

5473

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**PRESA DE ALMACENAMIENTO "TENZABHI" ES-
TADO DE HIDALGO.**

DESCARTE

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A :

FRANCISCO ANTOLIN RUIZ NICOLAS



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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.



FACULTAD DE INGENIERIA
Exámenes Profesionales
Núm. 40-1002
Exp. Núm. 40/214.2/

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO
Al Pasante señor FRANCISCO ANTOLIN RUIZ NICOLAS,
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. Esteban Salinas E., para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de ingeniero CIVIL.

PRESA DE ALMACENAMIENTO "TENZABHI" ESTADO DE HIDALGO.

- I. Antecedentes.
- II. Estudio Hidrológico.
- III. Selección y Cálculo de la Cortina.
- IV. Cálculo del 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.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F., a 13 de Noviembre de 1973
EL DIRECTOR

Juan Casillas G. de L.
Dr. Juan Casillas G. de L.

66
JCGL'GPL'cvt.-

CON RECONOCIMIENTO Y ETERNA
GRATITUD A MIS PADRES
SR. JACINTO RUIZ RUIZ
SRA. NATALIA NICOLAS OSORIO DE RUIZ

A MI DIRECTOR DE TESIS
SR. ING. ESTEBAN SAINAS ELORRIAGA

A LA FACULTAD DE INGENIERIA
Y PROFESORES A QUIENES DEBO MI
FORMACION

CAPITULO I ANTECEDENTES

GENERALIDADES

La dirección de pequeña irrigación dependiente de la Secretaría de Recursos Hidráulicos que tiene como finalidad la planeación, proyecto y ejecución de obras de pequeña irrigación; ha denominado el proyecto "TENZABHI" al conjunto de obras hidráulicas que se ejecutarán en el río Tecozautla, Estado de Hidalgo, que permita aprovechar al máximo los terrenos de cultivo, por medio de riego, y así poder incrementar los recursos económicos de los vecinos de la región del Municipio de Tecozautla; ya que con esto podrán diversificar el cultivo de plantas y consecuentemente incrementar su producción agrícola.

La superficie de tierra que podrá regarse con esta obra de almacenamiento se localiza en la margen derecha e izquierda del río Tecozautla, a la altura de la población del mismo nombre, ya que estos vecinos tienen como único ingreso económico el de la agricultura.

LOCALIZACION Y DESCRIPCION GENERAL

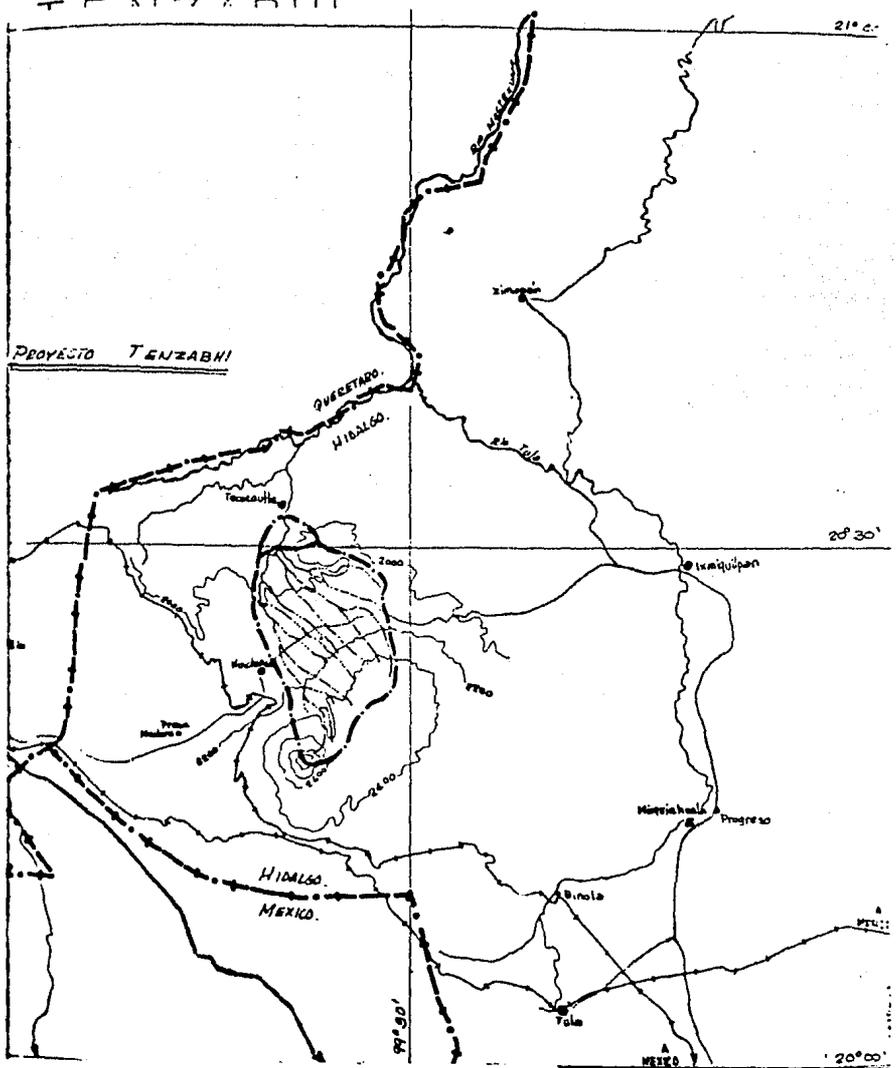
El poblado de Tecozautla Municipio del mismo nombre, está situado a una distancia de 22 km. del exdistrito de Huichapan Estado de Hidalgo; 10 Km. de carretera pavimentada y 12 Km. de carretera de terracería, a la altura del Km. 204.3 de la carretera Federal, México-Ciudad Juárez y F.F.C.C. México Laredo vía Huichapan.

El sitio localizado como boquilla para la construcción de la presa del proyecto "TENZABHI" está en la parte Sureste a una distancia aproximada de 300 m. del poblado de Tecozautla y cuya situación geográfica es la siguiente:

Latitud N. $20^{\circ}50'$ y Longitud W. $99^{\circ}33'$ y a una altura de 1960 m. sobre el nivel del mar.

La cuenca y la boquilla son amolias, a partir de la boquilla hacia el norte se encuentra el cerro del Astillero con distancia de 20 Km. y al este a partir del río Tecozautla con una distancia aproximada de 10 Km. se tiene el parteaguas, en forma irregular, la superficie de la cuenca se calculó en forma aproximada en 255.7 Km^2 , el vaso es de forma irregular tiene una longitud aproximada de 1 Km. a partir de la boquilla.

Las precipitaciones son abundantes y los escurrimientos se concentran en las barrancas de los "Tocolotes" "El Sabino" que aguas abajo forman el río Tula, la barranca de "San Miguel", la de "Dondhi" y otros pequeños afluentes del río Tecozautla.



U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERIA
PROYECTO TENZABHI
LOCALIZACION
TESIS PROFESIONAL
FRANCISCO ANTONIO RUIZ NICOLAS
MEXICO D. F. 1974

La temperatura es templada, su valor medio es de ---
20°C, los vientos dominantes son de sur a norte; y las llu-
vias se presentan de mayo a septiembre.

FINALIDAD

El objeto de la presa es almacenar el agua y aprove-
charla al máximo para riego; el sitio donde se localiza la
boquilla de "TENZABHI" sobre el río Tecozautle en la mar-
gen izquierda y derecha, se disponen de 1265 has. aproxima-
damente parte de las cuales serán beneficiadas por la fu-
tura presa; esta superficie de terrenos se encuentra en la
parte alta de Tecozautla; en la parte baja la superficie
de terrenos se riega por canales derivados del río Tecozau-
tla actualmente.

ESTUDIO GEOLOGICO DE LA BOQUILLA

Boquilla.- Es topográficamente asimétrica, la margen-
derecha es de escasa pendiente; la izquierda; acantilada;-
su longitud aproximada es de 150 m. y una altura de 30 m.
en la parte central.

La estructura geológica del cantil de la margen iz-
quierda de acuerdo con el estudio geológico efectuado es -
el siguiente:

En la base está compuesta por una toba de color blan-
quesino pumisítica de aspecto masivo, aparenta buena cali-
dad vitria de color rosado (vidrio negro) en buenas condi-
ciones físicas.

La parte media está constituida por tobas de colores-
claros estratificadas en capas de 30 a 40 cm. de espesor;-
depositados en un medio ambiente lacustre formando un espe-
sor de 8 m. aproximadamente; cerca de la base existen con-
glomerados, bien cimentados de espesor inferior a 1 m. la-
parte superior está formada por una toba riolítica bastan-
te densa y compacta, color rojo de 5 cm. de espesor.

En la parte exterior esta formada por relleno vegetal
de 1 m. de espesor.

De lo anterior se deduce lo siguiente:

- 1) La boquilla es topográficamente asimétrica de mar-
gen derecha con pendiente escasa y margen izquier-
da acantilada.
- 2) Geológicamente es conveniente efectuar explorecio-
nes que permitan definir el espesor de la toba en-
la base, así como conocer la permeabilidad de las-
tobas lacustres por medio de pruebas de permeabili-
dad.

- 3) Definir exactamente la geología de la boquilla por medio de levantamientos topográficos y analizar el perfil. Ver plano (2)

CAPITULO II

ESTUDIO HIDROLOGICO

Tiene por objeto el estudio del movimiento y distribución del agua a través de las diferentes fases del ciclo -- hidrológico, y en particular a estudiar las variaciones que éste ritmo sufre en tiempo y localización.

Esta información proporciona los datos necesarios para diseño hidráulico de las obras y construcciones de carácter físico dedicadas a controlar y utilizar las aguas naturales

Los factores naturales que intervienen en la formación del ciclo hidrológico son:

Lluvia, temperatura, evaporación topografía del terreno, vegetación y permeabilidad.

El mejor conocimiento posible de estos factores nos -- garantizan el aprovechamiento del funcionamiento del ciclo.

La recopilación de datos para el conocimiento de estos factores, la formación de estadísticas y la interpretación de estos, nos permiten conocer como se desarrolla el ciclo hidrológico. Esto es lo que constituye la base fundamental para la planeación de las obras hidráulicas ya sean de riego, generación de energía eléctrica, control de avenidas, obras de defensa, drenaje de tierras, conservación de suelos así como para operación de distritos de riego y para fines legales.

HIDROMÉTRICOS

En nuestro caso los estudios hidrológicos no permiten conocer directamente los volúmenes que transporta el río -- Tecozautla y sus afluentes porque no hay estaciones hidrométricas instaladas en las margenes de éste y sus afluentes por lo tanto no se tienen datos de aforos ni registros de limnigrafos u otro sistema que nos permita conocer el volumen escurrido.

Teniendo en cuenta que la cuenca que constituye el escurrimiento del río Tecozautla es subcuenca de la cuenca -- total en cuya área estan establecidas las estaciones hidrométricas de Huichapan, Requena y Zimapan, en las tres estaciones las observaciones se efectuaron durante un período -- amplio, se puede establecer una correlación entre la primera y la segunda para obtener el volumen escurrido y la precipitación media en la cuenca del río Tecozautla.

DETERMINACION DE LA PRECIPITACION MEDIA ANUAL .- Se calculó por el método de las isoyetas; eligiendo tres estaciones -- pluviométricas con un período común, abarcando en su totali

dad la cuenca en estudio, se trazaron las izoyetas correspondientes a la precipitación media anual en ellas. En esta forma las isoyetas resultaron paralelas y equidistantes, tomando por simplificación como valor (P_c) precipitación de la cuenca en el período considerado; el valor correspondiente al centro de gravedad de la cuenca en estudio, que en este caso resultó ser $P_c = 419$ mm. con las estaciones auxiliares, Huichapan, Zimapan y Requena.

Para ampliar el período de observación se supone la misma ley de variación de la precipitación en la zona cubierta por isoyetas y suponiendo que en el centro de gravedad de la cuenca hay una estación imaginaria.

Se elige ahora una estación como "ESTACION BASE", debiendo ser la más cercana al c.g. de la cuenca y con más registros mensuales siendo de preferencia esta segunda condición.

Se eligió como estación base "HUICHAPAN" que tiene un período de 25 años de observación (1936 - 1960) con Precipitación = 422 mm.

Dividiendo ahora el valor de la precipitación (P_c) de la cuenca entre la precipitación media anual en la estación base (P_e) tenemos:

$$K_c = \frac{P_c}{P_e} \quad K_c = \frac{419}{422} = 0.98$$

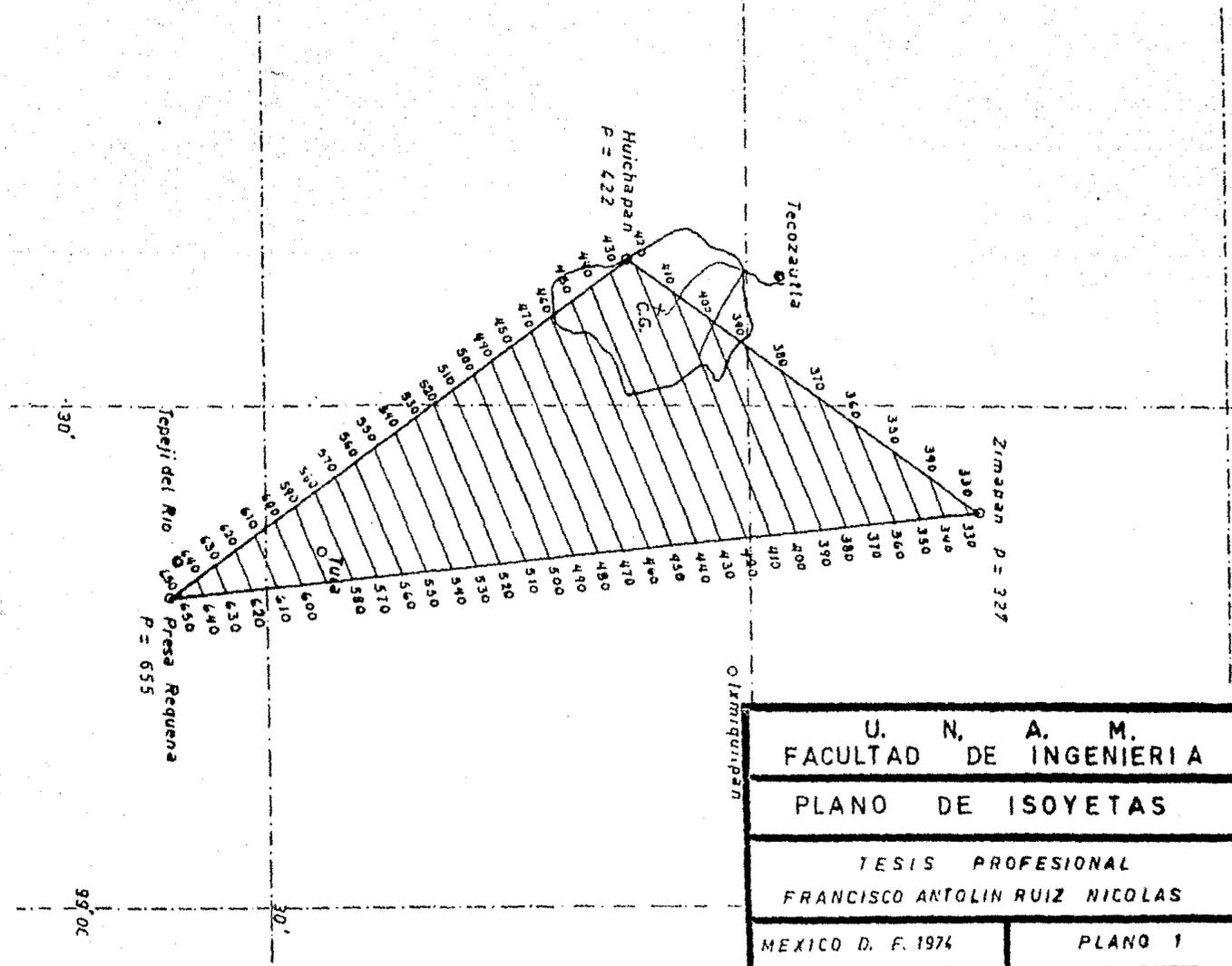
Al valor encontrado K_c , se le llama coeficiente de corrección, de la precipitación de la "ESTACION BASE" para deducir la correspondiente en la cuenca para el período definido en este estudio. Ver plano (I)

DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO. - Se considera que el volumen escurrido es proporcional al volumen llovido, por lo tanto:

$$\text{Vol. esc.} = C_m \text{ Vol. llovido}$$

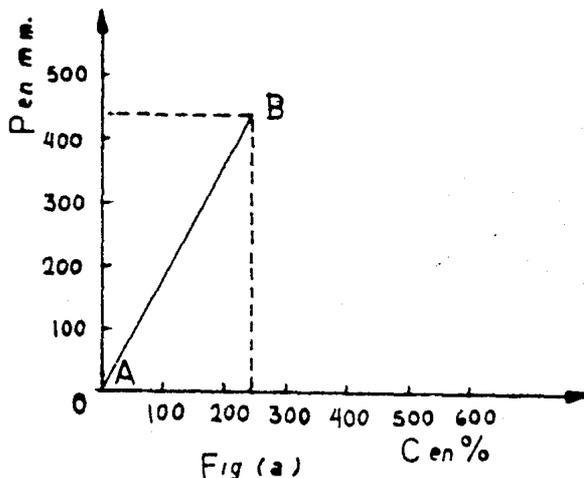
$$C_m = \frac{\text{Vol. esc.}}{\text{Vol. llovido}}$$

Dentro de una misma cuenca este valor del coeficiente varía en todo el año, debido a varios factores entre los que podemos mencionar los siguientes: intensidad, duración, frecuencia de la lluvia, vegetación, estado natural del terreno, pendiente y sinuosidad.



U. N. A. M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
PLANO DE ISOYETAS	
TESIS PROFESIONAL	
FRANCISCO ANTOLIN RUIZ NICOLAS	
MEXICO D. F. 1974	PLANO 1

Para facilidad de cálculo en éste estudio, consideremos la variación del coeficiente, como lineal.



A (0.0)

B ($C_m = 244.3$, $P = 440$)

C_m — Coeficiente de escurrimiento

P — Precipitación media anual en la cuenca

El valor adoptado en nuestro caso 244.3 %

DETERMINACION DEL AREA DE LA CUENCA.- Utilizando planos de la Secretaría de la Defensa Nacional se determinó el área de la cuenca que resultó ser 255.7 Km².

DETERMINACION DEL VOLUMEN ESCURRIDO MEDIO ANUAL.- Para obtener los valores de los escurrimientos mensuales del año correspondiente, entramos a la gráfica de precipitaciones contra coeficientes de escurrimiento, con el valor de la precipitación media y obtenemos el coeficiente respectivo - hacemos el producto de C por A y lo multiplicamos por cada una de las precipitaciones mensuales. Repitiendo el proceso anterior por los 25 años de estudio obtendremos el escurrimiento medio anual, según se puede observar en la tabulación que aparece en las páginas siguientes siendo el volumen escurrido medio anual de 11776100 m³. Fig (a)

Para calcular el volumen escurrido se empleó la fórmula siguiente:

V = P.A.C.

En que

V — Volúmen escurrido en la cuenca

A — Area de la cuenca

C — Coeficiente de escurrimiento

Puede conducir a errores muy grandes y solamente se recomienda su uso, cuando no sea posible utilizar algunos de los otros métodos que requieran más datos, pero a falta de éstos se empleó ésta fórmula.

Los datos de precipitación en la cuenca con datos estadísticos del periodo comprendido (1936 - 1960) nos los proporcionan las estaciones antes mencionadas de acuerdo con las tablas siguientes:

- 1a. Columna fechas, años y meses.
- 2a. Columna están los datos de precipitación en la estación-base.
- 3a. Columna están los datos de pricipitación en la cuenca.
- 4a. Columna están los datos de volúmen en la cuenca.

Ver las tablas siguientes de volúmenes escurridos.

METEOROLOGICOS

Se utilizó como estación base la de Huichapan, suponiendo que existe la misma Ley de variación en la cuenca, que drena el río Tecozautla, considerando que ésta, es subcuenca de la cuenca total en cuya área estan las tres estaciones antes mencionadas con características orográficas, vegetación, precipitación, drenaje y ciclo hidrológico iguales.

La estación base cuenta con 25 años de observación que son datos suficientes para trazar las isoyetas; la lluvia media anual estimada durante el periodo de (1936 a 1960) -- fué:

$$V = 11176.1 \times 10^3 \text{ m}^3$$

EVAPORACION EN EL VASO.- En todo almacenamiento se tienen pérdidas de agua por evaporación, éstas siempre deben considerarse; si no se cuenta con estaciones de evaporación en -

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

DIRECCION DE PEQUENA IRRIGACION.- DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS

Estudio Hidrológico.- Tabla para el cálculo de los volúmenes escurridos.

Proyecto de ... Irrigación ... Eplo. de ... Estado de ...

Cálculo: Revisó: Fecha: 13. Julio 1966

FECHA	Prec. Est. Base (p)	Prec. en la cuenca (P)	Vol. Esc. en la cuenca (V)	FECHA	Prec. Est. Base (p)	Prec. en la cuenca (P)	Vol. Esc. en la cuenca (V)
1936		1047	505	1939		1275	603
E	0	0	0	E	7.0	6.9	33.9
F	35	35	32.0	F	0	0	0
M	21	22	21.5	M	0	0	0
A	30.9	32.5	22.5	A	12.0	11.9	20.8
M	62.3	64.7	64.7	M	41.0	40.6	144.4
J	16.0	15.5	17.1	J	28.0	28.2	174.0
J	67.8	71.1	72.2	J	108.0	107.7	1175.4
A	79.2	77.4	81.1	A	32.0	31.7	340.3
S	91.8	90.6	926.7	S	98.0	97.0	1049.5
O	15.0	14.5	160.2	O	33.0	32.2	35.5
N	21.4	21.2	236.4	N	0	0	0
D	0	0	0	D	0	0	0
SUMAS	381.7	383.7	4169.6	SUMAS	393.0	391.0	4217.0
1937	8.4	1039		1940	8.7	1113	
E	7.0	4.7	74.1	E	0	0	0
F	0	0	0	F	0	0	0
M	63.2	63.5	271.2	M	20.0	19.8	220.2
A	26.0	25.7	254.0	A	0	0	0
M	58.5	57.9	221.5	M	28.5	28.2	313.7
J	36.5	36.1	257.7	J	106.0	104.9	1166.8
J	109.0	111.2	127.7	J	107.0	105.9	1171.9
A	40.5	40.1	430.6	A	89.5	88.6	985.5
S	44.0	43.3	427.1	S	23.2	23.0	255.8
O	0	0	0	O	17.0	16.8	136.9
N	0	0	0	N	0	0	0
D	0	0	0	D	4.0	3.9	43.4
SUMAS	384.7	380.5	4086.0	SUMAS	395.2	391.1	4350.2
1938	7.7	9745		1941			
E	0	0	0	E	10.0	9.9	174.7
F	0	0	0	F	0	0	0
M	15.0	14.5	152.7	M	0	0	0
A	9.8	9.7	95.5	A	52.0	51.4	206.9
M	21.0	20.8	204.8	M	63.0	62.3	1099.2
J	85.0	84.1	828.0	J	162.0	160.3	228.2
J	143.0	141.3	142.1	J	70.2	69.5	1226.2
A	0	0	0	A	71.8	71.0	1252.7
S	29.0	28.7	282.0	S	104.6	103.5	1826.1
O	9.0	8.9	87.6	O	61.0	60.5	291.0
N	41.0	40.6	399.7	N	14.6	14.4	254.1
D	0	0	0	D	26.4	26.1	460.5
SUMAS	352.9	349.1	3437.0	SUMAS	625.6	618.9	10919.6

DATOS PARA EL CALCULO DE LA TABLA: A = Area de la cuenca en km². - A = 255.7 km²

Kc = Coeficiente de corrección de la precipitación de la "Estación Base", para reducir la correspondiente en la cuenca. - Kc = $\frac{440}{381.7}$

P = Precipitación de la "Estación Base" en mm.

P' = Precipitación en mm. deducida para la cuenca.

V = Volumen escurrido en la cuenca en miles de m³. - V = A.C.p.Kc = A.C.P.

Período considerado: 1936.. a 1960.-Escurrimento total: miles de m³

Escurrimento medio anual:117661... miles de m³.

Precipitación media anual en la cuenca ...440..... mm.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

DIRECCION DE PEQUEÑA IRRIGACION.- DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS

Estudio Hidrológico.- Tabla para el cálculo de los volúmenes escurridos.

Proyecto de ... I. P. 3681 ... Mpio. de ... T. ... Estado de ... H. 40:

Calculó: ... G. A. M. ... Revisó: ... Fecha: 19 Julio 1944

FECHA	Prec. Est. Base (p)	Proc. en la cuenca (P)	Vol. Esc. en la cuenca (V)	PCCPA	Prec. Est. Base (p)	Proc. en la cuenca (P)	Vol. Esc. en la cuenca (V)
1942	7.2	1274		1945	4.1	5242	
B	0	0	0	E	0	0	0
C	0	0	0	F	0	0	0
D	0	0	0	G	0	0	0
E	5.5	5.4	66.3	A	13.5	12.4	79.2
F	67.5	85.5	819.9	H	3.0	3.0	15.7
G	112.9	111.7	1371.0	I	43.0	47.5	222.8
H	34.0	35.5	413.4	J	42.0	41.6	218.1
I	73.0	72.2	886.2	K	54.0	53.4	239.9
J	125.5	124.2	1524.2	S	22.5	22.3	116.9
K	4.6	4.5	55.3	O	10.5	10.4	54.5
L	14.0	13.9	170.6	P	0	0	0
M	0	0	0	Q	0	0	0
N	0	0	0	R	0	0	0
OTROS	437.0	422.3	5386.0	SUMAS	188.5	184.6	976.1
1943	11.0	12317		1946	10.6	3552	
B	0	0	0	E	0	0	0
C	0	0	0	F	20.0	19.8	263.3
D	0	0	0	G	0	0	0
E	49.8	49.5	882.4	A	53.0	57.4	710.1
F	43.4	42.9	727.9	X	23.0	22.8	329.0
G	232.5	230.0	4116.8	J	54.0	53.4	738.7
H	76.4	75.0	1353.2	I	65.0	64.3	471.4
I	86.5	85.6	1532.2	A	22.0	31.7	429.6
J	112.0	110.5	1932.2	S	105.0	103.9	1103.1
K	0	0	0	O	81.0	80.1	1085.5
L	19.0	18.8	326.5	I	52.0	81.4	696.6
M	17.0	16.8	300.7	D	0	0	0
OTROS	636.6	629.5	11272.9	SUMAS	485.0	481.5	6502.3
1944	5	1725		1947			
B	6.0	5.3	121.8	E	5.0	4.9	70.1
C	0	0	0	F	0	0	0
D	33.0	32.7	564.4	H	0	0	0
E	0	0	0	A	0	0	0
F	30.0	19.5	341.7	H	44.0	43.5	533.9
G	0	0	0	I	123.0	121.7	1493.7
H	89.0	88.1	1530.6	J	0	0	0
I	164.0	162.2	2301.3	A	149.0	147.4	1809.2
J	289.7	286.6	4946.7	S	38.0	37.6	461.5
K	3.0	3.0	51.8	O	25.0	24.7	303.2
L	7.0	6.9	119.1	F	39.0	38.6	473.8
M	0	0	0	D	13.0	12.9	158.3
OTROS	611.7	605.3	10447.4	SUMAS	436.0	431.3	5293.7

NOTAS PARA EL CALCULO DE LA TABLA: A = Area de la cuenca en km². - A = ..2557.7.. km²

Kc = Coeficiente de corrección de la precipitación de la "Estación Base", para deducir la correspondiente en la cuenca. - Kc = $\frac{410.0 \text{ mm}}{444.7 \text{ mm}}$ =

Precipitación de la "Estación Base" en mm.

Precipitación en mm. deducida para la cuenca.

V = Volumen escurrido en la cuenca en miles de m³. - V = A.C.p.Kc = A.C.P.

Período considerado: 1936. a 1940.-Escorrentamiento total: miles de m³.

Escorrentamiento medio anual:1116.1..... miles de m³.

Precipitación media anual en la cuenca4.40..... mm.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

DIRECCION DE PEQUEÑA IRRIGACION.- DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS

Estudio Hidrológico.- Tabla para el cálculo de los volúmenes escurridos.

Proyecto de ... Estación de Mpio. de Estado de

Cálculo: Revisó: Fecha: 19 ... 19...

