



4
2ej

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

“ ARAGON ”

“ Principios para el
diseño de un Pequeño
Almacenamiento ”

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

Presenta :

LUIS MANUEL BAUTISTA NIETO

SAN JUAN DE ARAGON, 1987



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 está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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



UNIVERSIDAD NACIONAL

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
DIRECCION

LUIS MANUEL BAUTISTA NIETO
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 11 de enero del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. RAUL GARRANZA ESLAVA pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado " PRINCIPIOS PARA EL DISEÑO DE UN PEQUEÑO ALMACENAMIENTO ", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Sin otro particular, aprovecho la ocasión para reiterar a usted las bondades de mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Méx., enero 17 de 1985.
EL DIRECTOR

LIC. SERGIO ROSAS ROMERO

c.c.p. Coordinación de Ingeniería. (21)
Unidad Académica.
Departamento de Servicios Escolares.
Asesor de Tesis.

I N D I C E

I.-	INTRODUCCION	1
II.-	ESTUDIO HIDROLOGICO	6
III.-	SELECCION DEL TIPO DE CORTINA Y DESARROLLO DEL PROYECTO.	91
IV.-	OBRA DE EXCEDENCIAS	131
V.-	OBRA DE TOMA	155
VI.-	CONCLUSIONES	194
	BIBLIOGRAFIA	195

I N T R O D U C C I O N

El presente trabajo trata sobre los principios para el diseño de un pequeño almacenamiento, el ejemplo a desarrollar es el proyecto el "ROSARIO" que aprovecha las aguas del arroyo San Pablo afluente del Río Cuautitlán para el beneficio de las tierras pertenecientes al Ejido de Santa María -- Tianguistengo, Municipio de Tepetzotlán, México.

Las presas de almacenamiento tienen como finalidad la captación de agua de los escurrimientos producidos por las lluvias o deshielos y suministrarla a los cultivos en aquellos meses en que la precipitación es insuficiente para satisfacer las necesidades de agua de los mismos.

Respecto a la región podemos dar las siguientes características:

LOCALIZACION.- La cuenca se encuentra ubicada entre los paralelos 19°-37' y 19° 40' Latitud Norte y los Meridianos 99° 15' y 99° 20'. Longitud Oeste de Greenwich. Datos obtenidos de la carta topográfica E-14-A-29 de la CETENAL.

POBLACION.- En la región se localizan los siguientes centros de población: Tapujaco, Santa María Tianguistengo, y Huilango sumando entre ellos 5 000 habitantes dedicados a la agricultura de temporal y ganadería en pequeña escala, en los meses en que no se dedican a sus labores campiranas, se emplean como obreros en las industrias cercanas o en la Ciudad de México.

VIAS DE COMUNICACION AL SITIO DEL PROYECTO.- De la Ciudad de México se recorren 44 Km., de la autopista México-Querétaro, para llegar al poblado de Tepotzotlán. De la carretera Tepotzotlán-Villa del Carbón se recorren 8.5 Km., para después desviarse al poblado de Santa María - Tianguistengo.

Para llegar al sitio del proyecto se recorren aproximadamente 3 Km., de camino de terracería. Se adjunta plano de localización.

USO DEL SUELO.- El uso de suelo en la región está constituido principalmente por pastizal natural, pastizal inducido, Eucalipto, pirul, nopalera, erosión hídrica moderada, zonas industriales de procesamiento y fabricación.

CLIMA.- Según la clasificación climática de Koeppen, el clima predominante en el área de estudio es del tipo C (Wo) b(i), que significa templado-subhúmedo con lluvias en verano.

Temperatura media anual 15°C.

Precipitación media anual 756 mm.

ZONA DE RIEGO.- La zona de riego está localizada inmediatamente aguas abajo del eje de proyecto de la cortina y en ambas márgenes del arroyo, son de buena calidad aptas para el cultivo de maíz, frijol, cebada, -- chile, frutales, alfalfa, trigo, con una superficie aproximada de 500 Ha.

La irrigación de esta zona indudablemente contribuirá a fijar la población de este lugar.

DATOS DISPONIBLES.- Para el desarrollo del presente proyecto se cuentan con los datos que a continuación se indican, los cuales se irán utilizando conforme lo requiera dicho estudio.

Topográficos.- Plano de localización de la cuenca, plano de configuración del vaso y topografía detallada de la boquilla, a escalas 1:50 000 1:2000, 1:500 respectivamente.

Hidrológicos.- No se cuenta con estos datos dentro de la cuenca, pero -- si de estaciones termoplumiométricas, cercanos a la cuenca, como son -- los de la presa Concepción y presa Guadalupe que son de cuencas adyacentes a la nuestra.

Agrícolas.- Como son clases de cultivos, calendarios de los mismos, demandas de riego y clases de suelos.

Económicas.- Costos unitarios de materiales, mano de obra, transportes, costo de cultivos y de la propiedad rural.

Geológicos.- Consistentes en corte geológico de la boquilla, características geológicas del vaso, y de los materiales que podemos emplear en la construcción.

II.- ESTUDIO HIDROLOGICO

El estudio hidrológico para un pequeño almacenamiento tiene por objeto determinar dentro de límites económicos la capacidad que resulte más adecuada de acuerdo con las características hidrológicas de la corriente por aprovechar y la disponibilidad de tierras.

En este capítulo se expone en términos generales la secuela de cálculo que se sigue en un estudio para definir la capacidad de almacenamiento, y la superficie de riego correspondiente.

GENERALIDADES

Teniendo como base los resultados del estudio hidrológico para un aprovechamiento por almacenamiento es decir, habiendo determinado la superficie por beneficiar y las capacidades más convenientes de azolves, -- útil y total de la presa, así como de las obras de toma y excedencias, se procede a ejecutar el diseño de la cortina y sus estructuras de toma y excedencias, previamente elegido el tipo de presa más adecuado de acuerdo con las características geológicas y topográficas de la boquilla.

El estudio hidrológico nos servirá para determinar los siguientes puntos, indispensables para el desarrollo del proyecto.

- 1.- Hidrógrafo de la corriente.
- 2.- Capacidad de almacenamiento del vaso para satisfacer la Ley de demandas, o bien aceptadas cierta capacidad económica a determinar la ley de extracciones y por consiguiente el área regable.

- 3.- Funcionamiento analítico del vaso para la capacidad adecuada -
y la ley de demandas convenientes.
- 4.- Capacidad de la obra de toma.
- 5.- Capacidad de la obra de excedencias.

Dedución del hidrógrafo de la corriente.- El hidrógrafo o hidrógrama de una corriente nos representa la variación de los gastos que escurren por ella en el tiempo considerado.

Para llegar a determinarlo existen dos caminos: el método directo y el indirecto, el primero y más conveniente consiste en efectuar aforos en la corriente para obtener los valores de los gastos que escurren por ella, en nuestro caso por tratarse de corrientes intermitentes y de poca importancia no existe ninguna estación hidrométrica que nos proporcione dichos datos, motivo por el cual tendremos que valernos del método indirecto, el cual consiste en valuar el volumen escurrido en función del área de la cuenca, la precipitación pluvial dentro de ella y el coeficiente de escurrimiento que es la relación que existe entre el volumen escurrido y el volumen precipitado.

Los factores anteriores se ligan por medio de la fórmula siguiente:

$V_e = A p C_e$ en donde:

V_e = Volumen escurrido en el tiempo considerado.

A = Area de la cuenca.

p = Precipitación en el tiempo considerado

Ce = Coeficiente de escurrimiento.

Area de la cuenca. ...Con la ayuda de las cartas topográficas de la CETENAL a escala 1:50 000 se hizo la localización de la cuenca del arroyo - San Pablo obteniéndose una superficie de 10.2 Km²

Precipitación. Dentro de la cuenca no se cuenta con ninguna estación - que nos pueda proporcionar estos datos, pero si con algunas cercanas a la cuenca y con el plano de curvas de Isoyetas editado por la S.A.R.H., de la región hidrológica No. 26, que es la cuenca del Río Pánuco, este plano contiene las Isoyetas medias anuales para el período 1931-1970, - luego para determinar la precipitación en la cuenca nos valdremos del - siguiente artificio:

En vista de que el área de la cuenca es pequeña podemos suponer que la precipitación en el centro de gravedad de ella, es representativa en to da su extensión, con esta base y con la ayuda del plano de Isoyetas podemos determinar la precipitación media anual en la cuenca y relacionar la por medio de un coeficiente que llamaremos de corrección de la preci pitación, con la precipitación media anual de una estación pluviométrica cercana a la cual llamaremos estación base.

Lo anterior se puede representar de la siguiente manera:

$$Ccp = \frac{\text{Precipitación media en la cuenca}}{\text{Precipitación media en la estación base}}$$

Los datos de precipitación mensual de la estación base se multiplican - por el coeficiente de corrección de la precipitación obtenida de la forma anterior y el producto será la precipitación en la cuenca.

Las coordenadas del centro de gravedad de la cuenca son:

99° 17' 13" y 19° 38' 59", las cuales se localizan en el plano de -- curvas de Isoyetas e interpolando se encuentra la precipitación media - anual en la cuenca que es de 761.00 mm.

Se seleccionó como estación base la de la Presa Concepción que se en- cuenta en el Municipio de Tepotzotlán, Estado de México, se escogió la anterior estación por ser la más cercana a la cuenca y la zona en que - se encuentra es de características semejantes a la nuestra, los datos - mensuales de precipitación de la estación mencionada pueden verse en -- las columnas numero 2 de las hojas de cálculo que están en las páginas- números 16, 17, 18, 19, 20.

La estación base cuenta con datos de precipitación completos desde 1950, por conveniencia usaremos el período 1956-1975 que comprenden 20 años - de registros, durante este período la precipitación media anual es de - 717.20 mm.

El coeficiente de corrección de la precipitación será:

$$Ccp = \frac{761.0}{717.2} = 1.06$$

Por lo tanto, al multiplicar los datos de precipitación mensuales, ob-- servados en la estación La Concepción por el coeficiente de corrección

de la precipitación nos dará la precipitación en la cuenca.

Los valores obtenidos para la precipitación en la cuenca siguiendo el procedimiento anterior pueden verse en las hojas de cálculo que están en las páginas números 16, 17, 18, 19, 20 Columna No. 3.

Coficiente de escurrimiento. En general el coeficiente de escurrimiento puede fijarse de acuerdo con los siguientes criterios:

- 1.- Dividiendo el volúmen anual escurrido en la cuenca entre el volúmen llovido durante el mismo tiempo basándose en observaciones hechas durante varios años en la cuenca.
- 2.- Deduciendo su valor por comparación de la cuenca en cuestión con otras semejantes en las cuales ya se conoce dicho coeficiente.
- 3.- Por deducción, asignándole un valor estimativo según las características de la cuenca (precipitación, uso de suelo, cubierta de suelo, forma de la cuenca, pendiente de la cuenca, etc.), ayudándose de tablas y gráficas que proponen algunos autores.

Para nuestro caso el valor de este coeficiente se determinó por el segundo criterio, tomando en cuenta que existen los siguientes datos de la cuenca que pertenece a la presa La Concepción, que es una cuenca adyacente a la nuestra.

Escurrimiento medio anual 9 288 miles de M3.

Volúmen medio anual llovido 56 994 miles de M3.

$$C_e = \frac{9\ 288}{56\ 994} \times 100 = 16.3\%$$

Que es un coeficiente de escurrimiento medio anual.

Datos obtenidos de la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México (PLANO CH-G-594)

Este coeficiente de escurrimiento comprobado lo adoptaremos para nuestra cuenca.

Por lo tanto para determinar los escurrimientos mensuales en cada año, se usará este coeficiente de escurrimiento medio anual.

Determinación de los escurrimientos mensuales. Los datos mensuales de - precipitación de la estación base se multiplican por el coeficiente de corrección de la precipitación y se obtiene la precipitación en el centro de gravedad de la cuenca, que es representativa de la misma.

Esta precipitación corregida se multiplica por el área de la cuenca y - por el coeficiente de escurrimiento, así se obtiene el volúmen mensual escurrido en la cuenca.

Conocidos los datos anteriores nos es posible obtener el hidrógrafo de la corriente, ya que el volúmen escurrido mensualmente será:

$V_e = A p C_e$ en donde:

V_e = Volúmen escurrido por la boquilla en miles de M3.

A = Area de la cuenca en Km²

p = Precipitación mensual en la cuenca en mm.

C_e = Coeficiente de escurrimiento = 0.163

La determinación del hidrógrafo se hizo para el período 1956-1975, y los valores obtenidos aparecen en las hojas de cálculo que están en las páginas números 16, 17, 18, 19, 20. columna No. 4.

Cálculo de evaporación menos lluvia o evaporación neta.

La precipitación en la cuenca se multiplica por $(1-C_e)$, que es la lámina de agua que cae sobre el vaso.

Los datos de evaporación observada fueron obtenidos de la estación presa La Concepción, estos datos se multiplican por 0.77 para obtener la evaporación que se efectúa en el vaso, la diferencia que resulta de este producto menos la lámina de agua que cae sobre la superficie del vaso, es lo que se llama evaporación neta.

Este resultado como se verá después nos sirve para efectuar el funcionamiento analítico del vaso, los resultados se presentan en las hojas de cálculo de las páginas números 16, 17, 18, 19, 20, columna No. 8.

Explicación de cada columna de las siguientes hojas, en las cuales se calcula el volúmen escurrido mensual y la evaporación neta mensual, para el período de estudio 1956-1975. Los resultados mensuales de las columnas (4) y (3) se utilizarán para el funcionamiento analítico del vaso.

Columna (1) Año y mes del período que se estudia.

Columna (2) En esta columna se anotan los registros mensuales de -- precipitación de la estación base.

Columna (3) Se anota la precipitación deducida para la cuenca que es la precipitación en la estación base por el coeficiente de corrección de la precipitación ($C_{cp} = 1.06$).

Columna (4) Se anotan los volúmenes escurridos mensuales, bastando para su obtención con mutiplicar el valor de la precipitación en la cuenca por el área de la cuenca y por el coeficiente de escurrimiento.

Columna (5) Se anotan los valores de la columna número 3 multiplicados por $(1 - C_e)$.

Columna (6) Se vacían los registros de evaporación observados en el evaporómetro.

Columna (7) En esta columna se anota el valor anterior multiplicado por 0.77 que es el valor de la constante del evaporómetro.

Columna (8) En esta columna se anotan los datos mensuales de evaporación neta (columna 7 menos columna 5).

Estos cálculos se efectuaron en computadora y se redondearon al primer decimal, la codificación del programa se hizo en lenguaje BASIC y se -- presenta en el anexo No. 1

ANEXO No. 1

Significado de las variables usadas en el programa.

