero en nuestro caso no contamos con una estación hidrométrica, entonces no podemos obtener el coeficiente de escurrimiento de la manera descrita, entonces lo que se hace es comparar la cuenca en estudio con otras semejantes y de las que sí se tenga datos de aforo, para nuestra cuenca "La Presa I", se tomó un valor del 11%, valor fijado por el Departamento de Estudios Hidrológicos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

ESTACION BASE

Como el período considerado para construir las isoletas, no fue lo suficientemente amplio para darnos una idea de las variaciones del escurrimiento, hubo necesidad de ampliar dicho período, para ello se supuso que en la cuenca en estudio existe la misma ley de variación de la precipitación, es decir, que cuando en las estaciones consideradas, Dr. Arroyo, Raíces, Villagrán aumenta la precipitación, en una estación supuesta, situada en el centro de gravedad de la cuenca ocurre lo mismo. Entonces se elige la estación pluviométrica más conveniente como Estación Base debiendo ser la más cercana al centro de la cuenca y con el mayor número de registros mensuales de precipitación.

En nuestro caso fue la estación Raíces, por contar con un número mayor de observaciones.

COEFICIENTE DE CORRECCION DE LA PRECIPITACION (Kc)

Una vez que elegimos nuestra estación base, se divide el valor de la precipitación media anual del centro de gravedad de la cuenca, entre la precipitación media de la estación base, según los valores obtenidos en el período de isoyetas considerado, obteniéndose así el "Coeficiente de Corrección de la Precipitación" (Kc), que es un valor tal, que multiplicado por las precipitaciones mensuales registradas en la estación base no dá los correspondientes en la cuenca en estudio.

$$Kc = \frac{\text{Precipitación Media Cuenca}}{\text{Precipitación Media Estación Base}} = \frac{524}{331} =$$

$$Kc = 1.583081$$

Es decir, las precipitaciones mensuales de la cuenca durante el período 1942 a 1964 son 1.583081 más grandes que la de la estación base, pero siguiendo la misma ley de distribución de la lluvia en ambos lugares. Además, debido a que en la realidad el coeficiente de escurrimiento no es un factor constante, sino que varía mensualmente, de acuerdo con la intensidad de la lluvia y aunque su variabilidad no es lineal, es conveniente determinar las aportaciones al vaso, trabajar con un coeficiente de escurrimiento anual variable linealmente, con esto nos proponemos acercarnos más a la forma real de los escurrimientos.

Para su cálculo se procede como sigue:

Se parte del valor del escurrimiento medio anual para C medio = 11% que ya se habfa fijado anteriormente y de la precipitación media anual correspondiente P media = 331 obtenida de la tabla I, de la cual se hablará más adelante, y considerando que la variación entre C y P es lineal y de donde:

$$C \text{ anual} = \frac{C \text{ media}}{P \text{ media}} (P \text{ anual}) = \frac{0.11}{331} = 0.00033232 P_a$$

Número de meses	276
Número de años	23
Año inicial	1942

valores que se pueden observar en la Tabla I.

De la Tabla II se tienen las siguientes columnas:

Primera columna - Año de la observación

Segunda columna - Precipitación en Raíces
(Estación Base)

Tercera columna - Precipitación cuenca

Cuarta columna - Coeficiente de escurrimiento variable anualmente (Ca)

T A B L A II

Año	Precipitación Estación Base mm.	Precipitación Cuenca mm.	Coefficiente de Escurrimiento
1942	361.7	570.7	18.96
1943	388.0	612.2	20.34
1944	415.5	655.6	21.78
1945	280.5	442.6	14.70
1946	349.8	551.9	18.34
1947	346.7	547.0	18.18
1948	353.5	557.8	18.54
1949	328.1	517.7	17.20
1950	301.0	474.9	15.78
1951	368.6	581.6	19.33
1952	194.0	306.9	10.20
1953	280.0	441.8	14.68
1954	213.0	336.1	11.17
1955	365.5	576.7	19.16
1956	242.7	382.9	12.72
1957	221.0	348.7	11.59
1958	582.0	918.3	30.52
1959	478.0	754.2	25.06
1960	359.0	566.4	18.82
1961	234.0	369.2	12.27
1962	277.0	437.1	14.52
1963	344.0	542.8	18.04
1964	<u>330.0</u>	<u>520.7</u>	<u>17.30</u>
	7,613.6	12,013.8	399.20
Promedio	331.2		17.35

"VOLUMENES MENSUALES ESCURRIDOS DE LA CUENCA".

Obtenidos los coeficientes de escurrimiento anuales, es fácil calcular los volúmenes escurridos mensualmente mediante la siguiente ecuación:

$$\text{Volum. esc.} = V = A.(CaO(P))(Kc)$$

Para obtener los escurrimientos mensuales se hará la Tabla III a partir de los resultados de la Tabla II.

Las primeras columnas de la Tabla III, contarán con los siguientes datos:

Primera columna - Año y mes

Segunda columna - Precipitación mensual de la Estación Base (p)

Tercera columna - Precipitación mensual de la cuenca.

Cuarta columna - Volumen mensual escurrido

Para este caso el volumen mensual escurrido se calculó en la siguiente forma:

$$A = \text{Area} = 1.583081$$

$$Kc = 1.583081$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación:

$$V = A (Ca) (p) (Kc)$$

$$V = 107 (1.58308) (Ca) (p)$$

$$V = 169.389667 (Ca) (p)$$

Ver tabla III

TABLE III

Fresa Municipio Aramberri, N. L.

Año 1942	Mes	Prec.Pase	Prec.Cuenca	Vol.Esc.	Evap.	Evap.Meta	Dif.Acum.
	Ene.	0	0	0	41.0	31.6	-545.4
	Feb.	22.5	35.5	455.1	46.7	4.7	-635.7
	Mar.	27.9	44.0	564.3	109.3	45.4	-616.8
	Abr.	27.5	43.4	556.2	121.3	55.2	-606.0
	May.	44.0	69.4	889.9	116.4	28.5	-261.4
	Jun.	51.0	80.5	1031.5	162.3	54.1	224.7
	Jul.	44.0	69.4	889.9	163.1	64.5	569.3
	Ago.	72.5	114.4	1465.4	217.9	67.1	1490.3
	Sep.	33.0	52.1	667.5	114.4	42.3	1612.3
	Oct.	38.8	61.2	784.8	41.8	-21.7	1851.7
	Nov.	5	.8	10.1	34.6	25.9	1316.4
	Dic.	0	0	0	42.0	32.3	771.1
	Sumas	361.7	570.7	7315.8		430.0	

Año 1943

	Ene.	46.0	72.6	998.1	38.8	-33.4	1223.7
	Feb.	0	0	0	70.4	54.2	678.3
	Mar.	1.5	2.4	32.5	132.5	100.0	165.5
	Abr.	21.3	33.6	462.1	140.5	78.9	82.2
	May.	23.0	36.3	499.0	207.7	128.3	35.8
	Jun.	52.3	82.5	1134.7	210.0	89.8	625.2
	Jul.	101.0	159.4	2191.4	245.4	50.1	2271.2
	Ago.	22.4	35.3	486.0	248.7	160.7	2211.8
	Sep.	60.5	95.5	1312.7	106.8	-1.0	2979.0
	Oct.	21.5	33.9	466.5	52.0	10.5	2900.1
	Nov.	13.5	21.3	292.9	26.9	2.1	2647.6
	Dic.	25.0	39.4	542.4	20.2	-18.8	2644.7
	Sumas	388.0	612.2	8418.3		621.4	2644.7

Año 1944

	Ene.	6.0	9.5	139.4	41.3	23.6	2238.7
	Feb.	6.5	10.3	151.0	58.2	36.0	1844.3
	Mar.	45.0	71.0	1045.6	101.5	16.9	2344.5
	Abr.	2.0	3.2	46.5	130.9	98.1	1845.6
	May.	36.5	57.6	848.1	162.1	75.2	2148.2
	Jun.	77.0	121.5	1789.1	186.1	38.5	3391.9
	Jul.	26.0	41.0	604.1	204.2	121.9	3450.6
	Ago.	71.5	112.8	1661.3	233.3	82.4	4566.5
	Sep.	70.5	111.2	1638.0	110.6	-10.8	5659.1
	Oct.	0	0	0	46.9	36.1	5113.7
	Nov.	74.5	117.5	1731.0	30.7	-77.7	6299.3
	Dic.	0	0	0	31.1	23.9	5753.9
	Sumas	415.5	655.6	9653.9		464.0	

Año 1945	Mes	Prec. Base	Prec. Cuenca	Vol. Esc.	Evap.	Evap. Neta	Dif. Acum.
	Ene.	31.5	49.7	494.1	90.6	24.7	5702.6
	Feb.	20.5	32.3	321.6	101.6	48.9	5478.8
	Mar.	9.0	14.2	141.2	148.5	101.5	5074.5
	Abr.	17.0	26.8	266.7	172.9	108.8	4795.8
	May.	27.0	42.6	423.5	187.3	105.6	4673.9
	Jun.	31.5	49.7	494.1	204.1	112.1	4622.6
	Jul.	51.5	81.3	807.8	237.6	109.2	4885.0
	Ago.	50.5	79.7	792.1	232.7	106.9	5131.7
	Sep.	11.0	17.4	172.5	141.5	93.2	4758.9
	Oct.	28.0	44.2	439.2	118.2	50.9	4652.7
	Nov.	0	0	0	85.8	66.1	4107.3
	Dic.	3.0	4.7	47.1	68.2	48.2	3608.9
	Sumas	280.5	442.6	4399.8		976.1	

Año 1946

	Ene.	12.0	18.9	234.7	90.6	53.0	3298.3
	Feb.	18.8	29.7	367.7	101.6	52.0	3120.6
	Mar.	16.5	26.0	322.8	148.5	91.3	2858.0
	Abr.	27.5	43.4	537.9	172.9	94.8	2890.5
	May.	85.5	134.9	1672.4	187.3	24.9	4017.5
	Jun.	7.0	11.0	136.9	204.1	147.4	3609.1
	Jul.	57.5	90.7	1124.7	237.6	102.7	4188.4
	Ago.	44.5	70.2	870.4	232.7	117.1	4513.5
	Sep.	20.5	32.3	401.0	141.5	80.4	4369.1
	Oct.	32.5	51.3	635.7	118.2	45.7	4459.4
	Nov.	21.5	33.9	420.6	85.8	36.1	4334.6
	Dic.	6.0	9.5	117.4	68.2	44.1	3906.5
	Sumas	349.8	551.9	6842.3		889.5	

Año 1947

	Ene.	25.0	39.4	484.7	90.6	34.8	3845.8
	Feb.	12.5	19.7	242.3	101.6	60.8	3542.8
	Mar.	3.5	5.5	67.9	148.5	109.5	3065.2
	Abr.	47.0	74.2	911.2	172.9	67.5	3431.0
	May.	15.5	24.5	300.5	187.3	122.6	3186.1
	Jun.	45.0	71.0	872.4	204.1	94.3	3513.2
	Jul.	32.5	51.3	630.1	237.6	137.6	3597.9
	Ago.	64.7	102.1	1254.4	232.7	88.8	4306.8
	Sep.	32.0	50.5	620.4	141.5	64.3	4381.8
	Oct.	45.0	71.0	872.4	118.2	28.2	4708.9
	Nov.	9.5	15.0	184.2	85.8	52.8	4347.7
	Dic.	14.5	22.9	281.1	68.2	32.3	4083.4
	Sumas	346.7	547.0	6721.6		893.3	