FECHA	Prec. Est. Base (p)	Proc. en la cuenca (P)	Vol. Esc. en la cuenca (V)	FECHA	Prec. Est. Base (p)	Proc. en la cuenca (P)	Vol. Esc. en la cuenca (V)
1948	2	11700		1951	120	15242	
E	230	236	271.1	E	0	0	0
F	0	0	0	F	0	0	0
M	0	0	0	M	250	247	272.9
A	60	59	70.2	A	100	99	151.4
M	620	213	725.9	M	1440	1425	2186.0
J	830	213	276.2	J	300	297	455.7
J	1080	260	1271.0	J	950	940	1442.1
A	150	123	153.4	A	1270	1257	1828.4
S	320	913	1082.0	S	950	710	1012.1
O	320	217	376.7	O	180	175	272.1
H	20	20	23.2	H	0	0	0
D	0	0	0	D	0	0	0
SUMAS	4210	3166	4933.5	SUMAS	5440	5223	8258.4
1949	5	7032		1952	2	11634	
E	0	0	0	E	0	0	0
F	0	0	0	F	0	0	0
M	360	352	250.3	M	0	0	0
A	40	37	27.4	A	300	297	245.5
M	40	39	27.4	M	480	475	552.6
J	790	732	549.9	J	2080	2055	2394.3
J	340	333	236.2	J	50	49	57.0
A	260	257	170.7	A	260	257	299.0
S	250	247	173.7	S	910	900	1247.1
O	420	414	292.6	O	0	0	0
H	0	0	0	H	50	49	60.0
D	0	0	0	D	0	0	0
SUMAS	2500	2472	1732.2	SUMAS	4130	4071	4742.1
1950	83	1062		1953	56	7160	
E	0	0	0	E	70	69	47.0
F	0	0	0	F	0	0	0
M	50	49	52.0	M	0	0	0
A	330	327	347.0	A	0	0	0
M	600	592	630.1	M	0	0	0
J	760	752	795.0	J	48	47	53.7
J	1110	1095	1165.2	J	740	732	824.1
A	0	0	0	A	720	712	599.8
S	880	871	924.3	S	300	297	272.7
O	50	49	52.0	O	100	99	70.9
H	0	0	0	H	490	485	247.3
D	0	0	0	D	90	89	63.7
SUMAS	3780	3740	3968.1	SUMAS	2566	2431	1811.6

DAIOS PARA EL CALCULO DE LA TABLA: A = Area de la cuenca en km². - A = 255.7...

Kc = Coeficiente de corrección de la precipitación de la "Estación Base", para deducir la correspondiente en la cuenca. - Kc = 440 / 444.7 cm =

P = Precipitación de la "Estación Base" en mm.

P' = Precipitación en mm, deducida para la cuenca.

V = Volumen escurrido en la cuenca en miles de m³. - V = A.C.p.Kc = A.C.P.

Periodo considerado: 1948... a 1949...-Esgurrimiento total: miles de m³

Esgurrimiento medio anual:11176.1... miles de m³.

Precipitación media anual en la cuenca440..... mm.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

DIRECCION DE REGADIA IRRIGACION. - DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS

Estudio Hidrológico.- Tabla para el cálculo de los volúmenes escurridos.
 Proyecto de ... Estado de ...
 cálculo: ... Revisó: ... Fecha: 19 Julio 1966

FECHA	Prec. Est. Base (p)	Prec. en la cuenca (P)	Vol. Esc. en la cuenca (V)	FECHA	Prec. Est. Base (p)	Prec. en la cuenca (P)	Vol. Esc. en la cuenca (V)
1954	7.1	0	0	1957	3.1	4.347	4.3
B	0	0	0	E	1.0	1.0	1.0
F	0	0	0	F	0	0	0
M	0	0	0	M	0	0	0
A	82.0	81.1	726.1	A	0	0	0
J	48.0	47.5	421.2	J	0	0	0
J	5.0	4.7	44.5	J	0	0	0
J	30.0	29.7	267.6	J	55.0	51.1	226.5
A	14.0	13.1	123.2	A	0	0	0
S	37.0	36.2	322.2	S	78.0	77.0	225.6
O	94.0	93.2	844.2	O	21.0	20.0	90.4
H	6.0	5.1	52.6	H	0	0	0
D	6.0	5.9	53.6	D	0	0	0
SUMAS	322.0	318.6	2891.2	SUMAS	155.0	152.4	666.8
1956	17.7	32.630	0	1958	27.2	0	0
B	0	0	0	E	85.0	24.1	1741.9
F	0	0	0	F	25.0	21.7	511.5
M	0	0	0	M	0	0	0
A	0	0	0	A	0	0	0
J	20.0	19.8	442.1	J	142.0	146.4	2022.2
J	26.0	25.7	521.6	J	100.0	98.9	2248.2
J	200.0	197.9	4478.5	J	158.0	156.3	3237.3
A	371.0	263.1	6067.1	A	59.0	58.4	1227.2
S	225.0	232.6	5087.4	S	132.0	31.6	2728.7
O	62.0	61.3	1227.2	O	42.0	13.9	227.9
H	2.0	2.0	45.3	H	10.1	10.6	237.1
D	0	0	0	D	4.7	4.2	95.9
SUMAS	806.0	797.4	18045.2	SUMAS	736.8	725.7	18077.0
1964	1.0	12.243	0	1959	13.0	0	0
B	0	0	0	E	6.4	6.3	104.7
F	0	0	0	F	5.0	4.9	21.2
M	0	0	0	M	0	0	0
A	36.0	35.6	420.7	A	73.0	70.2	1259.0
J	120.0	118.7	2172.2	J	37.0	36.6	122.2
J	53.0	52.4	752.0	J	141.5	140.0	2326.1
J	137.0	135.5	2477.3	J	86.0	85.1	1214.4
A	219.0	216.7	3921.9	A	100.0	95.9	1513.6
S	63.0	63.3	1129.0	S	75.0	72.2	1212.2
O	10.0	9.9	121.0	O	69.0	68.3	1136.2
H	11.0	10.9	199.3	H	0	0	0
D	0	0	0	D	0	0	0
SUMAS	644.0	642.0	11727.6	SUMAS	592.9	586.5	12711.3

DATOS PARA EL CALCULO DE LA TABLA: A = Area de la cuenca en km². - A = 255.7 km²
 Kc = Coeficiente de corrección de la precipitación de la "Estación Base", para reducir la correspondiente en la cuenca. - Kc = $\frac{44.0 \text{ mm}}{444.7 \text{ mm}}$ =
 P = Precipitación de la "Estación Base" en mm.
 P' = Precipitación en mm. deducida para la cuenca.
 V = Volumen escurrido en la cuenca en miles de m³. - V = A.C.p.Kc = A.C.P.
 período considerado: 19 a 19 Escurrimiento total miles de m³
 Escurrimiento medio anual:1176.1 miles de m³.
 Precipitación media anual en la cuenca ...440..... mm.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

DIRECCION DE PEQUEÑA IRRIGACION.- DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS

Estudio Hidrológico.- Tabla para el cálculo de los volúmenes escurridos.
 Proyecto de ... Tenabhu Epio. de ... Estado de Hidalgo.
 Cálculo: Gabriel ... Revisó: Fecha: 19 Julio 1966

FECHA	Prec. Est. Base (p)	Prec. en la cuenca (P)	Vol. Esc. en la cuenca (V)	FECHA	Prec. Est. Base (p)	Prec. en la cuenca (P)	Vol. Esc. en la cuenca (V)
1960	5.7	7.19		19			
S	20.0	13.7	144.3	E			
F	0	0	0	F			
M	0	0	0	M			
A	0	0	0	A			
M	21.0	22.3	151.6	M			
J	27.5	27.2	198.2	J			
J	47.0	46.8	332.9	J			
A	67.0	66.1	427.5	A			
S	35.0	34.2	252.2	S			
O	30.0	29.7	144.3	O			
N	0	0	0	N			
D	2.0	2.0	14.6	D			
SUMAS	259.5	252.2	671.6	SUMAS			
19				19			
E	204.744.2			E			344.3
F				F			2
M				M			151.6
A				A			
M				M			
J				J			
J				J			
A				A			
S				S			
O				O			
N				N			
D				D			
SUMAS	1116.8			SUMAS			
19	444.7			19			
E				E			
F				F			
M				M			
A				A			
M				M			
J				J			
J				J			
A				A			
S				S			
O				O			
N				N			
D				D			
SUMAS				SUMAS			

NOTAS PARA EL CALCULO DE LA TABLA: A = Area de la cuenca en km². - A = 24027.00 km²
 Kc = Coeficiente de corrección de la precipitación de la "Estación Base", para deducir la correspondiente en la cuenca. - Kc = $\frac{440.0 \text{ mm}}{444.7 \text{ mm}}$
 P = Precipitación de la "Estación Base" en mm.
 P' = Precipitación en mm. deducida para la cuenca.
 V = Volumen escurrido en la cuenca en miles de m³. - V = A.C.P.Kc = A.C.P.
 Período considerado: 1934.. a 1960.-Escorrentamiento total: miles de m³.
 Escorrentamiento medio anual: miles de m³.
 Precipitación media anual en la cuenca440..... mm.

el sitio del proyecto deberá tomarse como base una estación cercana y corregir los valores de observación directa por medio de un factor apropiado que en general tiene un valor constante, con la finalidad de aplicarlo al vaso ya que en recipientes pequeños como los usados para determinar los datos de evaporación en las estaciones, las láminas de evaporación son mas enérgicas. Para mayor exactitud se considerará la lluvia que cae en el vaso que disminuye los efectos de la evaporación.

El volumen evaporado varía principalmente con la temperatura y con la magnitud del área expuesta. El área del embalse varía con la altura del almacenamiento esta variación generalmente representada por curvas se conoce como curva de áreas-capacidades.

Las áreas se obtienen del plano topográfico del vaso medidas con planímetro por cada curva de nivel y los volúmenes evaporados se obtienen, del producto de la evaporación neta por la superficie de cada curva de nivel del vaso.

EVAPORACION NETA.- Para obtener la evaporación neta, se resta a la real que se obtiene multiplicando los valores observados por 0.77 que es la constante del evaporómetro; menos los valores de la precipitación obtenida anteriormente.

En caso de que la diferencia (Evaporación - Precipitación) resultara negativa esto nos indicaría que no hay pérdidas por evaporación sino aumento en el almacenamiento debido a la mayor precipitación.

Para el cálculo de la evaporación en el vaso de "TEN--ZABHI" se utilizaron los datos de evaporación registrados en la estación climatológica de Binola, cercana al sitio del proyecto, ésta estación cuenta con registros completos del período (1936 - 1960).

Como no se cuenta con estación climatológica en el lugar se hace el cálculo en forma indirecta, usando los datos de la estación climatológica de Binola que cuenta con 25 años de observación.

En las tablas que aparecen en las páginas siguientes se tiene el cálculo de la evaporación neta en la cual está anotado de la manera siguiente:

- 1a. Columna Las fechas.
- 2a. Columna Los datos de precipitación observada en la cuenca.
- 3a. Columna El producto de la precipitación por uno menos el coeficiente de escurrimiento, el valor del coeficiente de escurrimiento es de 0.98
- 4a. Columna Está anotada la evaporación observa-

CALCULO DE LA EVAPORACION NETA EN MILIMETROS.

ESTUDIO METEOROLOGICO DE: Tenzabhi
 VASO: _____
 CALCULO: Gabriel Abogodo M. FECHA 26 Julio 1966

EST. PNEUMETRICA: Huichapan
 EST. EVAPORACION: Biola
 COEF. DE ESCURRIMIENTO: Variable

AÑO Y MES	PRECIPIT. OBSERVADA	PREC.x(1-Coef. DE ESCURR.)	EVAPORACION		EVAPORAC. NETA
			OBSERVADA	77% DE LA OBSERVADA.	
1	2	3	4	5	6=(5)-(3)
ALTURA EN MILIMETROS.					
1936	0	0	123.4	95.0	95.0
F	3.5	3.2	150.1	115.6	112.4
M	29	27	213.9	164.7	162.0
A	80.6	28.0	211.0	162.5	139.5
M	59.6	54.6	204.0	157.1	102.6
J	158	14.5	182.4	140.4	125.9
J	67.1	61.4	177.5	136.7	75.3
A	77.4	70.8	172.7	133.6	62.8
S	90.8	83.1	172.2	129.6	26.5
O	148	12.5	136.0	104.7	91.2
N	21.2	17.1	112.5	86.6	67.2
D	0	0	108.2	83.3	83.3
	383.7	251.1	1929.0	1489.8	1038.7

AÑO Y MES	PRECIPIT. OBSERVADA	PREC.x(1-Coef. DE ESCURR.)	EVAPORACION		EVAPORAC. NETA
			OBSERVADA	77% DE LA OBSERVADA	
1	2	3	4	5	6=(5)-(3)
ALTURA EN MILIMETROS					
1936	0	0	108.3	108.3	108.3
F	0	0	106.8	106.8	106.8
M	14.8	13.7	150.2	116.5	116.5
A	9.7	9.0	174.4	145.1	145.1
M	20.8	19.2	162.1	122.9	122.9
J	84.7	77.6	174.6	97.0	97.0
J	141.5	130.6	148.8	16.2	16.2
A	0	0	159.3	159.3	159.3
S	28.7	26.5	132.9	102.1	102.1
O	8.9	8.2	123.7	115.5	115.5
N	40.6	37.5	92.9	53.1	53.1
D	0	0	94.2	94.2	94.2
	349.1	322.3	1628.2	1305.9	1305.9

1937	6.9	6.3	123.4	95.0	88.7
F	0	0	150.1	115.6	115.6
M	62.5	57.3	213.9	164.7	107.4
A	25.7	23.5	211.0	162.5	139.0
M	57.9	53.0	204.0	157.1	104.1
J	26.1	33.1	182.4	140.4	107.3
J	107.8	98.7	212.4	163.5	64.8
A	40.1	36.7	172.5	133.6	96.9
S	40.5	39.8	165.1	127.1	87.3
O	0	0	124.7	96.0	96.0
N	0	0	141.2	108.7	108.7
D	0	0	117.7	90.0	90.6
	380.5	348.4	2011.1	1551.8	1206.4

1937	6.9	6.3	101.8	75.5	75.5
F	0	0	123.4	123.4	123.4
M	0	0	170.7	170.7	170.7
A	11.9	10.7	165.0	151.1	151.1
M	40.6	37.1	170.2	132.1	132.1
J	61.3	56.0	153.5	115.5	115.5
J	106.9	97.7	136.0	37.3	37.3
A	31.7	27.0	141.4	112.1	112.1
S	97.0	88.7	109.7	21.0	21.0
O	32.7	27.7	109.2	71.7	71.7
N	0	0	96.3	96.3	96.3
D	0	0	102.3	102.3	102.3
	389.0	357.0	1878.5	1322.9	1322.9

CALCULO DE LA EVAPORACION NETA EN MILIMETROS.

ESTUDIO HIDROLOGICO DE: Teneabhi

VASO: _____

CALCULO: G. A. M. O. FECHA 26 Julio 1966

EST. PLUVIOMETRICA: Huichapan

EST. EVAPORACION: Binola

COEF. DE ESCURRIMIENTO: variable

AÑO Y MES	PRECIPIT. OBSERVADA	PREC.x(1-Coef. DE ESCURR.)	EVAPORACION		EVAPORAC. META
			OBSERVADA	77% DE LA OBSERVADA	
1	2	3	4	5	6=(5)-(3)
ALTURA EN MILIMETROS.					
1940 E	0	0		97.2	97.2
711 P	0	0		130.1	130.1
M	19.8	18.1		162.8	143.7
A		0		177.9	177.9
M	28.2	25.7		156.3	130.6
J	104.9	95.2		149.4	53.6
J	105.9	96.7		140.7	34.0
A	88.6	80.9		156.1	67.2
S	23.0	21.0		138.8	117.8
O	16.8	15.3		180.7	164.4
N	0	0		99.2	99.2
D	3.9	3.6		96.6	92.7
	391.1	357.1		1635.8	1278.7

AÑO Y MES	PRECIPIT. OBSERVADA	PREC.x(1-Coef. DE ESCURR.)	EVAPORACION		EVAPORAC. META
			OBSERVADA	77% DE LA OBSERVADA	
1	2	3	4	5	6=(5)-(3)
ALTURA EN MILIMETROS.					
1942 E	0	0		96.9	96.9
601 P	0	0		114.6	114.6
M	0	0		191.2	191.2
A	5.4	4.9		174.4	169.5
M	66.8	60.4		207.3	140.9
J	111.7	101.0		151.1	50.1
J	33.6	30.4		162.0	131.6
A	72.2	65.3		121.7	56.4
S	124.2	112.3		112.7	12.0
O	4.5	4.1		119.4	114.9
M	13.9	12.6		91.4	77.5
D	0	0		89.9	89.9
	432.3	391.0		1632.6	1241.6

1941 E	9.9	8.5		122.9	114.4
662 P	0	0		140.7	140.7
M	0	0		192.7	192.7
A	51.4	44.2		185.6	141.2
M	62.3	53.7		193.0	139.3
J	160.3	138.2		142.4	22.1
J	69.5	59.7		144.0	84.5
A	71.0	61.2		138.4	77.2
S	103.5	89.2		105.0	15.8
O	50.5	43.5		106.3	55.8
M	14.4	12.7		82.2	69.5
D	26.1	22.5		85.6	63.1
	618.9	533.4		1638.7	1105.0

1943 E	0	0		105.9	105.9
556 P	0	0		116.7	116.7
M	0	0		169.7	169.7
A	49.3	42.4		163.4	122.0
M	42.9	36.9		155.1	118.2
J	230.0	197.8		124.1	106.1
J	75.6	65.0		161.4	85.8
A	85.6	73.6		146.8	73.2
S	110.8	95.3		123.1	27.6
O	0	0		100.9	100.9
M	18.8	15.2		78.6	63.4
D	16.8	14.1		75.7	61.3
	629.8	511.0		1522.4	1017.0

ESTUDIO METEOROLOGICO DE: Tenebbi
 VASO: _____
 CALCULO: G. A. M. O. FECHA 26 Julio 1966

EST. PLUVIOMETRICA: Huichapan
 EST. ZVAPORACION: Bingo
 COEF. DE ESCURRIMIENTO: Variable

AÑO Y MES	PRECIPIT. OBSERVADA	PREC.x(1-Coef. DE ESCURR.)	EVAPORACION		ZVAPORAC. NETA
			OBSERVADA	77% DE LA OBSERVADA	
1	2	3	4	5	6=(5)-(3)
ALTURA EN KILOMETROS					
1944	3	5.9	5.1	87.2	82.1
	P	0	0	114.3	114.3
	M	32.7	26.3	148.1	119.8
	A	0	0	169.2	169.2
	M	19.8	17.1	139.0	121.9
	J	0	0	151.7	151.7
	J	88.1	74.2	143.8	67.6
	A	162.3	140.4	115.5	-27.1
	S	286.6	247.9	94.4	-153.5
	O	3.0	2.6	93.0	90.4
	N	6.9	6.0	70.8	64.8
	D	0	0	71.1	71.1
		665.3	528.6	1395.9	872.3

AÑO Y MES	PRECIPIT. OBSERVADA	PREC.x(1-Coef. DE ESCURR.)	EVAPORACION		ZVAPORAC. NETA
			OBSERVADA	77% DE LA OBSERVADA	
1	2	3	4	5	6=(5)-(3)
ALTURA EN KILOMETROS					
1946	3	0	0		96.6
	P	19.8	17.7		101.6
	M	0	0		156.5
	A	52.4	46.2		139.5
	M	22.8	20.4		152.8
	J	53.4	47.7		120.9
	J	64.3	57.5		139.7
	A	21.7	23.3		185.9
	S	103.9	92.9		138.4
	O	80.1	71.6		94.9
	N	51.4	46.0		85.5
	D	0	0		72.9
		479.8	438.9		1435.2

1945	3	0	0	84.8	84.8
	P	0	0	106.6	106.6
	M	0	0	155.4	155.4
	A	13.4	12.7	164.2	151.3
	M	3.0	2.7	160.7	157.8
	J	42.5	40.8	163.2	122.4
	J	41.6	37.9	154.7	114.2
	A	53.4	51.2	123.2	72.0
	S	22.3	21.4	117.9	96.5
	O	10.4	10.0	107.6	97.6
	N	0	0	100.3	100.3
	D	0	0	92.9	92.9
		186.5	177.1	1632.9	1303.2

1947	3	4.9	4.1		88.6
	P	0	0		119.7
	M	0	0		156.1
	A	0	0		160.3
	M	43.5	39.3		138.3
	J	121.7	110.0		137.0
	J	0	0		166.7
	A	147.4	133.2		123.5
	S	37.6	34.0		100.5
	O	24.7	22.3		109.9
	N	28.6	24.9		89.9
	D	12.9	11.7		70.0
		481.3	389.8		1464.5

ESTUDIO METEOROLOGICO DE LA EVAPORACION EN TANCZUBHI.

ESTUDIO METEOROLOGICO DE: Tanczubi

VASO: _____

EST. PLUVIOMETRICA: Hochapan

EST. EVAPORACION: Binola

CALCULO: G.A.H.O. FECHA 26 Julio 1966

COEF. DE ESCURRIMIENTO: Variable

AÑO Y MES	PRECIPIT. OBSERVADA	PRC.x(1-Coef. DE ESCURR.)	EVAPORACION		EVAPORAC. META	AÑO Y MES	PRECIPIT. OBSERVADA	PRC.x(1-Coef. DE ESCURR.)	EVAPORACION		EVAPORAC. META
			OBSERVADA	77% DE LA OBSERVADA					OBSERVADA	77% DE LA OBSERVADA	
1	2	3	4	5	6=(5)-(3)	1	2	3	4	5	6=(5)-(3)
ALTURA EN MILIMETROS.						ALTURA EN MILIMETROS					
1948 E	428	307		298	17.1	1950 E	0	0		96.9	96.9
1948 F	0	0		115.8	115.8	1950 F	0	0		105.6	105.6
1948 M	0	0		179.2	179.2	1950 M	4.9	4.5		160.6	116.3
1948 A	5.7	5.7		150.0	150.6	1950 A	32.7	30.0		154.2	124.2
1948 M	61.3	25.6		149.5	93.9	1950 M	59.4	54.5		166.4	161.9
1948 J	82.1	74.5		173.9	99.4	1950 J	76.2	69.0		124.2	62.2
1948 J	106.7	77.0		135.4	38.4	1950 J	109.8	100.7		112.2	12.1
1948 A	12.9	11.7		140.1	128.4	1950 A	0	0		145.8	145.8
1948 S	91.0	82.5		126.2	43.7	1950 S	87.1	79.9		117.3	37.4
1948 O	31.7	27.3		111.8	71.0	1950 O	4.9	4.5		104.7	110.2
1948 N	2.0	1.8		82.6	80.8	1950 N	0	0		99.6	99.6
1948 D	0	0		92.6	92.6	1950 D	0	0		91.4	91.4
	414.6	378.0		1800.0	1172.1		314.0	343.1		1461.7	1121.6
1949 E	0	0		103.4	103.4	1951 E	0	0		109.0	109.0
1949 F	0	0		111.0	111.0	1951 F	0	0		119.6	119.6
1949 M	35.6	32.6		158.7	125.1	1951 M	24.7	21.7		139.7	115.0
1949 A	3.9	3.1		166.2	162.3	1951 A	3.9	3.7		181.4	177.7
1949 M	3.9	3.1		162.4	158.7	1951 M	142.5	125.4		133.4	8.0
1949 J	78.7	73.9		129.4	26.5	1951 J	23.7	26.1		116.2	117.1
1949 J	33.6	31.8		140.4	108.6	1951 J	94.0	82.7		129.4	53.7
1949 A	25.7	23.3		133.6	101.3	1951 A	125.7	110.6		120.6	11.7
1949 S	24.7	23.3		103.0	79.7	1951 S	94.0	82.7		116.3	32.7
1949 O	41.4	39.7		116.8	77.5	1951 O	17.8	15.7		123.7	102.0
1949 N	0	0		94.8	94.8	1951 N	0	0		103.3	103.3
1949 D	0	0		81.2	81.2	1951 D	0	0		98.6	98.6
	247.2	232.6		1610.9	1577.2		538.3	473.6		1632.2	1651.6

ESTUDIO CLIMATOLÓGICO DE: Tanzabhi
 VISO:
 CÍRCULO: G. A. M. O. FECHA: 26-VII-66

EST. PLUVIOMÉTRICA: Huichapan
 EST. EVAPORACION: Simple
 COEF. DE ESCURRIMIENTO: Variable

AÑO Y MES	PRECIPIT. OBSERVADA	PRSC.x(1-Coef. DE ESCURR.)	EVAPORACION		EVAPORAC. NETA	AÑO Y MES	PRECIPIT. OBSERVADA	PRSC.x(1-Coef. DE ESCURR.)	EVAPORACION		EVAPORAC. NETA
			OBSERVADA	77% DE LA OBSERVADA					OBSERVADA	77% DE LA OBSERVADA	
1	2	3	4	5	6=(5)-(1)	1	2	3	4	5	6=(5)-(3)
ALTURA EN MILEMETROS						ALTURA EN MILEMETROS					
1952 E	0	0		104.8	104.8	1952 E	0	0		90.3	90.3
927 P	0	0		127.7	127.7	127 P	0	0		105.0	105.0
M	0	0		195.4	195.4	M	0	0		166.6	166.6
A	29.7	27.0		135.9	108.9	A	81.1	75.3		187.0	61.7
M	41.5	43.2		138.4	95.2	M	47.5	44.1		147.7	103.6
J	205.8	187.1		126.0	-81.1	J	4.9	4.6		148.7	144.1
J	4.9	4.6		134.1	129.6	J	29.7	27.6		120.8	103.2
A	25.7	23.4		150.7	127.3	A	13.9	12.9		135.9	123.0
S	90.0	81.5		95.8	14.0	S	36.6	34.0		100.6	66.5
O	0	0		112.7	112.7	O	93.0	86.3		95.7	9.4
N	4.0	3.6		77.8	74.2	N	5.9	5.5		79.6	74.1
D	0	0		76.6	76.6	D	6.9	5.5		79.6	74.1
	407.6	379.6		1466.1	1685.5		318.5	245.8		1417.4	1161.6

1953 E	6.9	6.5		90.1	83.6	1953 E	0	0		90.3	90.3
744 P	0	0		115.4	115.4	723 P	0	0		122.4	122.4
M	0	0		157.2	157.2	M	0	0		159.4	159.4
A	0	0		180.6	180.6	A	0	0		194.9	194.9
M	0	0		185.8	185.2	M	19.8	16.3		170.9	154.6
J	4.1	4.4		150.3	145.9	J	25.7	21.2		153.8	132.6
J	73.7	67.1		132.4	63.3	J	197.9	162.9		103.4	-69.5
A	71.2	67.2		133.4	66.2	A	268.1	270.6		102.6	-110.0
S	29.7	28.0		91.7	63.7	S	222.4	183.2		67.1	-116.1
O	9.9	7.3		94.7	85.4	O	61.3	60.4		83.9	33.5
N	40.5	45.8		72.1	26.3	N	2.0	1.7		84.0	82.3
D	8.9	8.4		77.6	69.1	D	0	0		71.1	71.1
	233.7	228.7		1480.6	1241.9		777.4	656.2		1411.8	755.5

CALCULO DE LA EVAPORACION NETA EN MILIMETROS.

ESTUDIO METEOROLOGICO DE: Tenzabbi

VATO: _____

CALCULO: G. A. M. O. FECHA 26-VII-66

EST. PLUVIOMETRICA: Huichapan

EST. ZVAPORACION: Binole

COEF. DE ESCURRIMIENTO: Variable

AÑO Y MES	PRECIPIT. OBSERVADA	PRIC.x(1-COEF. DE ESCURR.)	EVAPORACION		EVAPORAC. NETA
			OBSERVADA	77% DE LA OBSERVADA	
1	2	3	4	5	6=(5)-(3)
ALTURA EN MILIMETROS.					
1966 E	0	0		91.4	91.4
1967 F	0	0		129.3	129.3
M	0	0		163.9	163.9
A	356	20.5		168.4	132.1
M	118.7	101.7		143.1	41.4
J	52.4	14.9		114.1	69.2
J	135.5	116.1		111.7	-44.4
A	216.7	135.7		112.1	-73.6
S	62.3	52.4		93.6	40.2
O	9.9	8.5		100.0	71.5
N	10.9	9.3		75.5	46.2
D	0	0		68.7	68.7
	642.0	550.1		1366.8	616.7

AÑO Y MES	PRECIPIT. OBSERVADA	PRIC.x(1-COEF. DE ESCURR.)	EVAPORACION		EVAPORAC. NETA
			OBSERVADA	77% DE LA OBSERVADA	
1	2	3	4	5	6=(5)-(3)
ALTURA EN MILIMETROS.					
1968 E	84.1	70.5		73.3	2.8
1968 F	24.7	20.7		113.2	92.5
M	0	0		187.3	187.3
A	0	0		165.0	165.0
M	146.4	122.7		123.0	23.4
J	98.9	82.9		113.6	20.7
J	156.3	131.0		97.9	-32.1
A	58.4	48.7		120.5	71.6
S	121.6	110.8		69.2	-21.1
O	13.9	11.6		79.5	67.9
N	10.0	8.4		66.2	57.8
D	4.6	3.9		52.8	48.2
	728.9	610.9		1221.5	610.6

1957 E	1.0	1.0		87.9	86.9
1966 F	0	0		104.0	104.0
M	0	0		168.5	168.5
A	0	0		147.5	147.5
M	0	0		165.4	165.4
J	0	0		145.8	145.8
J	54.4	52.6		140.1	85.5
A	0	0		119.0	119.0
S	77.2	74.6		109.0	34.1
O	20.8	20.1		101.3	81.2
N	0	0		86.5	86.5
D	0	0		87.9	87.9
	153.4	148.3		1461.9	1213.6

1967 E	6.3	4.5		77.8	72.2
1967 F	4.9	4.3		107.9	103.0
M	0	0		143.4	143.4
A	72.2	62.8		116.7	53.9
M	36.6	31.8		146.0	114.2
J	140.0	121.8		102.7	-11.1
J	85.1	74.0		109.8	25.7
A	98.9	86.0		121.6	25.6
S	14.2	14.6		110.6	96.0
O	68.3	59.4		82.4	23.0
N	0	0		76.4	76.4
D	0	0		88.9	88.9
	586.5	510.2		1278.3	762.1

CALCULO DE LA EVAPORACION NETA EN MILIMETROS.