CE	Coeficiente de escurrimiento
AC	Area de la cuenca
KC	Coeficiente de corrección de la precipitación
A	Año de inicio
C	Año de fin
PB	Précipitación en la estación base
PC	Precipitación en la cuenca
VE	Volúmen escurrido mensual
EV	Evaporación observada
EP	77% de la evaporación observada
EN	Evaporación neta (evaporación menos lluvia)

```

2 DIM P(12), S(7), T(7):M=1
5 PRINT "COEF DE ESCURR=":INPUT C
6 FOR J=1 TO 7:S(J)=0:T(J)=0:NEXT J
10 PRINT "AREA DE LA CUENCA=":INPUT A
20 PRINT "COEF DE CORREC DE LA PREC=":I
  INPUT KC
30 PRINT "ANO DE INICIO=":INPUT A
35 PRINT "ANO DE FIN=":INPUT C
40 LPRINT A:"(2)", "(3)", "(4)"
50 READ P(1):S(1)=S(1)+P
60 PC=PE*(1-KC):PC=INT(PC*10+0.5)/10:S(2)=S(
  2)+PC:PC=PC
70 UE=40-PC*CE:UE=INT(UE*10+0.5)/10:S(3)
  =S(3)+UE
80 LPRINT M:P(1):PC:UE
90 M=M+1
100 IF M=13 THEN 200
110 GOTO 50
200 LPRINT "-----"
      "
210 LPRINT "SUMAS", S(1), S(2), S(3)
300 LPRINT "(5)", "(6)", "(7)", "(8)"
310 FOR Z=1 TO 12
320 PCE=P(Z)*C(1-CE):PCE=INT(PCE*(10+0.5)/
  10):S(4)=S(4)+PCE
330 READ EU:S(5)=S(5)+EU
340 EP=EU*(0.77):EP=INT(EP*(10+0.5)/10):S(
  6)=S(6)+EP
350 EN=EP-PCE:S(7)=S(7)+EN
360 LPRINT PCE:EU:EP:EN
370 NEXT Z
371 LPRINT "-----"
      "
372 T(1)=T(1)+S(1):T(2)=T(2)+S(2):T(3)=T(
  3)+S(3):T(4)=T(4)+S(4)
373 T(5)=T(5)+S(5):T(6)=T(6)+S(6):T(7)=T(
  7)+S(7)
374 FOR J=1 TO 7:S(J)=0:NEXT J
380 M=1:A=A+1
390 IF A=C THEN 500
400 GOTO 40
500 LPRINT "SUM PREC EST BASE":T(1)
510 LPRINT "SUMA PREC EN LA CUENCA":T(2)

520 LPRINT "SUM VOL ESC EN LA CUENCA":T(
  3)
530 LPRINT "SUM PREC EN LA CUENCA(1-CE)
  ":T(4)
540 LPRINT "SUM EU OBSERVADA":T(5)
550 LPRINT "SUM 77% DE LA EU":T(6)
560 LPRINT "SUM DE LA EUAP NETA":T(7)

```

1956	(2)	(3)	(4)
1	1	1.1	1.8
2	0	0	0
3	0.7	0.7	1.2
4	33.3	35.3	58.7
5	76	80.6	134
6	157.2	166.6	277
7	195.1	206.8	343.8
8	117	124	206.2
9	64.1	67.9	112.9
10	74.3	78.8	131
11	11.5	12.2	20.3
12	7.5	8	13.3

SUMS	737.7	782	1300.2
-------------	--------------	------------	---------------

(5)	(6)	(7)	(8)
0.9	108	83.2	82.3
0	141.7	109.1	109.1
0.6	190.4	146.6	146
29.5	181.5	139.8	110.3
67.5	156.4	120.4	52.9
139.4	109.7	84.5	-54.9
173.1	126.1	97.1	-76
103.8	140.1	107.9	4.1
56.8	107.5	82.8	26
66	121.3	93.4	27.4
10.2	90.8	69.9	59.7
6.7	85.7	66	59.3

654.5	1559.2	1200.7	546.2
--------------	---------------	---------------	--------------

1957	(2)	(3)	(4)
1	0	0	0
2	0	0	0
3	1	1.1	1.8
4	34.7	36.8	61.2
5	25.2	26.7	44.4
6	94.2	99.9	166.1
7	93.9	99.5	165.4
8	57.5	61	101.4
9	80.2	85	141.3
10	64.4	68.3	113.6
11	16.9	17.9	29.8
12	6.4	6.8	11.3

SUMS	474.4	503	836.3
-------------	--------------	------------	--------------

(5)	(6)	(7)	(8)
0	112.5	86.6	86.6
0.9	116	89.3	89.3
0.9	211.6	162.9	162
30.8	159.5	122.8	92
22.3	183.8	141.5	119.2
83.6	156	120.1	36.5
83.3	140.2	108	24.7
51.1	136.6	105.2	54.1
71.1	120.5	92.8	21.7
57.2	125.4	96.6	39.4
15	103	79.3	64.3
5.7	92.1	70.9	65.2

421	1657.2	1276	855
------------	---------------	-------------	------------

1958	(2)	(3)	(4)
1	97.8	103.7	172.4
2	1	1.1	1.8
3	0	0	0
4	8.3	8.8	14.6
5	114.9	121.8	202.5
6	156.8	165.2	276.3
7	258.8	271.1	450.7
8	130.5	138.3	229.9
9	235	249.1	414.2
10	71.6	75.9	126.2
11	37.9	40.2	66.8
12	35.2	37.3	62

SUMS	1144.8	1213.5	2017.4
-------------	---------------	---------------	---------------

(5)	(6)	(7)	(8)
86.8	76.8	59.1	-27.7
0.9	122.9	94.6	93.7
0	221.9	170.9	170.9
7.4	187.3	144.2	136.8
101.9	144.3	111.1	9.2
139.1	139.1	107.1	-32
226.9	125.5	96.6	-130.3
115.8	144.2	111	-4.8
208.5	110.8	85.3	-123.2
63.5	102.7	79.1	15.6
33.6	70.7	54.4	20.8
31.2	60.4	46.5	15.3

1015.6	1506.6	1159.9	144.3
---------------	---------------	---------------	--------------

1959	(2)	(3)	(4)
1	0.8	0.8	1.3
2	16.7	17.7	29.4
3	2.6	2.8	4.7
4	81.6	86.5	143.8
5	58.7	62.2	103.4
6	150.4	159.4	265
7	224.9	238.4	396.4
8	107.8	114.3	190
9	57.6	61.1	101.6
10	150.8	159.8	265.7
11	1	1.1	1.8
12	2	2.1	3.5

SUMS	854.9	906.2	1506.6
-------------	--------------	--------------	---------------

(5)	(6)	(7)	(8)
0.7	82.7	63.7	63
14.8	113.8	87.6	72.8
2.3	190.8	146.9	144.6
72.4	134	103.2	30.8
52.1	168.4	129.7	77.6
133.4	169.4	130.4	-3
199.5	122.9	94.6	-104.9
95.7	132.2	101.8	6.1
51.1	112.1	86.3	35.2
133.8	92.9	71.5	-62.3
0.9	83.6	64.4	63.5
1.8	90.1	69.4	67.6

758.5	1492.9	1149.5	391
--------------	---------------	---------------	------------

	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1960							
1	10	18.6	17.6	8.9	97.6	75.2	66.3
2	0	0	0	0	148.6	114.4	114.4
3	6.3	6.7	11.1	5.6	183.5	141.3	135.7
4	11.9	12.6	20.9	10.5	180.4	138.9	128.4
5	28.6	30.3	50.4	25.4	183.2	141.1	115.7
6	29	30.7	51	25.7	150.8	116.1	90.4
7	87.7	93	154.6	77.8	130.9	100.8	23
8	168.6	178.7	297.1	149.6	134.1	103.3	-46.3
9	155.9	165.3	274.8	138.4	110.4	85	-53.4
10	78.5	83.2	138.3	69.6	110.8	85.3	15.7
11	20.1	21.3	35.4	17.8	100.8	77.6	59.8
12	7.5	8	13.3	6.7	87.8	67.6	60.9

SUMAS	604.1	640.4	1064.5	536	1618.9	1246.6	710.6
-------	-------	-------	--------	-----	--------	--------	-------

	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1961							
1	21.7	23	38.2	19.3	110.4	85	65.7
2	0.4	0.4	0.7	0.3	142.4	109.6	109.3
3	0.7	0.7	1.2	0.6	189.8	146.1	145.5
4	13.2	14	23.3	11.7	217.5	167.5	155.8
5	35.7	37.8	62.8	31.6	221	170.2	138.6
6	179.9	190.7	317.1	159.6	132.5	102	-57.6
7	131.6	139.5	231.9	116.8	123.9	95.4	-21.4
8	64.5	68.4	113.7	57.3	156	120.1	62.8
9	81.8	86.7	144.1	72.6	128.1	98.6	26
10	55.2	58.5	97.3	49	159.4	122.7	73.7
11	7.7	8.2	13.6	6.9	129	99.3	92.4
12	1.7	1.8	3	1.5	126.3	97.3	95.8

SUMAS	594.1	629.7	1046.9	527.2	1836.3	1413.8	886.6
-------	-------	-------	--------	-------	--------	--------	-------

	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1962							
1	0	0	0	0	159.5	122.8	122.8
2	0	0	0	0	192.7	148.4	148.4
3	1	1.1	1.8	0.9	269.5	207.5	206.6
4	93.6	99.2	164.9	83	196.5	151.3	68.3
5	59.9	63.5	105.6	53.1	239.7	184.6	131.5
6	63	66.8	111.1	55.9	237.1	182.6	126.7
7	96.3	102.1	169.8	65.5	187.2	144.1	58.6
8	139.7	148.1	246.2	124	192.6	148.3	24.3
9	203.6	215.8	358.8	180.6	148.1	114	-66.6
10	45.2	47.9	79.6	40.1	146.9	113.1	73
11	8.6	9.1	15.1	7.6	141.8	109.2	101.6
12	5.6	5.9	9.8	4.9	117.5	90.5	85.6

SUMAS	716.5	759.5	1262.7	635.6	2229.1	1716.4	1080.8
-------	-------	-------	--------	-------	--------	--------	--------

	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1963							
1	0	0	0	0	167.5	129	129
2	0.7	0.7	1.2	0.6	196	150.9	150.3
3	29.2	31	51.5	25.9	220.7	169.9	144
4	42.2	44.7	74.3	37.4	274.8	211.6	174.2
5	65.9	69.9	116.2	58.5	218.5	168.2	109.7
6	110.5	117.1	194.7	98	148.9	114.7	16.7
7	161.4	171.1	284.5	143.2	121.9	93.9	-49.3
8	113.8	120.6	200.5	108.9	113.8	87.6	-13.3
9	119.3	126.5	210.3	105.9	93.4	71.9	-34
10	99.8	105.8	175.9	88.6	77	59.3	-29.3
11	13	13.8	22.9	11.6	103.4	79.6	68
12	0	0	0	0	97.1	74.8	74.8

SUMAS	755.8	801.2	1332	670.6	1833	1411.4	740.8
-------	-------	-------	------	-------	------	--------	-------

	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	18
1964								
1	29.5	31.3	52	26.2	87.2	67.1	40.9	
2	0	0	0	0	171.7	132.2	132.2	
3	5.3	5.6	9.3	4.7	177.8	136.9	132.2	
4	14.6	15.5	25.8	13	194.8	150	137	
5	71.5	75.8	126	63.4	168.1	129.4	66	
6	137.8	146.1	242.9	122.3	133.8	103	-19.3	
7	74.4	78.9	131.2	66	133.6	102.9	36.9	
8	92.4	97.9	162.8	81.9	143.9	110.8	28.9	
9	118.4	125.5	208.7	105	110.9	85.4	-19.6	
10	42.1	44.6	74.2	37.3	116.7	89.9	52.6	
11	19.8	21	34.9	17.6	95.1	73.2	55.6	
12	14.4	15.3	25.4	12.8	88.8	68.4	55.6	

SUMS 620.2 657.5 1093.2 550.2 1622.4 1249.2 699

	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	
1965								
1	0	0	0	0	107.7	82.9	82.9	
2	15.9	16.9	28.1	14.1	123.3	94.9	80.8	
3	5.2	5.5	9.1	4.6	191.1	147.1	142.5	
4	40.7	43.1	71.7	36.1	154.3	118.8	82.7	
5	50	53	88.1	44.4	178.9	137.8	93.4	
6	90.5	95.9	159.4	80.3	147	113.2	32.9	
7	110.3	116.9	194.4	97.8	117	90.1	-7.7	
8	143.8	152.4	253.4	127.6	129	99.3	-28.3	
9	113	119.8	199.2	100.3	116.5	89.7	-10.6	
10	60.6	64.2	106.7	53.7	100.3	77.2	23.5	
11	12.4	13.1	21.8	11	110.6	85.2	74.2	
12	1.1	1.2	2	1	89.1	68.6	67.6	

SUMS 643.5 682 1133.9 570.9 1564.8 1204.8 633.9

	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	
1966								
1	1.8	1.9	3.2	1.6	110.8	85.3	83.7	
2	3.3	3.5	5.8	2.9	115.2	88.7	85.8	
3	56.2	59.6	99.1	49.9	143	110.1	60.2	
4	34.9	37	61.5	31	149.1	114.8	83.8	
5	17.4	18.4	30.6	15.4	107	144	128.6	
6	136	144.2	239.7	120.7	147.8	113.8	-6.9	
7	91	96.5	160.4	80.8	128.1	98.6	17.8	
8	114.4	121.3	201.7	101.5	120.7	92.9	-8.6	
9	186.1	197.3	328	165.1	117.1	90.2	-74.9	
10	167.7	177.8	295.6	148.8	93.1	71.7	-77.1	
11	0	0	0	0	96.9	74.6	74.6	
12	6	6.4	10.6	5.4	87.1	67.1	61.7	

SUMS 814.8 863.9 1436.2 723.1 1495.9 1151.8 428.7

	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	
1967								
1	45.6	48.3	80.3	40.4	98.4	75.8	35.4	
2	0.6	0.6	1	0.5	123.6	95.2	94.7	
3	5.8	6.1	10.1	5.1	164.5	126.7	121.6	
4	42.2	44.7	74.3	37.4	175.6	135.2	97.8	
5	110.7	125.8	209.2	105.3	163.9	126.2	20.9	
6	104.4	110.7	184	92.7	137.5	105.9	13.2	
7	100.3	106.3	176.7	89	125.5	96.6	7.6	
8	156.3	165.7	275.5	138.7	113.1	87.1	-51.6	
9	200.5	212.5	353.3	177.9	106.1	81.7	-96.2	
10	106.3	112.7	187.4	94.3	97.5	75.1	-19.2	
11	4.6	4.9	8.1	4.1	92.6	71.3	67.2	
12	5.6	5.9	9.8	4.9	81	62.4	57.5	

SUMS 890.9 944.2 1569.7 790.3 1479.3 1139.2 348.9

1968	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1	3.4	3.6	6	3	93.1	71.7	68.7
2	15.3	16.2	26.9	13.6	111	85.5	71.9
3	0	0	0	0	179.2	138	138
4	51	54.1	89.9	45.3	127.2	97.9	52.6
5	68.9	64.6	107.4	54.1	153.3	118	63.9
6	158.9	168.4	280	141	112.7	86.8	-54.2
7	119.2	126.4	210.2	105.8	118.6	85.2	-20.6
8	58.6	53.6	89.1	44.9	119.5	92	47.1
9	85.7	90.8	151	76	94.9	73.1	-2.9
10	16.5	17.5	29.1	14.6	103.2	79.5	64.9
11	19.9	21.1	35.1	17.7	99.8	76.8	59.1
12	14.7	15.6	25.9	13.1	71.6	55.1	42
SUMAS	596.1	631.9	1050.6	529.1	1376.1	1059.6	530.5

1969	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1	15.1	16	26.6	13.4	112.7	86.8	73.4
2	0.3	0.3	0.5	0.3	132.5	102	101.7
3	9.2	9.8	16.3	8.2	171.3	131.9	123.7
4	20.8	22	36.6	18.4	179.2	138	119.6
5	17.7	18.8	31.3	15.7	189.4	145.8	130.1
6	85.5	90.6	150.6	75.8	166.8	128.4	52.6
7	71.8	76.1	126.5	63.7	127.1	97.9	34.2
8	252.7	267.9	445.4	224.2	80	61.6	-162.6
9	40.8	43.2	71.8	36.2	88.8	68.4	32.2
10	79.8	84.6	140.7	70.8	110.9	85.4	14.6
11	6.8	7.2	12	6	98.3	75.7	69.7
12	0	0	0	0	93.3	71.8	71.8
SUMAS	600.5	636.5	1058.3	532.7	1550.3	1193.7	661