Año 1948	Mes	Frec.Base	Frec.Cuencas	Vol.Esc.	Evap.	Evap.Meta	Dif.Acum.
	Ene.	11.0	17.4	217.4	90.6	54.4	3755.4
	Feb.	7.0	11.0	138.4	101.6	68.5	3348.4
	Mar.	14.0	22.1	276.7	148.5	94.8	3079.8
	Abr.	18.0	28.4	355.8	172.9	108.1	2890.2
	May.	51.0	80.5	1008.1	137.3	73.2	3352.9
	Jun.	57.0	89.9	1126.7	204.1	77.8	3934.3
	Jul.	25.0	39.4	494.2	237.6	148.1	3883.1
	Ago.	33.0	52.1	652.3	232.7	133.2	3990.0
	Sep.	64.0	101.0	1265.1	141.5	19.8	4709.8
	Oct.	67.0	105.7	1324.4	118.2	-2.3	5488.8
	Nov.	2.5	3.9	49.4	85.8	62.6	4992.8
	Dic.	4.0	6.3	79.1	68.2	46.9	4526.5
	Sumas	353.5	557.8	6987.8		885.1	

Año 1949	Mes	Frec.Base	Frec.Cuencas	Vol.Esc.	Evap.	Evap.Meta	Dif.Acum.
	Ene.	7.0	11.0	128.4	90.6	59.9	4189.5
	Feb.	17.0	26.8	311.9	102.6	54.3	3876.0
	Mar.	0	0	0	148.5	114.3	3330.6
	Abr.	23.5	37.1	431.2	172.9	100.1	3216.4
	May.	26.5	41.8	486.2	187.3	107.0	3157.2
	Jun.	99.5	157.0	1825.5	204.1	17.2	4437.4
	Jul.	73.5	116.0	1348.5	237.6	79.6	5240.5
	Ago.	26.0	41.0	477.0	232.7	142.6	5172.1
	Sep.	7.0	11.0	128.4	141.5	99.1	4755.2
	Oct.	48.0	75.7	880.7	118.2	23.5	5090.4
	Nov.	0	0	0	85.8	66.1	4545.0
	Dic.	.1	.2	1.8	68.2	52.4	4001.5
	Sumas	328.1	517.7	6019.7		916.1	

Año 1950	Mes	Frec.Base	Frec.Cuencas	Vol.Esc.	Evap.	Evap.Meta	Dif.Acum.
	Ene.	0	0	0	90.6	69.8	3456.1
	Feb.	3.0	4.7	50.5	101.6	74.0	2961.2
	Mar.	26.0	41.0	437.6	148.5	77.4	2853.4
	Abr.	32.5	51.3	547.0	172.9	87.0	2855.1
	May.	76.0	119.9	1279.2	187.3	36.3	3588.9
	Jun.	19.0	30.0	319.8	204.1	130.2	3363.3
	Jul.	58.0	91.5	976.2	237.6	100.6	3794.1
	Ago.	30.0	47.3	505.0	232.7	136.6	3753.7
	Sep.	35.0	61.5	656.4	141.5	53.6	3864.7
	Oct.	10.0	15.8	168.3	118.2	76.8	3487.7
	Nov.	6.0	9.5	101.0	85.8	57.5	3043.3
	Dic.	1.5	2.4	25.2	68.2	50.4	2523.1
	Sumas	301.0	474.9	5065.4		949.9	

Año 1951	Mes	Prec. Base	Prec. Cuenca	Vol. Esc.	Evap.	Evap. Neta	Dif. Acum.
	Ene.	0	0	0	90.6	69.8	1977.7
	Feb.	0	0	0	101.6	78.2	1432.3
	Mar.	30.0	47.3	618.4	148.5	72.8	1505.3
	Abr.	36.5	57.6	752.3	172.9	82.6	1712.2
	May.	42.0	66.3	865.7	187.3	86.0	2032.5
	Jun.	27.0	42.6	556.5	204.1	119.8	2043.7
	Jul.	45.0	71.0	927.5	237.6	120.6	2425.8
	Ago.	55.0	86.8	1133.7	232.7	103.0	3014.1
	Sep.	77.0	121.5	1587.1	141.5	2.3	4055.8
	Oct.	38.0	60.0	783.3	118.2	38.4	4293.7
	Nov.	1.0	1.6	20.6	85.8	64.7	3768.9
	Dic.	17.1	27.0	352.5	68.2	28.8	3575.9
	Sumas	368.6	581.6	7597.5		866.9	

Año 1952	Mes	Prec. Base	Prec. Cuenca	Vol. Esc.	Evap.	Evap. Neta	Dif. Acum.
	Ene	0	0	0	90.6	69.8	3030.6
	Feb.	1.0	1.6	10.8	101.6	76.8	2496.0
	Mar.	0	0	0	148.5	114.3	1950.6
	Abr.	51.0	80.5	553.3	172.9	57.8	1958.5
	May.	25.0	39.4	271.2	187.3	107.3	1684.3
	Jun.	23.0	36.3	249.5	204.1	123.2	1388.4
	Jul.	40.0	63.1	433.9	237.6	123.9	1277.0
	Ago.	27.0	42.6	292.9	232.7	139.3	1024.5
	Sep.	14.0	22.1	151.9	141.5	86.3	631.0
	Oct.	5.0	7.9	54.2	118.2	83.6	139.8
	Nov.	5.0	7.9	54.2	85.8	58.7	-351.3
	Dic.	3.0	4.7	32.5	68.2	48.1	-864.2
	Sumas	194.0	306.1	2104.6		1091.1	

Año 1953	Mes	Prec. Base	Prec. Cuenca	Vol. Esc.	Evap.	Evap. Neta	Dif. Acum.
	Ene	0	0	0	90.6	69.8	-1409.6
	Feb.	21.0	33.1	328.8	101.6	48.2	-1626.2
	Mar.	1.0	1.6	15.7	148.5	112.9	-2155.9
	Abr.	5.0	7.9	78.3	172.9	126.0	-2623.0
	May.	10.0	15.8	156.6	187.3	129.9	-3011.8
	Jun.	20.0	31.6	313.1	204.1	128.5	-3244.1
	Jul.	3.0	4.7	47.0	237.6	178.7	-3742.5
	Ago.	91.0	143.6	1424.8	232.7	48.9	-2863.1
	Sep.	9.0	14.2	140.9	141.5	96.1	-3267.5
	Oct.	66.0	104.1	1033.4	118.2	-3.5	-2779.5
	Nov.	3.0	4.7	47.0	85.8	61.8	-3277.9
	Dic.	51.0	80.5	798.5	68.2	-20.5	-3024.8
	Sumas	280.0	441.8	4384.1		976.7	

Año 1954	Mes	Frec. Base	Frec. Cuenca	Vol. Esc.	Evap.	Evap. Meta	Dif. Acum.
	Ene.	0	0	0	75.8	58.4	-3570.2
	Feb.	7.0	11.0	83.4	95.7	63.4	-4032.2
	Mar.	0	0	0	142.6	109.8	-4577.6
	Abr.	46.0	72.6	547.9	162.0	57.3	-4575.1
	May.	61.0	96.2	726.6	176.3	46.3	-4393.9
	Jun.	24.0	37.9	282.9	199.2	110.2	-4653.5
	Jul.	32.0	50.5	381.1	246.8	143.1	-4817.7
	Ago.	12.0	18.9	142.9	260.3	182.8	-5220.2
	Sep.	12.0	18.9	142.9	163.1	108.0	-5622.6
	Oct.	14.0	22.1	166.8	124.1	75.0	-6001.3
	Nov.	4.0	6.3	47.6	87.3	61.4	-6459.0
	Dic.	1.0	1.6	11.9	98.9	74.7	-7032.5
	Sumas	213.0	336.1	2537.0		1088.3	

Año 1955

	Ene	0	0	0	108.1	83.2	-7577.9
	Feb.	0	0	0	97.1	74.8	-8123.3
	Mar.	9.5	15.0	194.2	180.8	126.0	-8474.5
	Abr.	29.0	45.8	592.7	214.7	125.1	-8427.2
	May.	51.0	80.5	1042.4	240.4	114.4	-7930.2
	Jun.	36.0	56.8	735.8	246.9	141.7	-7739.8
	Jul.	104.0	164.1	2125.6	244.1	43.7	-6159.6
	Ago.	36.0	56.8	735.8	224.3	122.8	-5969.2
	Sep.	81.0	127.8	1655.5	132.6	-10.2	-4859.1
	Oct.	0	0	0	130.6	100.6	-5404.5
	Nov.	19.0	30.0	388.3	84.0	38.3	-5561.6
	Dic.	0	0	0	75.6	58.2	-6106.9
	Sumas	365.5	576.7	7470.3		1018.6	

Año 1956

	Ene	11.7	18.5	158.8	95.8	56.8	-6493.5
	Feb.	4.0	6.3	54.3	111.1	79.7	-6984.7
	Mar.	3.0	4.7	40.7	164.3	122.2	-7489.3
	Abr.	55.0	86.8	746.4	153.2	38.2	-7288.3
	May.	44.0	69.4	597.2	171.6	68.3	-7236.5
	Jun.	25.0	39.4	339.3	253.6	159.0	-7442.6
	Jul.	19.0	30.0	257.9	248.3	163.6	-7730.2
	Ago.	46.0	72.6	624.3	249.3	125.2	-7651.3
	Sep.	0	0	0	172.2	132.6	-8196.6
	Oct.	7.0	11.0	95.0	178.5	127.3	-8647.0
	Nov.	17.0	26.8	230.7	114.1	63.2	-8961.7
	Dic.	11.0	17.4	149.3	93.5	56.0	-9357.8
	Sumas	242.7	382.9	3293.8		1192.1	

Año 1957	Mes	Frec. Base	Frec. Cuenca	Vol. Esc.	Evap.	Evap. Neta	Dif. Acum.
Ene.	4.0	6.3	49.4	99.3	70.6	-9853.8	
Feb.	26.0	41.0	321.3	115.0	50.5	-10077.9	
Mar.	5.0	7.9	61.8	139.6	100.2	-10561.5	
Abr.	5.0	7.9	61.8	143.9	103.5	-11045.1	
May.	56.0	88.4	692.1	174.6	52.6	-10898.4	
Jun.	12.0	18.9	148.3	167.5	111.4	-11295.5	
Jul.	3.0	4.7	37.1	165.2	122.8	-11803.8	
Ago.	5.0	7.9	16.8	207.9	152.8	-12287.4	
Sep.	72.0	113.6	889.8	102.0	-26.7	-11943.0	
Oct.	33.0	52.1	407.8	104.9	32.5	-12080.6	
Nov.	0	0	0	82.2	63.3	-12626.0	
Dic.	0	0	0	73.4	56.5	-13171.4	
Sumas	221.0	348.7	2731.2		890.0		

Año 1958

Ene.	29.0	45.8	943.8	84.5	28.1	-12773.0
Feb.	29.0	45.8	943.8	78.1	23.2	-12374.5
Mar.	12.0	18.9	390.5	109.5	69.0	-12529.4
Abr.	25.0	39.4	813.6	167.9	97.4	-12261.2
May.	112.0	176.7	3645.1	166.3	-14.6	-5161.5
Jun.	50.0	78.9	1627.3	184.6	78.5	-8079.6
Jul.	9.0	14.2	292.9	243.3	175.9	-8532.1
Ago.	49.0	77.3	1594.7	266.3	142.6	-7282.8
Sep.	55.0	86.8	1790.0	154.1	48.6	-6038.2
Oct.	127.0	200.4	4133.2	81.3	-99.2	-2450.4
Nov.	46.0	72.6	1497.1	90.2	10.9	-1498.7
Dic.	39.0	61.5	1269.3	72.5	6.2	-774.8
Sumas	582.0	918.3	18941.3		566.6	

Año 1959

Ene.	35.0	55.2	935.5	84.8	18.8	-384.7
Feb.	62.0	97.8	1657.2	63.4	-33.5	727.1
Mar.	0	0	0	145.1	111.7	181.7
Abr.	37.0	58.4	989.0	146.3	63.5	625.3
May.	64.0	101.0	1710.7	187.6	59.5	1750.6
Jun.	32.0	50.5	855.3	176.8	93.6	2160.6
Jul.	57.0	89.9	1523.6	213.7	88.9	3078.8
Ago.	45.0	71.0	1202.8	230.1	117.4	3736.2
Sep.	67.0	105.7	1790.9	141.1	19.7	4981.7
Oct.	51.0	80.5	1363.2	110.7	17.5	5799.5
Nov.	5.0	7.9	133.6	87.1	60.4	5387.8
Dic.	23.0	36.3	614.8	74.4	26.7	5457.1
Sumas	478.0	754.2	12776.7		644.2	