ESTUDIO METEOROLOGICO DE: Tenzabhi

VASO: _____

EST. PLUVIOMETRICA: _____

EST. ZVAPORACION: _____

CALCULO: G. A. M. O. FECHA 26-VII-66

COEF. DE ESCURRIMIENTO: _____

AÑO Y MES	PRECIPIT. OBSERVADA	PREC.x(1-Coef. DE ESCURR.)	ZVAPORACION		ZVAPORAC. NETA
			OBSERVADA	77% DE LA OBSERVADA.	
1	2	3	4	5	6=(5)-(3)
ALTURA EN MILIMETROS.					
1960 E	19.0	18.7		94.2	75.5
74% F	0	0		136.2	136.2
M	0	0		164.9	164.9
A	0	0		166.2	166.2
M	20.8	19.6		168.2	148.6
J	27.2	25.6		172.2	146.6
J	46.6	43.8		140.3	96.5
A	86.1	81.2		120.2	34.0
S	34.6	32.6		101.7	69.1
O	19.8	18.7		112.5	92.8
N	0	0		90.5	90.5
D	2.0	1.9		71.9	70.0
	256.8	242.1		1547.0	1204.9

AÑO Y MES	PRECIPIT. OBSERVADA	PREC.x(1-Coef. DE ESCURR.)	EVAPORACION		ZVAPORAC. NETA
			OBSERVADA	77% DE LA OBSERVADA	
1	2	3	4	5	6=(5)-(3)
ALTURA EN MILIMETROS.					
19 E					
F					
M					
A					
M					
J					
J					
A					
S					
O					
N					
D					

19 E					
F					
M					
A					
M					
J					
J					
A					
S					
O					
N					
D					

19 E					
F					
M					
A					
M					
J					
J					
A					
S					
O					
N					
D					

- da en la estación.
- 5a. Columna Es la columna anterior multiplicada por la constante 0.77
- 6a. Columna Es la evaporación neta calculada, restando los valores de la columna 3 a los de la columna 5

ESTUDIOS AGROLOGICOS

Las plantas necesitan para su desarrollo determinada cantidad de agua y si ésta no queda cubierta por la lluvia, se entorpece la vida vegetativa.

Esta diferencia se subsana por el sistema de riego que se ejerce sobre la tierra y las plantas una serie de acciones beneficiosas, el riego activa la circulación del aire - por el terreno acelera la germinación a una temperatura elevada.

La determinación de la cantidad de agua necesaria para el riego, es difícil y discrepan los datos que la atañen.

Si se cotejan las cantidades mensuales de agua para las plantas con precipitaciones correspondientes, se observa que para obtener la máxima cosecha hace falta agua para casi todos los cultivos, de suerte que por el riego se incrementa la cosecha, a las superficies que se riegan se conduce una cantidad de agua superior a la que requieren las plantas para el cultivo intensivo.

La determinación de la cantidad de agua que debe cederse a una superficie dada se hace con ventaja por vía experimental, depende del sistema de riego, de la permeabilidad del terreno, filtración, clima, del volumen necesario para las plantas.

DEMANDAS DE RIEGO.- A falta de métodos para calcular las demandas de riego se hacían o basaban en estadísticas de los distritos de riego, se determinaban los volúmenes brutos requeridos por unidad de superficie, sin poder distinguir lo que corresponde a cada una, tomando en cuenta la pérdida de agua en el sistema de conducción.

Pero en la actualidad se emplea el método de uso consuntivo que describe la cantidad de agua extraída por la planta en su evapotranspiración de una determinada área o zona del suelo en donde la planta crece por los procesos de transpiración y evaporación desde el suelo.

La evapotranspiración es la cantidad total de humedad devuelta a la atmósfera desde una superficie totalmente cubierta con vegetación.

El uso consuntivo depende de la especie, variedad vegetal, clima, y del sistema de riego pues el suelo puede llegar al punto de marchitamiento permanente y cuando la

planta parece esto puede presentarse también en zonas de riego con condiciones climatológicas muy semejantes y las mismas variedades de plantas.

Para determinar el uso consuntivo de una planta es necesario realizar experimentos que incluyan diferentes niveles de humedad, fertilidad densidades de suelo para definir la evapotranspiración que corresponda al máximo rendimiento.

Los métodos más comunmente usados son los propuestos por los investigadores C.W. Thomthwaite y los doctores Blaney y Criddle basados en las relaciones entre la relación solar, la temperatura y el tipo de planta.

Los doctores Blaney y Criddle propusieron un método de tipo específico en que se toma en cuenta coeficientes para diferentes plantas, función de su evolución a lo largo del ciclo, pero dicho coeficiente es global, es decir el valor medio del ciclo y nosotros necesitamos valores parciales de acuerdo con el número de riegos que se pretenden dar.

Experimentos realizados por el departamento de conservación de los Estados Unidos han conducido a la formulación de gráficas que permiten conocer el coeficiente de uso consuntivo en función del desarrollo de las plantas ya sea en % del ciclo total o bien en tiempo después del nacimiento de las mismas por esta razón se llaman coeficientes de desarrollo.

Las fórmulas de los doctores Blaney y Criddle que se utilizan son los siguientes.

$$UC = KF$$

UC = uso consuntivo.

K — Coeficiente que depende del cultivo.

$$F = \frac{P (t \pm 17.8)}{21.8}$$

P = $\frac{\text{Porcentaje de horas - Luz del mes}}{\text{con respecto al total}}$

t — temperatura media anual en °C

En la tabla que aparece a continuación se puede observar el proceso para obtener el valor de F para un ciclo anual. En la misma tabla obtenemos los valores de FKT aplicando la fórmula:

$K = 0.0173T - 0.314$

T — Temperatura media mensual en grados Fahrenheit.

KT — Coeficiente climático.

Para estimar los usos consuntivos mensuales, procederemos formando las tablas para cada cultivo que se propone según el plan de cultivos que se obtienen de la tabla general (1 - a).

- 1a.— Columna Se anotan los meses de cultivo.
- 2a.— Columna La temperatura en grados centígrados °C.
- 3a.— Columna Los valores de la temperatura en °C + 17.8 para poder convertirla a grados Fahrenheit.
- 4a.— Columna Los valores del coeficiente K global de uso consuntivo.
- 5a.— Columna Valores en % de horas-luz del mes con respecto al total.
- 6a.— Columna Valores de F obtenidos para ese período.
- 7a.— Columna Valores de la temperatura en grados Fahrenheit.
- 8a.— Columna Valores del coeficiente climático.
- 9a.— Columna Producto de los valores K.F.T.
Ver tabla (1 - a).

Las tablas para cada cultivo que se proponen se sigue el procedimiento anterior, con la diferencia en la 5a, 6a, y 7a columnas que se describen a continuación.

- 5a.— Columna Se anotan los valores del coeficiente de desarrollo obtenidos de las gráficas.
- 6a.— Columna Valores del uso consuntivo mensuales en función de los coeficientes

climáticos y de desarrollo, para --
ajustar estos valores se le efectúa
una corrección con nuevo coeficien-
te de manera que el coeficiente de-
uso consuntivo global concuerde con
el de selección.

$$K' = \frac{F \cdot KT \cdot KC}{F} \qquad C = \frac{K}{K'}$$

7a. Columna Anotamos la multiplicación de los -
valores del uso consuntivo por el -
coeficiente C, obteniendo el uso --
consuntivo neto por aplicar.

Ver tablas (1 - a, b, c, d, e, f, g, h.) para-
cada cultivo.

Estas láminas o usos consuntivos netos son afectados-
por los valores de la lluvia efectiva y por las eficien-
cias de aplicación y conducción.

Se consideró como lluvia efectiva 75 % de la lluvia -
media en la estación climatológica de Huichapan, durante -
los meses que definen el período de lluvias eliminando a--
quelloos meses donde la lluvia es periódica, se estimó como
eficiencia de conducción el 80 % debido a que ésta, se va-
affectuar por medio de canales revestidos de concreto y una
eficiencia del 80 % en la aplicación, por lo tanto:

$$LB = (LN - P) 1.67$$

En la siguiente tabla aparece el proceso para obtener
las láminas brutas para cultivo.

Ver tabla (1 - i).

En la tabla (1 - h) aparece el volúmen de agua en -
miles de metros cúbicos para riego de un radio de 100 has.

COEFICIENTES DE USO CONSUNTIVO GLOBAL

MES	t °C	1+178	$\frac{1+178}{216}$	P	$\frac{P \cdot (1+178)}{216}$	T F	$\frac{K T}{0.311 \cdot 1000}$	F K T
ENE	14.9	32.7	1.50	7.72	11.62	58.9	0.70	8.18
FEB	17.3	35.1	1.60	7.25	11.57	63.1	0.78	9.00
MAR	20.0	37.8	1.73	8.40	14.58	68.0	0.86	12.57
ABR	21.9	39.7	1.83	8.54	15.60	71.3	0.92	14.96
MAY	22.7	40.5	1.87	9.16	17.15	73.0	0.95	16.28
JUN	22.1	39.9	1.83	9.03	16.55	71.8	0.92	15.30
JUL	21.1	38.9	1.78	9.26	16.47	70.0	0.89	14.75
AGO	21.3	39.1	1.78	8.96	15.95	70.3	0.90	14.00
SEP	20.6	38.4	1.78	8.29	14.78	69.0	0.88	12.99
OCT	18.6	36.4	1.69	8.16	13.78	65.4	0.82	11.26
NOV	17.1	34.9	1.69	7.56	12.07	62.8	0.77	9.34
DIC	15.1	32.9	1.50	7.64	11.53	59.0	0.71	8.16
Σ								

Tabla (1-a)

A G U A C A T E

MES	F	K	F.K.T.	K.C.	UCT	CUCT.
ENE	11.62	0.65	8.18	0.25	2.04	2.52
FEB	11.57	0.65	9.00	0.39	3.51	4.34
MAR	14.58	0.65	12.57	0.58	7.33	9.05
ABR	15.60	0.65	14.96	0.70	10.45	12.35
MAY	17.15	0.65	16.28	0.77	12.48	15.40
JUN	16.55	0.65	15.30	0.81	12.40	15.30
JUL	16.47	0.65	14.75	0.77	11.42	14.15
AGO	15.95	0.65	14.40	0.71	10.22	12.62
SEP	14.78	0.65	12.99	0.62	8.03	9.91
OCT	13.78	0.65	11.26	0.53	5.98	7.38
NOV	12.07	0.65	9.34	0.42	3.93	4.85
DIC	11.53	0.65	8.16	0.32	2.64	3.26
Σ	176.65		147.19		90.43	

Tabla (1-b) $K = \frac{90.43}{176.65} = 0.527$ $C = \frac{0.65}{0.527} = 1.23$

F R U T A L E S

MES	F	K	F.K.T.	K.C.	U.C.T.	CUCT.
ENE	11.62	0.65	8.18	0.17	1.39	2.21
FEB	11.57	0.65	9.00	0.24	2.16	3.17
MAR	14.58	0.65	12.57	0.39	4.92	7.23
ABR	15.60	0.65	14.96	0.63	9.42	13.89
MAY	17.15	0.65	16.28	0.86	14.00	20.60
JUN	16.55	0.65	15.30	0.97	15.30	22.48
JUL	16.47	0.65	14.75	0.96	14.16	20.82
AGO	15.95	0.65	14.40	0.80	11.52	16.93
SEP	14.78	0.65	12.99	0.53	6.88	10.12
OCT	13.78	0.65	11.26	0.30	3.38	5.70
NOV	12.07	0.65	9.34	0.18	1.68	2.47
DIC	11.53	0.65	8.16	0.14	1.14	1.68
Σ	171.65				75.93	

Tabla (1-d) $K' = \frac{75.93}{171.65} = 0.442$ $C = \frac{0.65}{0.442} = 1.47$

M A I Z

MES	F	K	FKL	KC	UCT.	UCC.
MAR	14.58	0.85	12.57	0.53	6.67	6.89
ABR	15.60	0.85	14.96	0.87	13.00	13.60
MAY	17.15	0.85	16.28	1.08	17.59	18.42
JUN	16.55	0.85	15.30	0.95	14.53	15.22
Σ	63.88				51.79	

Tabla (1-d) $K' = \frac{51.79}{63.88} = 0.812$ $C = \frac{0.65}{0.442} = 1.47$

C H I L E

MES	F	K	FKT	KC	UCT	UCC
MAR	14.58	0.70	12.57	0.45	5.66	5.66
ABR	15.60	0.70	14.96	0.52	7.77	7.77
MAY	17.15	0.70	16.28	0.79	12.77	12.77
JUN	16.55	0.70	15.30	1.03	15.78	15.78
JUL	16.47	0.70	14.75	0.93	13.71	13.71
AGO	15.95	0.70	14.40	0.78	11.22	11.22
Σ	97.30				66.91	

Tabla (1-e) $K' = \frac{66.91}{97.30} = 0.688$ $C = \frac{0.70}{0.688} = 1.00$

A L F A L F A

MES	F	K.	FKT.	K.C.	UCT.	UCC.
ENE	11.62	0.60	8.18	0.65	5.33	3.91
FEB	11.57	0.60	9.00	0.74	6.66	4.88
MAR	14.58	0.85	12.57	0.86	10.83	11.10
ABR	15.60	0.85	14.96	0.99	14.83	15.12
MAY	17.15	0.85	16.28	1.09	17.74	18.46
JUN	16.55	0.85	15.30	1.14	17.43	18.13
JUL	16.47	0.85	14.75	1.12	16.51	17.18
AGO	15.95	0.85	14.40	1.07	15.40	16.01
SEP	14.78	0.85	12.99	0.99	12.86	13.37
OCT	13.78	0.85	11.26	0.90	10.12	10.52
NOV	12.07	0.85	9.34	0.78	7.28	7.58
DIC	11.53	0.60	8.16	0.67	5.47	4.02
Σ	171.65		147.19		140.46	

Tabla (1-f) $C = \frac{0.85}{0.8195} = 1.04$

$K' = \frac{140.46}{171.65} = 0.8195$ $C = \frac{0.60}{0.8195} = 0.733$

T O M A T E

MES	F	K	F.K.T.	KC	U.C.T.	U.C.C.
MAY	17.15	0.70	16.28	0.47	7.65	7.65
JUN	16.55	0.70	15.30	0.72	11.01	11.01
JUL	16.47	0.70	14.75	1.03	15.20	15.20
AGO	15.95	0.70	14.40	0.84	12.19	12.19
Σ	66.12				46.05	

Tabla (i-g) $K' = \frac{46.05}{66.12} = 0.697$ $C = \frac{0.70}{0.697} = 1.00$

H O R T A L I Z A

MES	F	K	F.K.T.	K.C.	U.C.T.	U.C.C.
OCT	13.78	0.75	11.26	0.55	6.64	
NOV	12.07	0.75	9.34	0.92	9.20	
DIC	11.53	0.75	8.16	1.22	10.67	
ENE	11.63	0.75	8.18	1.16	10.28	
Σ	49.00				34.25	

Tabla (i-h) $K' = \frac{34.25}{49.00} = 0.70$ $C = \frac{0.75}{0.70} = 1.07$

	%	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Sept.	Octubre	Noviembre	Diciembre	TOTAL
Maiz	50			10	10	10								30
Frijol	20			10	10	10								30
Frutales	30	15	15	15	15	15					15	15	15	120
		15	15	35	35	30					15	15	15	180
Reg. 100 Hect.														
				50	50	50								Miles de m ²
Maiz				20	20	20								150
Frijol				45	45	45								60
Frutales		45	45	45	45	45					45	45	45	360
TOTAL		45	45	118	115	115					45	45	45	570

TABLA (i-j)

Proyecto "Tenzabhi"

Ley de demandas.

CULTIVO	MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
	PREC.	0	0	0	0	1.50	3.0	2.1	4.6	2.1	0	0	1.2
AGUACATE	LN	2.52	4.34	9.05	12.35	15.40	15.30	14.15	12.62	9.91	7.38	4.85	3.26
	LN-PRE	2.52	4.34	9.05	12.35	13.90	12.30	12.05	8.02	7.81	7.38	4.85	2.06
	LB	4.21	7.25	15.20	20.60	23.20	20.50	20.10	13.38	13.02	12.60	8.10	3.44
	LN	2.21	3.17	7.23	13.84	20.60	22.48	20.82	16.93	10.12	5.70	2.47	1.68
FRUTALES	LN-PRE	2.21	3.17	7.23	13.84	19.10	19.48	18.72	12.33	8.02	5.70	2.47	0.48
	LB	3.69	5.29	12.08	23.16	31.90	32.50	31.30	20.30	13.38	9.52	4.13	0.80
	LN			5.66	7.77	12.77	15.78	13.71	11.22				
CHILE	LN-PRE			5.66	7.77	11.27	12.78	11.61	6.62				
	LB			9.46	12.98	18.80	21.20	19.40	11.06				
	LN	3.91	4.88	11.10	15.12	18.46	18.13	17.18	16.01	13.37	10.52	7.58	4.02
ALFALFA	LN-PRE	3.91	4.88	11.10	15.12	16.96	15.13	15.08	11.41	11.27	10.52	7.58	2.82
	LB	6.53	8.16	16.54	25.25	28.30	25.25	25.18	19.08	18.82	17.58	12.67	9.72
	LN			6.98	13.60	18.42	15.22						
MAIZ	LN-PRE			6.98	13.60	16.92	12.22						
	LB			11.66	22.70	28.30	20.42						
	LN					7.65	11.01	15.20	12.19				
TOMATE	LN-PRE					6.15	8.01	13.10	9.59				
	LB					10.28	13.38	21.90	12.69				
	LN	10.28									6.64	9.20	10.67
HORTALIZA	LN-PRE	10.28									6.64	9.90	9.47
	LB	17.30									11.09	15.37	15.82
	LN												

Tabla (1-2)

- 1.- Los cultivos actuales de la región son: maíz, frijol y frutales, en el futuro serían los mismos.
- 2.- El porcentaje aproximado de cultivo, es el siguiente:
 - Maíz 50 %
 - Frijol 20 %
 - Frutales 30 %
- 3.- Como no existe un control en la distribución de las aguas en los lugares próximos a Tecozautla, donde existe riego, los informes obtenidos y del estudio hecho, se ha considerado que por cada hectarea-riego se necesitan 7125 m³.
- 4.- El cuadro de demandas mensuales se formaría tomando en cuenta que las tierras no se cultivan simultáneamente, partiendo de esta base se puede considerar que el 50 % de la superficie por regar tendría el primer riego mensual.
El cuadro de demandas mensuales sería.
Hectáreas por regar 1265 has.
Volumen mensual 1454750 m³.
- 5.- Rendimientos.
El maíz varía entre 1 1/2 a 3 toneladas por hectárea.
El frijol produce 1 tonelada por hectarea.
Frutas como el aguacate produce un promedio 250 - cajas por hectarea.
- 6.- Los cultivos que se sugieren en la nueva zona de riego, son los mismos; maíz, frijol, frutales y hortaliza.
- 7.- La superficie efectiva de riego será 1265 hectáreas que corresponden a pequeños propietarios; cuya situación económica es indigente.
- 8.- Las tierras de cultivo se clasifican de regular - calidad y tienen una profundidad promedio de capa vegetal de 1.00 m.

Los estudios hidrológicos de vasos de almacenamiento incluyen también lo relativo a la acumulación de azolves.

Toda corriente de agua acarrea en suspensión cierta cantidad de materiales sólidos como resultado de las erosiones que provoca en los tramos deleznable de su curso principalmente en avenidas. La capacidad de carga de azolves de una corriente es función de su velocidad, cuando esta disminuye, se originan los depósitos del material de acarreo.

Los vasos de almacenamiento son depósitos eficaces -- de los azolves que disminuyen con el tiempo su capacidad -- restándoles eficiencia para llenar la función que le corresponde; por lo anterior es necesario tomar en cuenta la disminución de capacidad que por este concepto tendrán los vasos y garantizar la vida útil que se le fije. La estimación de la acumulación de azolves que se pueden presentar en un vaso de almacenamiento se determina de observaciones directas por las estaciones hidrométricas establecidas en las corrientes, por la S.R.H. cuyos datos los proporcionan en expedientes, ya resumidos y aptos para su codificación y procesamiento electrónico; para conocer el acarreo anual de materia sólida en suspensión.

FUNCIONAMIENTO DE VASO

Puesto que, Vaso es la zona de la cuenca en la que se almacena el agua en forma superficial, su característica física más importante es la capacidad de almacenamiento.

El análisis generalmente se llama estudio de operación y esencialmente es una simulación de la operación del vaso para un período de tiempo de acuerdo con determinadas reglas adoptadas.

El estudio de operación se analiza para definir las reglas óptimas de operación, para seleccionar la capacidad más eficiente, y establecer la capacidad necesaria de la obra de extracción para una presa de almacenamiento o una presa de control de avenidas, y para lograr otras muchas decisiones necesarias en el curso de la planeación de un proyecto.

Para determinar la capacidad más conveniente, de un vaso desde el punto de vista hidrológico, que almacena aguas de una corriente se pueden seguir dos procedimientos:

- a) Método analítico.
- b) Método gráfico.

Este análisis es una representación de la forma en -- que funcionará el vaso para una capacidad dada bajo cierto régimen de aportaciones y extracciones, considerando además las oscilaciones en el volúmen almacenado por efecto de -- evaporación filtración o lluvia en el área de embalse.

Para llevar a cabo este analisis es necesario contar con los siguientes datos.

- 1.- Período considerado para el estudio, o sea el número de años de escurrimiento observados y que se supone en repetición de ciclos.
- 2.- Aportaciones al vaso.
- 3.- Extracciones o demandas al vaso.
- 4.- Evaporación neta o pérdidas en general.
- 5.- Capacidad útil.
- 6.- Capacidad muerta.
- 7.- Curva, Areas, Capacidades.

Aportaciones.- Es el volúmen de entrada al vaso que - escurre hasta el sitio de la cortina, ya sea, observado en caso de contarse con estación hidrométrica o deducido en - caso de carecer de las anteriores; esto se expresa mensual^{mente}.

Extracciones.- Es el volúmen de demanda para la finalidad del almacenamiento, esto se hace de acuerdo con la - ley de variaciones, y determina el funcionamiento de vaso- expresado mensualmente.

Evaporación.- El volúmen de agua contenido en un vaso de almacenamiento, se incrementa por efecto de lluvia en - el área del embalse, y disminuye por efecto de evaporación. Tendiendo ambos factores a compensarse, estando la varia-- ción del almacenamiento por este concepto, de acuerdo con- el factor predominante.

La diferencia entre lámina evaporada y lámina llovida en determinado período de tiempo nos da la lámina neta de - evaporación o lluvia en el vaso.

El volúmen ganado o pérdida será igual al producto de dicha lámina por el área de embalse.

Para el cálculo de la evaporación neta; es necesario- hacer notar que la precipitación sobre la superficie del - agua en un almacenamiento tiene un coeficiente de escurri- miento de 100 % por lo cual al hacer el cálculo de la eva- posición neta, debería considerarse la lámina de agua en su- totalidad.

Para el cálculo de evaporación neta del presente pro- yecto de "TENZABHI" se utilizó la estación de, binola Hui- chapán Hidalgo con el período de (1936 a 1960).

Capacidad útil.- Se puede definir como el volúmen que

puede aprovecharse en un vaso para fines de riego, generación de energía eléctrica o ambos, limitada entre la capacidad muerta y de control. Regida por las condiciones de funcionamiento, se puede calcular por medio de levantamientos topográficos, por medio de poligonales trazadas con -- estádia o plancheta.

Capacidad muerta.- Constituida por la sedimentación o azolve con objeto de determinar si la vida útil del vaso - propuesto será suficiente para garantizar su construcción- se calcula con un porcentaje de acarreo de 0.001 del escurrimiento medio anual y una vida útil de 50 años.

Curva Areas.- Capacidades se construye a partir de -- los planos de levantamiento topográfico del vaso, para determinar el volumen de almacenamiento.

Contando con los datos anteriores, procedemos a efectuar éste cálculo en forma tabular (tabla 1 - K) de la manera siguiente:

Columna 1- Año de observación.

Columna 2 - Mes de observación.

Columna 3 - Almacenamiento inicial día 1º del mes.

Columna 4 - Entradas al vaso.

Columna 5 - Almacenamiento disponible igual 3 + 4

Columna 6 - Extracción mensual.

Columna 7 - Almacenamiento final sin pérdidas por evaporación igual (5) - (6).

Columna 8 - Almacenamiento medio igual a $\frac{(3) + (7)}{2}$

Columna 9 - Area de embalse correspondiente al almacenamiento medio (curva, área-capacidad).

Columna 10 - Evaporación neta mm. (calculada).

Columna 11 - Volumen perdido por evaporación

$$\frac{(9) \times (10)}{100}$$

100

Columna 12 - Derrames (5) - (6) capacidad total.

Columna 13 - Deficiencias en volumen. Cuando la deficiencia entre el almacenamiento disponible y la capacidad de azolves sea menor que la extracción necesaria, la extracción sólo -

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS			DIRECCION DE PEQUEÑA INIRGACION				DEPARTAMENTO DE LEON						
Deficiencia máxima mensual _____			Proyecto de _____				CASO No. _____ HOJA No. _____						
Deficiencia máxima anual _____			Estado de _____										
Número de deficiencias _____			Sobre el 176 _____				CANTIDAD _____						
de Derrames en rel. con el esc. total _____			Capacidad total del vaso _____				VERIFICADO _____						
de Evap. con resp. al esc. total _____			Capacidad azolves _____				REVISO _____						
de Aprov. con resp. al esc. total _____			Area beneficiada _____				FECHA _____						
DEPARTAMENTO DE LEON													
AÑO	MES	APORTE EN DOL. OFICIAL EL día 10 del mes	ENTRADA AL VASO	VOLUMEN DISTRIBUIDO (3) + (4)	ENTRADA	APORTE OFICIAL SIN PER- DIDAS P. EVAP.	APORTE MEDIO (3) + (7) 2	RET. CORRES- PONDIENTE AL ANAL. MEDIO	EVAPORACION "LUBIA"	VOL. QUE SE EMITE POR EVAPORACION	DERRAMES.	EN VOLUMEN	EN % CON- REL. A LA ENTRADA.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
19	E												
	F												
	M												
	A												
	M												
	J												
	J												
	A												
	S												
	O												
	N												
	D												
Annual:													
19	E												
	F												
	M												
	A												
	M												
	J												
	J												
	A												
	S												
	O												
	N												
	D												
Annual:													

TABLA (1-K)

podrá ser igual a esta diferencia y lo que falle para la extracción completa será la diferencia de volúmen.

El almacenamiento final sin pérdidas por evaporación será la capacidad de azolves y las pérdidas por evaporación se restarán a la capacidad de azolves para obtener el almacenamiento inicial del siguiente mes.

Columna 14-Deficiencias en porcentaje. Para cada deficiencia mensual, se anota en esta columna su porcentaje con respecto a la extracción normal mensual.

El análisis se iniciará por un mes en que se sabe que despues de derramar la presa tienen un almacenamiento igual a su capacidad total como almacenamiento inicial.

Para evitar lo laborioso de este análisis se han utilizado las máquinas electrónicas.

En la Secretaría de Recursos Hidráulicos se han resuelto problemas de análisis, estabilidad de cortinas, funcionamiento analítico de vasos, elaborando programas para la máquina electrónica IBM - 709.

Tomando como base el funcionamiento analítico que se ha discrito anteriormente, el siguiente paso consistirá en codificar los datos en hojas elaboradas especialmente.

Los datos que se proporcionan son:

- a)-Nombre del estudio.
- b)-Número de alternativas. Todas las capacidades que se quieran estudiar.
- c)-Número de años que comprende el período de estudio
- d)-Deficit máximo mensual permitido
- e)-Porcentaje de la demanda anual para el mes que se quiera.
- f)-Gasto de entrada para cada año de Enero a Diciembre.
- g)-Evaporación todos los datos mensuales con la evaporación en milímetros durante el período considerado.
- h)-Capacidades en miles de metros cúbicos.
- i)-Áreas en millones de metros cuadrados.
- j)-Capacidad total en miles de metros cúbicos, capacidad muerta, capacidad inicial, volúmen útil.

Los formatos indican espaciamientos que se forman en la hoja de datos que corresponden a los indicados en el programa de cálculo.

Una vez que se han codificado los datos se pasan a proceso y en seguida se elaboran las tarjetas con los datos codificados y posteriormente pasan a la máquina.