1970	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1	0.5	0.5	0.8	0.4	104.4	80.4	80
2	14.8	15.7	26.1	13.1	98	75.5	62.4
3	0	0	0	0	198.1	152.5	152.5
4	5.6	5.9	9.8	4.9	194.2	149.5	144.6
5	65.6	69.5	115.6	58.2	156.3	120.4	62.2
6	134.9	143	237.8	119.7	112.1	86.3	-33.4
7	217.9	231	384.1	193.3	98.3	75.7	-117.6
8	132.5	140.5	233.6	117.6	111.4	85.8	-31.8
9	136.9	145.1	241.2	121.4	94.5	72.8	-48.6
10	34.2	36.3	60.4	30.4	115.5	88.9	58.5
11	1.6	1.7	2.8	1.4	102.1	78.6	77.2
12	0	0	0	0	107.3	82.6	82.6
SUMAS	744.5	789.2	1312.2	660.4	1492.2	1149	488.6

1971	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1	0.3	0.3	0.5	0.3	120.4	92.7	92.4
2	0	0	0	0	143	110.1	110.1
3	22	23.3	38.7	19.5	156.9	120.8	101.3
4	11	11.7	19.5	9.8	177.1	136.4	126.6
5	28.1	29.8	49.5	24.9	180.7	139.1	114.2
6	132.2	140.1	232.9	117.3	111.2	85.6	-31.7
7	78.9	83.6	139	70	114.7	88.3	18.3
8	125.6	133.1	221.3	111.4	93.7	72.1	-39.3
9	139.6	148	246.1	123.9	88.1	67.8	-56.1
10	53.7	56.9	94.6	47.6	93.4	71.9	24.3
11	0	0	0	0	96.3	74.2	74.2
12	3.6	3.8	6.3	3.2	97	74.7	71.5
SUMAS	595	630.6	1048.4	527.9	1472.5	1133.7	685.8

	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	20
1972								
1	0	0	0	0	105.5	81.2	81.2	
2	2.6	2.8	4.7	2.3	150.3	115.7	113.4	
3	5.9	6.3	10.5	5.3	172.3	132.7	127.4	
4	36.1	38.3	63.7	32.1	191.3	147.3	115.2	
5	67.2	71.2	118.4	59.6	142.3	109.6	50	
6	99.1	105	174.6	87.9	102.6	79	-8.9	
7	231.9	245.8	408.7	205.7	93.2	71.8	-133.9	
8	37.4	39.6	65.8	33.1	103.7	79.8	46.7	
9	128.7	136.4	226.8	114.2	108	83.2	-31	
10	64.5	68.4	113.7	57.3	105	80.9	23.6	
11	47.5	50.4	83.8	42.2	81.3	62.6	20.4	
12	0	0	0	0	88.1	67.8	67.8	
SUMS	720.9	764.2	1270.7	639.7	1443.6	1111.6	471.9	

	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1973							
1	0	0	0	0	123.4	95	95
2	0.5	0.5	0.8	0.4	135.9	104.6	104.2
3	0	0	0	0	215	163.6	165.6
4	24.9	26.4	43.9	22.1	169.9	130.8	108.7
5	52.2	55.3	91.9	46.3	149.1	114.8	68.5
6	102.5	108.7	180.7	91	111.6	85.9	-5.1
7	178.8	189.5	315.1	158.6	97.4	75	-83.6
8	104.8	109.9	325.7	164	91.6	70.5	-93.5
9	80.6	85.4	142	71.5	105.7	81.4	9.9
10	53.2	56.4	93.8	47.2	86.4	66.5	19.3
11	23.8	25.2	41.9	21.1	95.1	73.2	52.1
12	1.9	2	3.3	1.7	82	63.1	61.4
SUMS	703.2	745.3	1239.1	623.9	1463.1	1126.4	502.5

	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1974							
1	0	0	0	0	102.8	79.2	79.2
2	0	0	0	0	120.5	92.8	92.8
3	15.5	17.5	29.1	14.6	157.8	121.5	106.9
4	32.7	34.7	57.7	29	139.1	107.1	78.1
5	81.9	86.8	144.3	72.7	170.5	137.4	64.7
6	223.6	237	394	198.4	143.7	110.6	-87.8
7	162.3	172	286	144	125	96.3	-47.7
8	67.1	71.1	118.2	59.5	126.4	97.3	37.8
9	155.1	164.4	273.3	137.6	107.3	82.6	-55
10	22.9	24.3	40.4	20.3	108.9	83.9	63.6
11	8.1	8.6	14.3	7.2	99.4	76.5	69.3
12	1.1	1.2	2	1	92.3	71.1	70.1
SUMS	771.3	817.6	1359.3	684.3	1501.7	1156.3	472

	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1975							
1	18.9	20	33.3	16.7	110.6	85.2	68.5
2	6	6.4	10.6	5.4	135.9	104.6	99.2
3	1.3	1.4	2.3	1.2	189.6	146	144.8
4	1	1.1	1.8	0.9	181.1	139.4	138.5
5	142.2	150.7	250.6	126.1	170.5	137.4	11.3
6	189.1	200.4	333.2	167.7	143.7	110.6	-57.1
7	152.7	161.9	269.2	135.5	125	96.3	-39.2
8	132.3	140.2	233.1	117.3	126.4	97.3	-20
9	98.3	104.2	173.2	87.2	107.3	82.6	-4.6
10	18.8	19.9	33.1	16.7	108.9	83.9	67.2
11	0	0	0	0	99.4	76.5	76.5
12	0	0	0	0	92.3	71.1	71.1
SUMS	760.6	806.2	1340.4	674.7	1598.7	1230.9	556.2

Los resultados de las sumas de las columnas Nos. 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, -
son los siguientes respectivamente.

SUMA PREC EST BASE	14343.8
SUMA PREC EN LA CUENCA	15204.6
SUMA VOL ESC EN LA CUENCA	25278.6
SUMA PREC CUEN*(1-CE)	12726.2
SUMA EVAP OBSERVADA	31793.8
SUMA 77% DE LA EVAP	24480.5
SUMA EVAP NETA	11754.3

El escurrimiento medio anual es:

$\frac{25278.6}{20} = 1263.93$ miles de metros cúbicos y el
mensual.

es: $\frac{25278.6}{240} = 105.33$ en las mismas unidades.

Ley de demandas. Basándose en los cultivos actuales de la región, en los nuevos cultivos que se pretenden implantar, en la rotación de los mismos impuestos por el consumo local, se deduce una tabla de cultivos y láminas de agua, para así poder formar la ley de demandas de riego.

TABLA DE CULTIVOS PARA UNA SUPERFICIE DE 100 Has.

CULTIVOS	SUPERFICIE
Maíz (PRIM-VER)	45 Has.
Frijol (PRIM-VER)	15 Has.
Alfalfa (PERENNE)	30 Has.
Hortalizas (PRIM-VER)	10 Has.
Trigo (INV)	30 Has.
	<hr/>
S U M A	100 Has.

Con las demandas de riego mensuales obtenidas de las siguientes tablas, se efectúa el funcionamiento analítico del vaso. Desde luego, estas demandas varían proporcionalmente según la superficie de riego que se pretenda beneficiar.

L A M I N A D E R I E G O E N C M S .

CULTIVOS	HA.	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	LAMINA TOTAL
MAIZ	45				15	-	15	15	15					60
FRIJOL	15				15	15	-	-						30
ALFALFA	30	15	-	17	18	20	15	15	15	-	15	15	15	160
HORTALIZAS	10					9	9	-						18
TRIGO	30	17	15	15								15	17	79
TOTALES		32	15	32	48	44	39	30		-	15	30	32	347

CANTIDAD DE AGUA EN MILES DE M³ PARA UNA SUPERFICIE DE 100 Ha.

CULTIVOS	HA.	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	VOLUMEN TOTAL/CICLO
MAIZ	45				67.5		67.5	67.5	67.5					270
FRIJOL	15				22.5	22.5	-	-						45
ALFALFA	30	45	-	51	54	60	45	45	45	-	45	45	45	480
HORTALIZAS	10					9	9	-						18
TRIGO	30	51	45	45								45	51	237
TOTALES		96	45	96	144	91.5	121.5	112.5	112.5	-	45	90	96	1050

10500 M³/HA.

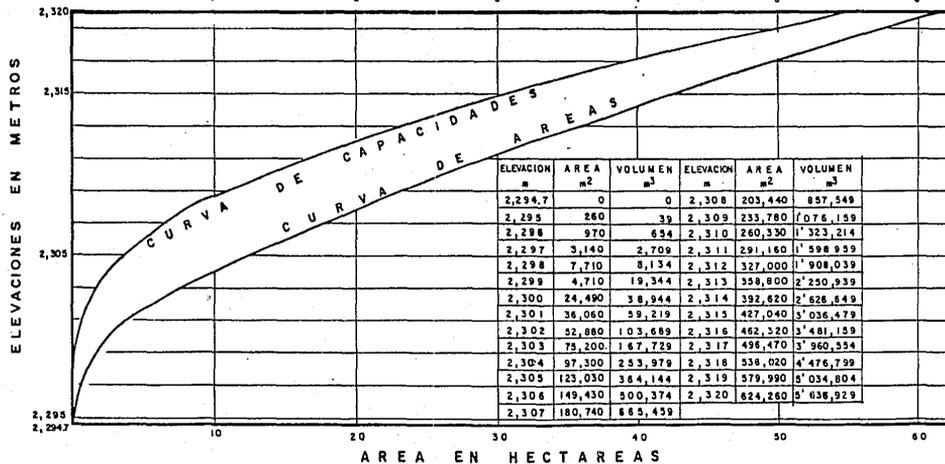
Gráficas de áreas y capacidades. Con el fin de conocer las áreas expuestas a la evaporación y los volúmenes de agua de que se pueda disponer a una elevación determinada del vaso, que se emplearán en el funcionamiento de vaso, se construyen las gráficas de áreas y capacidades.

Las áreas se obtienen del plano topográfico del vaso para cada curva de nivel, empleando un planímetro; en el eje de las ordenadas se anotaron las elevaciones en metros y en el eje de las abscisas las áreas y volúmenes correspondientes en cada caso.

Las gráficas mencionadas pueden verse en el plano siguiente.

GRAFICA DE AREAS Y CAPACIDADES

VOLUMEN EN MILLONES DE m³



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES S. P. A. S. C. S.		UNAM
INGENIERIA CIVIL		
PROYECTO "EL ROSARIO" MPD DE TEPICOTLAN HGL.		
GRAFICA DE AREAS Y CAPACIDADES		
TESIS PROFESIONAL		
LUIS M. BAUTISTA NIETO		
MEXICO D.F. 1988	ESCALA	PLANO N° 2

Funcionamiento analítico del vaso. Una vez determinados los escurrimientos mensuales en la cuenca, calculada la evaporación neta y obtenidas -- las demandas de riego, se procede a efectuar el funcionamiento analítico del vaso, para la capacidad total elegida, fijando previamente la capacidad de azolves como más adelante se indicará.

Esencialmente se busca un buen porcentaje de aprovechamiento con un porcentaje de deficiencias bajo.

Este estudio se lleva a cabo en forma tabular y á continuación se nombra el encabezado de cada columna y se explica la forma en que se obtienen -- los valores para cada una de ellas.

Columna No. 1	Año
Columna No. 2	Mes
Columna No. 3	Almacenamiento inicial del día 1ro. del mes.
Columna No. 4	Entradas al vaso
Columna No. 5	Almacenamiento disponible
Columna No. 6	Extracción
Columna No. 7	Almacenamiento final sin pérdidas por evaporación.
Columna No. 8	Almacenamiento medio
Columna No. 9	Superficie correspondiente al almacenamiento medio.
Columna No.10	Evaporación menos lluvia.
Columna No.11	Volúmen que se pierde por evaporación.

Columna No. 12	Derrames
Columna No. 13	Deficiencias en volúmen
Columna No. 14	Deficiencias en % con respecto a la extracción.

Explicación de cada columna:

1. Año del período en estudio.
2. Cada uno de los 12 meses del año que se estudia.
3. Volúmenes almacenados en el vaso al iniciarse cada mes, en miles de M3.
4. Entradas al vaso (volúmenes que escurren ya sean aforados o bien, - si no hay aforos los determinados por el método indirecto) en miles de M3.
5. Suma de las columnas 3 y 4 en miles de M3.
6. Volúmenes mensuales que se puedan extraer para satisfacer la demanda de riego de cada mes (habrá ocasiones en que no se pueda extraer toda la demanda porque se tenga un volúmen disponible mayor o igual que dicha demanda más la capacidad de azolves que siempre se deba tener en el vaso. En este caso se tendrá una deficiencia en la demanda de riego) expresados en miles de M3.
7. Diferencia de la columna (5) menos la (6) es el almacenamiento existente en el vaso sin descontarle todavía las pérdidas por evaporación. No puede aparecer en esta columna un valor mayor que la capacidad máxima que se estudia, ni un valor menor al de la columna (5) cuando en esta columna el valor que tenga sea igual o menor al de la capacidad de azolves, se expresa en miles de M3.

8. Es el almacenamiento medio durante el mes. Se obtiene de la suma - de las columnas $(3 + 7)/2$.
9. En esta columna se anota el valor de la superficie de agua expues- ta a la acción del fenómeno de la evaporación, superficie que co- rresponde al almacenamiento medio. Dicho valor se acostumbra ano- tarlo en Ha. y se obtiene de la curva de áreas y capacidades del - vaso.
10. Contiene el valor de la evaporación neta (evaporación menos lluvia) de cada mes en mm.
11. Expresa el valor de la pérdida por evaporación mensual en miles de M3. En esta columna cuando la lluvia mensual es mayor que la evapo- ración (se tiene evaporación neta negativa) la pérdida por evapora- ción es negativa y así se anota, pues representa el volúmcn llovi- do, dentro del área del vaso, aumentando así los almacenamientos o los derrames según el caso. Al calcular las pérdidas por evapora- ción, se considera al promediar las áreas, que el embalse máximo - no pueda ser mayor que el correspondiente a la capacidad total de almacenamiento que se analiza, pues no interesa la pérdida por eva- poración que se produce en el agua que no permanece en el vaso.
12. Se anotan en esta columna, los excedentes (derrames) de los escu- rrimientos mensuales que no pudieran ser retenidos en el vaso des- pués de satisfacer la demanda de riego y la pérdida por evapora- ción correspondiente al mes en estudio, los derrames se anotan en miles de M3.
13. El valor de la deficiencia para riego en el mes se obtiene de la - siguiente forma:

Cuando en la columna 5 aparece un volúmen tal que al restarle la demanda (columna 6) dá un volúmen menor que la capacidad de azolves, se tiene una deficiencia. El valor de dicha deficiencia es la diferencia entre la demanda y el volúmen que se puede extraer para que se tenga en la columna 7 anotando el valor de la capacidad de azolves. Esta deficiencia será menor que el 100%

Puede suceder que en la columna 5 se tenga anotado un valor menor o igual que la capacidad de azolves y por lo tanto no se puede extraer nada, por lo que en la columna 6 se anota 0.0 y la deficiencia es igual a la demanda menos 0.0 o sea la demanda total (100%).