Año 1960	Mes	Prec.Base	Prec.Cuenca.	Vol.Esc.	Evap.	Evap.Neta	Dif.Acu.
	Ene.	0	0	0	72.4	55.7	4911.8
	Feb.	3.0	4.7	60.2	123.7	91.1	4426.6
	Mar.	0	0	0	116.6	89.8	3881.2
	Abr.	4.0	6.3	80.3	171.2	126.3	3416.1
	May.	1.0	1.6	20.1	208.6	159.2	2890.8
	Jun.	34.0	53.6	682.6	240.3	137.8	3027.9
	Jul.	29.0	45.8	582.2	284.6	178.8	3064.7
	Ago.	133.0	209.9	2670.0	204.9	-27.1	5189.3
	Sep.	19.0	30.0	381.4	136.5	78.7	5025.4
	Oct.	60.0	94.7	1204.5	113.5	4.0	5684.5
	Nov.	10.0	15.8	200.8	62.5	34.2	5339.8
	Dic.	66.0	104.1	1325.0	41.9	-59.5	6119.4
	Sumas	359.0	566.4	7207.0		869.0	

Año 1961

	Ene	15.0	23.7	196.3	46.0	13.6	5770.3
	Feb.	8.0	12.6	104.7	100.5	65.7	5329.6
	Mar.	4.0	6.3	52.3	182.2	134.5	4836.5
	Abr.	13.0	20.5	170.1	192.3	129.1	4461.2
	May.	12.0	18.9	157.0	231.4	160.7	4072.8
	Jun.	85.0	134.1	1112.2	202.5	32.2	4639.7
	Jul.	44.0	69.4	575.7	221.0	106.1	4670.0
	Ago.	29.0	45.8	379.5	168.9	87.8	4504.1
	Sep.	10.0	15.8	130.9	139.4	92.8	4089.6
	Oct.	7.0	11.0	91.6	126.4	87.1	3635.8
	Nov.	7.0	11.0	91.6	74.3	47.0	3182.0
	Dic.	0	0	0	73.4	56.5	2636.6
	Sumas	234.0	369.2	3061.9		1013.3	

Año 1962

	Ene	2.0	3.2	31.0	75.4	55.2	2122.2
	Feb.	4.0	6.3	62.0	145.4	106.2	1638.7
	Mar.	0	0	0	153.9	118.5	1093.4
	Abr.	41.0	64.7	635.1	193.9	90.5	1183.0
	May.	34.0	53.6	526.6	197.0	103.0	1164.3
	Jun.	26.0	41.0	402.7	188.8	108.1	1021.6
	Jul.	30.0	47.3	464.7	269.9	164.8	940.9
	Ago.	29.0	45.8	449.2	252.7	153.0	844.7
	Sep.	66.0	104.1	1022.3	143.7	16.1	1321.7
	Oct.	15.0	23.7	232.3	127.4	76.6	1008.6
	Nov.	11.0	17.4	170.4	86.4	50.8	633.6
	Dic.	19.0	30.0	294.3	42.2	5.3	382.5
	Sumas	277.0	437.1	4290.6		1048.1	

Año 1963	Mes	Prec.Pase	Prec.Cuenca	Vol.Esc.	Evap.	Evap.Meta	Dif.Acum.
	Ene.	0	0	0	71.2	54.8	-162.9
	Feb.	10.0	15.8	192.4	104.2	66.3	-515.9
	Mar.	4.0	6.3	76.9	159.9	117.5	-984.3
	Abr.	21.0	33.1	404.0	197.2	122.5	-1125.8
	May	50.0	78.9	961.8	153.2	48.1	-709.4
	Jun.	36.0	56.8	692.5	219.6	118.8	-562.2
	Jul.	22.0	34.7	423.2	262.8	171.6	-684.4
	Ago.	25.0	39.4	480.9	264.2	168.5	-748.9
	Sep.	25.0	39.4	480.9	132.8	67.3	-813.4
	Oct.	37.0	58.4	711.7	94.5	21.0	-647.1
	Nov.	40.0	63.1	769.5	93.8	16.3	-423.0
	Dic.	74.0	116.8	1423.5	41.9	-71.2	455.1
	Sumas	344.0	542.8	6617.3		901.4	

Año 1964

	Ene.	34.0	53.6	627.4	73.8	9.0	537.1
	Feb.	8.0	12.6	147.6	84.0	53.4	139.3
	Mar.	6.0	9.5	110.7	138.8	98.4	-295.3
	Abr.	31.0	48.9	572.1	159.9	79.6	-268.7
	May.	71.0	112.0	1310.2	152.9	18.0	496.1
	Jun.	19.0	30.0	350.6	163.8	99.4	301.4
	Jul.	23.0	36.3	424.4	213.8	132.3	180.4
	Ago.	9.0	14.2	166.1	299.9	164.4	-198.9
	Sep.	68.0	107.3	1254.8	139.0	11.5	510.5
	Oct.	12.0	18.9	221.4	108.4	66.6	186.6
	Nov.	15.0	23.7	276.8	81.7	41.8	-82.0
	Dic.	34.0	53.6	627.4	62.9	.7	.0
	Sumas	330.0	520.7	6089.6		775.1	

CAPACIDAD OPTIMA = 19470.7 m³.
 ESCURRIMIENTO TOTAL = 150528.4 "
 ESCURRIMIENTO MEDIO = 6544.7 "
 PRECIPITACION MEDIA = 522.3 mm.
 COEFICIENTE RELIC = .1171 %

PERDIDAS

Hasta ahora se ha hecho caso omiso de las pérdidas en el vaso debidas a evaporación y filtración.

Las pérdidas por filtración dependen de la geología del terreno, pero cuando la elección del vaso fue correcta no son importantes, por lo mismo no se tomarán en cuenta.

Las pérdidas por evaporación están en función directa del área del embalse, de la temperatura, de la velocidad del viento y es inversamente proporcional a la humedad; generalmente se da su valor en mm. de altura y para medirlos se emplea el Evaporómetro, el cual se instala en estaciones cercanas al vaso, los valores así obtenidos en el evaporómetro (Ver quinta columna Tabla III), se modifican con un coeficiente reductor, ya que por lo general estos aparatos dan una evaporación mayor que la real en áreas grandes. Este coeficiente en la República Mexicana es de 0.77, siendo la razón de la evaporación en el vaso a la evaporación en el evaporómetro.

EVAPORACION NETA.

Está formada por la evaporación media observada, afectada por el coeficiente reductor antes mencionado y disminuido en la precipitación pluvial deducida en el vaso. Para este cálculo se emplea la siguiente ecuación:

$$E.N. = \text{Evaporación Neta} = 0.88 (Ev) - (1-Ca)P$$

En donde:

Ev = Valor de la evaporación obtenido con el evaporómetro.

Ca = Coeficiente de escurrimiento anual obtenido de la tabla II (C.00033232) (Pa)

Cuando el valor de la Evaporación Neta resulta negativo, indica que en ese mes, en vez de pérdidas por evaporación, hay aumento en el almacenamiento, debido a precipitación. Todos estos valores se encuentran en la Tabla III.

CAPACIDAD DE AZCIVES

Durante la vida útil de la presa, el río va erosionando el terreno circundante a su cause y acarreando materiales de diversas índoles, como al entrar al vaso del almacenamiento el río pierde su velocidad, su capacidad de arrastre también disminuye y por lo tanto los materiales que lleva se depositan, acomodados de la siguiente manera: los más finos al pie de la cortina y los más grandes y pesados a la entrada del vaso. Con ésto la capacidad útil del vaso, se va reduciendo paulatinamente y es por ésto que se destine un cierto volumen para este concepto

Los estudios de aforo de un río, también comprenden este aspecto, tomándose cada cierto tiempo lecturas de suspensión de materiales que lleva el río.

En este caso, como en muchos otros, no se cuenta con estos estudios, entonces lo único que hacemos es utilizar un procedimiento que por experiencia sea adecuado, considerando que para un río de características semejantes, los acarrees son del orden de 0.001 del volumen anual escurrido y así la ótra tendrá una vida útil de 50 años, y al término de éstos, los volúmenes de materiales en el vaso serán:

$$\begin{aligned} & (\text{Acarreo de Materiales}) (\text{Vida Util}) (\text{Esgurrimiento} \\ & \text{Medio Anual}) = \text{Capacidad de Azolves.} \\ & \text{Ca} = (0.001)(50)(6544.700.0) = 327,235.0 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

Como el coeficiente de 0.001 no es del todo real, para nuestro proyecto tomaremos 300,000 m³. sin temor a tener algún error.

Con esto tenemos determinada la capacidad de azolves, y con ésto damos la cota de la obra de toma, de tal manera que nos quede arriba de la Capacidad Muerta (C.M.), evitando así que durante la vida útil de la presa la obra de toma, así como los canales, sufran desperfectos causados por azolves.

Considerando ahora que ya tenemos los escurrimientos medios anuales y la capacidad de azolves, se llevan a cabo varias alternativas para la capacidad total del vaso, calculándose los volúmenes derramados medios anuales durante el período de estudio. Es conveniente anotar los porcentajes de los volúmenes derramados con respecto al escurrimiento medio anual.

Con esto se programaron, por medio de una computadora electrónica 8 alternativas con diferentes capacidades totales de almacenamiento. Del análisis de estas alternativas, se encontró que la más conveniente era la cuarta, o sea la de 6.0 millones de m³, por ser la que da un costo por hectárea menor. Ver tabla IV

INSTITUTO TECNOLÓGICO
U. N. A. M.

T A B L A I V

RESUMEN DE ALTERNATIVAS ESTUDIADAS

Capacidad Millones de m ³ .	Superficie Beneficiada	% Aprovechable	% Evaporación	% Derrames	Costo Total	Costo/ha \$	Costo/ha Adicional
1.0	296	33.84	1.88	64.28	2,881.100	9,734	
2.5	521	59.50	3.02	37.48	5,386.700	10,340	11,136
4.0	596	68.18	4.23	27.59	7,129.400	11,962	23,236
6.0	676	77.27	5.60	17.13	8,917.900	13,193	22,356
8.0	715	81.72	7.02	11.26	10,186.300	14,247	32,523
10.0	729	83.33	8.39	8.28	11,412,900	15,765	87,615
12.5	744	85.10	9.94	4.96	12,521,400	16,830	73,900
15.0	751	85.84	11.23	2.93	13,751.200	18,071	149,971

DEMANDAS DE RIEGO

Todas las extracciones que se le hacen a un aprovechamiento de riego dependen básicamente de la constitución y pendiente del terreno, así como la clase de cultivos, preparación del terreno cultivado, método y frecuencia de riego, rotación y características de las lluvias y clima.

Es necesario conocer las demandas mensuales de acuerdo con la distribución y clase de cultivos para poder precisar el número de hectáreas factibles de regarse con la capacidad determinada anteriormente.

La Secretaría de Recursos Hidráulicos efectuó un estudio agrológico en la región y se determinaron los datos tabulados en la Tabla V, de la que se obtuvo la demanda anual para regar por hectárea, obteniéndose 6300 m³., dato con el que se calculó el número de hectáreas que se pueden regar de acuerdo con el volumen aprovechable ya determinado.

TABLA V

PROYECTO LA PRESA I MUNICIPIO DE ARAMBERRI, N.L.

CUITIVOS	%	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	VOLUMEN EN M3/100ha2.
Vid	15	15	15	15	15	15	15			15	15	15	15	150,000
Trigo	25	30		30								30		90,000
Cebada	15	15		15								15	15	60,000
Hort. Inver- nerno	2	4	4									4	4	16,000
Hort Verano	3			6	6	6	6							24,000
Frutales	10	15	15	15	15	15	15		15		15	15	15	150,000
Maiz Tempra nero	20				40		40							80,000
Maiz Tardio	10						20		20		20			60,000
TOTALES	100	79	34	81	76	36	96	0	35	15	50	79	40	630,000

DEMANDA POR Ha. = 6300.0 m3

Superficie= $\frac{\text{Volumen aprovechable}}{\text{demanda anual por ha.}}$

Demanda de riego por Ha. neta: 6,300 m3.