Finalmente los resultados dados por la máquina se imprimen y se obtienen las tablas que aparecen a continuación como resultados finales.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 DIRECCION DE PROYECTOS
 OFICINA DE CALCULO ELECTRONICO

PEQUEÑA IRRIGACION
 1 S.R.H. FUNCIONAMIENTO DE VASO TENZABH 1, TECOZAUTLA-HGO

CAPACIDAD TOTAL 1000.00 CAPACIDAD MUERTA 550.000 CAPACIDAD INICIAL 1000.000

AÑO	ENTRADA	DEMANDA	SAIDA	EVAPORACION	ALMACEN	DERRAME	DEFICIT	PERCENT.
1930	2750.00	275.00	275.00	41.12	1000.00	1774.92	0.00	0.00
1931	5755.59	3909.32	3909.32	169.74	1000.00	12994.55	0.00	0.00
1932	5372.31	3909.32	3215.34	257.94	1000.00	2420.42	693.99	17.54
1933	20325.00	3909.32	3535.00	131.41	1000.00	15606.59	314.32	9.06
1934	4971.00	3909.32	3909.32	163.37	1000.00	10911.31	0.00	0.00
1935	7127.59	3909.32	3357.17	255.95	1000.00	3474.47	532.15	13.65
1936	2395.59	3909.32	3909.32	231.75	1000.00	5262.53	0.00	0.00
1937	2312.19	3909.32	3909.32	251.49	1000.00	3149.39	0.00	0.00
1938	2552.73	3909.32	3554.31	252.00	1000.00	4735.91	235.01	6.03
1939	2533.00	3909.32	3722.56	241.05	1000.00	5519.39	178.75	4.58
1940	2575.22	3909.32	3749.51	261.13	1000.00	5567.56	150.81	3.87
1941	14145.59	3909.32	3909.32	231.44	1000.00	12012.84	0.00	0.00
1942	10332.00	3909.32	3542.99	251.53	1000.00	6639.58	249.44	6.40
1943	16423.00	3909.32	3909.32	207.33	1000.00	12392.17	0.00	0.00
1944	15573.32	3909.32	3909.32	174.95	1000.00	11599.13	0.00	0.00
1945	4234.11	3909.32	3314.29	264.15	1000.00	2431.75	595.12	15.26
1946	11723.33	3909.32	3909.32	211.83	1000.00	7517.11	0.00	0.00
1947	13519.70	3909.32	4571.59	213.71	1000.00	6712.52	317.92	7.89
1948	10172.20	3909.32	4558.93	231.63	1000.00	5281.59	240.39	6.16
1949	4954.20	3909.32	3521.59	250.05	1000.00	3183.56	377.73	9.69
1950	2174.31	3909.32	3909.32	232.97	1000.00	5762.41	0.00	0.00
1951	13134.32	3909.32	3309.32	229.71	1000.00	7355.39	0.00	0.00
1952	2255.00	3909.32	3909.32	221.33	1000.00	5945.41	0.00	0.00
1953	7137.51	3909.32	3279.35	231.73	1000.00	3589.55	659.97	17.69
1954	9117.19	3909.32	3309.32	241.05	1000.00	3977.82	0.00	0.00

SJMA 20532.2 2976.3 2452.4 24.5 1000.0 17775.3 313.9

Esc. MED. ANUAL 12 094.74
 VOLUMEN III 3399.71
 PORCENTAJE APROVECHAM. 32.213
 PORCENTAJE EVAPORACION 1.250
 PORCENTAJE DERRAMES 85.984
 PORCENTAJE DEFICIT 4.925

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 DIRECCION DE PROYECTOS
 OFICINA DE CALCULO ELECTRONICO

PEQUEÑA IRRIGACION
 1 S.R.H. FUNCIONAMIENTO DE VASO TENZABH J. TECOZAUTLA, HGO

CAPACIDAD TOTAL 1100.000 CAPACIDAD MUERTA 550.000 CAPACIDAD INICIAL 1000.000

VOL. UTIL	PC. APROV.	PC. EVAP.	PC. DERR.	PC. DEF1.	MES	DEFICIT	AÑO	DEFICIT	PERIODO	ANOS	DEF.
1800.00	15.665	2.105	82.227	0.000							
2700.00	23.498	2.049	74.451	0.000							
4050.00						0.000	26	0.000	5.832	0	0
3375.00	28.704	1.983	69.227	2.004							
3712.50	31.042	1.964	66.991	3.921							
3881.25	32.127	1.952	65.921	4.894							
3965.53						0.000	26	0.000	5.350	0	0
3923.44						0.000	26	0.000	5.124	0	0
3902.34						0.000	26	0.000	5.010	0	0
3991.80	32.195	1.951	65.854	4.951							
3997.07	32.227	1.951	65.821	4.981							
3999.71	32.243	1.951	65.804	4.995							

Funcionamiento gráfico.- Puede hacerse por la curva - masa; ya valuados los escurrimientos mensuales de la corriente en todo el período de estudio podemos construir -- una gráfica de la curva-masa, que es la representación a - acumulativa del gasto o aportación de entrada neta al vaso para un período determinado de años. Fig (b)

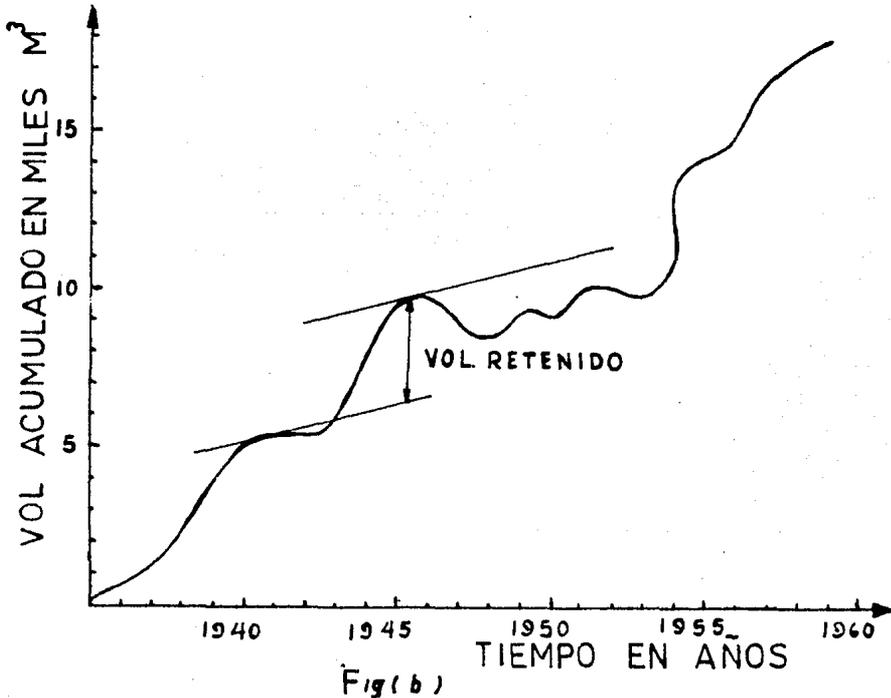


Fig (b)

Diagrama de masas.- Es la gráfica a escala de los escurrimientos mensuales acumulados de la corriente en todo el período de estudio, analizando ésta gráfica que nos permite conocer el funcionamiento del vaso y la capacidad más conveniente desde el punto de vista hidrológico. Esta gráfica se conoce con el nombre de diagrama de masas y su teoría es la siguiente:

En un sistema de ejes coordenados, representamos a -- escala en el eje de las ordenadas, los volúmenes acumulados y en las abcisas los tiempos transcurridos, a partir -

de una fecha dada, se representa de la siguiente manera -- Fig (c).

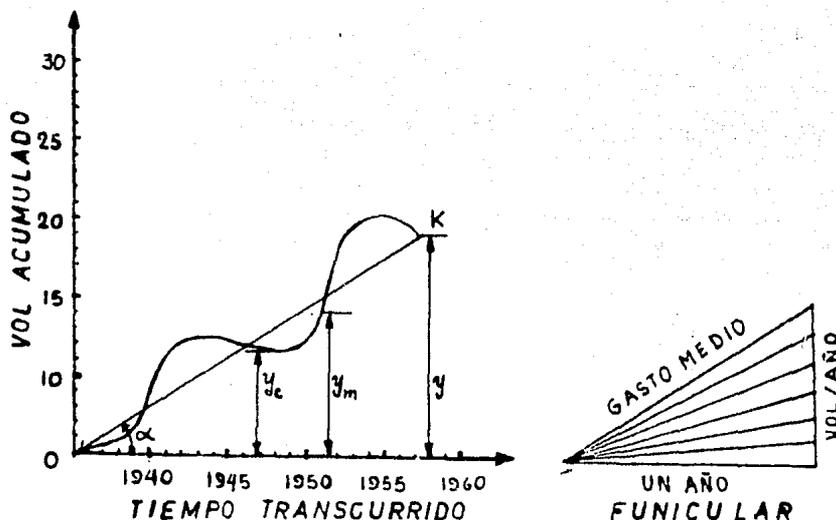


Fig (c)

"Y" representa el volúmen total escurrido en el tiempo considerado "X"

$\tan \alpha = \frac{Y}{X}$ pendiente de la recta CK es igual al gas-

to medio en el período considerado; en $M^3/\text{año}$ ó m^3/mes .

La pendiente de la tangente a la curva en cualquier punto representa el gasto instantáneo correspondiente al tiempo marcado por la abscisa del punto.

Podemos formar un "funicular de gastos" en donde X -- represente la unidad de tiempo y y_1, y_2, y_3, y_n , los volúmenes escurridos en este tiempo.

La inclinación de cualquier línea llevada a ese funicular representará un gasto, la horizontal representa gasto nulo y el gasto medio la paralela a CK. Si suponemos que los volúmenes de agua que se ven acumulando en un vaso de-

capacidad suficiente y consideramos que disponemos (por -- conveniencia) de un volúmen V almacenado al iniciarse el -- almacenamiento. Al finalizar el período disponemos de un -- volúmen acumulado $V+$ y si ahora suponemos que conforme -- entra agua al vaso le hacemos una extracción igual al gas-- to medio, el almacenamiento inicial V_i más la ordenada de -- la curva Y_c en ese instante menos la ordenada Y_m de la rec-- ta OK correspondiente al mismo instante o sea:

$$A = V_i + Y_c - Y_m$$

Almacenamiento = Volúmen inicial + Volúmen de entra-- da-extracción

En los puntos en que la curva y la recta OK se tocan-- $Y_c = Y_m$ por lo que la ecuación anterior queda:

$$A = V_i$$

En todos los puntos situados arriba de OK A es mayor-- que V y en los que este abajo A es menor que V .

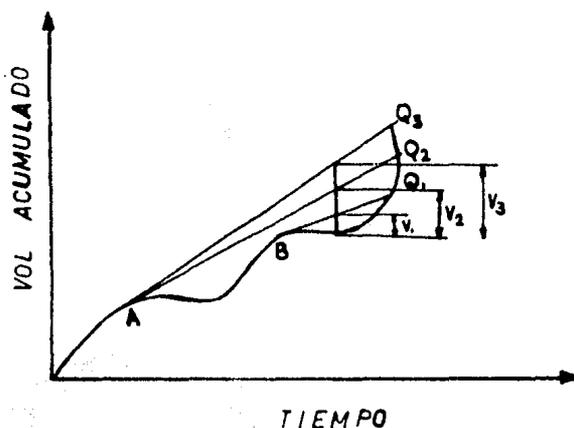


Fig (d)

CAPACIDAD MAS CONVENIENTE

En la práctica se procede como sigue.

Se escogen los picos más notables, considerando que -- ellos empiezan el período, se trazan rectas que represen-- tan los gastos de extracción y se estudia para cada extrac-- ción cual debería haber sido el almacenamiento inicial V -- para no agotar el agua en el vaso.

En la figura, trazando desde A y B, rectas Q_1 , Q_2 y Q_3 que representan gastos de extracción se observa que deberá disponerse de V_1 , V_2 , V_3 respectivamente para que no se vacíe el vaso. Fig (d)

Para cada pico de la curva se repite el estudio anterior y se analizan los resultados eligiendo como capacidad necesaria para cada extracción.

Gráfica Extracciones Capacidades.- Como resultado del análisis anterior se puede construir una gráfica que relacione las distintas extracciones con las capacidades necesarias.

Esta gráfica siempre presenta un punto de quiebre más acentuado en donde a partir de ese punto para un incremento en la capacidad se tienen incrementos muy pequeños en las extracciones; la capacidad más conveniente se eligió - al observar se esta gráfica Fig (e) por ejemplo la capacidad más conveniente es la que define el punto 4.

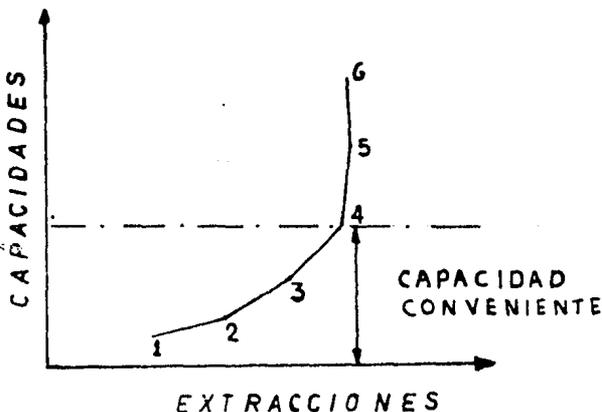
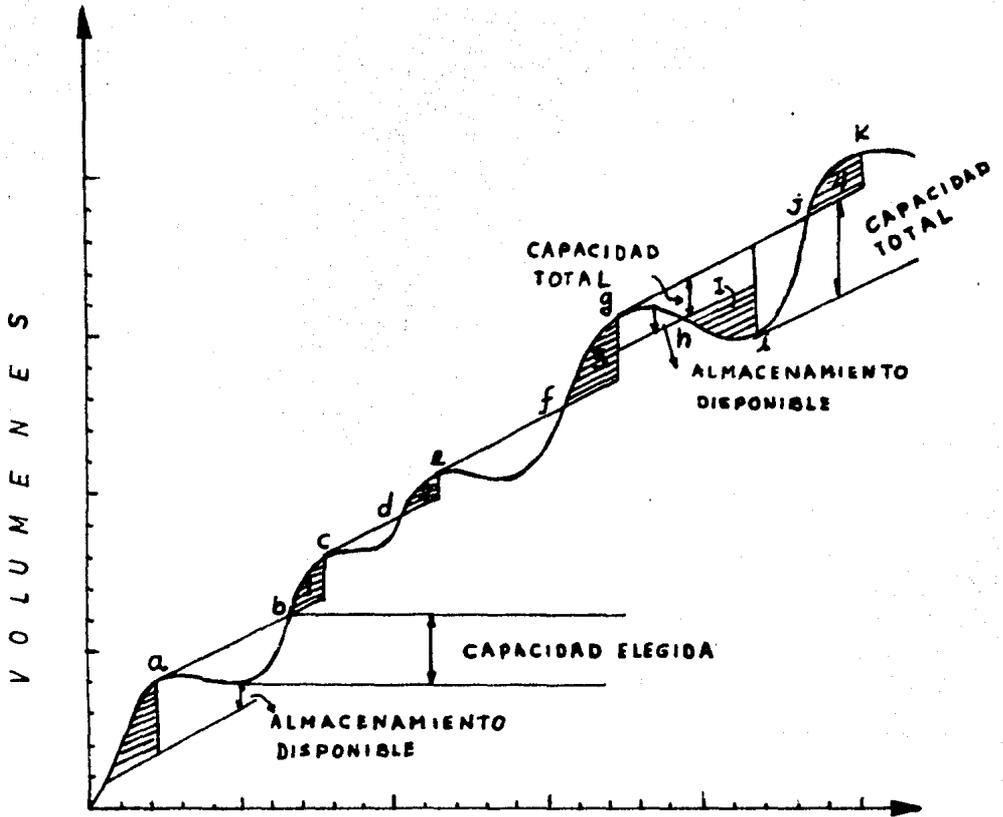


Fig (e)

Funcionamiento del Vaso.- Elegida la capacidad de almacenamiento y el gasto de extracción el funcionamiento del vaso puede determinarse; es decir puede conocerse cuando se llena y cuando se vacía y de que almacenamiento se dispone a través del tiempo.

En la Fig (f) partiendo de "a" con vaso lleno al llegar al punto "b" se produce el derrame marcado con el No. 1 dura derramando hasta el punto "c" entre "c" y "d" el derrame No. 2 se prolonga hasta "e" a partir de "e" hay algunas variaciones en el almacenamiento y el vaso vuelve a llenarse en "f" y empieza un nuevo derrame marcado en la -



Fig(f) TIEMPO

AÑOS	MESES	VOL. ACUM. EN MILLONES DE M ³	VOL. DEM. EN MILLONES DE M ³	DIFERENCIAS
1936	ENE			
	FEB			
	MAR			
	ABR			

Fig. con el No. 3 que se prolonga hasta g del punto "g" en adelante el vaso empieza a vaciarse y el almacenamiento se agota totalmente al llegar al punto h y permanece seco hasta, i teniéndose en este lapso al deficit No. 1 a partir de "i" el almacenamiento empieza a recuperarse para--nuevamente llenarse en "j" en que se inicia el derrame No. 4 derrame que se prolonga hasta "k".

El almacenamiento disponible en cualquier momento puede estimarse mediante la ordenada entre la paralela inferior y la curva de masas (Fig f)

Diagrama Diferencial de Masas.- El diagrama de masas -- que hemos explicado es efectivo pero poco práctico cuando se trata de analizar vasos de almacenamiento en donde los periodos de estudio en presas de importancia sobre todo -- deben ser de 25 años o más, obteniéndose un dibujo en forma diagonal de grandes proporciones, restringiéndose el -- uso de una escala amplia para obtener los resultados que -- se quieran.

Por lo anterior se ha ideado trabajar con diferencias -- respecto al gasto medio de todo el período, para lo que todo el diagrama se abate haciendo, que la línea OK (gasto -- medio) coincida con la horizontal. La inclinación de las -- rectas del funicular de gastos también se modifica de modo que el gasto medio quede representado por la horizontal.

El diagrama así obtenido se conoce con el nombre de diferencia de masas y es el que se emplea en todos los casos

AVENIDA, MÁXIMA DE DISEÑO

Se define como la descarga máxima de escurrimiento en -- un río que puede esperarse para la más severa combinación de condiciones meteorológicas y que son consideradas como -- características de la región en estudio.

Para el diseño de una obra de almacenamiento es de gran importancia conocer el gasto máximo producto de una avenida y muchas veces la distribución respecto al tiempo.

La magnitud de la avenida es función directa del período de retorno que se le asigne; período de retorno de una avenida es el intervalo de recurrencia promedio de que esa avenida sea igualada o superada en un determinado intervalo de tiempo, para escoger el período de retorno que se le debe asignar a una tormenta se obtiene con la fórmula siguiente.

$$P = 1 - (1 - p)^n$$

En donde:

$$p = \frac{1}{tr}$$

- Tr — período de retorno de la avenida en años.
 P — probabilidad de que ocurra la avenida en un año en particular.
 n — vida útil de la obra en años.
 p — probabilidad de que ocurra esa avenida o una mayor durante la vida útil de la obra.

Asignando un valor a Tr, y conociendo la vida útil de la obra, se podrá conocer la probabilidad de incidencia de la avenida correspondiente a ese Tr, en base a la ecuación anterior durante la vida útil de la obra.

Para la selección de la avenida de diseño se requiere de un análisis hidrológico y económico.

MÉTODOS PARA DETERMINAR LA AVENIDA MÁXIMA

- 1.- Método de las envolventes regionales:
 - a) Envolventes de Creager.
 - b) Envolventes de Lowery.
- 2.- Métodos empíricos:
 - a) Racional americano.
 - b) Burkli-Ziegler.
 - c) Izkowzky.
 - d) Gregory-Arnold.
- 3.- Métodos estadísticos.
 - a) Método de Gumbel.
 - b) Método de Levediev.
 - c) Método de Nash.
- 4.- Método de los Hidrogramas.
 - a) Método del Hidrograma unitario.
 - b) Método del Hidrograma unitario instantáneo.

MÉTODO DE LAS ENVOLVENTES REGIONALES

Envolventes de Creager.— Es un método de comparación de cuencas, consiste en encontrar y comparar los gastos máximos registrados en cada una de las cuencas vecinas pertenecientes a la misma región hidrológica en que está situada la que queremos estudiar.

El hidrólogo William P. Creager se dedicó a la investigación y análisis, y de esto concluyó la siguiente ley.

$$Q = CA^n$$

Q — Gasto máximo probable en $\frac{m^3}{seg}$

A — Area de la cuenca en Km^2

n — Exponente valuado por Creager.

De la fórmula anterior el gasto unitario es:

$$Q = CA^{n-1}$$

$$C = \frac{\text{Gasto máximo maximum de la cuenca}}{\text{Área de la cuenca}}$$

En un sistema cartesiano (Q - A) de ejes logaritmicos se llevan los valores Q y A correspondientes a cada cuenca.

Se llama envolvente de la zona a un punto más alejado esto es, que bajo de la curva quedan situados todos los puntos trazados. Del punto más alejado se conoce Q y el área, aplicando la fórmula general de Creager.

$$Q = 1.303 C (0.386 A)^n$$

En que:

$$n = \frac{0.894}{(0.886 A)} \quad 0.048$$

Envolventes de Lowery.

Roberto C. Lowery hizo investigaciones para ríos y de una manera semejante a Creager determinó sus envolventes a partir de la fórmula siguiente:

$$Q = \frac{C}{(A + 259)} \quad 0.80$$

En el proyecto "TENZABHI" se determinó por medio de las gráficas envolventes de gastos máximos instantáneos de las corrientes de la República Mexicana en la región ll zona del alto Pañuco y con la envolvente $2 \frac{m^3}{seg Km^2}$ se obtuvo Qmax.

$$Q_{max} = 511.4 \frac{m^3}{seg}$$

$$\text{Incremento un 30 \%} = 664.8 \frac{m^3}{seg} \approx 665.00 \frac{m^3}{seg}$$

Para convertir en volúmenes tenemos:

$$L = 5.5 \text{ cm} = 27.5 \text{ km.}$$

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

$$t_c = \frac{36}{2.5 \times 3.6} = 4 \text{ hor} = 14400 \text{ seg.}$$

Tiempo total 8 horas = 28800 seg.

Volúmen aportado por la avenida.

$$t_r = t_c; \quad t_t = 28800 \text{ seg.}$$

$$t_t = t_c + t_r; \quad Q_{\max} = 665 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$$

$$V = \frac{0.9 Q_{\max} T_t}{3} + 0.1 Q_{\max} t_t$$

$$= (0.3 \times 665 \times 28800) + (0.1 \times 665 \times 28800)$$

$$= 0.3 \times 19152000 \quad 1915200$$

$$= 5745600 + 1915200$$

$$V = 7660800 \text{ m}^3$$

MÉTODOS EMPÍRICOS

Existe una gran variedad de ellos, pero en general -- sólo se requiere del conocimiento del área de la cuenca y de su coeficiente de escurrimiento, puede conducir a errores muy grandes y solamente se recomienda su uso cuando no sea posible utilizar alguno de los otros métodos. En general estos métodos se derivan de la fórmula racional.

El método racional americano $Q_{\max} = Ci A$

El método BURKLI-ZIEGLER $Q_{\max} = Ci A \sqrt[4]{S/A}$

El método IZKOWZKY $A_{\max} = C_m h A$

El método GREGORY ARNOLD:

$$Q = 15 H^{0.57} (CAFBRh)^{1.1429} S^{0.2143}$$

C — Coeficiente de la geografía del terreno.

i — Intensidad.

- A — Area drenada.
 S — Pendiente en milésimas.
 m — Coeficiente que depende del área del terreno.
 h — Altura de precipitación.
 H — Período en horas.
 Rh — Intensidad media de la lluvia en pulg/hora.
 R — Coeficiente.
 L — Longitud de recorrido máximo del agua en -- pies.
 F — Constante que depende de la forma y naturaleza del cauce principal.

MÉTODOS ESTADÍSTICOS

Para poderlos aplicar se requiere conocer gastos máximos anuales, cuando más datos se tengan, mayor será la aproximación, permiten conocer el gasto máximo para un período de retorno considerado.

El método de Gumbel está basado en que la variable aleatoria tiene una distribución normal, es válido para -- períodos de retorno pequeños entre 1 y 20 años aplicable -- en obras de desvío, el gasto máximo que se quiere calcular esta dado por la ecuación (1) y teniendo como datos las 3- primeras columnas de la table siguiente:

n	AÑOS	Q_i	$Q_i - Q_m$	$(Q_i - Q_m)^2$
1	1936	Q_1	$Q_1 - Q_m$	$(Q_1 - Q_m)^2$
2	37	Q_2	$Q_2 - Q_m$	$(Q_2 - Q_m)^2$
3	38	Q_3	$Q_3 - Q_m$	$(Q_3 - Q_m)^2$
-	-	-	-	
-	-	-	-	
25	1960	Q_{25}	$Q_{25} - Q_m$	$(Q_{25} - Q_m)^2$
	ΣQ_i			$\Sigma(Q_i - Q_m)^2$

- A — Area drenada.
 S — Pendiente en milésimas.
 m — Coeficiente que depende del área del terreno.
 h — Altura de precipitación.
 H — Período en horas.
 Rh — Intensidad media de la lluvia en pulg/hora.
 R — Coeficiente.
 L — Longitud de recorrido máximo del agua en -- pies.
 F — Constante que depende de la forma y naturaleza del cauce principal.

MÉTODOS ESTADÍSTICOS

Para poderlos aplicar se requiere conocer gastos máximos anuales, cuando más datos se tengan, mayor será la aproximación, permiten conocer el gasto máximo para un período de retorno considerado.

El método de Gumbel está basado en que la variable aleatoria tiene una distribución normal, es válido para períodos de retorno pequeños entre 1 y 20 años aplicable en obras de desvío, el gasto máximo que se quiere calcular esta dado por la ecuación (1) y teniendo como datos las 3- primeras columnas de la tabla siguiente:

T	AÑOS	Q_i	$Q_i - Q_m$	$(Q_i - Q_m)^2$
1	1936	Q_1	$Q_1 - Q_m$	$(Q_1 - Q_m)^2$
2	37	Q_2	$Q_2 - Q_m$	$(Q_2 - Q_m)^2$
3	38	Q_3	$Q_3 - Q_m$	$(Q_3 - Q_m)^2$
-	-	-	-	
-	-	-	-	
25	1960	Q_{25}	$Q_{25} - Q_m$	$(Q_{25} - Q_m)^2$
	ΣQ_i			$\Sigma(Q_i - Q_m)^2$

$$b = \frac{1}{0.7797 \sqrt{x}} (Q_{\max} - Q_m + 0.45 \sqrt{x}) \dots (1)$$

$$\text{Gasto medio } Q_m = \frac{\sum Q_i}{n}$$

$$\text{Desviación estandar } x = \sqrt{\frac{\sum (Q_i - Q_m)^2}{n - 1}}$$

$$\text{Probabilidad } F = e^{-e^{-b}}$$

$$-e^{-b} \log e = \log F$$

$$-e^{-b} = - \frac{\log F}{\log_e}$$

$$-b \log_e = \log \left(- \frac{\log F}{\log_e} \right)$$

$$b = \frac{- \log \left(- \frac{\log F}{\log_e} \right)}{\log_e}$$

Período de retorno suponiendo:

$$Tr = 100 \text{ años} \quad p = \frac{1}{100} = 0.01$$

$$F = 1 - p \quad F = 1 - 0.01 = 0.99$$

$$F = 0.99 \quad \log F = 1 - 9956 \\ = -0.0044$$

$$b = \frac{- \log \left(\frac{0.0044}{0.4343} \right)}{\log_e} = \frac{- \log (0.0101)}{\log_e} = - \frac{(2.00)}{0.4343} = \frac{2.00}{0.4343}$$

= 4.6

Sustituyendo el valor de b, Qm y Qx en la ecuación siguiente se obtiene el Qmax cuando se tiene el registro de la tabla anterior.

$$b = \frac{1}{0.7797} (Q_{max} - Q_m + 0.45 \bar{Q})$$

Método de LEVEDIEV.

El gasto máximo se obtiene por este método de la siguiente manera, teniendo los datos de las 3 primeras columnas de la tabla si se sigue el proceso y empleando la ecuación (2).

N	AÑOS	Qi	$\frac{Q_i}{Q_m}$	$\frac{Q_i}{Q_m} - 1$	$(\frac{Q_i}{Q_m} - 1)^2$	$(\frac{Q_i}{Q_m} - 1)^3$
1	1936	Q1	-	-	-	-
2	37	Q2	-	-	-	-
3	38	Q3	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-
25	1960	Q25	-	-	-	-
		$\sum Qi$			$\sum (\frac{Q_i}{Q_m} - 1)^2$	$\sum (\frac{Q_i}{Q_m} - 1)^3$

- $Q_{max} = Q_r + \Delta Q$ (2) ΔQ — Incremento
 $Q_m = \frac{Q_i}{n}$ Q_m — Gasto medio
 $Cv = \sqrt{\frac{\sum (\frac{Q_i}{Q_m} - 1)^2}{N}}$ N — Número de años de registro.
 Cs — Coeficiente de asimetría.

$$C_s = \frac{\sum \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^3}{N C_v^3}$$

$$Q'r = (K C_v + 1) Q_m$$

K — Coeficiente que se obtiene de las tablas para este método.

$$\Delta Q = A \frac{E_p}{\sqrt{N}} Q'r$$

E_p — Valor que se obtiene de las tablas en función de C_v.

$$Q_{max} = Q_r + \Delta Q$$

A — 1.5 constantes.

Método de Nash.- Considera que el Q_{max} se calcula con la ecuación (3).

$$Q_{max} = Q + \Delta Q \dots\dots (3)$$

En que

a y c Constantes

$$Q = a + c \log \log \frac{T_r}{T_r - 1}$$

T_r — Período de retorno propuesto.

$$a = Q_m - c X_m$$

n — Número de años de registro

$$Q_m = \frac{\sum Q_i}{n} \text{ gasto medio}$$

X_i = $\log \log \frac{T_{r_i}}{T_{r_i} - 1}$ cons-

$$X_m = \frac{\sum X_i}{n}$$

tante para cada --
gasto Q.

$$c = \frac{\sum X_i Q_i - n X_m Q_m}{\sum X_i^2 - n X_m^2}$$

m_i — No. de orden

$$T_r = \frac{n + 1}{m_i}$$

T_{r_i} — se calcula de la tabla correspondiente para obtener X_i.