14. Los valores que integran esta columna, que es el porcentaje de la deficiencia con respecto a la extracción se obtienen dividiendo la deficiencia de un mes entre la demanda de riego en dicho mes.

En la forma indicada anteriormente se calcularon las fluctuaciones -- del volúmen de agua almacenada en el vaso, en los funcionamientos de vaso que se efectuaron para diferentes capacidades de almacenamiento.

La comprobación se efectúa fácilmente teniendo en cuenta que en cualquier período de tiempo (1) el almacenamiento inicial del vaso (3) más las entradas (4), debe ser igual con la suma de las extracciones (6), las pérdidas por evaporación (11), los derrames (12) y el sobrante -- (3) que se tiene para el siguiente período.

Al final de todo el período estudiado se tiene que los escurrimientos registrados fueron utilizados en riego, pérdidas por evaporación y de rramas, obteniéndose sus porcentos con respecto al escurrimiento total, dividiendo cada uno de los factores indicados entre este último valor.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

El mayor o menor aprovechamiento en riego de los escurrimientos de una corriente que piensa regularizarse por medio de un almacenamiento, depende básicamente de los siguientes factores:

- A. Régimen de la corriente, la irregularidad mensual de los escurrimientos es lógica debido a que en los meses de -- lluvias los escurrimientos por razón natural son mucho -- mayores que en la época de estiaje, y es en éstos donde se requieren las extracciones más fuertes para riego.

Como un almacenamiento tiene por objeto regular los escurrimientos anua les de un año al otro u otros, mientras más irregularidad hay en éstos, se requiere una mayor capacidad para retener los escurrimientos de los años abundantes y aprovecharlos en los más escasos.

- B. Capacidad útil asignada. Con una mayor capacidad se ob-- tiene una mejor regularización de los escurrimientos y -- por consiguiente un mayor aprovechamiento en riego que -- va poco a poco decreciendo por el aumento de las pérdi-- das por evaporación.

- C. Ley de demandas de riego. El aprovechamiento ideal de -- los escurrimientos de una corriente se obtendría, si pu-- diera lograrse que las extracciones para riego siguieran la misma ley de variación que los escurrimientos, pero -- ésto no es posible, debido a que en los meses de escasa-- o nula precipitación, los cultivos requieren mayor canti

dad de agua, la cual hay que suministrarles en forma artificial mediante el riego. Cuando las lluvias son abundantes e intensas se originan los mayores escurrimientos y entonces generalmente no se requiere riego.

- D. Intensidad de la evaporación neta (evaporación menos lluvia), y características topográficas del vaso. Estos dos factores actúan en forma conjunta y producen una merma en los almacenamientos. Su magnitud depende en cada caso de la intensidad de la evaporación neta, la cual es variable de un día a otro y en los diferentes meses del año. La pérdida por evaporación será proporcional a la superficie libre del agua en el vaso y variará de acuerdo al nivel en que se encuentre el agua en éste.

Las pérdidas por evaporación aumentan al incrementarse un al macenamiento y si en éste no se efectuaran extracciones para riego, aquellas serán mayores.

Por lo general, en los pequeños almacenamientos las pérdidas por evaporación varían entre el 5% y 15% con respecto al valor del escurrimiento, en ocasiones adversas se sobrepasan estos valores.

Teniendo en cuenta lo anterior, párrafos A, B, C y D, se observa que en un aprovechamiento por almacenamiento es imposible utilizar el 100% de los escurrimientos.

Para que un funcionamiento de vaso se considere correcto, deben-

presentarse algunas deficiencias y derrames, siendo este factor otro - motivo de disminución del aprovechamiento.

Procedimiento para fijar la capacidad de un almacenamiento. En un aprovechamiento por almacenamiento destinado a riego la capacidad total es igual a la capacidad útil más la capacidad de azolves.

Capacidad de azolves (C.A.) se deja con el objeto de que el azolve que arrastra la corriente al depositarse no obstruya la obra de toma, para determinarla se necesita asignarle una vida útil a la presa y conocerla cantidad de sólidos que arrastra la corriente, debido a que no se cuenta con este dato, puede operarse en forma aproximada considerando que los azolves transportados son un 0.001 del escurrimiento medio - anual y que la obra de toma funcionará libremente durante 50 años.

$$C.A. = 50 (0.001) \text{ (escurrimiento medio anual)}$$

$$C.A. = 50 (0.001) (1263.93) = 63.19 = 65.0 \text{ miles de M3.}$$

Capacidad óptima. Es la máxima que alcanzaría un almacenamiento de su eficiente capacidad permitiendo el máximo aprovechamiento de los escurrimientos, sin producir derrames, durante un período de tiempo determinado y sujeto a una ley de extracciones fija, sería vano estudiar al ternativas de capacidades mayores a la óptima debido a que ya no se cuenta con más agua.

Capacidad útil. Es la destinada para tratar de regular los escurrimientos, para determinarla se suponen dos casos:

- A. Que no exista ninguna limitación topográfica o geológica del vaso o en la zona de riego.
- B. Que exista alguna limitación.

Para el caso (A) se procederá en la forma siguiente:

Cálculo de la "capacidad óptima" que permitirá el riego de la superficie máxima sin que ocurran derrames. Para ello se requiere elaborar una tabla mensual para el cálculo del diagrama de masas por diferencias, en la cual el encabezado de las columnas corresponde en la forma siguiente:

1. Año
2. Mes
3. Volúmen mensual escurrido en miles de M3
4. Diferencias positivas con respecto al escurrimiento medio mensual, en miles de M3.
5. Diferencias negativas con respecto al escurrimiento medio mensual, en miles de M3.
6. Diferencias acumuladas en miles de M3.

En la columna No. 6 se localizan los puntos (1) y (2) que son los máximos positivo y negativo respectivamente, con los valores de los puntos (1) y (2) calculamos la "capacidad útil óptima".

$$C.U = (811.4) - (-623.1) = 1434.5$$

Con esta capacidad convenientemente elegida la extracción se obtiene el máximo aprovechamiento sin derrames.

Para la ejecución de los cálculos que requiere el diagrama de masas -
por diferencias se elaboró un programa de computadora en lenguaje - -
BASIC el cual se presenta en el anexo No. 2

1956	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
	1	1.8		-103.5	-103.5
	2	0		-105.3	-208.8
	3	1.2		-104.1	-312.9
	4	58.7		-46.6	-359.5
	5	134	28.7		-330.8
	6	277	171.7		-159.1
	7	343.8	238.5		79.4
	8	206.2	100.9		180.3
	9	112.9	7.6		187.9
	10	131	25.7		213.6
	11	20.3		-85	128.6
	12	13.3		-92	36.6
1957	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
	1	0		-105.3	-68.7
	2	0		-105.3	-174
	3	1.8		-103.5	-277.5
	4	61.2		-44.1	-321.6
	5	44.4		-60.9	-382.5
	6	155.1	50.8		-321.7
	7	165.4	60.1		-261.6
	8	101.4		-3.9	-265.5
	9	141.3	36		-229.5
	10	113.6	8.3		-221.2
	11	29.8		-75.5	-296.7
	12	11.3		-94	-390.7
1958	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
	1	172.4	67.1		-323.6
	2	1.8		-103.5	-427.1
	3	0		-105.3	-532.4
	4	14.6		-90.7	-623.1 (1)
	5	202.5	97.2		-525.9
	6	276.3	171		-354.9
	7	450.7	345.4		-9.5
	8	229.9	124.6		115.1
	9	414.2	309.9		424
	10	126.2	20.9		444.9
	11	66.8		-38.5	406.4
	12	62		-43.3	363.1
1959	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
	1	1.3		-104	259.1
	2	29.4		-75.9	183.2
	3	4.7		-100.6	82.6
	4	143.8	38.5		121.1
	5	103.4		-1.9	119.2
	6	265	159.7		278.9
	7	396.4	291.1		570
	8	190	84.7		654.7
	9	101.6		-3.7	651
	10	265.7	160.4		811.4 (2)
	11	1.8		-103.5	707.9
	12	3.5		-101.8	606.1

1960	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
	1	17.6		-87.7	518.4
	2	0		-105.3	413.1
	3	11.1		-94.2	318.9
	4	20.9		-84.4	234.5
	5	50.4		-54.9	179.6
	6	51		-54.3	125.3
	7	154.6	49.3		174.6
	8	297.1	191.8		366.4
	9	274.8	169.5		535.9
	10	138.3	33		568.9
	11	35.4		-69.9	499
	12	13.3		-92	407
1961	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
	1	38.2		-67.1	339.9
	2	0.7		-104.6	235.3
	3	1.2		-104.1	131.2
	4	23.3		-82	49.2
	5	62.8		-42.5	6.7
	6	317.1	211.8		218.5
	7	231.9	126.6		345.1
	8	113.7	8.4		353.5
	9	144.1	38.8		392.3
	10	97.3		-8	384.3
	11	13.6		-91.7	292.6
	12	3		-102.3	190.3
1962	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
	1	0		-105.3	85
	2	0		-105.3	-20.3
	3	1.8		-103.5	-123.8
	4	164.9	59.6		-64.2
	5	105.6	0.3		-63.9
	6	111.1	5.8		-58.1
	7	169.8	64.5		6.4
	8	246.2	140.9		147.3
	9	358.8	253.5		400.8
	10	79.6		-25.7	375.1
	11	15.1		-90.2	284.9
	12	9.8		-95.5	189.4
1963	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
	1	0		-105.3	84.1
	2	1.2		-104.1	-20
	3	51.5		-53.8	-73.8
	4	74.3		-31	-104.8
	5	116.2	10.9		-93.9
	6	194.7	89.4		-4.5
	7	284.5	179.2		174.7
	8	200.5	95.2		269.9
	9	210.3	105		374.9
	10	175.9	70.6		445.5
	11	22.9		-82.4	363.1
	12	0		-105.3	257.8

	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
1964					
	1	52		-53.3	204.5
	2	0		-105.3	99.2
	3	9.3		-96	3.2
	4	25.8		-79.5	-76.3
	5	126	20.7		-55.6
	6	242.9	137.6		82
	7	131.2	25.9		107.9
	8	162.8	57.5		165.4
	9	200.7	103.4		268.8
	10	74.2		-31.1	237.7
	11	34.9		-70.4	167.3
	12	25.4		-79.9	87.4
1965	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
	1	0		-105.3	-17.9
	2	28.1		-77.2	-95.1
	3	9.1		-96.2	-191.3
	4	71.7		-33.6	-224.9
	5	88.1		-17.2	-242.1
	6	159.4	54.1		-188
	7	194.4	89.1		-98.9
	8	253.4	148.1		49.2
	9	199.2	93.9		143.1
	10	106.7	1.4		144.5
	11	21.8		-83.5	61
	12	2		-103.3	-42.3
1966	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
	1	3.2		-102.1	-144.4
	2	5.8		-99.5	-243.9
	3	99.1		-6.2	-250.1
	4	61.5		-43.8	-293.9
	5	30.6		-74.7	-368.6
	6	239.7	134.4		-234.2
	7	160.4	55.1		-179.1
	8	201.7	96.4		-82.7
	9	328	222.7		140
	10	295.6	190.3		330.3
	11	0		-105.3	225
	12	10.6		-94.7	130.3
1967	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
	1	80.3		-25	105.3
	2	1		-104.3	1
	3	10.1		-95.2	-94.2
	4	74.3		-31	-125.2
	5	209.2	103.9		-21.3
	6	184	78.7		57.4
	7	176.7	71.4		128.8
	8	275.5	170.2		299
	9	353.3	248		547
	10	187.4	82.1		629.1
	11	8.1		-97.2	531.9
	12	9.8		-95.5	436.4

1968	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
	1	6		-99.3	337.1
	2	26.9		-78.4	258.7
	3	0		-105.3	153.4
	4	89.9		-15.4	138
	5	107.4	2.1		140.1
	6	280	174.7		314.8
	7	210.2	104.9		419.7
	8	89.1		-16.2	403.5
	9	151	45.7		449.2
	10	29.1		-76.2	373
	11	35.1		-70.2	302.8
	12	25.9		-79.4	223.4
1969	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
	1	26.6		-78.7	144.7
	2	0.5		-104.8	39.9
	3	16.3		-89	-49.1
	4	36.6		-68.7	-117.8
	5	31.3		-74	-191.8
	6	150.6	45.3		-146.5
	7	126.5	21.2		-125.3
	8	445.4	340.1		214.8
	9	71.8		-33.5	181.3
	10	140.7	35.4		216.7
	11	12		-93.3	123.4
	12	0		-105.3	18.1
1970	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
	1	0.8		-104.5	-86.4
	2	26.1		-79.2	-165.6
	3	0		-105.3	-270.9
	4	9.8		-95.5	-366.4
	5	115.6	10.3		-356.1
	6	237.8	132.5		-223.6
	7	384.1	278.8		55.2
	8	233.6	128.3		183.5
	9	241.2	135.9		319.4
	10	60.4		-44.9	274.5
	11	2.8		-102.5	172
	12	0		-105.3	66.7
1971	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
	1	0.5		-104.8	-38.1
	2	0		-105.3	-143.4
	3	38.7		-66.6	-210
	4	19.5		-85.8	-235.8
	5	49.5		-55.8	-351.6
	6	232.9	127.6		-224
	7	139	33.7		-190.3
	8	221.3	116		-74.3
	9	246.1	140.8		66.5
	10	94.6		-10.7	55.8
	11	0		-105.3	-49.5
	12	6.3		-99	-148.5

1972	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
	1	0		-105.3	-253.8
	2	4.7		-100.6	-354.4
	3	10.5		-94.8	-449.2
	4	63.7		-41.6	-490.8
	5	118.4	13.1		-477.7
	6	174.6	69.3		-408.4
	7	408.7	303.4		-105
	8	65.8		-39.5	-144.5
	9	226.8	121.5		-23
	10	113.7	8.4		-14.6
	11	83.8		-21.5	-36.1
	12	0		-105.3	-141.4
1973	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
	1	0		-105.3	-246.7
	2	0.8		-104.5	-351.2
	3	0		-105.3	-456.5
	4	43.9		-61.4	-517.9
	5	91.9		-13.4	-531.3
	6	180.7	75.4		-455.9
	7	315.1	209.8		-246.1
	8	325.7	220.4		-25.7
	9	142	36.7		11
	10	93.8		-11.5	-0.5
	11	41.9		-63.4	-63.9
	12	3.3		-102	-165.9
1974	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
	1	0		-105.3	-271.2
	2	0		-105.3	-376.5
	3	29.1		-76.2	-452.7
	4	57.7		-47.6	-500.3
	5	144.3	39		-461.3
	6	394	288.7		-172.6
	7	286	180.7		8.1
	8	118.2	12.9		21
	9	273.3	168		189
	10	40.4		-64.9	124.1
	11	14.3		-91	33.1
	12	2		-103.3	-70.2
1975	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
	1	33.3		-72	-142.2
	2	10.6		-94.7	-236.9
	3	2.3		-103	-339.9
	4	1.8		-103.5	-443.4
	5	250.6	145.3		-298.1
	6	333.2	227.9		-70.2
	7	269.2	163.9		93.7
	8	233.1	127.8		221.5
	9	173.2	67.9		289.4
	10	33.1		-72.2	217.2
	11	0		-105.3	111.9
	12	0		-105.3	6.6

ANEXO No. 2

```

5 REM PROGRAMA PARA CALCULAR LA CAP OPTI
MA POR MEDIO DE LA CURVA DE MASAS POR DI
FERENCIAS
10 PRINT "ANO INICIAL":INPUT AIN
20 PRINT "ANO FINAL":INPUT AFI
30 PRINT "ESC MEDIO MENSUAL":INPUT ESCM1

40 MAXP=0:MAXN=0:DIFA=0:M=1
55 LPRINT "(1)","(2)","(3)","(4)"
70 READ ESCM1:IF ESCM1=4.6E-10 THEN 500
80 A=ESCM-ESCM1
90 IF A>0 THEN DIFF=A
100 IF A<0 THEN DIFN=A
110 IF A=0 THEN DIFF=A
120 DIFA=DIFA+A
130 IF DIFA>0 THEN 200
140 GOTO 300
200 IF MAX<DIFA THEN MAXP=DIFA:ANOP=AIN
:MESP=M
210 GOTO 310
300 IF MAX>DIFA THEN MAXN=DIFA:ANON=AIN
:MESN=M
310 IF A>0 THEN LPRINT ESCM,DIFF,,DIFA:G
OTO 410
320 LPRINT ESCM,,DIFN,DIFA
410 DIFF=0:DIFN=0
415 M=M+1:IF M=13 THEN AIN=AIN+1:M=1:GOT
O 55
420 GOTO 70
500 LPRINT "LA DIF ACUMULADA MAX POSITIV
A SE PRESENTA EN"
510 LPRINT ANOP,MESP
520 LPRINT "LA DIF ACUMULADA MAX NEGATIV
A SE PRESENTA EN"
530 LPRINT ANON,MESN
540 LPRINT "CAP OPTIMA=";MAXP;"(-)";MAXN
;"(=)";MAXP-MAXN

```

SIGNIFICADO DE LAS VARIABLES

AIN	Año inicial
AFI	Año Final
ESCM	Escorrentamiento medio mensual
MAXP	Máximo positivo
MAXN	Máximo negativo
DIFA	Diferencias acumuladas
M	Mes
ESCM	Escorrentamiento mensual
DIFP	Diferencias positivas
DIFN	Diferencias negativas

Como resumen final, con los resultados obtenidos de los funcionamientos de vaso para 65, 200, 400, 500, 600, 800 miles de M3 de capacidad total y las superficies de riego correspondientes, formamos una tabla.