Demanda por Ha. bruta = 6300 (1.25) = 7875 m3.

Superficie neta= $\frac{5322.75}{6300}$ = 676 Ha.

ESTUDIO ANALITICO DEL FUNCIONAMIENTO DEL VASO

Este es un análisis numérico del funcionamiento del vaso, con el cual nos damos cuenta de las variaciones que sufre éste, debido a las aportaciones, extracciones y evaporaciones; además de indicarnos los derrames que escurren por la obra de excedencias, así también las deficiencias en las demandas de riego cuando el vaso no puede satisfacerlas.

En la tabla VI se presenta este estudio y la forma de calcularlo se hizo como se explica a continuación:

PRIMERA COLUMNA

Años del ciclo por estudiar

SEGUNDA COLUMNA

Almacenamiento inicial al comenzar el año. Para este estudio se escoge el año de mayor escurrimiento y se supone que en el siguiente año en el mes de octubre la presa estará llena.

TERCERA COLUMNA

El primer valor es el de la demanda que necesitan las 676 Has. netas antes calculadas, durante los meses de noviembre y diciembre.

De acuerdo con la Tabla VI

$$(79.0+49.0) \times 323 (\text{Sup. bruta}) = 414.1 \times 10^3 \text{ m}^3.$$

Los valores de los años siguientes son las demandas anuales ya fijadas que son de: $5,322 \times 10^3 \text{ m}^3 = \text{volumen útil.}$

CUARTA COLUMNA

Salidas o Extracciones

QUINTA COLUMNA

Evaporación calculada con el area media.

SEXTA COLUMNA

Volumen útil almacenado. Iniciando el almacenamiento con la capacidad máxima (6,000,000 m³) mas la entrada al vaso, menos la evaporación, menos los derrames, nos dá el volumen buscado y así sucesivamente se hace para los demás años.

SEPTIMA COLUMNA

Derrames, En esta columna se anotan los valores de los derrames que se presentan cuando estando la presa llena, sigue habiendo entradas al vaso.

OCTAVA COLUMNA

Deficiencias. Estas se presentan cuando el almacenamiento no puede satisfacer las necesidades todo el año.

NOVENA COLUMNA

Por ciento. Este es el porcentaje de las deficiencias con respecto al volumen aprovechable (5,322,750 m³)

TABLA VI
FUNCIONAMIENTO ACEPTADO DEL VASO

CAPACIDAD TOTAL 6,000.00 CAPACIDAD MUERTA 350.00
CAPACIDAD INICIAL 6,000.00 VOLUMEN 5,322,754

AÑO	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAPORACION	AREA MED.	ALMC.	DERRAME	DEFICIT	PCR CIENTO
1944	0	414.1	414.1	17.3		5568.5	0	0	0
1945	4399.8	5322.8	5322.8	580.4		4065.1	0	0	0
1946	6842.3	"	"	488.7		5096.0	0	0	0
1947	6721.6	"	"	541.4		5324.0	629.4	0	0
1948	6987.8	"	"	535.0		4972.4	1481.7	0	0
1949	6019.7	"	"	552.3		4840.6	276.4	0	0
1950	5066.4	"	"	522.8		4061.4	0	0	0
1951	7597.5	"	"	426.1		5226.8	683.2	0	0
1952	2104.6	"	"	457.0		1551.7	0	0	0
1953	4384.1	"	3958.6	115.4		1861.7	0	1364.2	25.6
1954	2537.0	"	3925.9	122.8		350.0	0	1396.8	26.2
1955	7470.3	"	3798.8	239.2		3782.4	0	1524.0	28.6
1956	3293.8	"	5322.8	397.8		1355.7	0	0	0
1957	2731.2	"	3647.2	89.7		350.0	0	1675.6	31.5
1958	18541.3	"	5322.8	271.7		6000.	7696.8	0	0
1959	12776.7	"	"	468.2		5605.2	7380.5	0	0
1960	7207.0	"	"	409.0		6000.0	1680.5	0	0
1961	3061.9	"	"	564.0		3175.2	0	0	0
1962	4290.6	"	"	284.9		1858.1	0	0	0
1963	6617.3	"	5172.7	141.4		3161.4	0	150.1	2.8
1964	6089.6	"	5322.8	304.9		3623.4	0	0	0
1965	7315.8	"	5322.8	219.7		4889.6	507.1	0	0
1966	8418.3	"	5322.8	375.4		5765.6	1844.2	0	0
1967	9653.9	4908.6	4908.6	304.0		6000.0	4208.9	0	0
	Volumen útil		5322.75			Porcentaje aprovechamiento		77.270	
						Porcentaje evaporación		5.598	
						Porcentajes derrames		17.132	
						Porcentajes déficit		4.991	

Como se observa en la tabla VI el ciclo del estudio del funcionamiento del vaso se cierra al tener de nuevo la presa llena , obteniéndose los siguientes porcentajes:

Porcentaje de aprovechamiento	77,270
Porcentaje de evaporación	5,598
Porcentaje de derrames	17,132
Porcentaje de deficiencias	4,991

Todos estos porcentajes son con respecto al volumen teórico total de demandas de riego y en Secretaría de Recursos Hidráulicos se ha convenido en aceptar hasta un 50% como máximo para poder asegurar que el proyecto resulte económico.

AVENIDA MAXIMA

En las corrientes siempre existen cambios en su escurrimiento, debido a las diferencias de precipitaciones durante el año y a otros muchos factores; en ocasiones la corriente tiene un aumento considerable que puede ser peligroso tanto para la estructura de la presa, como a las poblaciones y terrenos de cultivo. Por esto es necesario hacer el cálculo de una avenida máxima probable para la cuenca, para estar seguros de que no existirán peligrosos almacenamientos o derrames exagerados en la presa.

La magnitud de la avenida es función directa del período de retorno, de la importancia de la obra y de la vida útil de ésta. Para la selección de la avenida se requiere también un análisis hidrológico y económico. Conforme se incrementa el tamaño de la avenida, el costo de la obra crece y el mismo tiempo la probabilidad de riesgo disminuye.

Existen varios métodos para efectuar el cálculo de la avenida máxima, entre ellos podemos mencionar los siguientes:

- a) Método de gráficas de envolventes
- b) Por medio de fórmulas empíricas
- c) Métodos estadísticos
- d) Métodos del hidrograma unitario

Para nuestro caso vamos a utilizar el método de las gráficas envolventes, debidas a William P. Creager y Robert C. Lowry. Este método consiste en concertar los datos de los gastos máximos observados en las cuencas vecinas, con sus correspondientes áreas hasta el sitio de concentración. Los datos así obtenidos, se vacían en gráficas de gastos unitarios contra áreas, calculándose los envolventes para el punto más alejado al origen con las siguientes fórmulas:

$$q = 0.53 C (0.386) \left(\frac{0.894}{0.386A^{0.048}} \right) - 1$$

$$q = \frac{C}{(A+259)^{0.8}}$$

en donde

q = Gasto unitario en m³/seg/Km²

A = Area de la cuenca en Km²

C = Coeficiente de la avenida

Ya se tienen estos datos agrupados por regiones hidrológicas en que ha dividido el país, que aparecen en la publicación "Gastos máximos en las corrientes de la República Mexicana" edición 1961 de la Dirección de Hidrología de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Con lo que se encuentra un gasto unitario de 9.0 m³/seg/Km² de donde : $Q_{max} = 107(9.0) = 963 \text{ m}^3/\text{seg.}$

DURACION DE LA AVENIDA

Se obtiene mediante la fórmula de Levediev:

$$T_c = \frac{L}{3.6V}$$

en donde

L = Longitud máxima del cauce de río en su paso por la cuenca.

V = Velocidad media del agua en la sección de la boquilla.

Se tiene:

$$t_c = \frac{21}{3.6(2.5)} = 2.33 = 2.5$$

$$t_r = t_c = 2.30 \text{ hrs.}$$

$$\text{Tiempo total} = t_r = 5 \text{ hrs.}$$

Volumen aportado:

$$V = 963 \times 18,000 + \frac{1}{3} (866.7 \times 18,000)$$

$$V = 1,733,400 + 5,200,200$$

$$V = 6,933,600 \text{ m}^3$$

El volumen que cubica la avenida suponiendo que las ramas del hidrograma siguen una ley de variación parabólica en gasto.

$Q_b = 10\% Q_{max}$. que se supone gasto permanente.

Por lo tanto:

$$V = 6,933.6 \times 10.6 \text{ m}^3.$$

REGULARIZACION DE LA AVENIDA.

Cuando se presente la avenida máxima probable, el vertedor de demandas de la presa puede funcionar de varias maneras dependiendo de la cantidad de agua almacenada; una, si la presa no está llena, podrá retener total o parcialmente el volumen de la avenida, o si está la presa llena y a punto de derramar el vertedor tendrá que dejar pasar el exceso de agua y si no es suficiente el gasto que proporciona el vertedor, habrá una sobre-elevación en el embalse que guardará el exceso para dejarlo salir, conforme a la carga sobre el vertedor y la capacidad de éste, el procedimiento antes descrito es la "regularización de la avenida", que nos proporciona los siguientes datos:

- a) Entradas al vaso (m³)
- b) Salidas por el vertedor (m³/seg)
- c) Volumen retenido en el vaso (m³)
- d) Nivel máximo de embalse (NAHE) (m.)

Para hacer el estudio de la "regularización de la avenida" es necesario contar con los siguientes datos:

- a) Gráficas de entrada al vaso
- b) Gráficas de gastos del vertedor contra cargas en el mismo
- c) Gráfica de capacidad contra alturas de agua en el vaso

Existen varios métodos para hacer el estudio, tanto analíticos como gráficos. En el presente trabajo usaremos el método gráfico de Goodridge.

APLICACION DEL METODO CRANTICO.

Se dibujan las gráficas en el orden y de la manera como se muestra en la Figura I. Estas son las del hidrograma de entradas contra tiempos (1), capacidades de almacenamiento contra elevaciones (3) y gastos del vertedor contra cargas del mismo (4), teniendo cuidado de hacer coincidir las magnitudes y origen de las escalas. Se obtendrá el hidrograma de salidas en el mismo sistema de ejes que el de entradas (1) y donde corte ambas curvas, se tendrá el gasto máximo de salida, la carga máxima sobre el vertedor y el volumen retenido también máximo que se irá graficando en el sistema de ejes (2).

PROCEDIMIENTO.

- 1.- Se toma un pequeño intervalo de tiempo T , para el cual se localiza en el hidrograma de entradas (1), el punto medio B.
- 2.- Para este punto B, se traza un segmento horizontal al eje tiempo, de tamaño igual a la constante de tiempo (k), obteniéndose la recta BC.
- 3.- Se supone un gasto medio de salidas en el sistema (1) marcado con la letra D y se traza DC.

4.- Se marca un punto en el sistema 2, que representa un volumen igual al de A al principio de la avenida y se llama E.