$X = \log \log \frac{Tr}{Tr-1}$ de la tabla correspondiente.

Q DE MAYOR A MENOR	m_i	Tr_i	$\frac{Tr_i}{m_i-1}$	X_i	Q_i^2	$Q_i X_i$	X_i^2
Q_1	1	21.00					
Q_2	2	10.50					
Q_3	3	7.00					
.	.	.					
.	.	.					
Q_{25}	25	.					
$\sum Q_i$				$\sum X_i$	$\sum Q_i^2$	$\sum Q_i X_i$	$\sum X_i^2$

$$AQ = \pm 2 \sqrt{\frac{S_{qq}}{n^2(n-1)} (X - X_m)^2 \frac{1}{n-2} \frac{1}{S_{xx}} (S_{qq} - \frac{S_{qx}^2}{S_{xx}})}$$

$$S_{xx} = n \sum X_i^2 - (\sum X_i)^2$$

$$S_{qq} = n \sum Q_i^2 - (\sum Q_i)^2$$

$$S_{qx} = n \sum Q_i X_i - (\sum Q_i)(\sum X_i)$$

METODO DE LOS HIDROGRAMAS

Es de los métodos que ofrece más perspectivas para la previsión de avenidas.

Método del Hidrograma unitario. Se basa en estudios realizados por Sherman y son estudios experimentales basados en estudios teóricos.

El Hidrograma unitario de una cuenca para una lluvia efectiva de duración determinada se define como el hidrograma de una avenida que se presenta en la sección de salida de la cuenca y es constante durante su tiempo de duración.

Este método relaciona el escurrimiento directo en una sección de una corriente. Con la precipitación que la ha producido supone fundamentalmente que la forma del hidrograma del escurrimiento directo depende únicamente de las características físicas de la cuenca esto equivale a las siguientes 4 hipótesis.

Hipótesis 1.- La lluvia es de intensidad constante y uniforme en toda el área de la cuenca.

Hipótesis 2.- Tormentas de la misma duración pero con diferentes intensidades producen diferentes gastos máximos escurridos; pero el tiempo total de escurrimiento directo es el mismo.

Hipótesis 3.- Para dos tormentas de la misma duración la relación que existe en un instante cualquiera.

$$V_a = Q_a dt \quad V_B = Q_B dt$$

Entre los gastos es la misma que entre los volúmenes totales de escurrimiento directo.

Hipótesis 4.- El hidrograma de escurrimiento directo correspondiente a una tormenta es independiente de las correspondientes tormentas que se presentan antes y después de ella.

$$\frac{Q_i}{Q_o} = \frac{V_i}{V_o}$$

Para obtener el Hidrograma unitario de la cuenca para una tormenta de duración u .

1º En el Hidrograma de la tormenta se calcula la al-

tura perdida ϕ y la altura neta de manera que se cumpla la siguiente duración, por la ecuación (4).

$$h_n A = \frac{\int_0^T Q_{ed} dt}{A}$$

$$h_n = \frac{\int_0^T Q_{ed} dt}{A}$$

$$h_{efec} = \frac{V}{A} \dots \dots \dots (4)$$

V.- Volúmen de escurrimento directo.

A.- Area de la cuenca.

h_{efec} .- Altura de precipitación efectiva.

ϕ .- Altura de precipitación pérdida o coeficiente de infiltración

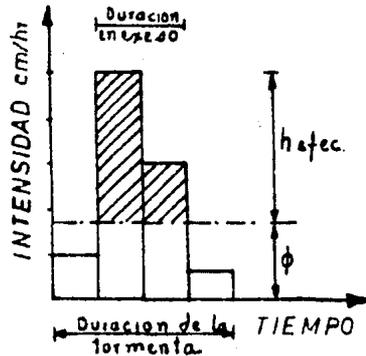


Fig (g) HIETOGRAMA

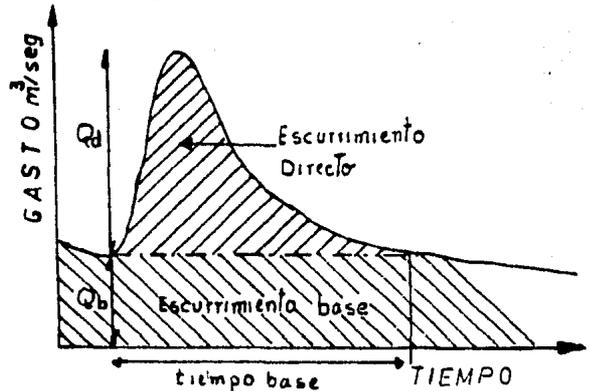


Fig (h) HIDROGRAMA

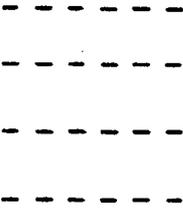
3º Se dividen las ordenadas del hidrograma del escurrimento directo entre la altura neta de precipitación; por la hipótesis 1 y 2 el resultado será un hidrograma que corresponde a una avenida producida por una tormenta de duración U a ésta gráfica se le llama hidrograma unitario para la cuenca y para una tormenta de duración U .

Ordenadas del H. U.

$$q_1 = \frac{Q_d}{h_n}$$

$$q_2 = \frac{Q_d}{h_n}$$

$$q_3 = \frac{Q_d}{h_n}$$



$$q_n = \frac{Q_d}{h_n}$$

$$Q_E = Q_S + Q_A \dots \dots (5)$$

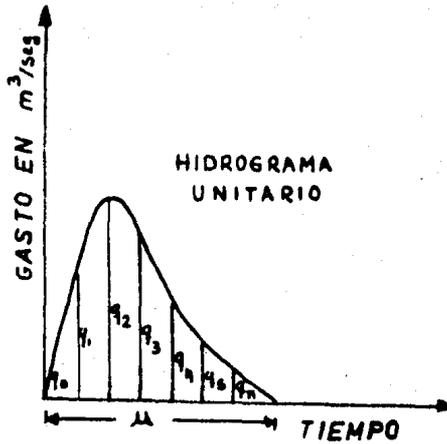


Fig (i)

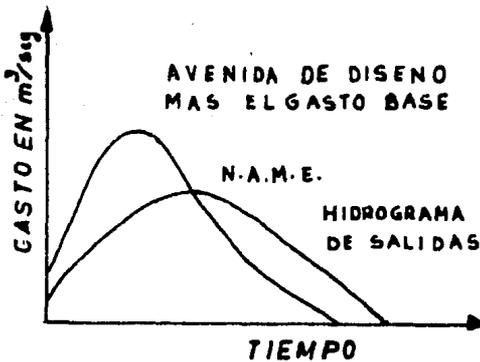


Fig (ii)

Finalmente se hace el tránsito de la avenida de diseño con el hidrograma unitario utilizando el método de las envolventes de precipitación, cuyos datos son, duración, altura de precipitación en cm, incremento Δh , resta del coeficiente de infiltración, precipitación efectiva.

Haciendo el producto entre las ordenadas del H. U. y la precipitación de los días de duración correspondiente, sumando los productos para cada día, se obtienen las ordenadas de la avenida de diseño.

También puede hacerse el tránsito de la avenida de diseño con la gráfica elevaciones - capacidades; calculando la curva de frontera para determinar el N.A.M.E. aplicando el principio de continuidad representado por la ec(5)

Transito de la Avenida.- Cuando se presenta la avenida máxima probable en un vaso no todo el gasto de la avenida sale por el vertedor, parte se almacena y otra sale por este.

El caso más desfavorable se considera cuando el vaso está totalmente lleno a la altura de la cresta del vertedor y está a punto de derramar, y se presenta la avenida máxima probable. La regularización consiste en estudiar -- las entradas al vaso, las extracciones y la capacidad de -- retención del mismo, con lo que se tendrá la cota máxima -- del nivel del agua al pasar la avenida por este, y el gasto máximo de salida por el vertedor para una longitud de cresta dada.

Para hacer el tránsito de avenidas se usa el método de "GOODRIGE PULS" modificado que es más sencillo y ventajoso, que se expone a continuación con las curvas siguientes.

El hidrograma de entradas si no se tiene datos se --- puede construir a partir del gasto máximo deducido de la -- cuenca con ecuaciones y fórmulas empíricas, tabulando las -- ecuaciones obtenemos la gráfica.

$$t_c = \frac{L}{3.6v}$$

L -- Longitud de la cuenca.
V -- Velocidad del agua.

$$t_r = 2t_c$$

t_c -- Tiempo de concentración.

$$t_t = t_c + t_r$$

t_r -- Tiempo de receso.

$$y = ax^2 + Q_b \quad a = \frac{Q_{max} - Q_b}{(t_c)^2}$$

$$y = ax^2 + Q_h \quad a = \frac{Q_{max} - Q_b}{(t_r)^2}$$

$$Q_b = 0.10 Q_{max}; \text{ gasto base.}$$

La curva elevaciones.- Capacidades se obtiene cubi--- cando el vaso.

La curva elevaciones - Gastos del vertedor se obtiene tabulando la fórmula $Q = CIH^{3/2}$ que es la que dá el gasto -- para un vertedor rectangular, para nuestro caso tenemos:

$$Q = CIH^{3/2} \quad c = 2 \quad 665 = 160 H^{3/2}$$

$$Q = 665 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$L = 80$$

$$H^{3/2} = 4.156$$

Q m ³ /seg	H (m)	ELEVACION
0.00	0.00	0.000
14.40	0.20	0.090
41.60	0.40	0.255
75.20	0.60	0.470
115.20	0.80	0.720
160.00	1.00	1.000
294.40	1.50	1.840
452.80	2.00	2.830
665.00	2.59	4.156

METODO DE "GOODRIGT PULS" MODIFICADO PARA EL ESTUDIO DEL PASE DE AVENIDAS POR VASOS REGULADORES.

Puls.- Expuso un método, que resolvía por tanteos la ecuación en forma sencilla, posteriormente, valiéndose de artificios algebraicos y gráficas auxiliares resolvió la ecuación directamente.

Se ha modificado el método de Puls haciendo facil y sencillo su empleo, aún que cada vez se cuenta con mayores facilidades para el empleo de computadoras electrónicas; siempre existirá la posibilidad de tener que resolver problemas de este tipo sin la ayuda de dichas máquinas; teniendo como datos.

- a) El hidrograma de entradas.
- b) La curva de capacidades del vaso.
- c) La curva de salidas de la estructura de que se trate.

Se obtiene:

- d) El hidrograma de salidas.
- e) La curva de volúmenes retenidos.

Este método está basado en la ecuación de conti-

nidad siguiente.

$$Q \Delta t = q \Delta t + \Delta V$$

En que:

Q — Gasto de entrada

q — Gasto de salida.

ΔV — Incremento en el vlúmen retenido.

Como los gastos son variables con respecto al tiempo, se considerará como tal el promedio de los gastos en un -- determinado incremento de tiempo $t_2 - t_1 = \Delta t$ se tendrá -- entonces:

$$\frac{(Q_1 + Q_2)}{2} \Delta t = V_2 - V_1 + \left(\frac{q_1 + q_2}{2}\right) \Delta t$$

Multiplicando ambos miembros por $\frac{2}{\Delta t}$

$$Q_1 + Q_2 = \frac{2}{\Delta t} (V_2 - V_1) + q_1 + q_2$$

$$Q_1 + Q_2 = \frac{2}{\Delta t} V_2 - \frac{2}{\Delta t} V_1 + q_1 + q_2$$

Fijándose una unidad de tiempo constante, que -- puede ser el segundo, la hora el día o el mes, se puede -- prescindir del Δt y sólo se trabajará con volúmenes.

$$Q_1 + Q_2 = 2 V_2 + q_2 - 2 V_1 + q_1$$

Ordenando en la siguiente forma:

$$(2V_2 + q_2) = Q_1 + Q_2 + (2V_1 - q_1)$$

Se tiene ya la ecuación que se empleará en el mé todo de Puls modificado y que además tiene solución directa, como se verá más adelante.

Para poder tener solución directa hay que servir se de dos curvas auxiliares, que se denominan: $2V + q$ y $-2V - q$ y que se construyen de la siguiente manera contando con los datos.

1.- Hidrograma de entradas

2.- Curva de capacidades del vaso.

3.- Curvas de gastos de salida (determinada según la estructura de que se trate).

La curva de capacidades sólo interesa a partir de la elevación del umbral de la estructura de salida hacia arriba. Haciendo coincidir los ejes de "Elevaciones" de la -- "curva de salidas" y la curva de capacidades" se tabulan las elevaciones y se ve que gastos y volúmenes corresponden y se hace una tabla.

ELEV	V	q	2V+q	2V-q

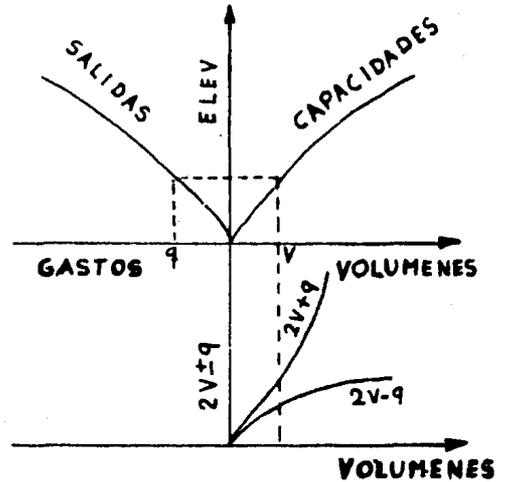


Fig (J-1)

Se dibujan las curvas. Abajo de la curva de capacidades, teniendo como ejes, uno que coincide con el de volúmenes y otro que se denominará $2V \pm q$.

Para cada V se encontrarán los valores $2V+q$ y $2V-q$ dichos valores se llevan en el eje $2V \pm q$ en la vertical correspondiente a V (Fig J - 1).

Del eje de las q hacia abajo y pasando al espacio del eje $2V \pm q$ se dibuja el Hidrograma de entradas, teniendo como ejes, el de gastos, que debe coincidir (con las mismas unidades), al de la curva de salidas y otro que será de tiempos en las unidades que se hayan decidido trabajar o en el que se encuentren los datos (segundos, horas, días

etc. Fig J - 1).

El diagrama completo se coloca como se indica. En el cuadrante opuesto al hidrograma de entradas se irá obteniendo la curva de volúmenes retenidos, teniendo como ejes los mismos tiempos que el hidrograma de entradas y los mismos volúmenes que la curva de capacidades.

Como se inicia la solución del problema. La ecuación que se resuelve para cada caso es el siguiente:

$$2V_2 + q_2 = Q_1 + Q_2 + 2V_1 - q_1$$

Como se resuelve por intervalos de tiempo que en este caso será la unidad de tiempo escogida, conocidos V_2 y q_2 para un tiempo dado, pasarán a ser V_1 y q_1 para el siguiente:

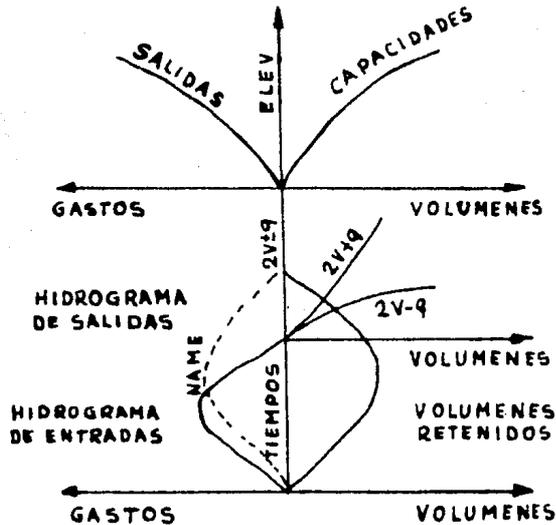


Fig (j-2)

Para iniciar el problema, el agua deberá tener en el vaso, justamente la elevación del umbral de la estructura de salida de que se trate.

Por lo tanto, cuando entra el primer Q al vaso, en la ecuación se tiene:

$$Q_1 = 0 \quad 2V_1 = 0$$

$Q_2 = Q_2 \quad q_1 = 0 \quad \text{y la solución es:}$

$$2V_2 + q_2 = Q_2$$

Así que se deberá entrar en las curvas auxiliares --- $2V + q$ con el valor de Q_2 de lo siguiente manera Fig (J-3)

- 1.- Se entra en el eje $2V \pm q$ con el valor indicado y se lleva una horizontal hasta encontrar a la curva $2V+q$ en el punto A.
- 2.- Se lleva una vertical hasta el eje de los -- volúmenes, cortando a este en el punto B, \overline{OB} será el volumen correspondiente en el vaso a ese instante o fecha (vol. retenido).
- 3.- Se refiere a la curva de capacidades en el - punto C, al cual corresponde una elevación D
- 4.- Se ve en la curva de salidas a qué gasto co- rresponde la elevación D, para lo cual se re- fiere al punto E y se baja una vertical al - eje de los gastos en el punto F.
- 5.- Como el eje de los gastos de la curva de sa- lidas y del Hidrograma de entradas son igua- les bastará con referir el punto F a la fe- cha corresponde al Q_2 y se obtendrá el gasto de salida correspondiente, punto G.
- 6.- Prolongando la horizontal que pasa por G --- hasta cortar a la vertical que pasa por B en el punto H, se encuentra el volumen V reteni- do en esa fecha.
- 7.- Con lo anterior se conocen todos los datos - del problema para ese intervalo de tiempo.
- 8.- Para continuar con el siguiente período, el- V_2 conocido se convierte en V_1 y el q_2 en q_1 , por lo que bastará con referir verticalmente el punto A de la curva $2V+q$ al punto J en - la curva $2V - q$ que llevado horizontalmente- al eje $2V \pm q$ en el punto L, se conocerá ese- término en la ecuación que tendrá el valor - \overline{OL} .
- 9.- El Q_2 que fué dato en el primer intervalo, - pasará a ser Q_1 en el siguiente, por lo que- será suficiente con sumarle a ese Q_1 el si--

guiente Q_2 más el término ya encontrado $2V - q$ para resolver nuevamente la ecuación.

$$2V_2 + q_2 = Q_1 + Q_2 + 2V_1 - q_1$$

- 10.- Con el nuevo valor encontrado de $2V_2 + q_2$ se encuentra en el eje $2V \pm q$ en el punto M que referido a la curva $2V + q$ da el punto N.
- 11.- Conocido el punto N se repite la secuela ya descrita.
- 12.- Unidos todos los puntos de gastos de salidas se obtendrá el hidrograma de salidas y uniendo los que dan los volúmenes del vaso en las fechas correspondientes, se obtendrá la curva de volúmenes retenidos.

Si se toma un registro de elevaciones de agua en el vaso, en cada fecha, se puede hacer una gráfica. Elevación de agua, Fechas, que es útil en el caso de que se trate del tajo de desvío en la construcción de una cortina.

Quando se trata de una avenida, una vez que han cesado de entrar gastos al vaso aún se tiene un volumen retenido que ocasiona el fenómeno de regularización del vaso.

En este caso $Q_1 = Q_2 = 0$ y la ecuación queda.

$$2V_2 + q = 2V_1 - q_1$$

Sólo bastará entrar con el valor último de $2V_1 - q$ (que equivale al $2V_2 + q_2$) en el eje de $2V - q$ para encontrar el gasto q de salida, volver a encontrar el siguiente $2V_1 - q$ y así sucesivamente hasta llegar al valor cero, que será cuando ha terminado de salir el volumen retenido y el vaso ha recobrado sus condiciones iniciales, con lo que se daría por terminado el problema.

Sería conveniente, de ser posible, usar la misma escala en todos los ejes donde intervengan volúmenes para evitar algún probable error, y para que la solución se convierta en un simple proceso mecánico.

De no ser así, se deberá tomar muy en cuenta el cambio de escalas en los diferentes pasos del proceso.

En el presente proyecto no se empleó el método descrito, anterior, se calculó por máquinas electrónicas con el siguiente resultado de la tabla de cálculo siguiente.

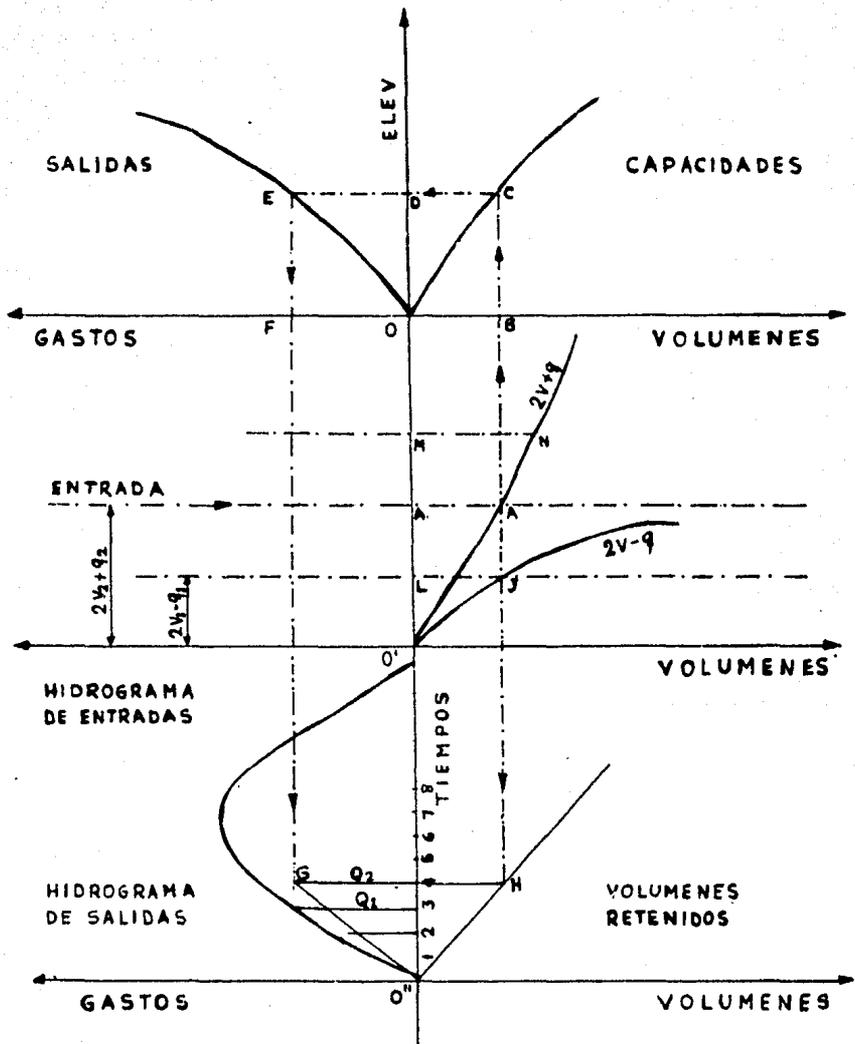


Fig (J-3)

PROYECTO "TE ZARILY, TECOZARILLA, MOX. REGULARIZACION.

	CAPITAL TOTAL	9887.00		
	EMPAQUE	98.00		
	LODITIO DEFICIENTE	80.00		
	ENTRADA	GASTO DE SALIDA	CAPITAL VERTEDERO	SUBRET ALMACENAMIENTO
1	67.07	2.19	1.04	59.84
2	72.34	6.55	1.13	119.41
3	81.77	13.34	1.21	131.53
4	95.72	22.06	1.31	246.08
5	114.43	34.45	1.41	318.06
6	137.01	49.22	1.51	392.13
7	163.66	67.52	1.62	486.90
8	195.52	89.72	1.75	585.71
9	233.13	116.91	1.89	691.00
10	276.83	148.91	2.05	804.13
11	326.84	186.71	2.22	932.93
12	383.27	220.43	2.41	1069.16
13	446.33	277.31	2.59	1205.13
14	497.17	331.29	2.79	1351.00
15	555.03	371.27	2.90	1502.00
16	628.77	495.35	3.11	1658.12
17	628.74	512.79	2.30	1762.49
18	550.63	24.22	2.48	1774.86
19	493.17	332.34	2.46	1781.10
20	432.33	211.77	2.30	1671.00
21	375.27	475.33	2.26	1571.39
22	324.44	434.71	2.14	1480.51
23	278.30	392.47	2.03	1379.06
24	236.30	351.01	1.86	1275.23
25	196.50	311.37	1.72	1175.00
26	168.03	274.34	1.58	1077.63
27	137.01	241.22	1.44	985.40
28	114.43	209.00	1.30	899.00
29	95.72	181.97	1.21	821.13
30	81.72	159.76	1.11	751.07
31	72.34	140.17	1.01	689.83
32	67.07	124.16	0.93	636.99
	GASTO MAXIMO DE SALIDA	540.22		
	CARGA MAXIMA	2.48		
ERR				

RESUMEN DEL ESTUDIO HIDROLOGICO

43

Area de la cuenca	255.7	km ²
Volúmen medio anual escurrido	11 776 100.00	m ³
Capacidad de azolves.....	550 000.00	m ³
Capacidad útil	5 545 000.00	m ³
Capacidad total	6 000 000.00	m ³
Demanda anual	1 140 000.00	m ³
Demanda por ha.....	7 125.00	m ³
Superficie neta beneficiada	1 265.00	Ha
% de deficiencias con respecto a la ext. total (teórica).....	4.995	
Deficiencia máxima mensual	399 000.00	m ³
Deficiencia máxima anual	628 000.00	m ³
% de derrames en relación con el escurrimiento total	65.8	
% de evaporación con respecto al escurrimiento total	5.0	
% de aprovechamiento con respecto al escurrimiento total	5.0	
Eficiencia del vaso	78.4	
Avenida máxima probable	665.00	m ³ /seg.
Avenida máxima regularizada	540.00	m ³ /seg.

CAPITULO 111

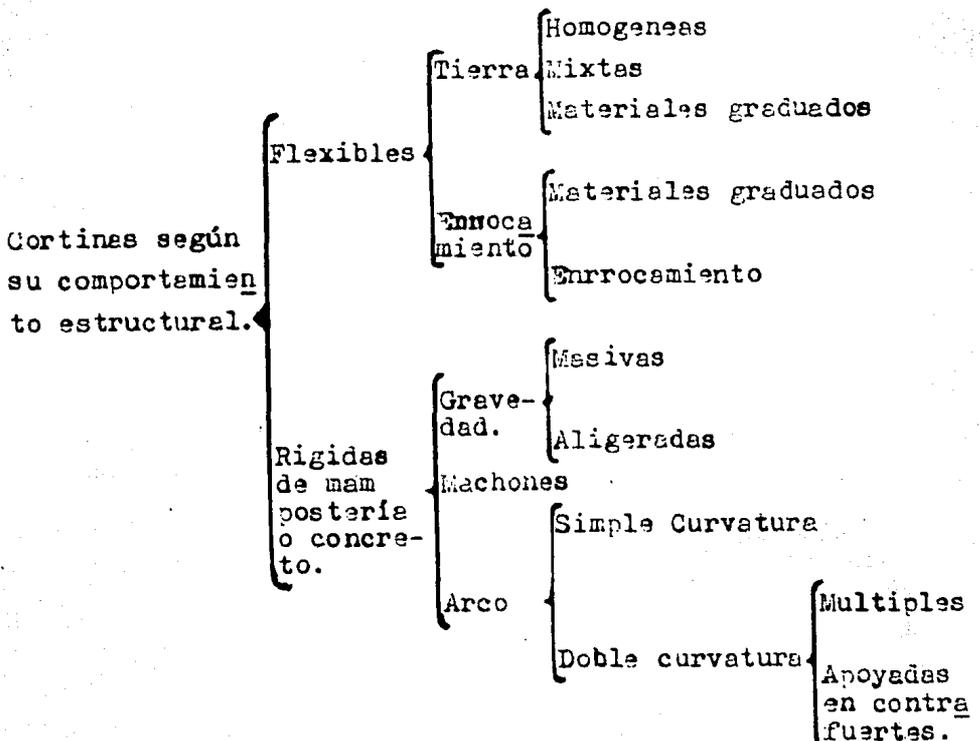
SELECCION Y CALCULO DE LA CORTINA

GENERALIDADES

Cortina.- Es la estructura que se construye en la boquilla para impedir el paso del agua con objeto de crear un lago artificial o derivar un río a una cota prefijada. La función de ésta obra consiste en almacenar o captar los escurrimientos.

De lo que antecede se infiere que la presa es el resultado de un estudio general, en que intervienen las características del río, la geología de la región, la existencia de sitios apropiados para crear el embalse de inversiones y beneficios a lograr, se concluye que el proyecto es económicamente aceptable.

División de las cortinas respecto a su comportamiento estructural, y atendiendo a los materiales que se emplean.



Cortina Flexible.- Es aquel tipo de estructura que puede tener asentamientos diferenciales sin que se vean mermados sus factores de seguridad, se construye con material no continuo, no granular, como suelos y rocas. Las proporciones de estos elementos varían de un caso a otro en función de su disponibilidad y costo, aún las estructuras homogéneas, construidas con tierra compactada, necesitan protección contra el oleaje y la lluvia, proporcionada generalmente por enrocamiento y material fino, menor que $\phi = 3^{\circ}$ o pantalla impermeable de concreto o de asfalto en el paramento aguas arriba.

Cortina Rígida.- Es la estructura que depende de su propio peso para la estabilidad, y usualmente es recta en planta, no debe tener asentamientos, puede alterar su estructura, se construye de mampostería o concreto.

FACTORES QUE GOBIERNAN LA SELECCION DE LA CORTINA

1.- El criterio económico es el fundamental.

2.- Factores Físicos.