A continuación se indican los encabezados de las columnas correspondientes a la tabla de resumen final.

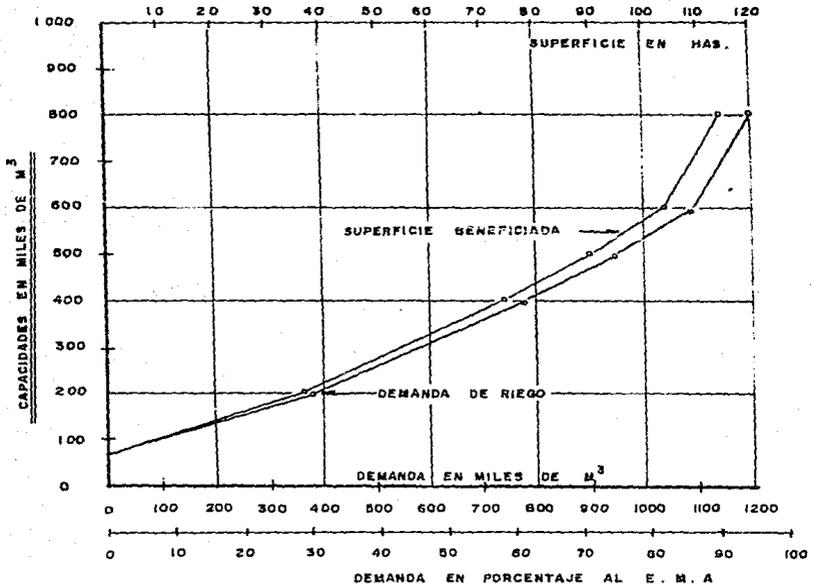
1. Capacidad total de almacenamiento, en miles de M3
2. Superficie de riego en Ha.
3. Demandas sin considerar deficiencias, en miles de M3.
4. Demandas sin considerar deficiencias, en porcentaje con respecto al escurrimiento medio anual.
5. Aprovechamiento real descontando deficiencias, en miles de M3.
6. Aprovechamiento real descontando deficiencias, en porcentaje con respecto al escurrimiento medio anual.
7. Pérdidas por evaporación en miles de M3.
8. Pérdidas por evaporación, en porcentaje.
9. Derrames, en miles de M3.
10. Derrames, en porcentaje.

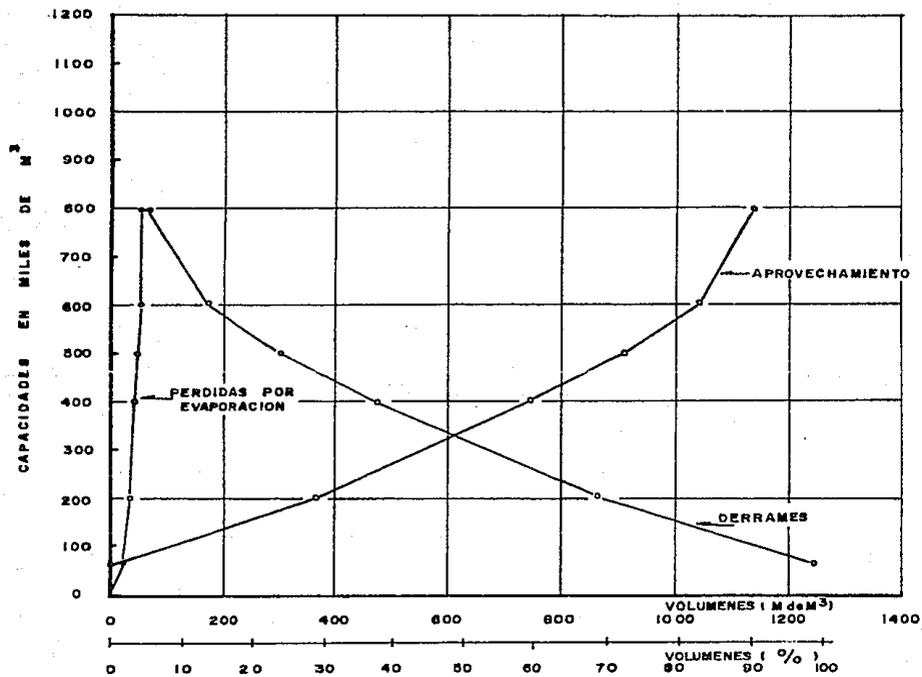
TABLA DE RESUMEN FINAL

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
65	0	0.0	0.0	0.0	0.0	22.0	1.7	1242.0	98.3
200	36	378.0	29.9	365.0	28.9	33.8	1.7	864.6	68.4
400	74	777.0	61.5	746.1	59.0	43.9	3.5	473.9	37.5
500	90	945.2	74.8	910.6	72.0	49.2	3.9	304.1	24.1
600	104	1092.0	86.4	1044.1	82.6	52.6	4.2	167.2	13.2
800	114	1197.0	94.7	1137.5	90.0	58.3	4.6	68.1	5.4

Con los valores de la tabla anterior se construyen dos gráficas, utilizando en ambas como ordenadas, los volúmenes de las capacidades totales y como abscisas en la primera las superficies de riego y las demandas en volumen y en por ciento.

La segunda gráfica se construye dibujando como abscisas los aprovechamientos, las pérdidas por evaporación, y los derrames, empleando una escala para los volúmenes en miles de M³ y la otra de porcentos con respecto al escurrimiento medio anual.





De las gráficas anteriores se deduce que la capacidad más conveniente es de 600 mil M3, para un beneficio de 104 has. físicas, debido a que para capacidades mayores el incremento de capacidad y por consiguiente de altura de cortina es muy grande, contra un incremento pequeño de superficie beneficiada.

En la siguiente tabla se presenta el cálculo del funcionamiento de vaso para una capacidad de 600 mil M3.

Capacidad de la obra de toma. La máxima demanda ocurre en el mes de abril y es de 149 800 M3, la capacidad de la obra de toma será tal, - que permita con un gasto constante extraer el volúmen antes dicho en un tiempo de un mes, considerando 25 días laborables en el mes y jornadas de riego de 12 horas tenemos:

$$Q = \frac{149\ 800}{25 \times 12 \times 3600} = 0.139 \text{ M3/seg.}$$

Aproximando $Q = 150$ litros/seg.

En el anexo No. 3 se presenta la codificación del programa con que se calcularon los funcionamientos de vaso.

PROGRAMA PARA CALCULAR LOS FUNCIONAMIENTOS ANALITICOS DE VASO

```

10 C=12:D=14:DIM C(C),E(C),F(C),G(C),H(C)
   ),A(C),B(D),M(D),I(D),J(D),K(D),L(D),O(C
   ),U(8),S(8)
20 FOR C=1 TO 12:A(C)=0:C(C)=0:E(C)=0:F(C
   )=0:G(C)=0:H(C)=0:NEXT C
25 FOR D=1 TO 14:B(D)=0:M(D)=0:I(D)=0:J(
   )=0:K(D)=0:L(D)=0:NEXT D
30 PRINT "DURACION DEL CICLO EN AÑOS":I
   NPUT N
40 PRINT "AÑO DE INICIO DEL PERIODO":I
   NPUT A1
50 PRINT "AÑO DE INICIO DEL CICLO":I
   NPUT A2
60 PRINT "MES DE INICIO DEL CICLO":I
   NPUT M
65 AIN=A2-MES=M
70 PRINT "AÑO DE FIN DE PERIODO":I
   NPUT A3
80 PRINT "CAPACIDAD TOTAL":I
   NPUT CT
90 PRINT "CAPACIDAD DE AZOLVES":I
   NPUT C
   A
100 PRINT "SUP BENEF EN HAS":I
   NPUT SB
110 FOR B=1 TO 12:READ E:D(B)=SB*E:D(B)=
   INT(D(B)*10+0.5)/10:NEXT B
130 DT=0:FOR B=1 TO 12:DT=DT+D(B):NEXT B
   :FOR B=1 TO 8:READ E:U(B)=E:NEXT B
150 FOR B=1 TO 8:READ E:S(B)=E:NEXT B:A1
   =CT:DEMF=0
205 IF A2>A3 THEN A2=A1
210 PRINT A2
220 PRINT M
230 READ EN:IF EN=4.6E-10 THEN 540
240 A(M)=A1
250 B(M)=EN:B(13)=B(13)+EN:B(14)=B(14)+E
   N
260 C(M)=A(M)+B(M)
270 IF C(M)-CA-D(M)>=0 THEN M(M)=C(M):G
   O TO 300
280 IF C(M)-CA-D(M)<=-D(M) THEN M(M)=C(M)
   -CA:GOTO 300
290 M(M)=0
300 E(M)=C(M)-M(M):M(13)=M(13)+E(M):M(14
   )=M(14)+E(M):IF E(M)>=CT THEN E(M)=CT
320 F(M)=(A(M)+E(M))/2:F(M)=INT(10*F(M)+
   0.5)/10:GOSUB 800
330 READ EU:H(M)=EU
340 I(M)=(G(M)*H(M))/100:I(M)=INT(I(M)*1
   0+0.5)/10:I(13)=I(13)+I(M):I(14)=I(14)+I
   (M)
350 J(M)=C(M)-M(M)-I(M)-CT:IF J(M)<=0 TH
   EN J(M)=0
355 J(13)=J(13)+J(M):J(14)=J(14)+J(M)
360 K(M)=D(M)-M(M):IF K(M)<1.0E-03 THEN
   K(M)=0
365 K(13)=K(13)+K(M):K(14)=K(14)+K(M):D
   E MF=DEMF+D(M)

```

```

370 IF DCM=0 THEN LCM=0:GOTO 400
380 LCM=(KCM/DCM)*100:LCM=INT(LCM*1
0+0.5)/10
400 AI=C(M)-KCM)-ICM):IF AT%CT THEN AI=C
T
410 IF JCM>>0 THEN AI=CT
420 M=M+1:IF M%12 THEN 540
430 GOTO 220
540 FOR C=1 TO 12:AC(C)=0:BC(C)=0:CC(C)=0:M
(C)=0:EC(C)=0:FC(C)=0:GC(C)=0:HC(C)=0:IC(C)=0
:JC(C)=0:NEXT C
542 FOR C=1 TO 12:K(C)=0:L(C)=0:NEXT C
550 O=13:BC(O)=0:KC(O)=0:IC(O)=0:KC(O)=0:KC(O)
)=0:L(O)=0
560 IF EN=4.6E-10 THEN 900
570 A2=A2+1:M=1:GOTO 305
800 FOR Z=1 TO 8
820 IF FCM<=KZ THEN 840
825 NEXT Z
840 G(M)=S(Z-1)*C(FCM-KZ-1)*K(Z)-KZ
-1)*S(Z)-S(Z-1)
850 G(M)=INT(G(M)*10+0.5)/10
860 RETURN
900 IF (K(14)/CT*N)*100/4.5 THEN 1070
990 LPRINT "CAP TOTAL=";CT:LPRINT "CAP O
E AZOLUES=";CA:LPRINT "DEN ANNUAL=";DT
995 LPRINT "SUP BENEF=";SB
1000 LPRINT "ENT AL MASS=";K(14):LPRINT
"EXT=";K(14):LPRINT "UOL SUPP=";IC(14)
1010 LPRINT "DEFP=";JK(14):LPRINT "DEP EN
UOL=";K(14):LPRINT "DEP EN %=";(K(14)/
DT*N)*100
1020 LPRINT "EXT+UOL SUPP+DEFP=";K(14)+I
(14)+JK(14)
1030 K1=(K(14)/K(14))*100:K1=INT(K1*10+0
.5)/10:LPRINT "% DE FERR=";K1
1040 K2=(IC(14)/K(14))*100:K2=INT(K2*10+0
.5)/10:LPRINT "% DE SUPP=";K2
1050 K3=(K(14)/E)*100:K3=INT(K3*10+0
.5)/10:LPRINT "% DE APPROX=";K3
1055 LPRINT
1060 CT=CT-100
1070 E=14:K(E)=0:K(E)=0:TC(E)=0:K(E)=0:K
(E)=0:L(E)=0
1080 SB=SB-2:RESTORE :A2=0:IN:M=ME:GOTO
110
3000 DATA 80, 3.35, 4.1, 94, 7.10, 1.121, 6.74
, 3.97, 8.209, 2.20, 9.184, 13.2, 175, 7.7, 6.27
, 5.5, -51.6, 353, 3, -96, 2
3010 DATA 187, 4, -19, 2.8, 1.67, 2.9, 8.57, 5
3020 DATA 6.68, 7.26, 9.71, 9.0, 138.89, 9.52
, 6.107, 4.63, 9.280, -54, 2.210, 2, -20, 6.89, 1
, 47, 1.151, -2, 9.29, 1.64, 9
3030 DATA 35, 1.59, 1.25, 9.42
3040 DATA 26, 6.73, 4, 5.101, 7.16, 3.123, 7,

```

C U A D R O D E V A R I A B L E S

VARIABLE	F U N C I O N
E, B, C, D	Contadores
N	Duración del ciclo en años.
AI	Año de inicio del período.
A3	Año de fin de período
A2 = AIN	Año de inicio del ciclo.
M	Mes de inicio del ciclo
CT	Capacidad total.
CA	Capacidad de azolves.
SB	Superficie beneficiada en Has.
A(C)	Almacenamiento inicial
B(C)	Entradas al vaso.
C(C)	Almacenamiento disponible
M(C)	Extracciones
E(C)	Almacenamiento sin pérdidas por evaporación.
F(C)	Almacenamiento medio.
G(C)	Superficie de almacenamiento medio
H(C)	Evaporación menos lluvia
I(C)	Volumen que se pierde por evaporación.
J(C)	Derrames.
K(C)	Deficiencias en volumen.
L(C)	Deficiencias en porcentaje
V(C)	Volumenes de la curva Volumenes-Elevs.
S(C)	Areas de la curva Areas - Elevs.
D(C)	Demandas mensuales

DETERMINACION DEL HIDROGRAMA DE LA AVENIDA MAXIMA
PROBABLE

Es de gran importancia el conocimiento de la avenida máxima probable para un cierto período de retorno, puesto que de acuerdo con su magnitud y duración se hará el proyecto de la obra de excedencia para darle salida en el caso más desfavorable, que es cuando se presente estando el vaso lleno.