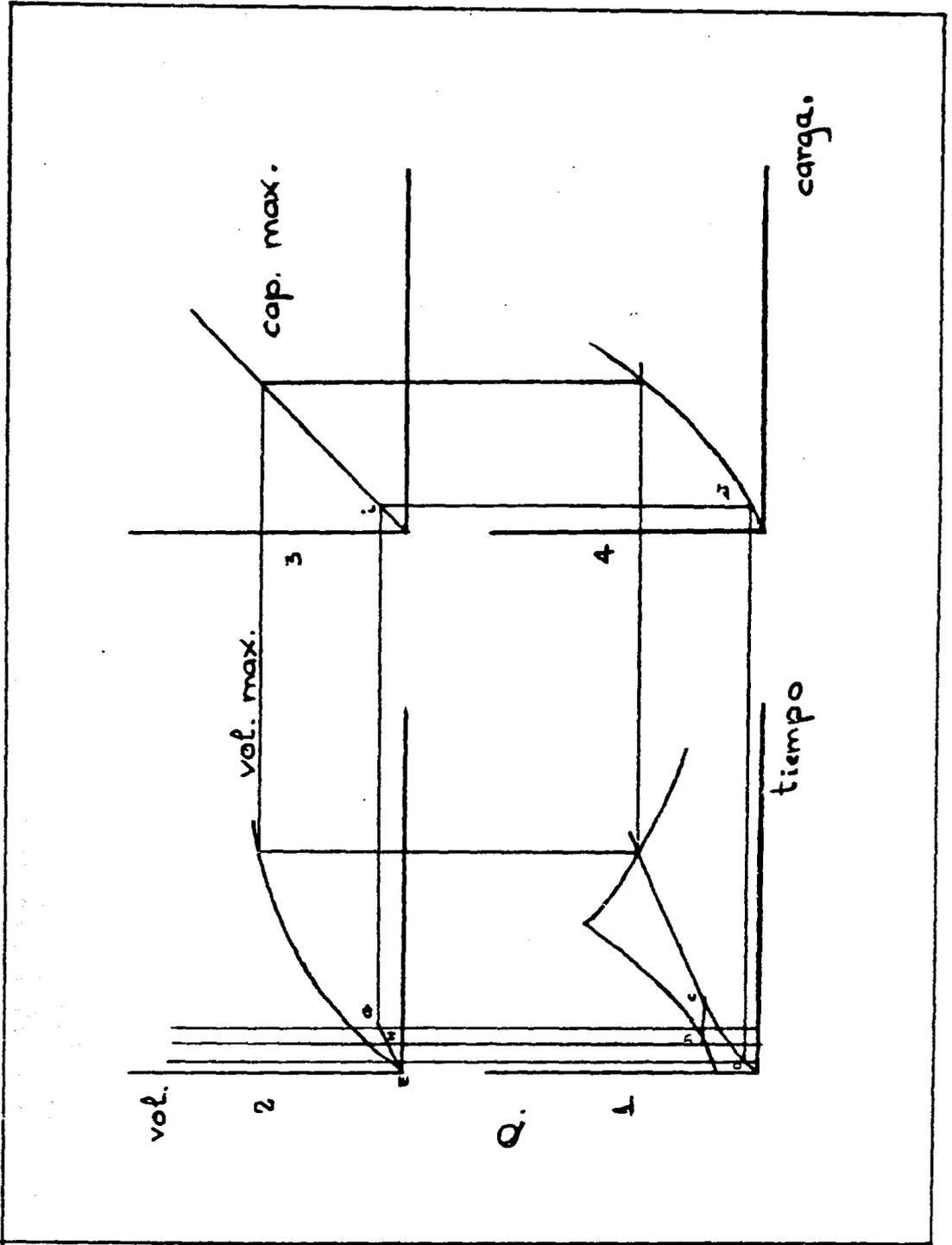
5.- Se traza por E una paralela al segmento DC, que se llamará EG y suponiéndose que el gasto de salida que su supuesto es correcto, esta línea será parte de la curva de volúmenes almacenados en el vaso, o sea que si el intervalo de tiempo se eligió lo suficientemente pequeño, se puede suponer que el gasto medio de salida es igual al gasto de salida correspondiente al almacenamiento medio. Para comprobarlo se sigue la siguiente secuela:

6.- Se toma en la línea EG el punto medio en intervalo que se representa por "H".

7.- Por este punto encontrado por "H" se traza la referencia horizontal que corte la gráfica (3) la curva de capacidades del vaso, marcándose el punto i que será la elevación correspondiente al almacenamiento medio en el intervalo.

8.- De este punto se traza una referencia vertical hasta (4) cortando la curva de gastos de salida en el vertedor para cierta carga, encontrándose el punto J.

9.- Este gasto "J" debe ser igual al supuesto en (1), D, es decir debe estar sobre la misma horizontal, para comprobarlo por J, se traza la referencia horizontal hasta la gráfica (1) debiendo estar "D" sobre dicha recta. En el caso en que esto no suceda, hay que poner otro gasto de salida hasta que compruebe, teniéndose como regla práctica, dejar el punto en que este hidrograma se cruza con el de entradas, que será el gasto máximo de salida.



C A P I T U L O I I I

SELECCION DEL TIPO DE CORTINA.

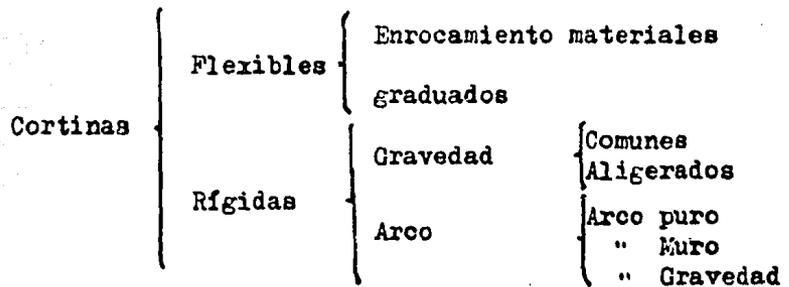
Esta selección es de importancia fundamental en la presa, y esta en la boquilla, la cual al interrumpir el cauce, eleva el tirante del agua, y por consiguiente un almacenamiento de la misma.

La cortina es la estructura más importante de la presa, debiendo ser un obstáculo que reúna las condiciones de impermeabilidad y estabilidad, de manera que de ser posible fuera parte de la roca firme del terreno.

Seleccionaremos el tipo más conveniente de cortina, para nuestro caso, dependiendo esto de tres factores fundamentales:

- a).- Geología de la boquilla.
- b).- Disponibilidad de materiales de construcción en la zona respectiva.
- c).- Forma de la boquilla.

Pudiendo escoger entre varios tipos de presas, las que se clasifican según su forma de trabajo.



Las cortinas de tipo rígido, son aquellas en que los materiales tienen una perfecta unión entre sus partículas, y por lo mismo impidiendo desplazamientos entre ellas. En caso de ocurrir cualquier desplazamiento pudiera ocurrir falla en la estructura. En ocasiones llega a haber deformaciones de tipo elástico, que no afectan la estructura. Todas estas construcciones a las cuales nos estamos refiriendo se construyen generalmente de mampostería o concreto.

Las estructuras de tipo flexible son las constituidas con materiales sin cimentación, y por lo mismo al contrario de las del tipo anterior, estas sí permiten movimientos entre sus partículas, y con ésto tenemos deformaciones de tipo plástico sin peligro para su estabilidad.

ELECCION DE TIPO DE CORTINA.

Para que contemos con una elección de cortina, se requiere de un examen cuidadoso de las condiciones físicas existentes en toda la zona de la boquilla, para que de esta forma se llegue a diseñar un tipo aceptable, tanto para un aspecto económico y de seguridad como para el de aprovechamiento óptimo.

Las condiciones físicas mencionadas se refieren en forma predominante a la clase y calidad de los materiales disponibles para la construcción, así como también para todo tipo de material usado en la cimentación. Por otra parte, como es de suponer, intervienen también las condiciones topográficas de la boquilla, las

condiciones de acceso, las condiciones hidráulicas durante la construcción y el funcionamiento de la cortina, las condiciones de tránsito sobre la corona y por último las condiciones climatológicas del lugar.

Ahora para la construcción se debe tener material disponible en el lugar, o si no que se pueda trasladar económicamente a la obra, es decir, que comparados unos con otros, se puedan elegir los que den por resultado la construcción más barata de la cortina.

Generalmente en toda obra de este tipo es fácil encontrar bancos de préstamo cerca de ésta, los cuales nos proporcionan la roca, grava, arena y tierra, no así materiales como lo son el cemento, y el acero de refuerzo que hay que trasladarlo, y a veces a grandes distancias.

Como es lógico, la elección de banco es muy importante, pues de ahí dependerá la calidad y cantidad del material disponible, así también la investigación de la existencia de mercados para el consumo de los materiales de fábrica, teniendo en consideración para la elección de la cortina, la rapidez y facilidad de los medios de acceso desde los bancos y mercados de material hasta el sitio de la presa, pues en cuanto se cumplan estos factores, se tendrá el mejor rendimiento del equipo y en consecuencia se obtendrá economía y rapidez en la construcción.

Dentro del aspecto geológico, la elección de la cortina, sin contar determinados aspectos y generalizan-

do, se puede decir que un tipo flexible de cortina debe cimentarse sobre terrenos rígidos, por lo que suelen construirse presas de tierra y enrocamiento sobre cimentaciones de tierra, arena o grava, y las construcciones de presas de mampostería o concreto sobre cimentaciones de roca firme.

Las condiciones hidráulicas en que se va a desarrollar la construcción de la cortina, intervienen también en la buena elección del tipo de cortina, lo mismo que durante su funcionamiento.

Ahora dentro de las condiciones climatológicas se puede citar la variabilidad de la temperatura como la más importante, ya que los cambios bruscos de temperatura afectan a las estructuras que tiene volúmenes considerables, debido a la diferencia de temperaturas entre su interior y su exterior.

Con todo lo anterior se llega a la conclusión de que es conveniente la construcción de una presa tipo rígido, ya que la forma de muestra boquilla y su geología son apropiadas, para este tipo de estructura. Con respecto a los bancos de préstamo existen a poca distancia y con calidad excelente.

De su localización vemos que los problemas con respecto al traslado de cemento y acero de refuerzo serían mínimos.

DISEÑO DE LA CORTINA.

En la actualidad, el exceso de material se ha tratado de evitar, de tal manera que las cortinas resulten más esbeltas, siempre y cuando sigan siendo seguras; diseñando a esquema su geometría para aprovechar al máximo sus esfuerzos resistentes. En general se acostumbra suponer una sección y posteriormente hacemos una verificación que tiene que pasar las siguientes condiciones:

- a).- Que la cortina no voltee.
- b).- Que los esfuerzos a que esté sometida, sean de compresión.
- c).- Que la cortina no deslice.

El diseño de este caso se hizo por medio de una computadora electrónica, siendo lo único necesario alimentar la computadora con los siguientes datos:

DATOS DE ENTRADA:

Peso volumétrico de la cortina = 2.2 ton/m^3 .

Coefficiente de aceleración sísmica = $\frac{a}{g} = 0.08$

Cota de la Corona = 209.8 m.
NAME = 208.80 m.
Cota del agua aguas abajo en condición NAME = 176.0 m.
Peso volumétrico de los azolves, para empuje horizontal = 1.36 ton/m³.
Cota de los azolves aguas arriba = 188.30 m.
Cota de los azolves aguas abajo = 170.0 m.
Distancia entre el parametro vertical aguas arriba y los drenes = 4.20 m.
Coeficiente de fricción del concreto = 0.7
Fátiga de ruptura del concreto = $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$.
(con este valor, hay un vasto coeficiente de seguridad)
Esfuerzo permisible al aplastamiento de la cortina = 15 kg/cm².
Altura de las dovelas escogidas por el proyectista = 4 m.
Cota de desplante = 167 m.
Ancho de la corona = 3.0 m.
Peso de azolves en sentido vertical = 1.9 ton/m³.
Cota del agua aguas arriba en condición NAN = 205.30 m.
Cota del agua aguas abajo en condición NAN = 170 m.
Ancho del deflector = 65 m.
Cota alta del deflector = 178 m.
Cota baja del deflector = 176.41 m.
Cota de la cresta vertedora = 205.30 m.

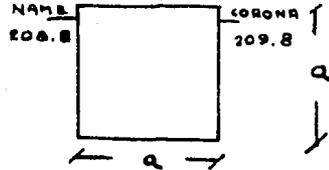
A continuación se presenta en forma de esquema el proceso que sigue la computadora electrónica; para conseguir el diseño de la cortina.