Topografía de la boquilla.
Geología de la boquilla.
Disponibilidad de materiales (medios y equipo).
Hidrología del sitio (tamaño y loc. de la obra de exedencias).
Desvío durante la construcción.
Sismo.

El criterio económico.- Es el que determina el tipo de cortina que se debe construir; el costo del proyecto de la obra comprende el 2 % del costo total, los estudios de campo comprenden el 5 % y la construcción el 93 % del costo total.

Topografía.- Se debe analizar el tipo de boquilla si es ancha es más económico construir cortinas de materiales graduados y si es angosta es más económico usar cortinas rígidas. Deben hacerse estudios a 2 km. de la boquilla aguas abajo para tener seguridad en el desbordamiento contra una máxima avenida.

Geología de la boquilla.- Depende del espesor de los estratos que van a soportar el peso de la cortina de su---

inclinación, permeabilidad, fallas y fisuras.

La cimentación limitará la elección del tipo de cortina, estas se modifican con frecuencia considerando la altura de la cortina.

a) Cimentaciones en roca sólida, debido a su alta resistencia, a las cargas, erosión y filtración, presentan pocas restricciones al tipo de cortina que se construya en cima de ellas, la decisión será la economía en los materiales o en el costo total, será necesario remover la roca desintegrada y tapar grietas con inyecciones de concreto.

b) Cimentaciones en grava, si esta compactada, es buena para construir cortinas de tierra, de enrrocamiento y cortinas bajas de concreto, como la grava es permeable construyendo dados, es necesario emplear impermeabilizantes.

c) Cimentaciones en limo de arena fina. Se pueden utilizar para apoyar cortinas de gravedad de poca altura si están bien compactadas sirven para apoyar cortinas de enrrocamiento, los problemas son los asentamientos evitar las tubificaciones, las pérdidas excesivas por filtraciones y la protección de la cimentación en el pie del talud seco contra la erosión.

d) Cimentación de arcilla.- Requiere estudio especial pueden producirse grandes asentamientos de la cortina si la arcilla no está consolidada y su humedad es elevada, la cimentación en arcilla no es buena para cortinas de gravedad, es necesario efectuar pruebas de material en su estado natural para determinar las características de consolidación del material y su capacidad para soportar.

e) Cimentaciones irregulares.- Cuando se presenta este caso, que obligará a construir sobre cimentaciones irregulares, estas condiciones desfavorables requieren estudios más a fondo por ingenieros especializados.

Materiales Disponibles.- Los materiales para cortinas de varios tipos, que pueden encontrarse cerca o en el lugar son:

- 1) Suelos para terraplenes.
- 2) Rocas para terraplenes y para enrrocamiento.
- 3) Agregados para concreto (arena, grava, piedra triturada).

La eliminación de los gastos de acarreo de materiales de construcción en grandes cantidades, reducen el costo de la obra. Si se encuentran materiales en cantidad suficiente a cortas distancias del lugar, será más económica la construcción si se aprovechan, todos los recursos locales para reducir el costo de la obra sin sacrificar la eficiencia.

cia y calidad de la estructura final.

Desvío.- Se emplean ataguías y túneles para desviar el cauce del río, en la etapa de construcción de la cortina, si se construyen cortinas de materiales graduados, es mejor hacer túneles y para cortinas rígidas construir ataguías.

Sismo.- La tendencia en las zonas sísmicas es no construir cortinas de mampostería y concreto generalmente en las zonas sísmicas se construyen cortinas de materiales graduados.

En el proyecto "TENZABHI" los estudios geológicos y de mecánica de suelos efectuados indican que la cortina debe ser de materiales graduados, pero la ausencia de bancos de materiales en este sitio es nulo, tomando en cuenta que se elevaría el costo, traer materiales de bancos muy distantes se optó por construir una cortina de gravedad con mampostería ya que en este sitio existen bancos de roca.

Tenemos como consecuencia la reducción del costo del proyecto.

Estabilidad de la cortina.- Debe resistir las fuerzas que actúan sobre ella, estas se transmiten a la cimentación y a las laderas o atraques de la cortina, las cuales reaccionan contra la cortina con una fuerza igual y de sentido contrario, que es la reacción de la cimentación.

Fuerzas que actúan sobre la cortina, exteriores que son estáticas y dinámicas, e interiores.

1) Estáticas.

- a) Fuerzas debido al peso propio de la cortina W
- b) Fuerzas debido a la presión hidrostática del agua E_w
- c) Fuerzas debido a la subpresión U.
- d) Fuerzas debido al empuje de los azolves.
- e) Fuerzas debido a la presión del hielo.

2) Dinámicas.

- a) Sismo.

3) Interiores.

- a) Esfuerzos.

No todas las fuerzas se toman en cuenta para el cálculo se desprecian las fuerzas debido a los azolves porque sus efectos son mínimos, las fuerzas debido al hielo no se presentan en este caso. Fig. (K).

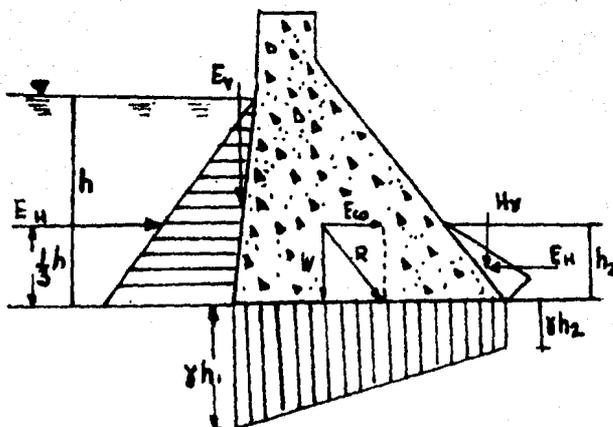


Fig. (K)

Peso de la cortina $W_c = \gamma V$ en que:

γ .- Peso específico del material

V.- Volúmen del material.

Empuje hidrostático horizontal $E_H = \frac{\gamma h^2}{2}$

γ .- Peso específico del agua

h.- Altura del agua E_H se considera a $\frac{1}{3}h$

Fuerzas de subpresión $U = \gamma h$

γ .- Densidad del agua

h.- Altura del agua,

Sismos.- Causan incrementos y disminuciones en las fuerzas debidas a la presión hidrostática sobre la cortina así como fuerzas de inercia sobre la estructura de la cortina, según estudios de Westergaard no tiene importancia para cortinas menores de 300 m.

El coeficiente sísmico varía según las regiones; ---

0.1 a 0.5 para los estados del sur como Oaxaca, Guerrero y Chiapas y 0.05 a 0.1 para las regiones de baja sismicidad.

El temblor horizontal que actúa en el cuerpo de la cortina cuya fuerza es igual al peso de la cortina multiplicada por el coeficiente sísmico.

El efecto de la inercia en el concreto debe aplicarse en el centro de gravedad de la masa Von-Karman sugirió que ésta fuerza debe ser calculada con la siguiente ecuación.

$$E_s = 0.555 \alpha \gamma h^2$$

En que:

α es la relación de la aceleración del sismo -

γ peso específico del agua.

h Altura del agua.

E_s actúa a una distancia de $\frac{4}{3} \frac{h}{\pi}$ arriba --

del fondo del vaso.

Zangar.- Propuso la fórmula siguiente para valuar las fuerzas de presión

$$P_e = C \alpha \gamma h$$

En donde:

$$C = \frac{cm}{2} \left[\frac{Y}{h} \left(2 - \frac{Y}{h} \right) + \sqrt{\frac{Y}{h} \left(2 - \frac{Y}{h} \right)} \right]$$

P_e — Presión normal en la cara

α — Coeficiente sísmico

γ — Peso específico del agua

h — Profundidad máxima del almacenamiento.

y — Distancia vertical de la superficie del embalse a la elevación del sitio en estudio.

La fuerza horizontal V_e sobre cualquier elevación, - bajo el nivel del embalse y el momento total M_e sobre esa elevación son: Fig. (L)

$$V_e = 0.026 P_e y$$

$$M_e = 0.299 P_e y^2$$

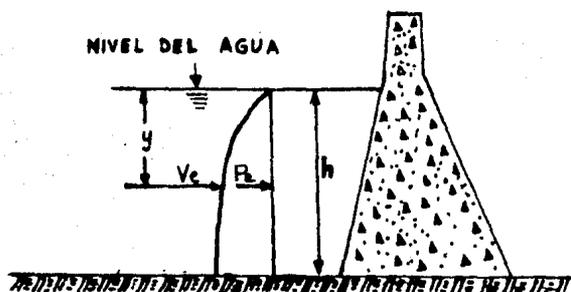


Fig (L)

Para efectos de cálculo habiendo valuado la fuerza -- debida al temblor en el cuerpo de la cortina, si la fuerza la representamos de la manera siguiente:

$F_n = \alpha P$, éstas fuerzas actúan en el centro de gravedad de los trapecios o secciones en que se divide la --- cortina, pero se pueden aplicar en el punto medio de cada incremento de altura por lo que no se comete mucho error - para facilitar el cálculo ya que se dá del lado de la seguridad. Fig (11)

Tomando momentos con respecto al centro de gravedad - de la base de cada sección tenemos.

$$M_1 = F_1 \frac{\Delta h_1}{2} = \alpha P_0 \frac{\Delta h_1}{2}$$

$$M_2 = F_1 \left(\frac{\Delta h_1}{2} + \Delta h_2 \right) + F_2 \frac{\Delta h_2}{2}$$

$$= F_1 \left(\frac{\Delta h_1}{2} + \Delta h_2 \right) \left(F_1 + \frac{F_2}{2} \right)$$

$$= \frac{1}{2} \propto P_0 \Delta h_1 + \Delta h_2 \propto \left(P_0 + \frac{P_1^2}{2} \right)$$

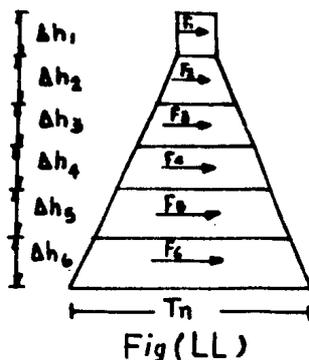
$$M_3 = \frac{1}{2} \propto P_0 \Delta h_1 + \Delta h_2 \propto \left(P_0 + \frac{P_1^2}{2} \right) + \Delta h_3 \propto \left(P_0 + P_1^2 + \frac{P_2^3}{2} \right)$$

Generalizando:

$$M_n = \frac{1}{2} \propto P_0 \Delta h_1 + \Delta h_2 \left(P_0 + \frac{P_1^2}{2} \right) + \Delta h_3$$

$$\left(P_0 + P_1^2 + \frac{P_2^3}{2} \right) + \dots + \Delta h_n \left(P_0 + \frac{P_{n-1}^n}{2} \right)$$

Ecuaación que dá el momento de las fuerzas debidas al mismo en la cortina con respecto al centro de la base en cada sección.



Esfuerzos Máximos.- Se calculan por medio de la fórmula de la escuadria para un cantiliver de ancho unitario.

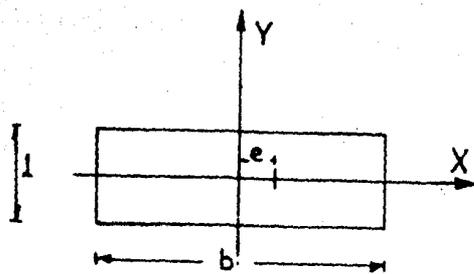


Fig (m)

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} x \quad e = \text{exentricidad.}$$

$$A = 1 \cdot b = b \quad x = \frac{b}{2}$$

$$I_y = \frac{b^3}{12} \quad M = Nx = Ne$$

$$\sigma = \frac{N}{b} + \frac{Ne}{\frac{b^3}{12}} \left(\frac{b}{2} \right) = \left(\frac{1}{b} + \frac{6e}{b^2} \right)$$

Si

$$\sigma = 0 \quad \frac{1}{b} = \frac{6e}{b^2} \quad e = \frac{b}{6}$$

Sustituyendo valores tenemos:

$$\sigma = N \left(\frac{1}{b} + \frac{6b}{6b^2} \right) = \frac{N}{b} (1+1)$$

$$\sigma_{\min} = 0 \quad \sigma_{\max} = \frac{2W}{b} \quad \text{pero} \quad \sigma_v = \frac{N}{b}$$

$$\sigma_{\max} = 2$$

Por lo anterior para evitar esfuerzos de tensión la exentricidad no debe exeder un sexto de la base de la cortina, partiendo del centro de la misma quedando dentro del tercio medio de la base lo mismo a presa llena que vacía.-

REQUISITOS DE DISEÑO DE UNA CORTINA RIGIDA

- a) Debe ser resistente al volteamiento.
- b) Debe haber seguridad al deslizamiento.
- c) No debe sobrepasar los esfuerzos permisibles en la cortina y la cimentación.

Volteamiento.- Para tener seguridad al volteo basta con que la resultante de todas las fuerzas caigan en el área de la base.

Deslizamiento.- Valuando los elementos mecánicos y comparando que la fuerza tangencial sea menor que la fuerza de fricción

Debe satisfacer los esfuerzos permisibles. En el concreto y la mampostería de la cimentación y la cortina es decir que deben ser menores que los máximos permisibles, estos se determinan de acuerdo con los requisitos de resistencia, durabilidad y características del terreno de desplante.

Altura de la cortina.- Es usual definir la altura de la cortina como la distancia vertical máxima entre la corona y la cimentación, lo cual no necesariamente coincide con la medida desde el cauce del río, por la frecuencia de depósitos aluviales.

La altura necesaria de una cortina es la distancia vertical desde la cimentación hasta la superficie del agua en el vaso (N.A.M.E.) cuando está descargando en el vertedor a la capacidad del diseño, más una cantidad de altura por bordo libre.

En el presente proyecto el estudio hidrológico nos ha determinado una capacidad de 6 millones de m³. de almacenamiento; por lo tanto de los cálculos hechos para el proyecto "TENZABHI" el nivel de aguas normales debe tener una cota de 1797.90 m. que corresponderá al nivel de sección vertical de la cortina; si su nivel en la cimentación está en la cota 1771.00; la altura es igual a:

1801.00 - 1771.00 = 30.00 m. Ver plano (3).

Determinación de la elevación de la corona.

La elevación de la corona será la elevación del embalse ordinario, más la carga en el vertedor, más el bordo libre.

Para la capacidad total de	6 000 000	m ³
Embalse normal elev.	1 797 .90	m
Carga del vertedor	2 .28	m
N.A.M.E. elev.	1 800 .18	M
Bordo libre total	1 .80	M
Corona, elevación	1 801 .98	m ≈ 1 802.00 m

Carga del vertedor.- De la regularización de la avenida máxima probable obtuvimos que para un gasto máximo de 540 metros cúbicos por segundo, se tiene un tirante de 2.28 m.

$$\text{Fórmula } Q = CLH^{3/2}$$

$$\text{Datos } QR = 540 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$H^{3/2} = \frac{QR}{CL}$$

$$L = 80 \text{ m}$$

$$H^{3/2} = \frac{540}{2 \times 80}$$

$$C = 2$$

$$H^{3/2} = 3.375 \quad H = 2.28 \text{ m}$$

Entonces el nivel de aguas máximas extraordinarias -- queda a la elevación de:

$$1797.90 + 2.28 = 1800.18$$

Bordo Libre.- Se llama bordo libre a la altura adicional que se da a la cortina para protegerla del oleaje y -- otros fenómenos.

La altura del bordo libre la determinan tres factores

- 1.- La marea debido al viento.
- 2.- La altura de la ola.
- 3.- El efecto del oleaje debido al cismo.

Se puede determinar con las ecuaciones siguientes.

$$Z_s = \frac{V_w^2 F}{1400d}$$

Z_s — Altura máxima de la ola.

V_w — Velocidad del viento.

d — Profundidad media del lago.

F — Fetch.

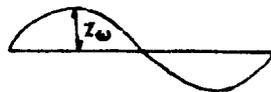
$$Z_w = 0.034 V_w^{1.06} F^{0.47}$$

Z_w — Es la altura media del tercio más alto de las olas, se llama la altura significativa de la ola en ft (pies).

V_w — Velocidad del viento en millas/hora aproximadamente 25 pies sobre la superficie del agua (millas/hora).

F — Es el Fetch en millas.

F(millas)	0.5	1	2	4	6	8
$\frac{V. \text{ Agua}}{V. \text{ Tierra}}$	1.1	1.1	1.2	1.3	1.3	1.3



Fetch.- Es la longitud en línea recta de la superficie del agua sobre el cual sopla el viento (millas/hora) y a la altura de un metro sobre la superficie del agua.

Valuada la altura máxima de la ola, se puede valuar el bordo libre con la fórmula.

$$BL = h + hr + H$$

h — Altura máxima de la ola o marea.

h — Altura de la rompiente.

ΔH — Asentamiento de la cortina y la cimentación (si se trata de tierra).

La S.R.H. para calcular el bordo libre utiliza la fórmula siguiente:

$$H_1 = (0.005v - 0.068)\sqrt{F}$$

El bordo libre se considera formado por dos partes.

a) Altura de la ola.

$$H_1 = (0.005v - 0.068)\sqrt{F}$$

V — Velocidad en km/h.

F — Fetch en km.

H_1 — Altura en m.

Para un $F = 2.00$ km.

$$\begin{aligned} \text{Si } V = 130 \text{ Km/h. } H_1 &= (0.65 - 0.068)\sqrt{2} = 0.582 \times 1.41 \\ &= 0.823 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Si } V = 115 \quad H_1 &= (0.575 - 0.068)\sqrt{2} = 0.507 \times 1.41 \\ &= 0.716 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Si } V = 100 \quad H_1 &= (0.500 - 0.068)\sqrt{2} = 0.432 \times 1.41 \\ &= 0.610 \text{ m.} \end{aligned}$$

	Vm seg	Vm seg	Vm seg
Km/h	100	115	130
INTERMEDIA	1.57	1.31	1.02
MAXIMA	2.95	2.54	2.24
MINIMA	0.37	0.29	0.14

Bordo libre total.

Para $V = 130$ Km/h. $H_r = 0.823 + 1.02 = 1.842$ m.

Para $V = 115$ Km/h. $H_r = 0.716 + 1.31 = 2.026$ m.

Para $V = 100$ Km/h. $H_r = 0.610 + 1.57 = 2.180$ m.

Se tomará. $H = 1.80$ m

ANCHO DE LA CORONA.

Corona o cresta es la superficie superior de la cortina que en ciertos casos, puede alojar a una carretera o la vía de un Ferrocarril; normalmente, es parte de la protección de la presa contra oleaje y sirve de acceso a otras estructuras como el acceso al mecanismo de operación de las compuertas.

Por especificación el ancho de la corona no debe ser menor que 1.20 m. cuando la altura de la cortina es de --- 15.00 m. la S.R.H. emplea para valorar el ancho de la corona la fórmula.

$$T_o = 1/2\sqrt{H}$$

T_o — Ancho de la corona.

H — Altura máxima de la cortina hasta la corona.

$$H = 1802.00 - 1771.00 = 31.00 \text{ m.}$$

$$T_0 = \frac{1}{2} \sqrt{31} = \frac{5.60}{2} = 2.80 \quad T_0 \approx 3.00 \text{ m.}$$

Ver plano (3).

DISEÑO DE LA CORTINA

El diseño de una cortina de gravedad consiste en la determinación sobre bases racionales, de todos los detalles referentes a la localización, la geometría, la constitución de la cortina y de las estructuras colaterales y accesorios.

Todo proyecto debe estar complementado por un programa de ejecución y una estimación de los costos.

Una presa en operación es, en cualquier caso, un sistema armónico en que todos los elementos interrelacionados se afectan mutuamente, su proyecto por tanto sólo puede enfocarse en conjunto, para un buen funcionamiento esto nos lo puede determinar el análisis de los materiales, tanto en el campo como en el laboratorio, deben cumplir con las especificaciones.

DATOS DEL PROYECTO

Peso volumétrico de la mampostería.....	2000 Kg/m ³
Peso específico del agua.....	1000 Kg/m ³
Esfuerzo de ruptura del concreto.....	140 Kg/cm ³
Esfuerzo cortante máximo.....	20 Kg/cm ²
Coefficiente de fricción entre concreto y roca.....	0.60
Factor de seguridad fricción cortante.	5
Coefficiente promedio de los cortantes medio y máximo en el plano	0.5
Coefficiente de reducción de área para efectos de la subpresión.....	2/3

CÁLCULO DE LA CORTINA

El análisis de la cortina consiste en valuar los esfuerzos y condiciones de estabilidad a la que trabaja; de los resultados que se obtengan se decidirá si se acepta o modifica la sección propuesta, entonces se reduce a un problema de revisión.

El cálculo de la estabilidad de la cortina, se efectúa analizando por planos horizontales la sección transversal de la misma. El problema consiste en sistematizar los cálculos de una manera racional de los mismos, para analizar cualquier plano horizontal y obtener los esfuerzos en los puntos donde se considere necesario.

Se ha resuelto este problema formando una tabla de cálculos que satisface los requisitos deseados.

El método debe cumplir lo siguiente:

- 1) Efectuar los cálculos por medio de la tabla.
- 2) Determinar los datos del proyecto constantes e hipótesis.
- 3) Elegir la sección que debe analizarse.
- 4) Determinar las condiciones de análisis.
- 5) Considerar las fuerzas que intervienen en el cálculo.

Nomenclatura que se usa.

T—Espesor de la sección considerada.

T—Diferencia de espesores entre la sección n y la $(n - 1)$

h —Equidistancia entre dos secciones horizontales consecutivas.

T_a —Espesor de la sección media.

h_a —Distancia de la sección media de la corona de la cortina.

a —Proyección horizontal del paramento de aguas arriba comprendida entre dos secciones consecutivas.

G_n —Centro de gravedad de la sección n .

b —Distancia horizontal entre los centros de gravedad

dad de dos secciones consecutivas.

Ø  Comprendido entre el paramento de aguas arriba y la vertical.

θ — Angulo comprendido entre el paramento de aguas abajo y la vertical.

La Fig. (m - 1) representa la sección transversal de una cortina tipo rígido de gravedad.

SECCION MAXIMA DE LA CORTINA

Elección de la Sección.- Se analiza la sección máxima de la estación 0+200 del cadenamiento que se sigue en dirección del eje de la cortina.

La sección máxima elegida es vertedora se considera no vertedora por lo cual no se comete gran error.

El análisis en este caso sin sismo a presa vacía y -- presa llena puesto que la región en que se proyecta construir es de baja sismicidad.

Fuerzas que intervienen en este análisis.

1.- Peso propio de la cortina.

2.- Empuje hidrostático del agua $\left\{ \begin{array}{l} \text{a) Horizontal} \\ \text{b) Vertical} \end{array} \right.$

3.- Subpresión

Nomenclatura empleada en la tabla.

Wc — Peso propio de la cortina.

Wa — Componente vertical de la presión hidrostática.

W — Resultante de las fuerzas verticales.

E — Empuje del agua.

P — Presión hidrostática a la profundidad h.

H — Resultante de las fuerzas horizontales.

Mv — Momento del peso propio de la cortina correspondiente a presa vacía.

Ma — Momento de las componentes verticales de la presión hidrostática.

mt — Momento de transporte.

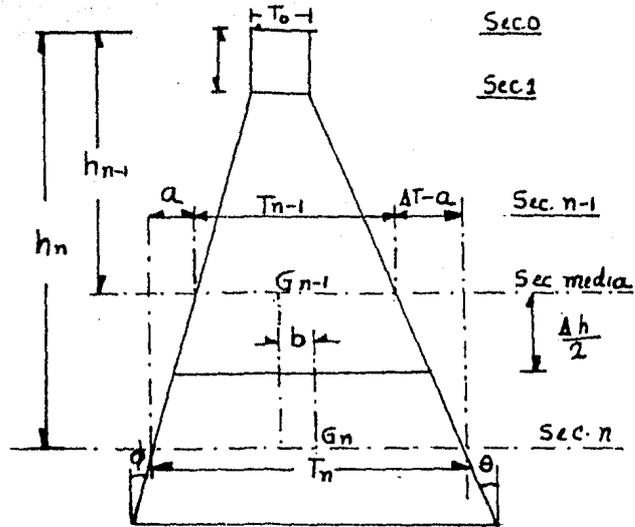


Fig (m-1)

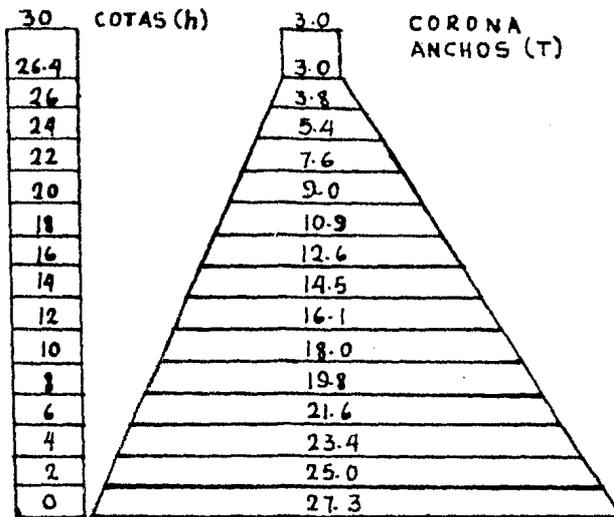


Fig (m-2)

M_s — Momento de las fuerzas de subpresión.

M_w — Momento total de las fuerzas verticales.

M_e — Momento del empuje hidrostático del agua.

M_h — Momento total de las fuerzas horizontales.

e — Excentricidad de la resultante.

x — Distancia del dren al paramento de aguas arriba.

f'_a — Esfuerzo normal al plano horizontal en el extremo ---
aguas arriba.

$f'_{a \max}$ — Esfuerzo principal máximo aguas arriba.

f'_b — Esfuerzo normal al plano horizontal en el extremo ---
aguas abajo.

$f'_{b \max}$ — Esfuerzo principal máximo aguas abajo.

Para dividir la sección de análisis en planos horizontales o sección se empleó el criterio siguiente:

De la corona hacia abajo, se determinaron secciones en cada cambio de dirección del talud.

La primera sección se toma en la intersección de la vertical con el talud, a la elevación 1797.40 m. a partir de este punto los taludes 0.14:1 y 0.10:1 son constantes por conveniencia se eligen secciones de cota cerrada, por lo tanto la siguiente sección será a la elevación 1297 a partir de esta hasta la base se toman secciones a cada 2m.

Ver plano (3)

Cálculo de las columnas de la tabla.

Datos de las columnas de 0 a 11.

(0) Cotas de 0, 2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, -
22, 24, 26, 26.4, 30 Fig. (m - 2).

(1) Δh diferencia de cotas $4 - 2 = 2$ sucesivamente

(2) Se obtiene restando a la elevación de la corona, la elevación de la sección correspondiente se considera $1081 - 1797.40 = 5.60$ así sucesivamente.

(3) T espesor de cada sección, se calculó gráficamente.

- (4) T se obtiene por diferencia de espesores entre dos secciones consecutivas $T = T_n - T_{n-1}$
Ver Fig. (m - 1).

- (5) Ta El espesor medio se obtiene como sigue

$$Ta = \frac{T_{n-1} + T_n}{2} \quad \text{ver Fig. (m - 3)}$$

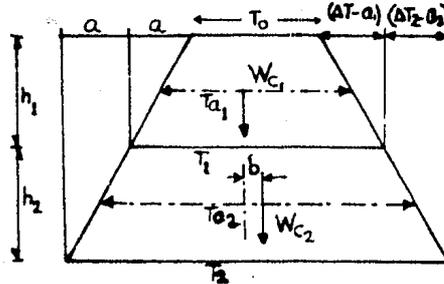


Fig. (m - 3)

Dos secciones de una cortina cuyo ancho es unitario

$$W_{c1} = \lambda h V_1 \quad V_1 = A_1 \cdot l \quad A_1 = Ta_1 \Delta h_1$$

$$W_{c1} = \lambda Ta, \Delta h_1.$$

- (6) $Ta/2$
 (7) ha — se obtiene, $ha = h_{n-1} + \frac{\Delta h_n}{2}$
 (8) a , se calcula con la tangente del ángulo \emptyset .
 (9) a^2 Columna (8)²
 (10) $b = T/2 - a$, distancia que sirve para calcular los momentos.
 (11) $b\Delta T$ se calcula con el producto de las columnas (10) (4).

PRESA VACIA

Peso propio de la cortina.

(12) $\frac{W_e}{2} = \frac{ra h}{2}$ para facilidad de los cálculos --

posteriores se toma la mitad se calcula con

$$\frac{k}{2} \quad (1) \quad (5)$$

(13) $W_2 = \underline{\quad}$ (12) peso de la cortina hasta una sección determinada.