Clasificación General de los Métodos de Estimación.

Para la estimación de una avenida máxima se dispone de variados métodos de cálculo, mismos que pueden ser agrupados en términos generales en orden de importancia creciente como sigue:

1. Métodos Empíricos
2. Métodos Históricos
3. Métodos de Correlación Hidrológica de Cuencas.
4. Métodos Directos o Hidráulicos.
5. Métodos Estadísticos o Probabilísticos.
6. Métodos Hidrológicos o de Relación Lluvia-Escorrentamiento.

Descripción Breve del Grupo No. 6.

Estos métodos tienen como objetivo la reconstrucción matemática del proceso o fenómeno de la formación de la avenida, es decir, se supone una lluvia de duración y período de retorno determinado, dentro de lo probable, y se calcula el escurrimiento que genera en un punto de la corriente estudiada, hasta llegar a dibujar el probable hidrograma de la avenida que se calcula.

Tienen la ventaja de permitir reproducir aceptablemente el fenómeno, en base a la estimación de diversos parámetros, como son las lluvias máximas y las características físicas de la cuenca.

La principal desventaja de estos métodos es cuando se tiene que extrapolar alguna de sus variables, ya que los errores debidos a la irregularidad de las lluvias en la cuenca, la incertidumbre en la determinación de la parte de lluvia que absorbe el suelo, son factores que pueden distorsionar la estimación de las avenidas a partir de las lluvias.

Sin embargo, en cuencas pequeñas, poco pobladas y sin datos hidrométricos, la determinación de los posibles hidrogramas de avenidas a partir de precipitaciones probables, es en general, el mejor procedimiento a utilizar.

Dentro de los métodos hidrológicos se tienen:

I) Método del hidrograma unitario, comprendiendo los triangulares, sintéticos, adimensionales, instantáneos, etc.

II) Métodos de las Isocronas (Racional)

III) Método de las Isoyetas.

Usaremos el método del hidrograma unitario triangular del U.S. Bureau Of Reclamation.

ANALISIS DE LLUVIA

El estudio de frecuencias de lluvias es muy utilizado principalmente en hidrología en el estudio de predicción de tormentas, transporte de las mismas y su relación con escurrimientos, para el diseño de drenaje en caminos como en ciudades y aeropuertos.

El análisis de frecuencias de lluvia se aplica en forma directa a registros de pluviómetros, si se estudian alturas de lluvia diarias y principalmente a pluviógrafos en donde se tiene un registro de todas las variables de las características fundamentales de la lluvia.

Para utilizar la información obtenida del pluviógrafo se requiere agrupar las alturas de lluvia en base a duraciones constantes, para ello, se seleccionan intervalos de duración de lluvia constante, considerando representativos de cada uno de ellos, su duración media. De esta manera, se tendrá para cada duración característica de lluvia un grupo de alturas de lluvia. Se presenta la tabla siguiente.

**INTENSIDADES MAXIMAS DE LLUVIA EN LA ESTACION PRESA CONCEPCION
(mm/hr)**

	AÑO	M I N U T O S									
		5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1	1959	120.0	102.0	81.0	67.0	53.0	32.2	29.0	22.0	17.0	15.0
2	60	119.0	106.0	95.0	73.0	59.5	44.0	33.0	26.0	21.0	19.0
3	61	120.0	87.0	72.0	60.5	49.0	31.5	29.0	23.0	20.0	18.0
4	62	132.0	85.0	63.0	52.0	32.5	27.0	22.0	19.0	17.0	15.0
5	63	121.0	102.0	82.0	69.0	52.0	36.0	29.0	23.0	21.0	19.0
6	64	137.0	109.0	81.0	65.0	50.0	37.0	28.0	22.0	19.0	16.0
7	65	82.0	57.0	49.0	42.0	31.0	25.0	20.0	15.0	12.0	10.0
8	66	188.4	155.0	114.0	87.0	67.0	49.0	38.0	29.0	24.5	21.0
9	67	103.0	80.0	68.0	57.0	48.0	37.0	27.0	22.0	17.0	15.0
10	68	135.0	97.0	77.0	67.0	54.0	43.0	33.0	25.0	20.0	17.0
11	69	87.6	55.8	48.0	51.0	38.4	24.8	20.1	14.4	12.2	10.2
12	70	139.2	89.4	61.6	48.0	44.0	34.8	30.0	23.3	19.5	16.4
13	71	66.0	50.4	41.4	36.9	29.2	21.5	22.7	21.5	17.5	14.6
14	72	99.6	75.3	67.2	63.2	57.0	53.7	49.5	39.5	33.8	28.8
15	73	106.4	83.1	75.2	69.9	57.6	44.9	36.2	28.2	22.9	19.1
16	74	64.8	49.8	46.4	43.2	39.8	33.3	26.5	20.6	17.0	10.7
17	75	80.4	78.0	72.0	68.4	51.5	40.5	37.3	34.6	29.0	25.7
18	76	180.0	120.0	83.0	70.5	52.0	38.5	34.0	27.0	23.0	17.0
19	77	121.5	97.2	83.4	72.0	61.0	42.3	29.4	21.2	14.8	10.1
20	78	128.4	101.6	92.6	84.2	65.7	44.8	33.7	25.3	20.2	16.9
21	79	108.0	80.7	74.4	70.2	61.2	47.3	35.4	28.2	23.2	19.5
22	80	146.4	103.8	89.6	84.8	79.6	74.9	70.1	66.2	58.6	49.4
23	81	126.0	99.0	68.8	53.7	38.6	27.3	21.1	16.4	13.2	11.4
24	82	127.2	84.0	72.0	61.5	52.0	41.9	34.2	27.8	23.5	19.8
25	83	177.6	127.2	110.4	94.8	75.8	56.2	43.2	35.7	28.6	23.9

Conocidas las características de las lluvias más desfavorables se pueden utilizar varios criterios para obtener las curvas de altura o intensidad de lluvia - duración - período de retorno. Utilizaremos la técnica de ajuste por correlación lineal múltiple.

Primeramente, de la tabla anterior, como los datos se encuentran en intensidad de lluvia $i=hp/t$, habrá que obtener para cada valor de la intensidad su correspondiente altura de precipitación " hp " en relación con su duración; hecho ésto para cada duración " d ", se ordenan los valores en forma decreciente de mayor a menor, y se obtiene para cada duración su período de retorno asociado "Te", que en términos de series de excedentes anuales resulta:

$$Te = \frac{n + 1}{m}$$

Siendo:

Te = Período de retorno, en años.

n = Número de orden del evento, uno para el mayor
n para el menor.

En la tabla siguiente se muestra la obtención y ordenación de los datos para su aplicación.

OBTENCIÓN Y ORDENACIÓN DE VALORES hp (mm)

ORDEN (m)	d (m/n) To (años)	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1	26.00	16.7	25.8	28.5	31.0	35.0	56.2	70.1	88.3	97.7	98.8
2	13.00	16.0	21.2	27.6	29.0	37.9	42.2	49.6	52.7	58.3	67.0
3	8.67	14.8	20.0	23.8	26.3	33.5	40.3	43.2	47.6	48.3	51.4
4	6.90	12.2	18.2	23.2	28.1	32.9	36.8	38.0	40.1	47.7	47.4
5	5.20	11.6	17.7	22.4	24.3	30.6	36.6	37.3	38.7	40.8	42.0
6	4.33	11.4	17.3	20.9	24.0	30.5	33.7	36.2	37.6	39.2	39.6
7	3.71	11.3	17.0	20.8	23.5	29.8	33.6	35.4	37.6	38.7	39.0
8	3.25	11.0	17.0	20.5	23.4	28.8	33.0	34.2	37.1	38.3	39.2
9	2.89	10.7	16.9	20.3	23.3	28.5	32.3	34.0	36.0	36.2	39.0
10	2.60	10.6	16.5	20.3	23.0	27.0	31.7	33.7	34.7	38.0	38.0
11	2.36	10.5	16.2	19.3	22.8	26.5	31.4	33.0	33.7	38.0	36.0
12	2.17	10.1	16.2	18.8	22.3	26.0	30.4	33.0	33.3	33.7	34.0
13	2.00	10.1	14.9	18.6	22.3	26.0	28.9	30.0	31.1	33.3	34.0
14	1.86	10.0	14.5	18.0	21.7	26.0	27.0	29.4	30.7	33.5	33.8
15	1.73	10.0	14.2	18.0	21.1	25.8	27.0	29.0	30.7	32.5	32.8
16	1.63	9.9	14.0	18.0	20.5	25.0	27.0	29.0	29.3	31.7	32.0
17	1.53	9.0	13.8	17.2	20.2	24.8	26.1	29.0	29.8	29.2	30.0
18	1.44	8.9	13.4	17.0	19.0	24.0	26.0	28.0	29.3	28.3	30.0
19	1.37	8.6	13.3	16.8	17.9	22.0	24.2	27.0	28.7	28.3	30.0
20	1.30	8.3	13.0	15.8	17.3	19.9	23.6	26.8	28.3	28.3	29.2
21	1.24	7.3	12.5	15.4	17.0	19.3	20.8	22.7	27.0	24.7	22.8
22	1.18	6.8	9.5	12.3	16.0	19.2	20.3	22.0	26.3	22.0	21.4
23	1.13	6.7	9.3	12.0	14.4	16.3	18.8	21.1	21.9	20.3	20.4
24	1.08	5.5	8.4	11.8	14.0	15.5	18.6	20.1	20.0	20.3	20.2
25	1.04	5.4	8.3	10.4	12.3	14.8	16.1	20.0	19.2	20.0	20.0

Ajuste por correlación lineal múltiple.

Se trata entonces de obtener una ecuación del tipo.

$$hp = \frac{k \cdot Te^h}{d^n}$$

Con el método de correlación lineal múltiple que ajusta una relación del tipo.

$$y = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 \quad (3 \text{ variables})$$

Tomando logaritmos se tiene una ecuación de la forma.

$$\text{Log } hp = \log k + h \log Te + n \log d$$

Siendo:

$$\begin{aligned} y &= \log hp & a_0 &= \log k \\ x_1 &= \log Te & a_1 &= h \\ x_2 &= \log d & a_2 &= n \end{aligned}$$

Para la estimación de los parámetros a_0 , a_1 , a_2 , se emplea el análisis de correlación lineal de 3 variables, el que arroja de su planteamiento matricial el siguiente sistema de ecuaciones:

$$a_0 \cdot n + a_1 \sum x_1 + a_2 \sum x_2 = Y \quad (I)$$

$$a_0 \sum x_1 + a_1 \sum x_1^2 + a_2 \sum x_1 x_2 = Y X_1$$

$$a_0 \sum x_2 + a_1 \sum x_1 x_2 + a_2 \sum x_2^2 = Y X_2$$

Para su aplicación se deberá procesar la información disponible en la tabla de la hoja No. 58. El sistema de ecuaciones (I) se resolvió -- con 50 grupos de valores, los cuales se muestran en la tabla de la hoja No. 61.

Sustituyendo los valores en el sistema (I).

$$50 a_0 + 20.28 a_1 + 75.35 a_2 = 68.3$$

$$20.28 a_0 + 14.48 a_1 + 30.44 a_2 = 29.73$$

$$75.35 a_0 + 30.44 a_1 + 122.95 a_2 = 106.70$$

Resolviendo:

$$a_0 = 0.6199$$

$$a_1 = 0.3221$$

$$a_2 = 0.4057$$

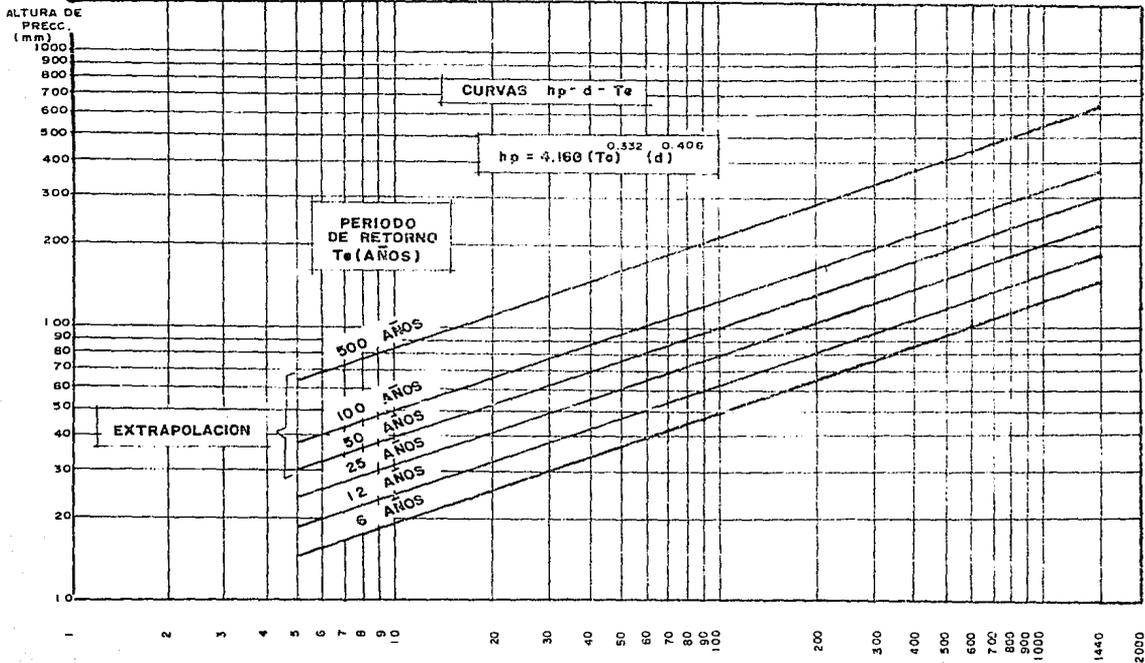
$$K = \text{antilog } a_0 = 4.168$$

La ecuación final es:

$$hp = 4.168 T_e^{0.332} a^{0.406}$$

La cual se muestra en forma gráfica en la figura de la página 62.