ZONA I

Ancho = Ancho de Corona

Análisis de la primera dovela a la elevación

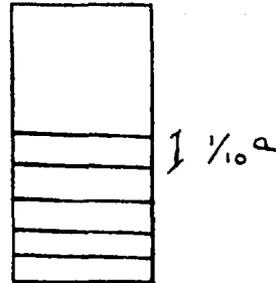
Cota corona = ancho corona



ZONA II

Ancho = Ancho de Corona

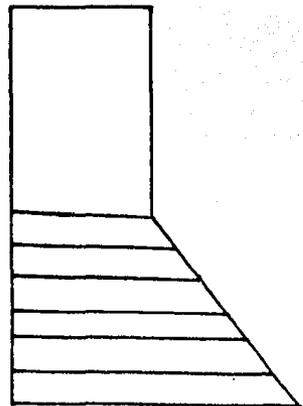
Análisis de las dovelas siguientes, con una altura igual a una décima parte del ancho de la corona, hasta que la resultante a presa llena esté aplicada en el límite del tercio medio aguas abajo.



ZONA III

Ancho = Al ancho propuesto y comprobado por la computadora.

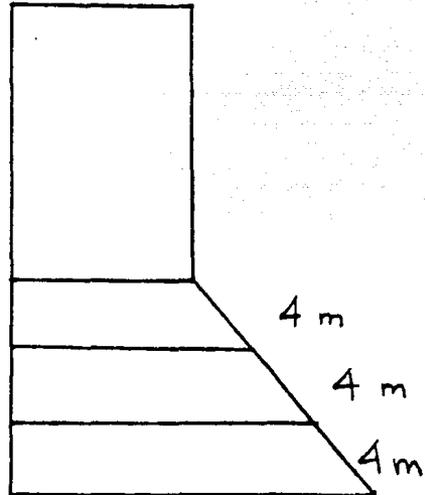
Para las siguientes dovelas cuya altura seguirá siendo igual a la de las dovelas de la zona anterior, la computadora propone un ancho y revisa hasta obtener la resultante aplicada en el límite del tercio medio aguas abajo. Esta zona llega hasta que la resultante a presa vacía se localice en el límite del tercio medio aguas arriba.



ZONA IV

Ancho = Al propuesto y revisado por la computadora.

En las siguientes dovelas, la máquina toma como dato de la altura la propuesta por el proyectista (4 m.) proponiendo anchos y revisando de tal manera que la resultante a presa llena esté al límite del tercio medio aguas abajo y la resultante a presa vacía esté localizada en el límite del tercio medio aguas arriba. Este método se sigue hasta llegar al desplante.



Las condiciones a presa llena son las siguientes:

- a) Presa llena, NAME sin sismo.
- b) Presa llena, NAN con sismo.

Las condiciones a presa vacía son:

- a) Presa vacía, con sismo.
- b) Presa vacía, sin sismo.

La computadora electrónica analiza en las cuatro zonas, las cuatro condiciones y solamente ACEPTA la selección propuesta, si la resultante, ya sea aguas arriba o abajo, no está localizada en la zona exterior al tercio medio, que es la de restricción para todas las condiciones. O sea que nos indica con cuál de las cuatro condiciones fue la que rigió el diseño.

También analiza la sección "no vertedora" y posteriormente la sección vertedora. Al llegar a analizar la Zona IV, si la sección por estudiar es sección vertedora, considera los efectos causados por el bloque del deflector.

Después de ésto, para finalizar, analiza la sección diseñada considerando que los drenes son inoperantes, para que de ese modo el proyectista pueda conocer de qué magnitud serían los esfuerzos de tensión aguas arriba, en el caso de que los drenes se llegaran a tapar con el paso del tiempo. Y si los esfuerzos son mayores que los que resiste el concreto, tomar las precauciones necesarias.

C A P I T U L O I V

OBRA DE TOMA Y VERTEDOR.

Tomando en cuenta que por obra de toma entendemos el conjunto de estructuras del sistema de almacenamiento que permiten extraer los volúmenes acumulados de agua en una forma deseada, de acuerdo con la Ley de Demandas.

Existen varios tipos de obra de toma, entre los cuales hay que escoger el más conveniente para nuestra obra, y que además sea económico. Los tipos de obra de toma son los siguientes:

- a).- Torre y galería trabajando como canal.
- b).- Tubería trabajando a presión.
- c).- Galería con tubería trabajando a presión.
- d).- Mixto: Un tramo de galería trabajando a presión y otro de tubería trabajando a presión en la galería.

Para el presente estudio consideramos que la más conveniente sería la tubería trabajando a presión, por ser ésta la más económica para un gasto mediano o pequeño.

El gasto que deberemos cumplir está dado en función de las demandas para riego analizadas en el Capítulo de Estudio Hidrológico, para su cálculo se toma en cuenta, la máxima demanda mensual, el tiempo de riego diario y un incremento del gasto debido a pérdidas. Para el presente estudio se consideraron riegos de 12 horas durante 25 días, y también se consideró un incremento del 30% el cual dio un gasto de 960 lt/seg.

Para obtener la carga máxima y mínima que tendrá la entrada de la obra de toma, se calculará la capacidad mínima de embalse, que es igual a la capacidad útil.

Capacidad total = 6,000,000 m³.

Capacidad de azolves = 300,000 m³.

Capacidad útil = 5,700,000 m³.

Capacidad de almacenamiento mínimo

$300,000 + 0.10 (5,700,000)$

$300,000 + 570,000 = 870,000 \text{ m}^3.$

De la curva "Elevaciones-Capacidades" tenemos:

Elevación embalse normal = 205.30 m.

Elevación de azolves = 188.30 m.

Elevación almacenamiento mínimo = 191.0 m.

Carga disponible = $191.0 - 188.3 = 2.70 \text{ m}.$

Se dará a la tubería una longitud de 17.71 que es la requerida.

Longitudes equivalentes usando tubería de 18" de diámetro:

a).- 1 codo = 14.03 m.

b).- 2 válvulas = $3.11 \times 2 = 6.22$

Longitud total:

$17.71 + 14.03 + 6.22 = 37.96$

Area de la tubería:

$A = \frac{3.1416 \times d^2}{4} = \frac{3.1416 (.457)^2}{4} = 0.16403 \text{ m}^2$

Velocidad:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.980}{0.164} = 5.975$$

$$v^2 = 35.7$$

$$\frac{v^2}{2g} = 1.819$$

Cálculo de las pérdidas en la tubería:

a).- Por entrada

$$h_e = K_e \frac{v^2}{2g}$$

Como tenemos aristas en ángulo recto $K_e = 0.23$

$$h_e = 0.23 (1.819) = 0.4184$$

b).- Por fricción usando la fórmula de D'arcy

$$H_f = \frac{f L v^2}{d 2g}$$

$f = 0.017$ (fierro fundido nuevo)

$$h_f = 0.017 \frac{17.71 (35.7)}{45.7 (19.62)} = 0.0120$$

c).- Por salida:

$$h_g = \frac{v^2}{2g} (0.1) = 1.819 (0.1) = 0.1819$$

$$\text{Pérdida total} = 0.6123$$

0.4184 Pérdida por entrada

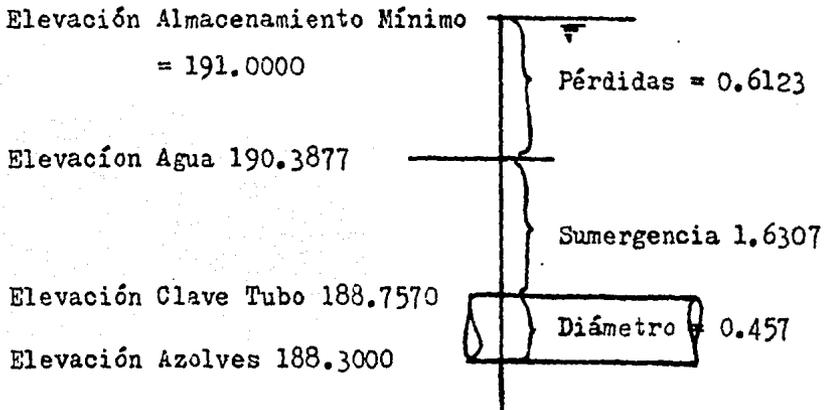
0.0120 Pérdida por fricción

0.1819 Pérdida por salida

0.6123

En resumen se tiene:

Elevación de Almacenamiento Mínimo = Elevación de Azolves + diámetro del tubo + sumergencia + pérdidas.



El cálculo del Canal de Salida:

Este se hará por tanteos y disponiendo de los siguientes datos:

$$Q = 0.980 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$n = 0.017$$

$$s = 0.001$$

$$b = 0.60 \text{ m.}$$

$$t = 1 : 1$$

Usando la fórmula de Manning se tiene:

$$v = \frac{r^{2/3} s^{1/2}}{n} \quad - (1)$$

$$v = \frac{Q}{A} \quad - (2)$$

Sustituyendo el valor de v de la ecuación 2 en la ecuación 1 se tiene:

$$\frac{Q}{A} = \frac{r^{2/3} s^{1/2}}{n}$$

Si agrupamos en un lado de la igualdad los términos conocidos:

$$\frac{Q n}{s^{1/2}} = A r^{2/3} \quad - (3)$$

$$\frac{Q n}{s^{1/2}} = \frac{0.980 (0.017)}{0.031623} = 0.524$$

$$0.524 = A r^{2/3} \quad - (4)$$

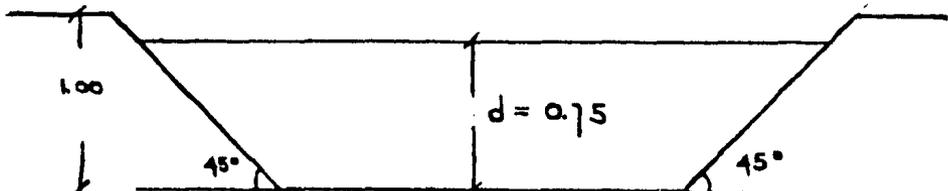
Para resolver la ecuación 4 se procede por tanteos, valiéndose de la siguiente tabla, que mecaniza las operaciones. El procedimiento consiste en suponer simplemente un tirante en el canal y calcular su Area, Perímetro mojado, radio hidráulico, radio hidráulico a las tres medias y por último $A r^{2/3}$ que deberá ser igual a:

$$\frac{Q n}{s^{1/2}} = 0.524$$

d	A	P	r	$r^{2/3}$	$A r^{2/3}$
0.746	1.0041	2.7100	.3705	.5155	.518
0.74	0.9916	2.6930	.3682	.5134	.509
0.75	1.0125	2.7213	.37206	.51706	.524

Si el tanteo no coincidió con el valor de 0.524, se supone otro tirante, hasta hacer coincidir:

$$\frac{Q n}{s^{1/2}} = A r^{2/3}$$



VERTEDOR DE DEMACIAS

Un Vertedor de Demacias sirve para dar salida eficientemente a las aguas que ya no es posible almacenar en la presa, con lo cual se logra que el agua no rebase cierto nivel preestablecido y pueda causar el fracaso de la cortina, o provocar inundaciones.

Hay varios tipos de estructuras vertedoras, que se adaptan a diferentes tipos de cortinas, entre ellos se pueden mencionar los siguientes:

- a) Vertedor de cresta libre o de descarga directa.
- b) Vertedor de canal lateral.
- c) Vertedor de sifón.
- d) Vertedor de trompeta.
- e) Vertedor de cresta en abanico, etc.

Para el presente estudio se optó, por ser la más conveniente al tipo de la cortina, un vertedor de descarga directa, el cual consiste esencialmente en una cresta vertedora de eje recto, cuya longitud es de 65 m., con una carga de 2.70.

El vertedor es un cimacio de perfil Creager, que está limitado lateralmente por dos muros guías.

El investigador Bazin determinó la forma de las venas líquidas que derraman sobre el vertedor de cresta afilada sin construcciones laterales, y descubrió que los perfiles superior e inferior de la lámina de agua varían con la carga "ho" sobre la cresta, y además son semejantes entre sí.