Con las columnas (14) (15) y (16) se calcula el momento del peso propio respecto al c.g. de la sección considerada de la Fig. (m - 3) tenemos en la sección (1).

$$M_1 = Wc \frac{b_1}{2} + c_1 + c_2$$

Se consideran los prismas rectangulares cuyos pesos actúan en el c.g. y su brazo de palanca es $\frac{b_1}{2}$, c_1 y c_2 -

son momentos correctivos debidos a los triángulos formados al considerar los prismas como rectangulares; c_1 es el momento correctivo aguas arriba y c_2 es el de aguas abajo. y serán positivos cuando sean de sentido contrario al de las manecillas del reloj. Ver Fig. (m - 4)

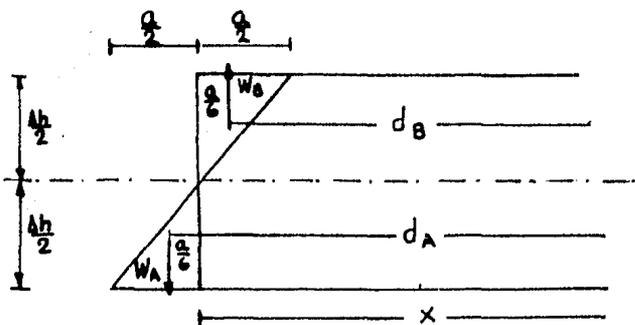


Fig. (m - 4)

Pesos de los triángulos.

$$W_A = W_B = \left(\frac{a}{2} \cdot \frac{\Delta h}{2} \right) \frac{k}{2} = \frac{k \Delta h a}{8}$$

Brazos de los triángulos.

$$d_A = x + \frac{a}{6} \quad d_B = x - \frac{a}{6} \quad \therefore c_1 = W_A d_A - W_B d_B$$

$$C_1 = \frac{\lambda \Delta h a}{8} \left(x + \frac{a}{6} \right) - \frac{\lambda \Delta h a}{8} \left(x - \frac{a}{6} \right) = \frac{\lambda \Delta h a^2}{24}$$

de manera semejante se obtiene C_2

$$C_2 = \frac{\Delta h \lambda (\Delta T - a)^2}{24}$$

Por lo tanto:

$$C = C_1 - C_2$$

$$C = \frac{\lambda \Delta h a^2}{24} - \frac{\lambda \Delta h (\Delta T - a)^2}{24} = - \frac{\lambda \Delta h T}{12} \left(\frac{\Delta T}{2} - a \right) \text{ pero}$$

$$b = \frac{\Delta T}{2} - a$$

$$C = - \frac{\lambda \Delta h T}{12} b$$

El momento M_1 será:

$$M_1 = \lambda T a_1 \Delta h_1 \frac{b_1}{2} - \frac{\lambda T_1 \Delta h_1 b_1}{12}$$

Para encontrar los momentos de las demas secciones, -- se toma en cuenta el siguiente principio.

Cuando se cambia el centro de momentos se dice que -- El momento de una fuerza con respecto al nuevo centro, es igual al momento de dicha fuerza con respecto al primer -- centro, más el producto de la fuerza por la distancia entre los dos centros de momentos, por lo que se tiene, generalizando la ec. de momentos.

$$M = Mv + Wcb - \text{corr}$$

Para su cálculo en la tabla se emplean las columnas.

$$(14) \quad Wcb = (13) (10) \text{ se anota en la parte superior}$$

$$(15) \quad \text{corr} = \frac{\lambda b \Delta T \Delta a}{12} = \frac{\lambda}{12} (11) (1)$$

$$(15) \quad Mv = mv + (14) - (15)$$

Excentricidad.- Se calcula por medio de los momentos y el peso propio de cada sección por lo tanto la excentricidad se calcula con las columnas (15) y (13).

$$(17) \quad e = \frac{Mv}{Wc} = \frac{(16)}{(13)}$$

$$(18) \quad \frac{T}{6} = \frac{(3)}{6} \quad \text{Con esta columna se calcula la mitad del tercio medio en cada sección.}$$

COMPONENTES VERTICALES DE LA PRESION HIDROSTATICA TALUD -- AGUAS ARRIBA.

$$(19) \quad \frac{A We}{2} = \frac{\gamma h x a}{2} \quad \text{se calcula con } \frac{\gamma}{2} \quad (7)$$

(8)

$$(20) \quad Wa = \leq 19$$

$$(21) \quad Wa b = (20) (10) \quad \text{sirve para calcular el valor de esta fuerza hasta una sección completa, o hasta media sección.}$$

$$(22) \quad mt = \frac{Wa Ta}{2} \quad (19) (5)$$

$$(23) \quad corr = \frac{\gamma a^2 \Delta h}{12} = (1) (9)$$

Las expresiones de las col. (19) y (20) se calculan con la componente vertical de la presión hidrostática.

$$Wa_1 = \gamma v_1$$

$$V_1 = A_1 \times 1$$

$$W_{a_1} = d_{a_1} a_1 \quad A_1 = h_{a_1} a_1$$

Por facilidad se obtiene la mitad del peso del prisma.

$$\frac{\gamma W_1}{2} = \frac{\gamma h_{a_1} a}{2}$$

Con las columnas (21) a (24) se calcula el momento de ésta fuerza con respecto al centro de gravedad de la sección en estudio, de manera semejante que el momento por peso propio transportando W_a al c.g. por un par de transporte mt . Ver Fig. (m'-4).

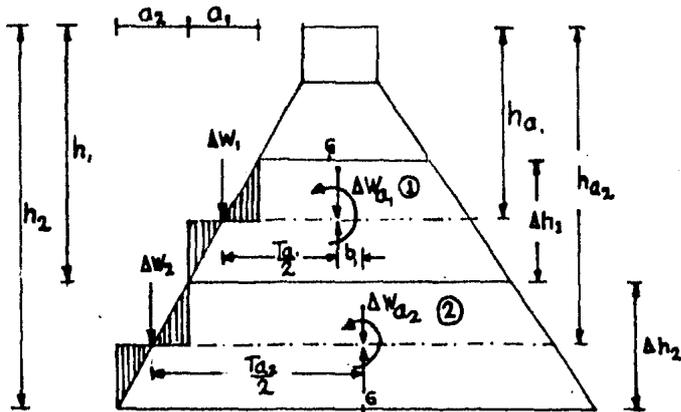


Fig. (m'-4)

Sec I $M_1 = W_{a_1} \frac{b_1}{2} + mt + c_1$ donde $mt = \Delta a_1 T_{a_1} \frac{I}{2}$

C_1 es el momento correctivo debido a los prismas triangulares.

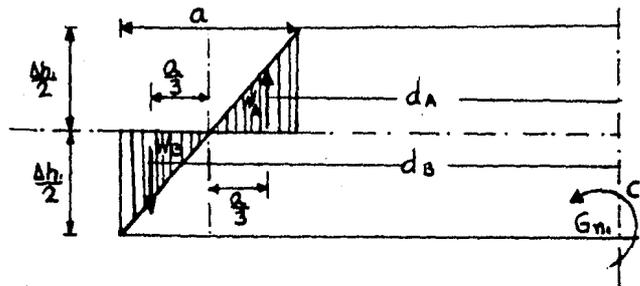
$$C_1 = W_B d_B - W_A d_A \quad d_A = \frac{x - a}{3}$$

$$w_A = w_B = \frac{\gamma a}{2} \frac{h}{2} \frac{1}{2} = \frac{\Delta h \gamma a}{8}$$

$$d_B = \frac{x - a}{3}$$

$$c_1 = \frac{\gamma \Delta h}{8} a \left(x - \frac{a}{3}\right) - \frac{\gamma \Delta h a}{8} \left(x + \frac{a}{3}\right) = \frac{\gamma \Delta h a^2}{12}$$

$$M_1 = \frac{w a_1}{2} b_1 + \frac{w a}{2} T a_1 + \frac{\gamma a_1^2 \Delta h_1}{12}$$



PARAMENTO AGUAS ARRIBA

Fig. (m - 5)

El cálculo del momento para las secciones siguientes se hace aplicando el principio enunciado anteriormente.

$$M_a = m_a + W_{ab} + m_t + \text{corr}$$

$$(24) \quad M_a = m_a + (21) + (22) + (23)$$

SUBPRESION.- Es causada por la presión de la columna de agua en las caras frontales de la cortina, se traza tomando en cuenta las siguientes consideraciones.

- 1.- No hay presión de poro en la roca y el concreto -- por eso se multiplica h del diagrama por un coeficiente "C" de reducción del área, cuyo valor varía de 0.333 a 1.0

(ΔABC)

$$\tan \beta = \frac{\gamma ch}{T} = \frac{y}{T-x} \quad \therefore y = \frac{\gamma hc}{T} (T-x)$$

como $d = \frac{y}{2} = \frac{c \gamma h (T-x)}{2T}$ sustituyendo en A_2 -

se tiene.

$$A_2 = \frac{T}{2} \frac{\gamma ch (T-x)}{2T} \quad A_2 = \frac{c \gamma h}{4} (T-x)$$

$$S_2 = \frac{c \gamma h}{2} (T-x)$$

Con el cálculo del área A_2 se obtiene el valor de la subpresión y con $A_1 = S_1$ (ΔABC) $A_1 = \frac{c \gamma h T}{2}$

El valor de la subpresión total será

$$S = S_1 - S_2$$

El cálculo de S en la tabla se hace con las columnas.

$$(25) \quad S_1 = \frac{c \gamma}{2} (2) (3) \text{ en este caso } C = 2/3 \text{ y}$$

$$\gamma = 1000 \text{ Kg/m}^3$$

El momento producido por S_1 y S_2 con respecto al c.g.

$$\text{Vale } Ms = Ms_1 - Ms_2 \quad Ms_1 = S_1 b_1$$

$$Ms_2 = S_2 b_2$$

Brazos de palanca b_1 y b_2 de la Fig. (m - 6)

$$b_1 = \frac{T}{2} \quad \frac{T}{3} = \frac{T}{6} \quad (18) \text{ es decir es igual a -}$$

la col. (18)

$$Ms_1 = \frac{c h T}{2} \frac{T}{6} = \frac{c}{2} \quad (2) \quad (3) \quad (18) \text{ por lo que } \frac{c}{2} \quad (2)$$

(3) es igual a la columna (25)

$$(26) \quad Ms_1 = (25) \quad (18) \text{ en este caso } \frac{\gamma c}{2} = \frac{2}{3} x$$

$$\frac{1000}{4} = 166.66$$

Cálculo de los valores de X: $X_{\max} = 4.5 \text{ m.}$

$X_{\min} = 1.0 \text{ m.}$

Tomaremos una $X = 1.50 \text{ m.}$ para toda la sección.

$$\text{cálculo de } b_2 = \frac{T}{2} - z$$

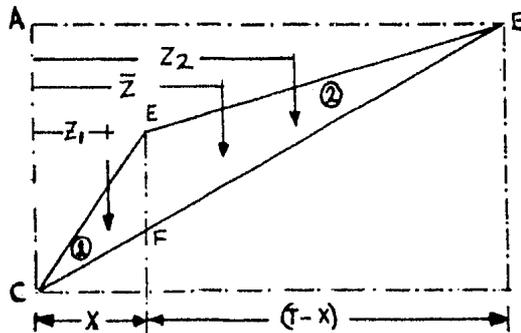


Fig. (m -7)

Z—distancia del c.g. del ΔCEB respecto al eje AC

El ΔCEB que se divide en dos ΔCEF (1)

ΔEFB (2)

Tomando momentos estáticos respecto al eje AC se tiene:

$$Z = \frac{A_1 Z_1 + A_2 Z_2}{(A_1 + A_2)}$$

En el $\triangle CEF$ $A_1 = \frac{h \cdot x}{2}$ y $Z_1 = 2/3 x$

En el $\triangle EBF$ $A_2 = \frac{d (T - x)}{2}$ y $Z_2 = x + \frac{1}{3} (T - x)$

Sustituyendo valores y simplificando tenemos:

$$Z = \frac{x}{3} + \frac{T}{3}$$

Por lo tanto b_2 valdrá:

$$b_2 = \frac{T}{2} - \left(\frac{x}{3} + \frac{T}{3} \right) = \frac{T}{6} - \frac{x}{3}$$

$$(27) \quad S_2 = \frac{c h}{4} (T - x) = \frac{c}{4} (2) (3) - x$$

$$(28) \quad b_2 = (18) - \frac{x}{3}$$

$$(29) \quad Ms_2 = S_2 b_2 = (27) (28)$$

$$(30) \quad S = S_1 - S_2 = (25) - (27)$$

$$(31) \quad Ms = Ms_1 - Ms_2 = (26) - (29)$$

Fuerzas totales verticales.- Se obtiene la resultante de las fuerzas verticales y los momentos que producen en cada sección.

La resultante será la suma algebraica de las siguientes fuerzas

- 1.- Peso propio de la cortina.
- 2.- Componente vertical de la presión hidrostática.
- 3.- Subpresión.

Se calcula esta resultante con la expresión de la co-

luna (32).

$$(32) \quad W = W_c + W_a - S = (13) + (20) - (30)$$

El momento resultante de las fuerzas verticales, será la suma algebraica de los momentos producidos por las fuerzas anteriores se calcula con la expresión de la col.

$$(33) \quad M_w = M_y = M_a - M_b = (16) + (24) - (31)$$

Empuje hidrostático del agua.

La presión varía con la profundidad.

$$E = \frac{\gamma h^2}{2}$$

El punto de aplicación se encuentra a $\frac{1}{3}h$ de la base.

$$\text{El momento será } M = E \frac{1}{3} h$$

Los efectos del empuje hidrostático del agua se calculan con la expresión de la col. (34).

$$(34) \quad E = \frac{\gamma h^2}{2} = \frac{(2)^2}{2} = 500 \quad (2)^2 \quad \gamma = 1000 \text{ Kg/m}^3$$

$$(35) \quad M_E = E \frac{h}{3} = 0.333 \quad (34) \quad (2)$$

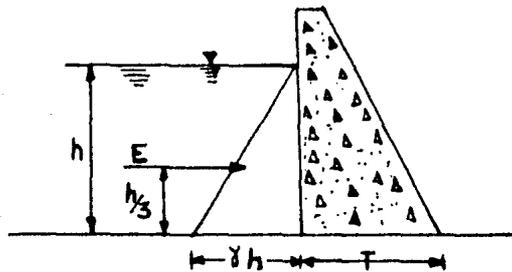


Fig. (m - 8)

RESULTADOS PRESA LLENA

El momento total en cada sección es la suma algebraica de los momentos resultantes de las fuerzas verticales y horizontales. Siendo positivos los de sentido contrario de las manecillas del reloj y negativos los otros, por lo tanto.

M_V será positivo y los M_H negativos estos se calculan con la diferencia de las columnas (33) y (35).

$$(36) \quad M = M_V - M_H = (33) - (35)$$

La excentricidad de la resultante para la condición de presa llena, se calcula con la expresión de la columna siguiente:

$$(37) \quad e = \frac{M}{W} = \frac{(36)}{(32)}$$

DESLIZAMIENTO

- a) Por fricción, la tangente de θ que es el ángulo de la fuerza horizontal y la resultante de las fuerzas verticales, incluyendo la subpresión que actúan en cualquier plano de la cortina, será menor que el coeficiente de fricción en el plano

$$\therefore \operatorname{tg} \theta = \frac{(H)}{(W)} \leq f$$

Se calcula la $\operatorname{tg} \theta$ en cada sección con la relación de las columnas (34) y (32).

$$(38) \quad \operatorname{tg} \theta = \frac{H}{W} = \frac{(34)}{(32)} \quad \text{en este caso } f = 0.65$$

- b) Por fricción cortante. La suma de las resistencias totales al deslizamiento debidas a la fricción y al esfuerzo cortante, desarrolladas en cualquier plano horizontal, debe ser mayor que la fuerza total horizontal que actúa sobre el plano, en todas las condiciones de carga para un margen de seguridad.

dad.

$$\frac{f \leq (W) + r S c A}{f_f - c} \geq \leq (H)$$

Se calcula esta condición en la tabla con las expresiones de las columnas siguientes. La fuerza resistente -- por fricción se obtiene multiplicando la fuerza resistente vertical por el coeficiente de fricción.

$$(39) \quad f_w = (32) = 0.65 (32)$$

La fuerza resistente debida al esfuerzo cortante será

$$E_r = r S c A \quad E = r S c I = r S c T$$

$$(40) \quad E_r = r S c (3) \quad \text{En este caso } S c = 25 \text{ Kg/m}^2$$

La fuerza resistente total al deslizamiento se calcula con la expresión de la columna.

$$(41) \quad f_w + r S c T = (39) + (40)$$

El factor de seguridad fricción contante en cada sección se obtiene con la columna.

$$(42) \quad S_{f-c} = \frac{w + r S c T}{H} \quad (41) \quad (34)$$

El factor de seguridad S_{f-c} debe ser mayor o igual a 5, pero nunca menor, entonces la cortina es estable y no deslizará.

ESFUERZOS NCRMALSS

Se calculan por medio de la formula de la escuadria.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y$$

Para aplicar esta fórmula se determinan los valores de sus elementos

$$N = W \quad M = Wc \quad y = \frac{T}{2}$$

$$A = T \quad I = \frac{1}{3} T^3$$

$$\sigma = \frac{W}{T} = \frac{6}{T^2} Wc$$

Los esfuerzos normales en los extremos de las secciones se debe a la acción de un esfuerzo directo (W/T) y a otro de flexión $\frac{6M}{I}$, se suman o se restan, de acuerdo --
 I^2

con la posición de la resultante respecto al c.g.

Para la condición de presa llena, la resultante pasará a la derecha del c.g. (en el lado aguas abajo). Por lo tanto, el esfuerzo normal extremo (A) de aguas arriba, será la resta de los esfuerzos directos y de flexión, y en el extremo (B) de aguas abajo, será la suma de estos.

Para la condición de Presa Vacía, la resultante pasará a la izquierda del c.g. (en el lado aguas arriba) por lo que en el extremo (A) de aguas arriba, los esfuerzos -- se sumarán, y en extremo (B) se restarán. El cálculo de estos esfuerzos en la tabla se hará de la siguiente forma.

Presa Vacía.- En este caso.

$$f' = \frac{Wc}{T} = \frac{6M}{T^2}$$

En que:

Wc = peso propio de la cortina.

M = Mv momento debido al peso propio de la --- cortina.

Para facilitar el cálculo de f' en la tabla, se hace por las columnas siguientes:

$$(43) \quad T^2 = (3)^2$$

$$(44) \quad \frac{6}{T^2} = \frac{6}{(43)}$$

Cálculo de los esfuerzos directos y de flexión y los esfuerzos principales máximos.

Esfuerzos Principales Máximos. - Estos ocurren en los extremos de las secciones; en los planos inclinados, normales a las caras de la cortina, en los cuales el esfuerzo cortante es nulo.

La mecánica del medio continuo da la siguiente ecuación que permite calcular estos esfuerzos.

$$f' = f_n \sec^2 \varnothing - f_2 \operatorname{tg}^2 \varnothing$$

En que:

f' — al esfuerzo principal máximo.

f_n — Al esfuerzo normal.

f_2 — Al esfuerzo principal, debido a la carga normal-extrema (presión del agua).

\varnothing y θ = al ángulo entre los planos.

Sea la sección AB por analizar

Los valores de \sec^2 y tg^2 en los extremos de A y B se calculan con las siguientes columnas. Fig. (m - 9)

$$(45) \operatorname{tg}^2 \varnothing = \frac{a^2}{h} = \frac{(8)^2}{(1)}$$

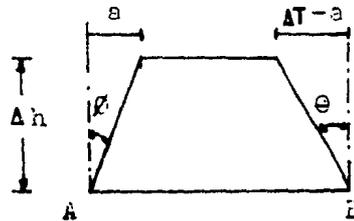


Fig. (m - 9)

Por trigonometría tenemos que $\sec^2 \varnothing = 1 + \operatorname{tg}^2 \varnothing$ por lo tanto.

$$(46) \sec^2 \varnothing = 1 + \operatorname{tg}^2 \varnothing$$

$$1 + \operatorname{tg}^2 \varnothing = 1 + \frac{a^2}{h} = 1 + (45)$$

$$(47) \sec^2 \theta = 1 + \operatorname{tg}^2 \theta =$$

$$1 + \frac{(T - a)^2}{h} = 1 + \frac{(4) - (8)^2}{(1)}$$

(48) $p \operatorname{tg}^2 \emptyset = p$ (45) en que p es igual a la presión hidrostática $P = \gamma h$.

Esfuerzo directo.

$$(49) \quad \frac{Wc}{T} = \frac{(13)}{(3)}$$

Esfuerzos de flexión.

$$(50) \quad \frac{6M}{T^2} = (44) (16)$$

Los esfuerzos en los extremos de las secciones, se calculan sumando o restando los esfuerzos directos y de flexión para esta condición, se tendrá.

Aguas arriba.

$$(51) \quad f'_a = \frac{Wc}{T} + \frac{6M}{T^2} = (49) + (50)$$

Aguas abajo.

$$(54) \quad = \frac{Wc}{T} - \frac{6M}{T^2} = (49) - (50)$$

ESFUERZOS PRINCIPALES MAXIMOS

Presa vacía.

Aguas arriba

$$(52) \quad f'_{a_{\max}} = f'_a \sec^2 \emptyset = (42) (51)$$

Aguas abajo

$$(53) \quad f'_{b_{\max}} = f'_b \sec^2 \emptyset = (54) (47)$$

Presa llena.

$$f' = \frac{W}{T} + \frac{6M}{T^2}$$

Donde: W — resultante de las fuerzas verticales.

M — momento total resultante.

Esfuerzos directos.

$$(55) \quad \frac{W}{T} = \frac{(32)}{(3)}$$

Esfuerzos de flexión.

$$(56) \quad \frac{6M}{T^2} = (44) (36)$$

Por lo tanto, los esfuerzos en los extremos serán.
Aguas arriba.

$$(57) \quad f'_a = \frac{W}{T} - \frac{6M}{T^2} = (55) - (56)$$

Aguas abajo.

$$(60) \quad f'_b = \frac{W}{T} + \frac{6M}{T^2} (55) + (56)$$

ESFUERZOS PRINCIPALES MÁXIMOS

Presa llena.

Aguas arriba.

$$(59) \quad f'_{\max} = a \sec^2 \theta - p \operatorname{tg}^2 \theta = (52) - (48)$$

$$(60) \quad f'_a \sec^2 \theta = (57) (46)$$

Aguas abajo.

$$(61) \quad f'_{b_{\max}} = f'_b \sec^2 \theta = (60) (47)$$

Del resultado de los cálculos de la tabla, el esfuerzo máximo a compresión, y la condición de deslizamiento son menores, que el permisible; por lo tanto, la sección propuesta es estable. El eje que se propone para la cortina, es el de la segunda alternativa. Ver plano (2)

S U L T A D O S

COTA	Ab	h	T	ESFUERZOS PRESA															
				VACIA								LENA							
				O	S	N	Flec	AGUAS ARRIBA	AGUAS ABAJO	N	Flec	AGUAS ARRIBA	AGUAS ABAJO						
10.0	3.6	3.9		1.60	1.20	0.80	7300	0.06	7300	11.00	12.00	7300	6310	6350	1.70	7.0	73.00	11.00	13639
10.5	3.6	3.9		1.89	1.37	1.00	6400	1900	6300	9910	4530	13400	6410	3810	2130	3020	1.20	3990	19600
11.0	3.7	4.0		1.65	1.24	0.84	7300	4220	12110	13250	3610	4450	7600	1701	3330	6150	12440	2341	14350
11.5	3.8	4.1		1.94	1.39	1.01	6300	5560	14560	15210	3490	10600	7750	1910	710	7510	14170	18310	31900
12.0	3.9	4.2		1.66	1.49	1.10	11900	7160	13010	18100	3510	5100	11810	1940	9010	8510	19320	11910	21600
12.5	4.0	4.3		1.95	1.64	1.17	13000	7910	14510	21500	5190	2910	15000	1800	9100	9510	21210	16700	31600
13.0	4.1	4.4		1.67	1.75	1.24	15000	9310	14510	25500	5650	10800	15000	3700	11600	11500	24110	18300	33900
13.5	4.2	4.5		1.97	1.90	1.31	16100	10500	17750	21500	5650	10810	16600	4130	11800	11510	26030	24000	41000
14.0	4.3	4.6		1.68	1.86	1.37	18000	12500	18500	32400	6350	10900	18100	5610	12110	13500	31110	26800	43000
14.5	4.4	4.7		1.99	1.99	1.44	20100	14100	14710	36300	7290	10900	18100	6400	12210	14500	34520	28100	51300
15.0	4.5	4.8		1.70	2.10	1.50	22100	16000	16000	39100	7750	13250	18100	7400	12310	16000	37400	30500	53100
15.5	4.6	4.9		1.71	2.21	1.56	24100	18000	16400	41500	8400	15700	18100	8100	12410	17500	42150	33000	61000
16.0	4.7	5.0		1.72	2.32	1.62	26100	19900	16800	44000	9100	18100	18100	9100	12510	19000	46100	36000	69100
16.5	4.8	5.1		1.73	2.43	1.68	28100	21800	17200	46500	9700	20500	18100	10000	12610	20500	50100	39000	77100
17.0	4.9	5.2		1.74	2.54	1.74	30100	23700	17600	49000	10400	23000	18100	10900	12710	22000	54100	42000	85100
17.5	5.0	5.3		1.75	2.65	1.80	32100	25600	18000	51500	11100	25500	18100	11800	12810	23500	58100	45000	93100
18.0	5.1	5.4		1.76	2.76	1.86	34100	27500	18400	54000	11800	28000	18100	12700	12910	25000	62100	48000	101100
18.5	5.2	5.5		1.77	2.87	1.92	36100	29400	18800	56500	12500	30500	18100	13600	13010	26500	66100	51000	109100
19.0	5.3	5.6		1.78	2.98	1.98	38100	31300	19200	59000	13200	33000	18100	14500	13110	28000	70100	54000	117100
19.5	5.4	5.7		1.79	3.09	2.04	40100	33200	19600	61500	13900	35500	18100	15400	13210	29500	74100	57000	125100
20.0	5.5	5.8		1.80	3.20	2.10	42100	35100	20000	64000	14600	38000	18100	16300	13310	31000	78100	60000	133100
20.5	5.6	5.9		1.81	3.31	2.16	44100	37000	20400	66500	15300	40500	18100	17200	13410	32500	82100	63000	141100
21.0	5.7	6.0		1.82	3.42	2.22	46100	38900	20800	69000	16000	43000	18100	18100	13510	34000	86100	66000	149100
21.5	5.8	6.1		1.83	3.53	2.28	48100	40800	21200	71500	16700	45500	18100	19000	13610	35500	90100	69000	157100
22.0	5.9	6.2		1.84	3.64	2.34	50100	42700	21600	74000	17400	48000	18100	19900	13710	37000	94100	72000	165100
22.5	6.0	6.3		1.85	3.75	2.40	52100	44600	22000	76500	18100	50500	18100	20800	13810	38500	98100	75000	173100
23.0	6.1	6.4		1.86	3.86	2.46	54100	46500	22400	79000	18800	53000	18100	21700	13910	40000	102100	78000	181100
23.5	6.2	6.5		1.87	3.97	2.52	56100	48400	22800	81500	19500	55500	18100	22600	14010	41500	106100	81000	189100
24.0	6.3	6.6		1.88	4.08	2.58	58100	50300	23200	84000	20200	58000	18100	23500	14110	43000	110100	84000	197100
24.5	6.4	6.7		1.89	4.19	2.64	60100	52200	23600	86500	20900	60500	18100	24400	14210	44500	114100	87000	205100
25.0	6.5	6.8		1.90	4.30	2.70	62100	54100	24000	89000	21600	63000	18100	25300	14310	46000	118100	90000	213100
25.5	6.6	6.9		1.91	4.41	2.76	64100	56000	24400	91500	22300	65500	18100	26200	14410	47500	122100	93000	221100
26.0	6.7	7.0		1.92	4.52	2.82	66100	57900	24800	94000	23000	68000	18100	27100	14510	49000	126100	96000	229100
26.5	6.8	7.1		1.93	4.63	2.88	68100	59800	25200	96500	23700	70500	18100	28000	14610	50500	130100	99000	237100
27.0	6.9	7.2		1.94	4.74	2.94	70100	61700	25600	99000	24400	73000	18100	28900	14710	52000	134100	102000	245100
27.5	7.0	7.3		1.95	4.85	3.00	72100	63600	26000	101500	25100	75500	18100	29800	14810	53500	138100	105000	253100
28.0	7.1	7.4		1.96	4.96	3.06	74100	65500	26400	104000	25800	78000	18100	30700	14910	55000	142100	108000	261100
28.5	7.2	7.5		1.97	5.07	3.12	76100	67400	26800	106500	26500	80500	18100	31600	15010	56500	146100	111000	269100
29.0	7.3	7.6		1.98	5.18	3.18	78100	69300	27200	109000	27200	83000	18100	32500	15110	58000	150100	114000	277100
29.5	7.4	7.7		1.99	5.29	3.24	80100	71200	27600	111500	27900	85500	18100	33400	15210	59500	154100	117000	285100
30.0	7.5	7.8		2.00	5.40	3.30	82100	73100	28000	114000	28600	88000	18100	34300	15310	61000	158100	120000	293100
30.5	7.6	7.9		2.01	5.51	3.36	84100	75000	28400	116500	29300	90500	18100	35200	15410	62500	162100	123000	301100
31.0	7.7	8.0		2.02	5.62	3.42	86100	76900	28800	119000	30000	93000	18100	36100	15510	64000	166100	126000	309100
31.5	7.8	8.1		2.03	5.73	3.48	88100	78800	29200	121500	30700	95500	18100	37000	15610	65500	170100	129000	317100
32.0	7.9	8.2		2.04	5.84	3.54	90100	80700	29600	124000	31400	98000	18100	37900	15710	67000	174100	132000	325100
32.5	8.0	8.3		2.05	5.95	3.60	92100	82600	30000	126500	32100	100500	18100	38800	15810	68500	178100	135000	333100
33.0	8.1	8.4		2.06	6.06	3.66	94100	84500	30400	129000	32800	103000	18100	39700	15910	70000	182100	138000	341100
33.5	8.2	8.5		2.07	6.17	3.72	96100	86400	30800	131500	33500	105500	18100	40600	16010	71500	186100	141000	349100
34.0	8.3	8.6		2.08	6.28	3.78	98100	88300	31200	134000	34200	108000	18100	41500	16110	73000	190100	144000	357100
34.5	8.4	8.7		2.09	6.39	3.84	100100	90200	31600	136500	34900	110500	18100	42400	16210	74500	194100	147000	365100
35.0	8.5	8.8		2.10	6.50	3.90	102100	92100	32000	139000	35600	113000	18100	43300	16310	76000	198100	150000	373100
35.5	8.6	8.9		2.11	6.61	3.96	104100	94000	32400	141500	36300	115500	18100	44200	16410	77500	202100	153000	381100
36.0	8.7	9.0		2.12	6.72	4.02	106100	95900	32800	144000	37000	118000	18100	45100	16510	79000	206100	156000	389100
36.5	8.8	9.1		2.13	6.83	4.08	108100	97800	33200	146500	37700	120500	18100	46000	16610	80500	210100	159000	397100
37.0	8.9	9.2		2.14	6.94	4.14	110100	99700	33600	149000	38400	123000	18100	46900	16710	82000	214100	162000	405100
37.5	9.0	9.3		2.15	7.05	4.20	112100	101600	34000	151500	39100	125500	18100	47800	16810	83500	218100	165000	413100
38.0	9.1	9.4		2.16	7.16	4.26	114100	103500	34400	154000	39800	128000	18100	48700	16910	85000	222100	168000	421100
38.5	9.2	9.5		2.17	7.27	4.32	116100	105400	34800	156500	40500	130500	18100	49600	17010	86500	226100	171000	429100
39.0	9.3	9.6		2.18	7.38	4.38	118100	107300	35200	159000	41200	133000	18100	50500	17110	88000	230100	174000	437100
39.5	9.4	9.7		2.19	7.49	4.44	120100	109200	35600	161500	41900	135500	18100	51400	17210	89500	234100	177000	445100
40.0	9.5	9.8		2.20	7.60	4.50	122100	111100	36000	164000	42600	138000							

CAPITULO IV

CALCULO DEL VERTEDOR

FUNCIONAMIENTO DEL VERTEDOR DE DEMASIAS

El vertedor es la abertura hecha en la parte superior de una cortina tiene por objeto dejar escapar el agua excedente o de avenidas, sin dañar la cortina, o cualquiera de sus estructuras y al mismo tiempo mantener el nivel del vaso abajo del nivel máximo determinado previamente.