ORDEN	h_p	T_e	d	Y log h_p	X_1 log T_e	X_2 log d	X_1^2	X_2^2	$X_1 X_2$	$Y X_1$	$Y X_2$
1	15.7	26	5	1.2	1.41	0.7	1.99	0.49	0.99	1.69	0.84
2	21.2	13	10	1.33	1.11	1	1.23	1	1.11	1.48	1.33
3	23.8	8.67	15	1.38	0.94	1.15	0.88	1.35	1.11	1.5	1.22
4	28.1	6.5	20	1.45	0.81	1.3	0.66	1.69	1.05	1.17	1.09
5	30.6	5.2	30	1.49	0.72	1.48	0.52	2.19	1.07	1.07	2.21
6	33.7	4.33	45	1.53	0.64	1.65	0.41	2.72	1.06	0.98	2.92
7	35.4	3.71	60	1.55	0.57	1.78	0.32	3.17	1.01	0.88	2.78
8	37.1	3.25	80	1.57	0.51	1.9	0.26	3.61	0.97	0.8	2.98
9	38.2	2.89	100	1.59	0.46	2.0	0.21	4.0	0.92	0.75	3.16
10	38.0	2.6	120	1.58	0.41	2.08	0.17	4.33	0.85	0.65	3.29
16	9.9	1.63	5	1.0	0.21	0.7	0.04	0.49	0.15	0.21	0.7
17	13.8	1.53	10	1.14	0.18	1.0	0.03	1.0	0.16	0.21	1.14
18	17.0	1.44	15	1.23	0.16	1.18	0.03	1.39	0.19	0.2	1.45
19	17.9	1.37	20	1.25	0.14	1.3	0.02	1.69	0.18	0.16	1.63
20	19.9	1.3	30	1.3	0.11	1.48	0.01	2.19	0.16	0.14	1.92
21	20.5	1.24	45	1.31	0.09	1.65	0.01	2.72	0.15	0.12	2.16
22	22.0	1.18	60	1.34	0.07	1.78	0.0	3.17	0.12	0.09	2.39
23	21.9	1.13	80	1.34	0.05	1.9	0.0	3.61	0.1	0.07	2.55
24	20.3	1.08	100	1.31	0.03	2.0	0.0	4.0	0.06	0.04	2.62
25	20.0	1.04	120	1.3	0.02	2.08	0.0	4.33	0.04	0.03	2.7
13	10.1	2.0	5	1.0	0.3	0.7	0.09	0.49	0.21	0.3	0.7
13	14.9	2.0	10	1.17	0.3	1.0	0.09	1.0	0.3	0.35	1.17
13	18.6	2.0	15	1.27	0.3	1.18	0.09	1.39	0.35	0.38	1.5
13	22.3	2.0	20	1.35	0.3	1.3	0.09	1.69	0.39	0.41	1.76
13	26.0	2.0	30	1.41	0.3	1.48	0.08	2.19	0.44	0.42	2.09
13	28.2	2.0	45	1.45	0.3	1.65	0.06	2.72	0.5	0.44	2.41
13	30.0	2.0	60	1.48	0.3	1.78	0.09	3.17	0.53	0.44	2.63
13	31.1	2.0	80	1.49	0.3	1.9	0.09	3.61	0.57	0.45	2.83
13	33.3	2.0	100	1.52	0.3	2.0	0.09	4.0	0.6	0.46	3.04
13	34.0	2.0	120	1.53	0.3	2.08	0.09	4.33	0.62	0.45	3.18
1	98.9	28.0	120	1.99	1.41	2.08	1.99	4.33	2.93	2.81	4.14
2	58.3	13.0	100	1.75	1.11	2.0	1.23	4.0	2.22	1.64	3.5
3	47.6	8.67	80	1.68	0.94	1.9	0.88	3.61	1.79	1.58	3.16
4	38.0	6.5	60	1.59	0.81	1.78	0.66	3.17	1.44	1.26	2.81
5	35.5	5.2	45	1.55	0.72	1.65	0.52	2.72	1.19	1.12	2.56
6	30.5	4.33	30	1.49	0.64	1.48	0.41	2.19	0.95	0.95	2.19
7	23.5	3.71	20	1.37	0.57	1.3	0.32	1.69	0.74	0.78	1.78
8	20.5	3.25	15	1.31	0.51	1.18	0.26	1.39	0.6	0.67	1.55
9	16.9	2.89	10	1.25	0.46	1.0	0.21	1.0	0.46	0.57	1.23
10	10.6	2.6	5	1.03	0.41	0.7	0.17	0.49	0.29	0.42	0.7
16	32.0	1.63	120	1.51	0.21	2.08	0.04	4.33	0.44	0.32	3.14
17	29.2	1.53	100	1.47	0.18	2.0	0.03	4.0	0.36	0.26	2.94
18	29.3	1.44	80	1.47	0.16	1.9	0.03	3.61	0.3	0.24	2.79
19	27.0	1.37	60	1.43	0.14	1.78	0.02	3.17	0.25	0.2	2.55
20	23.8	1.3	48	1.37	0.11	1.65	0.01	2.72	0.18	0.15	2.26
21	19.5	1.24	30	1.29	0.09	1.48	0.01	2.19	0.13	0.12	1.91
22	16.0	1.18	20	1.2	0.07	1.3	0.0	1.69	0.09	0.08	1.58
23	12.0	1.13	15	1.08	0.05	1.18	0.0	1.39	0.08	0.05	1.27
24	8.4	1.08	10	0.92	0.03	1.0	0.0	1.0	0.03	0.03	0.92
25	5.4	1.04	5	0.73	0.02	0.7	0.0	0.49	0.01	0.01	0.51
Σ				68.3	20.28	75.35	14.48	122.95	30.44	29.73	106.7



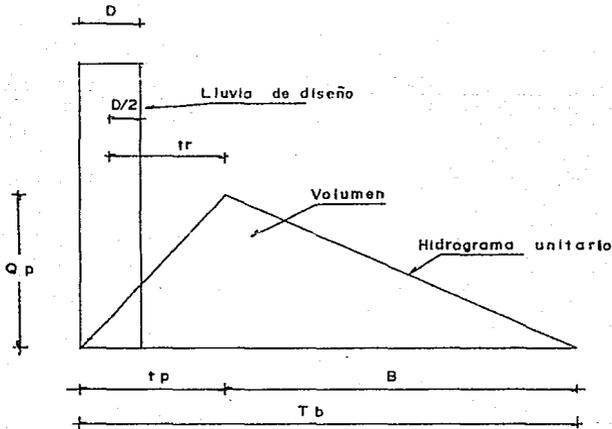
CURVAS " $h_p - d - T_e$ " (mm)(min) (AÑOS.)
 PARA LA ESTACION PRESA CONCEPCION

DURACION
(minutos)

METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR
DEL U.S. BUREAU OF RECLAMATION

Rango de aplicación del método. Es uno de los métodos hidrológicos de --
más amplio rango de aplicación, ya que se puede aplicar en cuencas de --
hasta 2 590 Kms²

Teoría. Se plantea la posibilidad de representar el hidrograma de res--
puesta de una cuenca por medio de una figura geométrica simple, el trián--
gulo. A partir de tal consideración se deducen a continuación las fórmu--
las o ecuaciones que se aplicarán en tal método, de acuerdo con la si--
guiente figura tenemos que:



Q_p = Gasto de pico en m³/seg.

D = Duración de la lluvia en exceso, en hrs.

T_p = Tiempo de pico, igual al tiempo entre el inicio y el máximo del escurrimiento directo, en hrs.

T_r = Tiempo de retraso, definido como el tiempo en horas entre el centro de masa de la tormenta y la hora del gasto máximo.

B = Tiempo en horas desde el gasto máximo hasta el final del escurrimiento directo.

T_b = Tiempo base del hidrograma en hrs.

Lógicamente, el volumen de escurrimiento directo originado por la tormenta (área bajo el hidrograma triangular), se puede expresar -- por:

$$Vol = \frac{Q_p (T_p)}{2} + \frac{Q_p (B)}{2} = \frac{Q_p}{2} (T_p + B) \quad (II-1)$$

Por lo tanto:

$$Q_p = \frac{2 (vol)}{T_p + B} \quad (II-2)$$

En base al análisis de un gran número de hidrogramas reales se adoptó como valor medio de B para las cuencas sin aforar.

$$B = 1.67 T_p \quad (II-3)$$

Por lo cual:

$$T_b = 2.67 T_p \quad (II-4)$$

Sustituyendo la ecuación (II-3) en (II-2) se tiene

$$Q_p = \frac{2 (\text{vol})}{2.67} = 0.749 \frac{\text{Vol}}{T_p}$$

Sustituyendo en la ecuación anterior $\text{vol} = 10^3 (A) P_e$

Estando (vol) en m³, A área de la cuenca en Km² y P_e la precipitación en exceso en mm y T_p en seg.

$$Q_p = \frac{0.749 (10^3 A P_e)}{T_p}$$

Para T_p en horas:

$$Q_p = \frac{0.208 A P_e}{T_p}$$

Que es la ecuación general del gasto máximo en el método del hidrograma unitario triangular.

El valor de T_p de acuerdo con la figura de la página No. 63 se calculará por la fórmula:

$$T_p = D/2 + T_r \quad (\text{II-5})$$

Pero como los hidrólogos del Soil Conservation Service. Han concluido como valor representativo del tiempo de retraso, el 60% del tiempo de concentración, entonces:

$$T_p = D/2 + 0.6 T_c \quad (\text{II-6})$$

Secuela de aplicación. La secuela que se describe a continuación se --
 lleva a cabo en la forma de cálculo dada en la página siguiente, corres-
 pondiendo a tal forma las columnas que se citan.

PASO 1) Se calculan las siguientes características físicas de la cuen-
 ca:

A = área de la cuenca Km.²

T_e = tiempo de concentración hrs.

N = Número de la curva de escurrimiento para la condición
 media de humedad en la cuenca.

PASO 2) A partir de las curvas p-d- T_e construidas para la cuenca del
 proyecto se determinan las lluvias de duraciones 1, 2, 3, -
 4, 5, 6, 12 y 24 hrs. para el período de retorno de diseño-
 y se anotan en la columna No. 1

PASO 3) Se calculan los incrementos de lluvia (col. 2).
 Estos incrementos se ordenan nuevamente en la columna 3 de
 la siguiente manera, 6, 4, 3, 1, 2, 5, 12, 24.

La secuencia anterior forma un hietograma más severo (para
 generar avenidas) que el originado por los incrementos ta-
 bulados en la columna 2 y a la vez menos crítico que el --
 hietograma construído con la secuencia inversa de los in-
 crementos de la col. 2.

METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

PROYECTO: EL ROSARIO MUNICIPIO: TEPOTZOTLAN EDO: MEXICO TIPO DE OBRAS: ALMAC.

REGION HIDROLOGICA No. _____ FECHA: AGO - 85 CALCULO: L.M.B.N. REVISO: _____

DATOS

$A_c = 10.2$ Km² $T_r = 100$ años $(P_{24h})_{T_r} = 368.3$ mm Relacion $\left(\frac{P_{1h}}{P_{24h}}\right) = 0.28$
 $T_c = 1.0$ hrs $N_x = 65$ Suelos tipo = C Pérdida mínima = 1.3 mm/hr

0	1	2	3	4	5	6	7	8
TIEMPO	LLUVIA TOTAL	INCREMENTO	INCREMENTO	LLUVIA	ESCURRIMIENTO	INCREMENTO	INCREMENTO DE PERD.	
Horas	(mm)	DE LA LLUVIA	ORDENADO	ACUMULADA	ACUMULADO	TEORICA	REAL	
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0 — 1	101.3	101.3	15.0	15.0	—	—	1.3	15.0
1 — 2	134.2	32.9	19.6	34.6	0.4	0.4	1.3	19.2
2 — 3	158.2	24.0	24.0	58.6	5.8	5.4	1.3	18.6
3 — 4	177.8	19.6	101.3	159.9	65.2	59.4	1.3	41.9
4 — 5	194.7	16.9	32.9	192.8	90.6	25.4	1.3	7.5
5 — 6	209.7	15.0	16.9	209.7	104.2	13.6	1.3	3.3
6 — 12	277.9	68.2	68.2	277.9	162.1	57.9	7.8	10.3
12 — 24	368.2	90.3	90.3	368.2	243.2	74.7	15.6	9.8

CALCULOS: $\Sigma = 236.8$

a) Tiempo 0 a 6 hrs: $D = \frac{0.5}{2} = 0.25$ hr. $T_p = \frac{0.5}{2} + 0.6(1) = 0.85$ hrs. $T_b = 2.67(0.85) = 2.27$ hrs. $q_p = \frac{0.208(0.2)1.0}{(0.85)} = 2.5$ m³/seg/mm

b) Tiempo 6 a 12 hrs: $D = \frac{3.0}{2} = 1.5$ hr. $T_p = \frac{3.0}{2} + 0.6(1) = 2.1$ hrs. $T_b = 2.67(2.1) = 5.6$ hrs. $q_p = \frac{0.208(0.2)1.0}{(2.1)} = 1.01$ m³/seg/mm

c) Tiempo 12 a 24 hrs: $D = \frac{6}{2} = 3$ hr. $T_p = \frac{6}{2} + 0.6(1) = 3.6$ hrs. $T_b = 2.67(3.6) = 9.61$ hrs. $q_p = \frac{0.208(0.2)1.0}{(3.6)} = 0.59$ m³/seg/mm

0	9	10	11	12	13	14	OBSERVACIONES
TIEMPO	INCREMENTO	q_p	$Q_i = (P_e) q_p$	HIDROGRAMA UNITARIO DEL INCREMENTO			
Horas	DE LLUVIA EN EXCESO P_e (mm)	PARA 1 mm $\frac{3}{3}$ (m ³ /seg/mm)	$\frac{3}{3}$ (m ³ /seg)	HORA DE INICIO	HORA DEL MAXIMO	HORA DE FINAL	
0 — 1	—	2.5	0.0	0.0	0.85	2.27	
1 — 2	0.4	2.5	1.0	0.5	1.35	2.77	
2 — 3	5.4	2.5	13.5	1.0	1.85	3.27	
3 — 4	59.4	2.5	148.5	1.5	2.35	3.77	
4 — 5	25.4	2.5	63.5	2.0	2.85	4.27	
5 — 6	13.6	2.5	34.0	2.5	3.35	4.77	
0 — 12	57.9	1.01	58.5	3.0	5.1	8.6	
12 — 24	74.7	0.59	44.1	6.0	9.6	15.61	

Los incrementos de la col. 3 se acumulan en la col. 4.

PASO 4) De acuerdo al número N de la curva de escurrimiento se estimar las cantidades de escurrimiento directo para las cantidades de lluvia de la col. 4.

En la condición de humedad media de la cuenca utilizada, se supone que la cantidad de agua contenida en el suelo es semejante al promedio de las condiciones antes de ocurrir la avenida máxima.

$$P_e = \frac{(P - \frac{5080}{N} + 50.8)^2}{P + \frac{20320}{N} - 203.2}$$

$$F_{min} = \frac{5080}{N} - 50.8$$

PASO 5) En la col. 6 se tabulan los incrementos de escurrimiento los cuales al ser restados a los incrementos de lluvia (col.3) -- permiten calcular las pérdidas reales en dichos incrementos de tiempo (col. 8)

El procedimiento del SCS. para estimar el escurrimiento directo en los calculos de avenidas máximas, debe ser modificado o corregido debido a que tal método reporta valores del incremento de escurrimiento casi iguales a los incrementos de lluvia (cols. 3 y 7, respectivamente), conforme la duración de la tormenta aumenta. Por otra parte, los estudios en campo -- con infiltrómetros reportan las siguientes pérdidas mínimas -- según al tipo de suelo:

Suelos tipo A:	2.5 mm/hr.
Suelos tipo B y C:	1.3 mm/hr.
Suelos tipo D:	0.7 mm/hr.

Entonces, en base a los valores anteriores se podrán calcular las pérdidas teóricas (col. 7), que serán igual a los valores de la pérdida-límite según el tipo de suelo, por la duración del incremento de lluvia en hrs.