Para el perfil inferior, el investigador Scimemi dedujo la siguiente fórmula:

$$\frac{y}{h_o} = 0.5 \frac{x^{1.85}}{h_o}$$

Con lo que se logra darle al paramento aguas abajo el perfil inferior de la lámina, para lograr así el escurrimiento correspondiente a la caída libre y rellenar de mampostería o concreto, todo el espacio que queda abajo, evitando en esto que la vena se separe del paramento, causando vibraciones que pueden dañar la estructura.

En estas condiciones, el cimacio tendrá en el segundo cuadrante una forma recta con una pendiente de 1 : 1 hasta llegar a la cresta donde pasa al primer cuadrante, tomando la forma dada por la ecuación anterior, hasta que la curva es tangente al talud de la cortina.

COORDENADAS DEL CIMACIO

<u>X</u>	<u>Y</u>
0.0	0.441
0.350	0.126
0.700	0.024
1.050	0.0
1.400	0.024
2.100	0.210
2.800	0.497
3.500	0.899
4.200	1.389
4.900	1.978
5.950	3.045
7.000	4.270
7.900	5.490

DEFLECTOR

Donde el vertedor descarga debe haber un dispositivo tal que disipe la energía adquirida por el agua; esto se logra por medio de un deflector, que manda el chorro de agua a cierta distancia del vertedor. La trayectoria que sigue el agua depende de la velocidad con que el agua deja el deflector y del ángulo de salida.

Para el diseño del deflector se necesita saber la altura del tirante de agua en el río aguas abajo, el cálculo se hizo por medio de la fórmula de Manning y se procede por tanteos, hasta obtener la cota del agua de descarga en el río, que en este caso fue de 174.41 m. A partir de esa cota se tomará una altura de 2.00 que es suficiente para alojar la tubería de descarga de la galería filtrante y además para localizar la elevación mínima del deflector.

CALCULO DEL DEFLECTOR

A partir de la cota 176.41 se calculará el tirante "d" que va a tener el gasto al pasar por el deflector, por comodidad de los cálculos se trabajará con un gasto unitario "q" es decir:

$$q = \frac{Q}{L}$$

Donde Q = Gasto máximo de la avenida.

L = Longitud de la cresta vertedora.

$$V_T = \sqrt{2g \left(Z - \frac{H}{2} \right)}$$

$$Z = 208.80 - 176.41 = 22.39$$

$$C = 0.86$$

$$\frac{H}{2} = \frac{208.80 - 205.30}{2} = 1.75$$

$$V_T = \sqrt{19.62 \times 20.64} = \sqrt{404.95} = 20.1 \text{ m/seg.}$$

$$V_R = C V_T = .86 (20.1) = 17.286$$

$$q = \frac{555.49}{65} = 8.546$$

$$di = \frac{8.546}{17.286} = 0.494$$

$$2 di = .988 \text{ m.}$$

$$5 di = 2.47 \text{ m.} \qquad 2 di = .99 \text{ m.}$$

Con el valor di; se puede calcular el deflector observando las siguientes especificaciones:

- a).- Lacota donde principia el deflector debe ser mayor que la cota del agua de descarga en 1.50 m. aproximadamente. Para este caso se tomaron 2 m. quedando dicho punto en la cota 176.41
- b).- El radio del deflector debe ser igual o mayor de 5 di.
 $R = 5 (.494) = 2.47 \text{ m.}$
- c).- La parte circular del deflector termina donde éste es tangente a la recta de pendiente 2 : 1 y cuya longitud deberá ser igual o mayor que 2 di.
- d).- Posteriormente el deflector sufre un quiebre formando un ángulo con la horizontal de 30° . Esta longitud se recomienda para una longitud de 65 m.

e).- El vertedor continúa con una pared vertical, la cual se corta en el punto donde se cruza con la prolongación de la pendiente del vertedor, antes del deflector, para continuar con dicha pendiente hasta el lecho del río.

Nota: Todos los planos referentes a la presa, así como detalles se encuentran a continuación.

CAPITULO V

La construcción de la "Presa #1" de almacenamiento, representa para los campesinos del Municipio de Aramberri, Nuevo León, un incremento en su ingreso económico ya que sus cultivos recibirán los beneficios de una irrigación planeada y oportuna que consecuentemente aumentará la producción agrícola en cantidad y calidad.

El Gobierno Federal, por medio de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, Dirección de Pequeña Irrigación, dá un paso más dentro de la Reforma Agraria con la construcción de la "Presa #1", pues es comprensible que al cambiar las tierras de temporal por las de riego se cumplirán en el Municipio de Aramberri, algunos de los objetivos que estipula dicha Reforma:

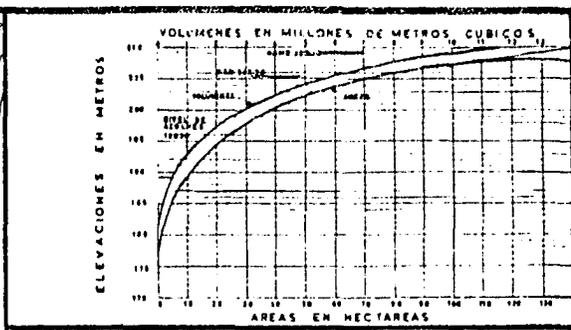
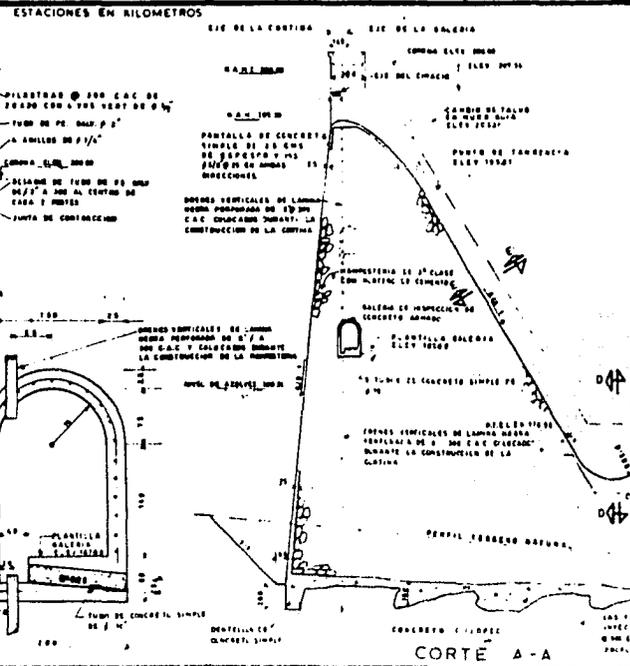
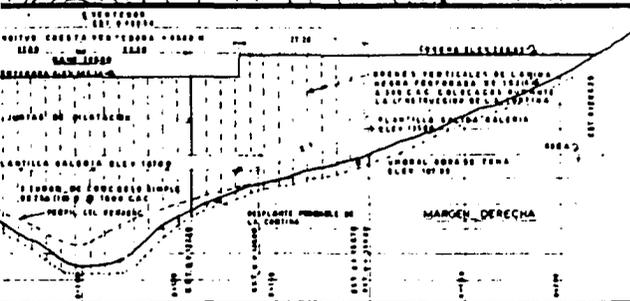
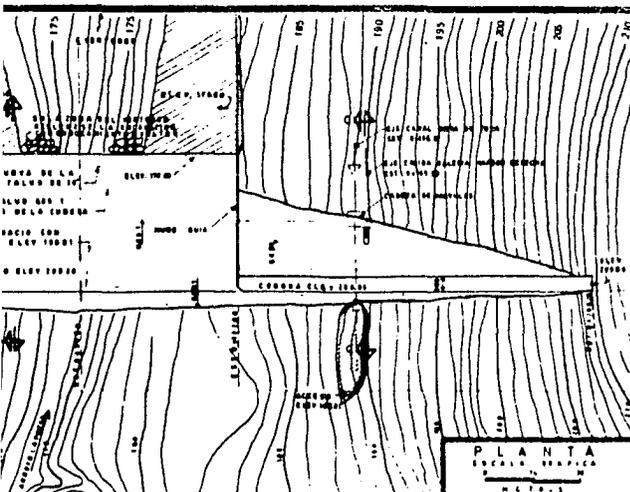
- a).- El nivel de vida del campesino mejorará al crearse un centro de población mayor en donde se cuente con centros educativos y de asistencia pública; y en donde además, se tendrá la oportunidad de vender a precios justos los productos de las cosechas.
- b).- Al contar con una población menos dispersa en el campo, es más factible proporcionar los servicios elementales con los que debe contar todo poblado, tales como, comunicación, agua potable, escuelas, centro de salud, electricidad, etc.
- c).- Disminuir la emigración a las grandes ciudades, donde por desgracia, el campesino, por su falta de educación, no fácilmente encuentra trabajo, dando lugar ésto a cinturones de miseria en las ciudades.

d).- La construcción de la presa registrará gran demanda de mano de obra a causa del tipo de cortina que se eligió, lo que proporcionará trabajo a los campesinos durante su tiempo ocioso y motivará que éstos la consideren como parte suya. Por lo tanto, el íntegro aprovechamiento de los recursos naturales con que cuenta la localidad y la consecuente superación en el nivel económico y social de los habitantes, es suficiente justificación para la construcción de la "Presa #1" en el Municipio de Aramberri.

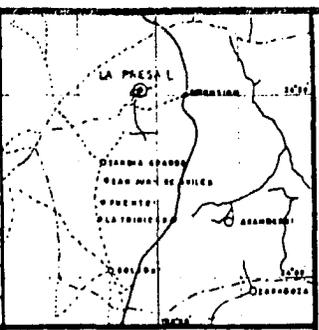
Jaime Manuel González Cuevas

T A B L A V I I
RESUMEN D E RESULTADOS

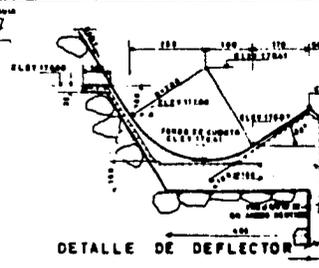
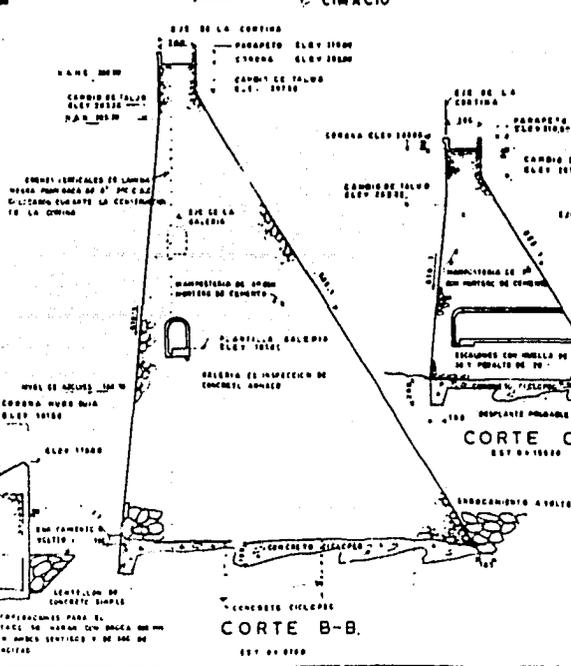
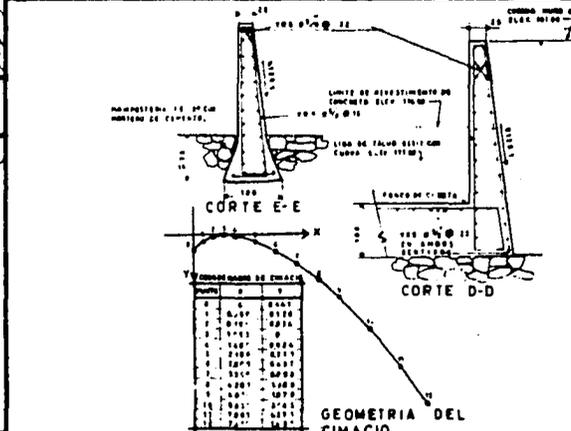
Area de la cuenca	107 Km ²
Precipitación media anual en la cuenca	522.3 mm
Coefficiente de escurrimiento medio variable	11.7 %
Escurrimiento medio anual	6,544,700.0 m ³
Aprovechamiento medio anual (77.27%)	5,056,613.0 m ³
Capacidad total	6,000,000.0 m ³
Capacidad de azolves	300,000.0 m ³
Area neta beneficiada	676.0 Ha.
Demanda anual bruta por Ha.	7,875.0 m ³
Demanda máxima mensual	811,187.0 m ³
Gasto de la toma considerando riegos de 12 hrs. durante 25 días incrementando un 30%	980.0 lt/seg.
Datos sobre cortina:	
Elevación de la corona	209.2 m.
Longitud de la corona	190.0 m.
Ancho de la corona	3.0 m.
Altura máxima de la cortina a partir del cauce	41.60 m.
Volumen de la cortina	40,155.0 m ³
Avenida máxima probable	960.0 m ³ /seg.
Gasto regularizado	555.49 m ³ /seg.
Longitud de la cresta vertedora	65.0 m.
Carga sobre el vertedor	2.70 m.
Costo de cortina, vertedor y obra de toma	\$7,227,900.00
Costo de la red de canales, drenes y caminos	\$1,690,000.00
Costo total de la obra	\$8,917,900.00
Costo por Ha. beneficiada	\$ 13,193.00