Respecto a la naturaleza de sus funciones, el vertedor debe ser construido con materiales no erosionables, tener suficiente capacidad, ser hidráulica y estructuralmente adecuado; debe estar localizado de manera que sea eficiente en sus funciones.

Los vertedores de demasias.- Se clasifican de acuerdo con sus características más importantes ya sea con respecto al sistema de control, al canal de descarga, o a otro componente; con frecuencia los vertedores se clasifican en controlados, y sin control según que tengan o no compuertas comunmente se clasifican como:

- a) Vertedor de descarga libre (caída recta).
- b) Vertedor de descarga de cimacio (de derrame).
- c) Vertedor de canal lateral abierto (de poca o mucha pendiente).
- d) Vertedor de conducto de tunel de boca de caída (de pozo de embudo).
- e) Vertedor de alcantarilla y de sifón.

La cortina puede fallar si el vertedor está mal proyectado, o es de capacidad insuficiente, tienen el riesgo de ser rebasada, las cortinas de materiales graduados pueden ser destruidas, mientras que las cortinas de concreto y mampostería pueden soportar un rebasamiento moderado.

Las superficies que forman el canal de descarga del vertedor deben ser resistentes a las fuerzas dinámicas erosivas, creadas por la caída desde la superficie del vaso.

PARTES QUE CONSTITUYE UN VERTEDOR

- a) Sección de control.
- b) Canal de descarga.
- c) Estructura terminal.

d) Canales de llegada y descarga.

Sección de Control.- Tiene por objeto regular y gobernar las descargas del vaso, evita las descargas cuando el nivel del vaso llega a niveles mayores a los ya fijados. - La estructura de control puede consistir en una cresta, -- vertedor, orificio, boquilla o tubo.

Las estructuras de control pueden construirse de varias formas, tanto en su posición como en su figura en --- planta, pueden ser:

Rectos, curvos, semicirculares, abanico, etc. En el presente proyecto "TEZABHI" es un vertedor con descarga - de cimacio.

Canal de Descarga.- Es el canal que se construye para conducir el agua del vertedor a la cubeta deflectora, y -- finalmente al canal de salida, deberá tener una altura mayor al tirante del agua, cuando esté pasando la avenida -- máxima regularizada evitando así que el agua se derrame -- sobre la cortina.

Estructura Terminal.- Es el conjunto de medios que se disponen para descargar en el río sin erosiones ni socavaciones en el paramento aguas abajo de la cortina, esto se construye con objeto de que el agua que pasa por el vertedor, que cae del nivel del embalse del vaso al nivel del río aguas abajo; la carga estática se convierta en energía cinética que se manifiesta en forma de altas velocidades - que producen altas presiones.

Canales de llegada y de descarga.- Son los canales de llegada que sirven para captar el agua del vaso y condu--- cirlo a la estructura de control cuando el agua entre di--- rectamente del vaso al vertedor y cae directamente al río.

CALCULO DEL VERTEDOR

La elección del vertedor se hace tomando en cuenta la geología de la boquilla, las características topográficas y tipo de cortina, en el presente proyecto siendo la cortina de tipo rígido se proyectó sobre la misma por economía; por lo tanto se eligió un vertedor de cresta ancha de caída libre, cimacio y perfil creager.

El perfil Creager fué calculado por W. P. Creager para una carga unitaria, y se puede adaptar para diferentes cargas en función de sus coordenadas "X" e "y".

En el presente proyecto la longitud del vertedor es - de 80.00 m. que se ha calculado como la mas conveniente según el estudio hidrológico, para regularizar una avenida - probable con un gasto de $540 \text{ m}^3/\text{seg}$ y una carga de -----

H = 2.28 m.

COORDENADAS DEL CIMACIO

H = 2.23 m	
X	Y
0.00	0.098
0.228	0.028
0.456	0.000
0.684	0.010
0.912	0.052
1.368	0.205
1.824	0.431
2.280	0.732
2.736	1.094
3.192	1.316
3.876	2.261
Sigue el talud.	

Muros Gufa.- Para evitar que el agua se desborde de la sección vertedora es necesario construir dos muros gufa a lo largo del parámetro de aguas abajo a cada lado del vertedor, su altura depende del tirante de la lámina de agua a la que se agrega una altura adicional para seguridad.

Para determinar la altura de la lámina de agua en el paramento de aguas abajo de la cortina, se deberá estudiar el comportamiento de ésta en esa sección.

Puede recordarse que hay dos tipos de escurrimiento, uno en el cual las partículas individuales del fluido siguen un recorrido de línea recta, y otro en el cual las partículas toman recorridos al azar. Al primer tipo se le conoce como escurrimiento laminar, y al segundo escurrimiento turbulento.

El escurrimiento laminar, rara vez se encuentra en la práctica de ingeniería hidráulica, generalmente siempre se trata de escurrimiento turbulento.

La figura siguiente ilustra las condiciones para que haya escurrimiento uniforme del agua en un canal abierto. Si se escribe la ecuación de la energía entre las secciones A y B. Fig. (p)

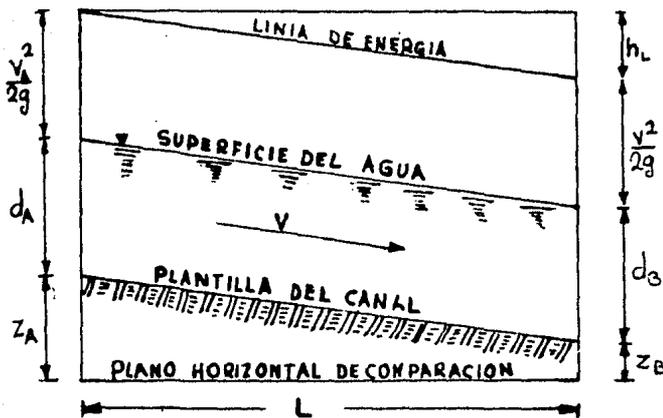


Fig. (P)

$$Z_A + d_A + \frac{v_A^2}{2g} = Z_B + d_B + \frac{v_B^2}{2g} + hL \dots\dots (2)$$

donde Z es la elevación de la plantilla del canal arriba de un nivel de base arbitraria en m, d es el tirante del escurrimiento en m, v es la velocidad media en m/seg, hL es la pérdida de carga entre A y B.

En el escurrimiento uniforme $d_A = d_B$ y $v_A = v_B$; por tanto, $hL = Z_A - Z_B = SL$ donde S es la pendiente de la línea de energía y L es la distancia entre las secciones.

El término energía específica se aplica a la can--

cantidad de energía por libra de agua presente en cualquier sección transversal vertical y la energía potencial se calcula con referencia a un plano que pasa por el fondo de la sección, según la Fig. (q). la energía específica; es así en cualquier punto n. como la ecuación (3).

$$E_s = \frac{v^2}{2g} + d \dots\dots\dots (3)$$

En donde v es la velocidad media en la sección. Si Q representa la cantidad del escurrimiento por metro de anchura del canal, se tiene que:

$$V = \frac{Q}{d}$$

$$E_s = \frac{Q^2}{2gd^2} + d \dots\dots\dots (4)$$

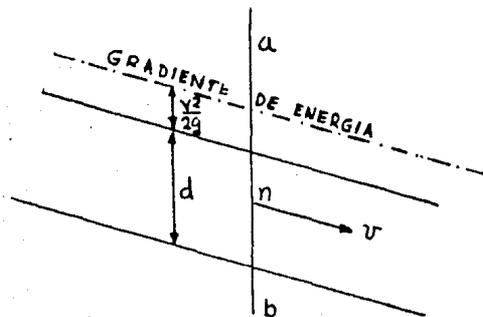


Fig (q)

Considerando diferentes valores numéricos de d para un valor constante de Q, pueden calcularse los valores correspondientes de E_s y representarse en una gráfica en relación con los valores de d tal como se muestra en la Fig. (q)

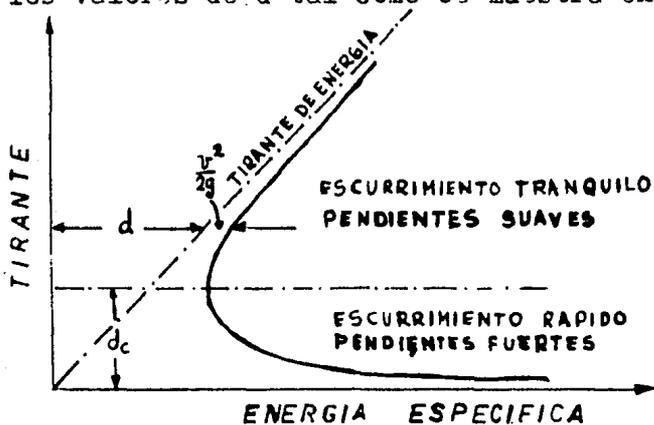


Fig (q)

La ecuación (4) puede escribirse de la siguiente forma, multiplicando sus dos miembros por d^2 e igualando a cero:

$$h^3 - Esd^2 + \frac{Q}{2g} = 0$$

Ecuación que tiene tres raíces, una negativa y dos -- positivas, estas últimas son los dos tirantes conju-- gados.

Ciertos hechos ligados con el tirante crítico deben -- notarse, por la e. c. (4) se tiene que:

$$Q = \sqrt{2g (Esd^2 - d^3)} \dots\dots\dots (5)$$

Derivando a Q con respecto a d, e igualando a cero, -- el valor de d hace a Q máximo y dará.

$$\frac{dQ}{dd} = \frac{2g}{2} (Esd^2 - d^3)^{-\frac{1}{2}} (2Esd - 3d^2) = 0$$

$$2 Esd - 3d^2 = 0$$

$$d = 2/3 Es$$

Recíprocamente, este valor de d, hace a Es mínimo para un Q dado.

$$dc = 2/3 Es \dots\dots\dots (6)$$

Sustituyendo $Es = 3/2 dc$ en la e. c. (5) queda y con -- siderando para el tirante crítico.

$$Qc = \sqrt{gd^3c}$$

Finalmente, como $Qc = Vcdc$ se tiene:

$$Vcdc = \sqrt{gd^3c}$$

$$Vc = \sqrt{gdc} \dots\dots\dots (7)$$

Esta ecuación puede utilizarse para determinar las --

condiciones del escurrimiento en un canal dado.

- a) Si la velocidad es igual que \sqrt{gd} , el escurrimiento tiene el tirante crítico.
- b) Si la velocidad es menor que \sqrt{gd} el escurrimiento es tranquilo y está en la etapa de ascenso.
- c) Si la velocidad es mayor que \sqrt{gd} el escurrimiento es rápido y está en la etapa de descenso.

La ecuación (7) se puede escribir $\frac{V_c}{\sqrt{gd}} = 1$

Para comprobación sabiendo que el número de Froude.

$$F = \frac{V}{\sqrt{gd}} \quad \text{cuando en esta e.c. se cumple} \quad \frac{V}{\sqrt{gd}} = 1$$

Tirante crítico.- El tirante crítico d_c para escurrimiento de un conducto a cielo abierto, se define como el tirante para el cual la energía específica es mínima, puede demostrarse matemáticamente que el tirante crítico se deduce de la ecuación (3).

$$E = d + \frac{V^2}{2g}$$

En un canal rectangular si q es el caudal por unidad de anchura, será $Vd = q$ sustituyendo el valor de $V = \frac{q}{d}$ en la e.c. anterior tenemos.

$$E = d + \frac{q^2}{2gd^2} \qquad E = d + \frac{q^2}{2gd^2}$$

Derivando con respecto a d , e igualando a cero la derivada, tenemos:

$$\frac{dy}{dy} = 1 - \frac{q^2}{gd^3}$$

$$0 = 1 - \frac{q^2}{gd^3}$$

$$dc = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots (8)$$

Si el gasto unitario es $q = \frac{Q}{B}$, B = ancho del canal sust. el valor de q tenemos:

$$dc = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}} \dots\dots\dots (9)$$

RESALTO HIDRAULICO

Resalto Hidráulico.- Es la segunda aplicación de las ecuaciones fundamentales para determinar las pérdidas de energía mecánica en un caso de flujo turbulento.

En ciertas condiciones una corriente líquida a gran velocidad en un canal abierto disminuye bruscamente la velocidad con una brusca elevación de la superficie líquida. Fig (r).

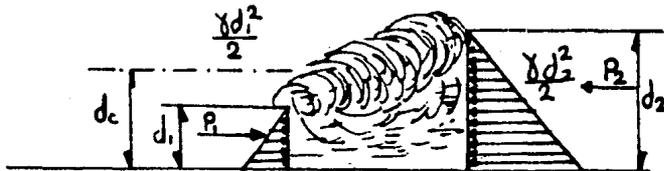


Fig. (r)

Este fenómeno se conoce con el nombre de resalto hidraúlico y es un ejemplo de flujo permanente, no uniforme. En efecto, el chorro líquido a gran velocidad se expande y convierte su energía cinética en energía potencial y térmica. En la superficie inclinada se forma un rodillo -- que arrastra aire y lo introduce dentro del líquido. Las relaciones entre las variables de un resalto hidraúlico en un canal horizontal rectangular se obtiene fácilmente usando las ecuaciones de continuidad, cantidad de movimiento y de Bernulli.

$$d_1 \text{--- tirante aguas arriba} \quad P_1 = \frac{d_1^2}{2}$$

$$d_2 \text{--- tirante aguas abajo} \quad P_2 = \frac{d_2^2}{2}$$

$$F_e = \frac{\gamma}{2} (d_2^2 - d_1^2) \dots\dots\dots (a)$$

$$F_{in} = \frac{\gamma q}{g} (v_1 - v_2) \dots\dots\dots (b)$$

igualando (a) y (b)

$$\frac{\gamma}{2} (d_2^2 - d_1^2) = \frac{\gamma q}{g} (v_1 - v_2)$$

$$d_2^2 - d_1^2 = \frac{2q}{g} (v_1 - v_2) \dots\dots\dots (c)$$

$$q = v d$$

$$v_1 = \frac{q}{d_1} \dots\dots\dots (d)$$

$$v_2 = \frac{q}{d_2} \dots\dots\dots (e)$$

sustituyendo (d) y (e) en (c)

$$(d_2^2 - d_1^2) = \frac{2q}{g} \left(\frac{q}{d_1} - \frac{q}{d_2} \right)$$

$$(d_2 - d_1)(d_2 + d_1) = \frac{2q^2}{g d_1 d_2} (d_2 - d_1)$$

$$d_2 + d_1 = \frac{2q^2}{g d_1 d_2}$$

multiplicando ambos miembros por d_2

$$d_2^2 + d_1 \times d_2 = \frac{2q^2}{g d_1}$$

$$d_2^2 + d_1 \times d_2 - \frac{2q^2}{g d_1} = 0$$

Resolviendo la ecuación anterior.

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{d_1^2 + \frac{4 \times 2q^2}{g d_1}}$$

No tomamos el signo negativo.

$$\therefore d_2 = -\frac{d_1}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{d_1^2 + \frac{8q^2}{g d_1}} \dots\dots\dots (10)$$

ecuación que nos da el tirante antes y después del resalto.

Para nuestro proyecto de "TENZABHI" podemos calcular el tirante crítico d_c en la cresta del vertedor con la ecuación (9) obtenida anteriormente.

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g B^2}}$$

Q — gasto máximo regularizado
540 $\frac{m^3}{seg}$

B — ancho del vertedor 80 m.

g — gravedad 9.81 $\frac{\text{m}^2}{\text{seg}}$

dc — tirante crítico en m.

$$dc = \sqrt[3]{\frac{(540)^3}{9.81 \times 80^2}} \quad dc = \sqrt[3]{\frac{291600}{9.81 \times 6400}} \quad dc = \sqrt[3]{4.644} = 1.667$$

$$dc = 1.67 \text{ m.}$$

Puede demostrarse matemáticamente que el tirante crítico ocurre en un conducto si se cumple la ecuación siguiente, para comprobar.

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

Q — gasto regularizado 540 $\frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$

A — área hidráulica crítica 1.67 x 80
133 m².

T — ancho de la superficie libre del -
agua 80 m.

g — gravedad 9.81 $\frac{\text{m}^2}{\text{seg}}$

$$\frac{(540)^2}{9.81} = \frac{(1.67 \times 80)^3}{80}$$

$$\frac{291600}{9.81} = \frac{2380000}{80} ; \quad 29700 = 29700$$

Se cumple la ecuación anterior, por lo tanto se presenta el tirante crítico, en ese punto, la energía específica es mínima.

$$Ac = 80 \times 1.67 = 1.3344 \text{ m}^2 \quad \text{área crítica}$$

$$Pc = 1.67 + 80 = 83.34 \text{ m} \quad \text{perímetro mojado}$$

$$rH_c = \frac{Ac}{Pc} \quad rH_c = \frac{133.44}{83.34} = 1.60 \quad \text{Radio hidráulico.}$$

$$V_c = \frac{Q}{Ac} \quad V_c = \frac{540}{133.44} = 4.05 \frac{m}{seg} \quad \text{Velocidad crítica.}$$

$$hv = 0.835$$

TIRANTE EN LA ELEVACION 1795.639 m.

$$dc + hvc + \text{Desnivel} = 1.67 + 0.835 + 2.261 = 4.766$$

$$d = 0.765$$

$$A = 80 \times 0.765 = 61.20 \text{ m}^2$$

$$P = 80 + 2 \times 0.765 = 81.53 \text{ m}^2$$

$$rH_c = \frac{61.20}{81.53} = 0.751$$

$$V = \frac{540}{61.20} = 8.823 \text{ m/seg.}$$

$$hv = 3.969$$

$$d + hv + \text{desn.} = 0.765 + 3.969 + 0.0032 = 4.766$$

TIRANTE EN LA ELEVACION 1780.00

$$d_1 + hv_1 + \text{desnv.} = 0.765 + 3.969 + 15.639 = 20.373 \text{ m.}$$

$$d_2 = 0.36$$

$$A = 80 \times 0.36 = 28.80 \text{ m}^2$$

$$P = 80 + 2 \times 0.36 = 80.72$$

$$H = \frac{80.80}{80.72} = 0.357$$

$$V = \frac{540}{28.80} = 18.75 \text{ m/seg.}$$

$$hv = 0.357$$

$$h + hv + \text{desnivel} = 0.36 + 0.357 + 15.639 = 16.356$$

DISIPACION DE LA ENERGIA AL PIE DEL VERTEDOR

Puesto que en los conductos de salida, al pie de los vertedores se desarrollan grandes velocidades por el agua, que causan socavaciones y erosiones es necesario disipar la energía de estas, al pie de estas estructuras, esto se puede contrarrestar mediante la construcción de un dispositivo para disipar la energía y establecer el flujo en el canal de salida, la función de este, es convertir la energía en turbulencia y finalmente en calor. En este caso se proyectará para disipar la energía una cubeta deflectora - tipo "salto de Ski", debe ser de tal manera que se logre lo siguiente.

- a) Que el flujo, al salir de la cubeta, se extienda - en tal forma que el aire que lo rodea pueda transformar la mayor área.
 - b) Lograr, que el sitio de impacto del chorro con el lecho del río sea lo más distante del pie de la cortina para evitar que la erosión la dañe.
 - c) La nariz de la cubeta debe estar a una elevación - mayor que la superficie del agua del río.
- La energía se disipa de la siguiente forma.

I.- Por turbulencia interna del agua.

II.- Por la acción cortante del aire que lo rodea.

III.- Por la tensión superficial de la misma.

De observaciones hechas en laboratorios con modelos - hidráulicos y cortinas construídas, con deflectores, se ha deducido que:

Cuando la nariz tiene un ángulo de salida mayor que 45° pero menor que 60° el chorro de agua se desintegra en forma de lluvia; pero si el ángulo de salida es mayor que 20° pero menor de 45° el chorro no se desintegra y choca - contra la masa del agua y contra el lecho del río.

El material del lecho del río, tiene tendencia acumularse aguas arriba del cono de erosión, siendo favorable - este fenómeno, pues ayuda a defender la pared del vertedor

CAPITULO V

CONCLUSIONES

Es de fundamental importancia la inversión en la construcción de pequeñas obras para riego, porque es un factor de producción económico regional, que debe propiciar el -- desarrollo agrícola y como consecuencia el desarrollo económico de nuestro país.

El presente proyecto de "TENZABHI" debe ejecutarse, -- por que mejorará substancialmente la distribución estacional del agua, permitiendo así mejores cosechas.

La práctica del riego en esas superficies del Municipio de Tecozautla, debe llevarse a cabo, no sólo debido a que el riego en esa zona sea esencial para el mantenimiento de la vida, sino porque aumentan los rendimientos económicos y permiten un estandar de vida más elevado a los campesinos de esa región.

La inversión que se hace en este tipo de obra es la -- mejor canalización de los recursos económicos, ya que fomenta las actividades agropecuarias, y es recuperable a -- largo plazo.

Teniendo en cuenta el volúmen que almacenaría el vaso estimado en 5 450 000 m³ se traduce en capacidad útil, y -- la cantidad de hectáreas por beneficiar es de 1265 has. -- cuyo costo \$ 7 100.00 por hectárea es justificable.

Analizando la situación de la zona por beneficiar, -- que se encuentra en el valle del mesquital, este costo debe ser la causa básica para darle al agua el uso racional y convertir los resultados en altos rendimientos en todos los aspectos, para cumplir la finalidad con que se proyecta.

Por lo que respecta al aspecto técnico, lo que se ha escrito es solamente un breve análisis del proceso de este proyecto en lo que corresponde, al estudio hidrológico, -- diseño de la cortina, vertedor de demasías y conclusiones, pues de ninguna manera significan los únicos resultados -- de mayor importancia.

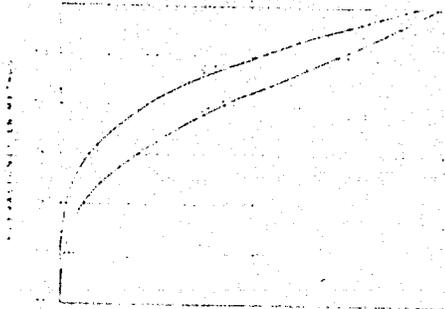
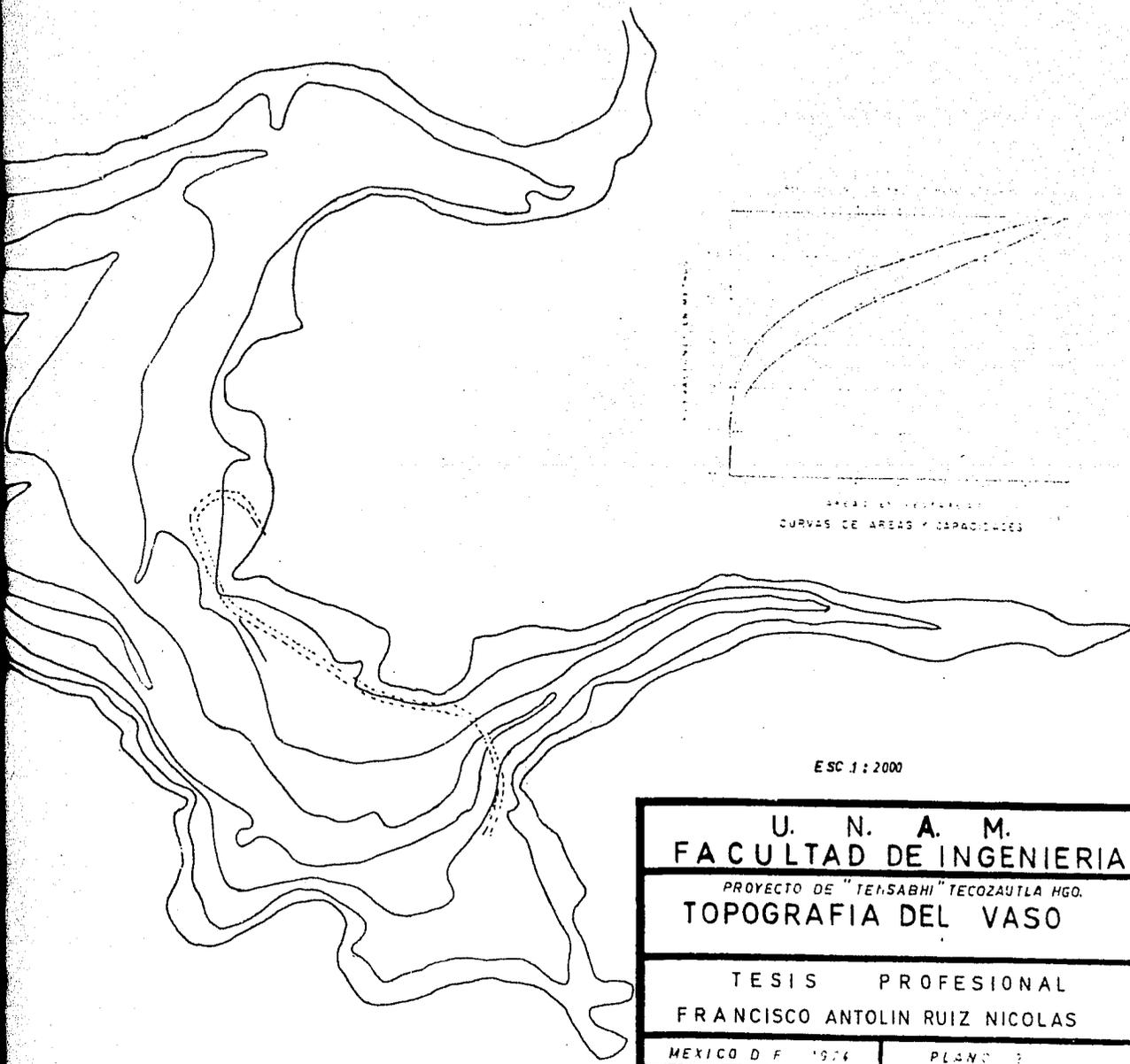
Del proceso de desarrollo de este trabajo, se puede -- concluir lo siguiente:

Una planeación de un proyecto para la construcción de una presa, se puede resumir en tres etapas definitivas.

- 1.- Estudios preliminares.
- 2.- Estudios de factibilidad.
- 3.- Estudios definitivos.

- I. Estudios Preliminares.- Comprende los estudios de reconocimiento que definen si conviene seguir el estudio completo basandose en estudios toscos, topográficos, hidrológicos, geológicos y generales.
- II. Estudios de Factibilidad.- Tienen por objeto determinar las magnitudes y características esenciales de las diferentes estructuras de aprovechamiento, obtención de selección de beneficios, costos con suficiente precisión que nos definen el anteproyecto.
Afinar los estudios topográficos, hidrológicos y geológicos.
- III. Estudios Definitivos.- Corresponde al desarrollo del proyecto detallado de estructuras, elaboración del programa de construcción, elaboración de normas de construcción y finalmente etapa de concurso y construcción de la obra.





CURVAS DE AREAS Y CAPACIDADES

ESC 1 : 2000

U. N. A. M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
PROYECTO DE "TEHSABHI" TECOZAUTLA HGO.	
TOPOGRAFIA DEL VASO	
TESIS PROFESIONAL	
FRANCISCO ANTOLIN RUIZ NICOLAS	
MEXICO D F 1974	PLAN 3