GRAFICA AREAS - CAPACIDADES

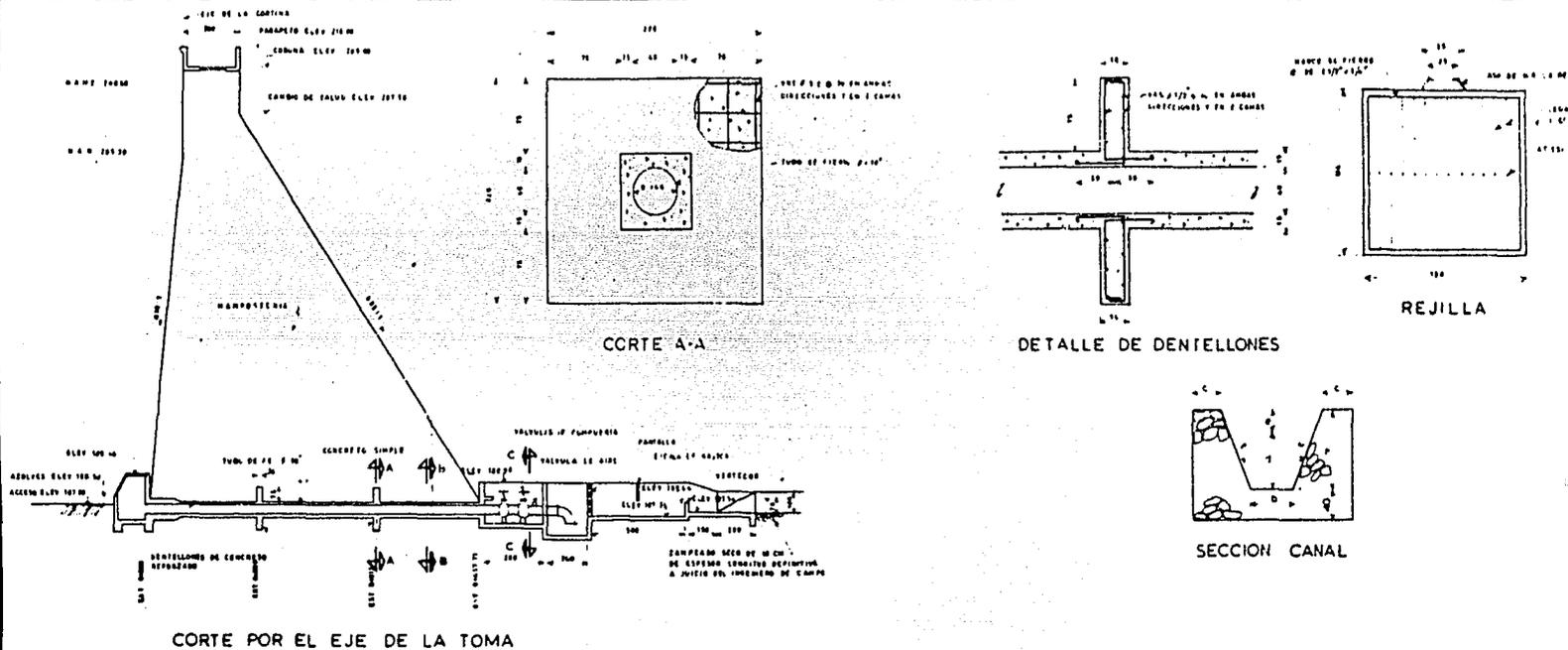


LOCALIZACION

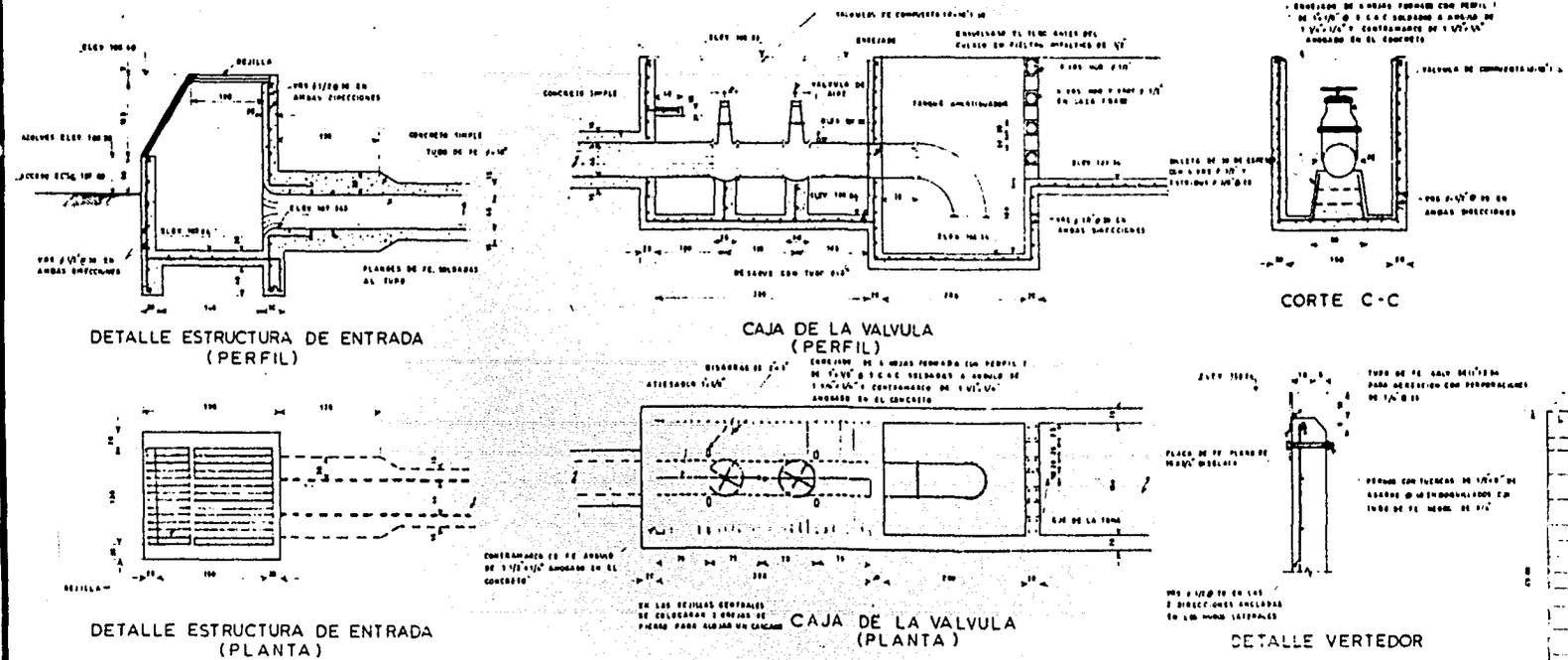


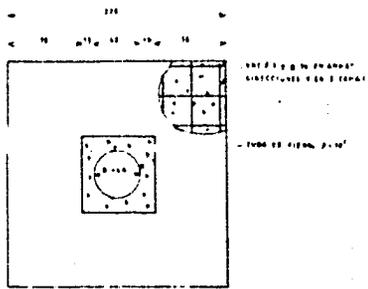
DETALLE DE DEFLECTOR

U. N. A. M.
 TESIS
 JAIME M. GONZALEZ C.
 PRESA I

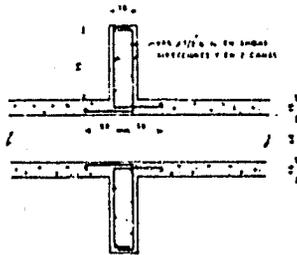


CORTE POR EL EJE DE LA TOMA

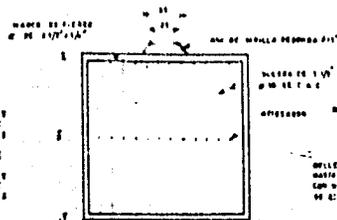




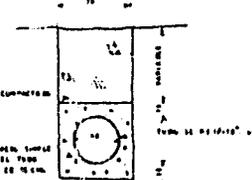
CORTE A-A



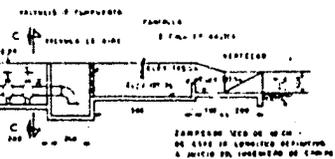
DETALLE DE DENTELLONES



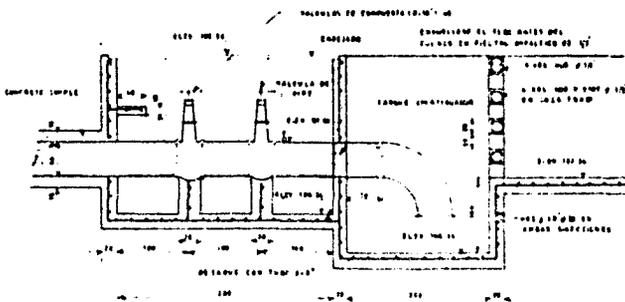
REJILLA



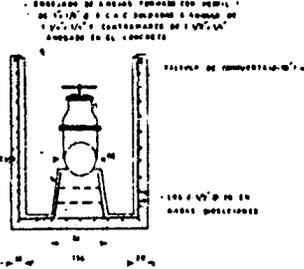
CORTE B-B



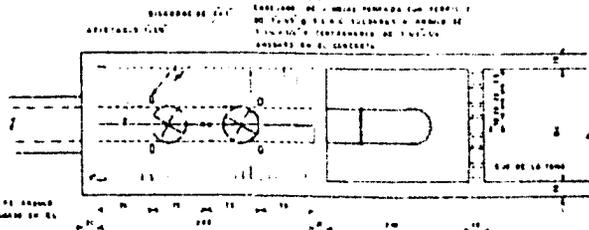
SECCION CANAL



CAJA DE LA VALVULA
(PERFIL)



CORTE C-C



CAJA DE LA VALVULA
(PLANTA)



DETALLE VERTEDOR

NOTAS:

SE HAN HECHO ESTAS NOTAS EN ESTIMACION SINCEPT LAS
INDICADAS EN OTRO UNIDAD
DISTRIBUIDO EN 2 CAPAS, ELECCIONES EN METROS
DISTRIBUIDO EN 2 CAPAS
ESTRUC. VARIAS
SE HAN HECHO EN LA CIMA DE LA VALVULA LOCALIZAND
DE MODO EN EL CASO DE COM
LA LOCALIZACION DEPARTIDO DE LA BARRA DE TAMA QUE EN JUEGO
DEL 100 DE COMO

LITROS	
740	170
700	160
900	170
300	110
300	110
300	110
200	110
400	110
300	110
300	110
200	110
200	110
100	110
30	110
900	170

ESCALA DE GASTOS

U. N. A. M.
T E S I S .
JAIME M. GONZALEZ C. PRESA I