Por último, la corrección anteriormente citada consiste en reducir -- el valor del incremento de escurrimiento calculado cuando la pérdida-real es menor que la teórica, tales casos (generalmente en duraciones de 12 y 24 hrs.) Se resta al incremento de lluvia (col. 3) la pérdida teórica y tal resultado será el incremento de escurrimiento corregido (col. 6)

PASO 6) De acuerdo al valor calculado para el tiempo de concentración en hrs., se selecciona en la tabla siguiente, el tiempo de incremento de la lluvia en exceso D, en hrs.

VALOR DE Te EN HRS.	VALOR DE " D " , EN HORAS		
	PRIMERAS 6 HORAS	SEGUNDAS 6 HORAS	TERCERAS 12 HORAS
3	0.5	3.0	6.0
3 a 10	1.0	6.0	12.0
10 a 15	2.0	12.0	24.0
15 a 30	3.0	18.0	36.0

En seguida para cada uno de los tres intervalos D seleccionados, se calculan el tiempo de pico T_p el tiempo de base -- del hidrograma T_b y el gasto máximo Q_p para un milímetro de escurrimiento, por medio de las ecuaciones (II-6), (II-4) y ecuación general del gasto máximo.

PASO 7) Se calculan los gastos máximos (col. 11) de cada hidrograma triangular por la multiplicación del incremento de escurrimiento (col. 6 igual a col. 9) por el gasto unitario q_p correspondiente al intervalo de tiempo D (0-6, 6-12, 12-24) horas.

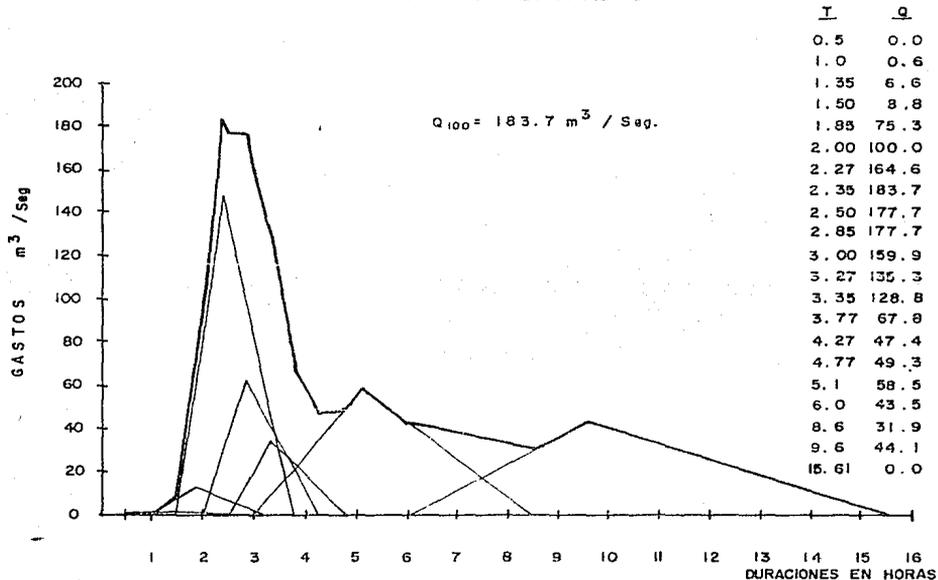
PASO 8) Para cada hidrograma unitario triangular se determinan sus horas de inicio, máximo y final, lo anterior, tomando en cuenta los valores de D, T_p , y T_b , según el siguiente cuadro explicativo:

	H O R A S D E		
	INICIO	MAXIMO	FINAL
1o. Incremento	0.0	T_{p_1}	T_{b_1}
2o. Incremento	D_1	$T_{p_1} + D_1$	$T_{b_1} + D_1$
3o. Incremento	$2D_1$	$T_{p_1} + 2D_1$	$T_{b_1} + 2D_1$
4o. Incremento	$3D_1$	$T_{p_1} + 3D_1$	$T_{b_1} + 3D_1$
5o. Incremento	$4D_1$	$T_{p_1} + 4D_1$	$T_{b_1} + 4D_1$
6o. Incremento	$5D_1$	$T_{p_1} + 5D_1$	$T_{b_1} + 5D_1$
7o. Incremento	$6D_1$	$T_{p_2} + 6D_1$	$T_{b_2} + 6D_1$
8o. Incremento	$6D_1 + D_2$	$T_{p_3} + 6D_1 + D_2$	$T_{b_3} + 6D_1 + D_2$

PASO 9) Por último, se grafican los hidrogramas unitarios triangulares definidos en el paso anterior, a escala en un papel natural, y a continuación se suman las ordenadas de todos los hidrogramas que se tengan, en cada hora de inicio, máximo y final de cada uno de dichos hidrogramas, de ésta manera se definirá el hidrograma total de la avenida que se estima, cuyo período de retorno corresponde al de la lluvia procesada.

Este se presenta en la hoja siguiente con sus correspondientes coordenadas.

HIDROGRAMA DE ENTRADAS



TRANSITO DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE

El estudio del paso de avenidas o de escurrimientos de una corriente por un vaso, se aplica en obras hidráulicas para dimensionar diferentes estructuras que sirven para dar paso al agua durante la construcción de una obra o para dar salida a los excedentes de una presa durante la vida útil de la misma.

Los problemas que se pueden presentar son:

1. Dimensionar obras de desvío (tajos, túneles, tuberías, etc.)
2. Determinar la altura de ataguías para construir una cortina.
3. Dimensionar obras de excedencias y de control en las presas y determinar el gasto máximo de salida y el N.A.M.E.
4. Estudiar y programar el cierre de cortinas.

El problema general es el siguiente:

Se tiene un vaso de almacenamiento con una estructura que permite la salida del agua a determinada elevación.

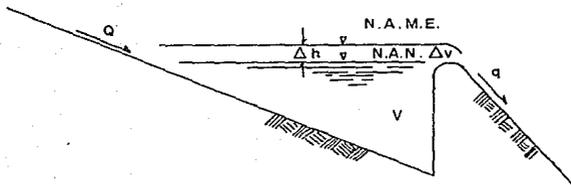


Fig. II. 1

En un intervalo cualquiera de tiempo Δt entra un volúmen $Q \Delta t$ al vaso, que se reparte en un volúmen que sale $q \Delta t$ y otro que se almacena ΔV

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

Esta ecuación no tiene solución directa, ya que el gasto de salida q es una función de la carga hidrostática h y ésta es función del incremento de volúmen ΔV el cual, a su vez, es función de la diferencia $Q - q$.

Goodridge estudió el problema y encontró un método que se conoce como Mé-todo de Goodridge, que en forma gráfica y a base de tanteos resuelve la ecuación, teniendo como datos:

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

Se obtiene:

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

También se puede resolver el problema en forma numérica, o más bien semigráfica, pero también por tanteos.

El método de Puls Modificado.

Puls expuso un método, que aunque por tanteos, resolvía la ecuación en forma más sencilla.

Posteriormente, por medio de un artificio algebraico y valiéndose de gráficas auxiliares, se pudo resolver la ecuación directamente.

De la ecuación vista anteriormente:

$$Q\Delta t = q_1 + \Delta V$$

en que: Q = Gasto de entrada

q = Gasto de salida.

ΔV = Incremento en el volúmen 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 tra bajará 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 Método de Púls Modificado y que además tiene solución directa, como se verá más adelante.

Para poder tener una solución directa hay que servirse de dos CURVAS -- AUXILIARES que se denominarán $2V+q$ y $2V-q$ y que se construyen de la siguiente manera:

Contando con los datos

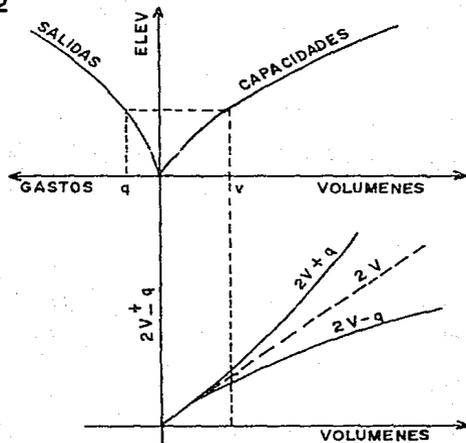
1. Hidrograma de entradas.
2. Curva de Capacidades del vaso.
3. Curva de Gastos de Salida (determinada según la estructura de que se trate).

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 Gastos de Salida" y de la "Curva de Capacidades" se tabulan las elevaciones y se ve a qué gastos y volúmenes corresponden y se hace una tabla.

Elev.	V	q	$2V + q$	$2V - q$

FIG. II, 2



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 de $2V \pm q$ en la vertical correspondiente a V . (Fig. II.2)

Del eje de las q hacia abajo y pasando el 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 haya decidido trabajar o en la que se encuentren los datos (segundos, horas, días, etc., Fig. II.3)

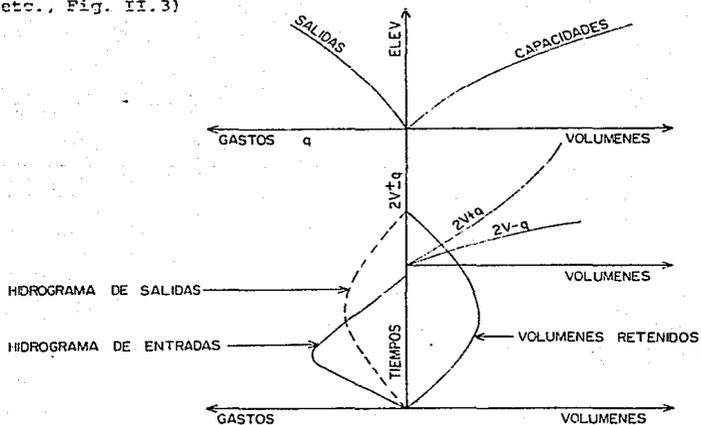


Fig. II.3

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 Entrada 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 la 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.

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:

$$\begin{aligned} Q_1 &= 0 \\ Q_2 &= Q_2 \\ 2V_1 &= 0 \\ q_1 &= 0 \end{aligned}$$

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 la siguiente manera (Fig. II 4):

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 éste en el punto B. 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 corresponde la elevación D, para lo cual se refiere 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 Salidas y el del Hidrograma de Entradas son iguales, bastará con referir el punto F a la fecha correspondiente 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 volúmen V retenido 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 con-

vierte 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 $\overline{O'L}$

9. El Q_2 que fue 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 siguiente Q_2 más el término ya encontrado $2V - q$ para resolver nuevamente la ecuación:

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

ESTUDIO DE TRANSITO DE UNA AVENIDA
METODO DE PULS MODIFICADO
($2V_2 + q_2 = Q_1 + Q_2 + 2V_1 - q_1$)

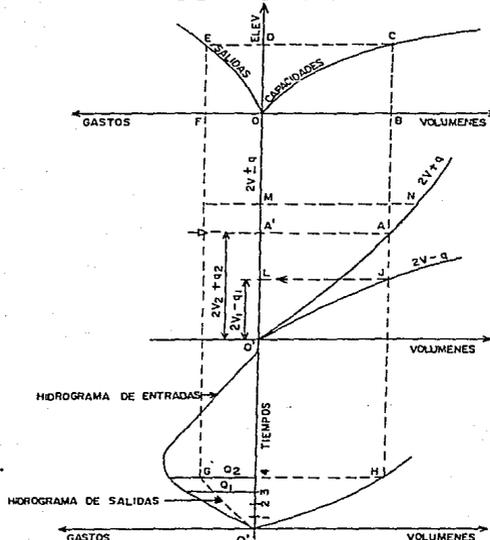


Fig. II.4.

10. Con el nuevo valor encontrado de $2V_2 + q_2$ se entra en el eje $2V \mp q$ 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. Uniendo todos los puntos de Gastos de SALIDAS, se obtendrá el Hidrograma de SALIDAS y uniendo los puntos que dan los volúmenes del vaso en las fechas correspondientes, se obtendrá la -- Curva de Volúmenes Retenidos.

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

Cuando se trata de una avenida, una vez que han cesado de entrar los gastos Q al vaso, aún se tiene un volumen retenido que es precisamente lo que ocasiona el fenómeno de regularización del vaso.

En este caso, $Q_1 = Q_2 = 0$

y la ecuación queda:

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

Sólo bastará entrar con el valor último de $2V_1 - q_1$ (que equivale al $-2V_2 + q_2$ en el eje de $2V \mp q$ para encontrar el gasto q de salida, volver a encontrar el siguiente $2V_1 - q_1$ y así sucesiva--

mente hasta llegar al valor CERO, que será cuando ha terminado de salir el volúmen retenido y el vaso ha recobrado sus condiciones iniciales, - con lo que se daría por terminado el problema.

Sería muy 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.

Se hicieron varias alternativas con diferentes valores de longitud de vertedor resultando más conveniente una longitud de 35.0 mts. siendo la que aparece en el plano correspondiente.

Para el tránsito de la avenida se elaboró un programa de computadora -- utilizando el método de Puls. anexo 4.

Los resultados del programa se presentan en la siguiente hoja.

El hidrograma de salidas se encuentra en la fig. II-5 dibujado a intervalos de 0.1 hrs.

Altura de la cortina. El primer paso para el diseño de una cortina es la determinación de la cota de la corona; esta elevación es igual al nivel de embalse más la carga máxima sobre el vertedor más la altura de ola y más el bordo libre adicional.

Para determinar la altura de ola aplicaremos la fórmula de Wolf:

$$H = (00.005 V - 0.68) F$$

En la cual:

H = Altura de la ola en mts.

V = Velocidad en Km/hora.

F = Fetch en Kms.

RESULTADOS DEL PROGRAMA

LONG DEL VERT=35

COEF DE DESCARGA =2.14

INCREMENTO EN HRS=0 1

INCRE ELEUS DEL VERT=0 1

DE PUNTOS PARA LA GRAFICA=30

TIEMPOS (HRS)	GASTOS DE ENTRADA (m ³ /s)	GASTOS DE SALIDA (m ³ /s)	VOLUMEN RETEHIDO (Mm ³)	CARGA (m/s)
0.6	0.12	0	0.02	0
0.7	0.24	0	0.08	0
0.8	0.36	0	0.19	0
0.9	0.48	0.01	0.33	0
1	0.6	0.01	0.51	0
1.1	2.31	0.04	1	0.01
1.2	4.03	0.11	2.09	0.01
1.3	5.74	0.26	3.73	0.02
1.4	7.33	0.51	5.88	0.04
1.5	8.8	0.88	8.47	0.05
1.6	27.8	1.98	14.52	0.09
1.7	46.8	4.93	26.68	0.16
1.8	65.8	10.5	44.15	0.27
1.9	83.53	19.04	65.71	0.4
2	100	28.77	90.13	0.53
2.1	123.93	41.31	117.81	0.67
2.2	147.85	57.14	148.99	0.83
2.3	171.76	75.98	182.56	1.01
2.4	181.7	95.97	215.22	1.18
2.5	177.7	113.59	242.19	1.32
2.6	177.7	127.28	262.8	1.42
2.7	177.7	137.42	279.12	1.5
2.8	177.7	145.68	292.13	1.56
2.9	171.77	151.73	301.5	1.6
3	159.9	154.69	306.03	1.62
3.1	150.79	154.83	306.24	1.62
3.2	141.68	153.02	303.46	1.61
3.3	132.86	149.72	298.39	1.59
3.4	121.54	145.03	291.11	1.55
3.5	107.01	138.71	281.18	1.51
3.6	92.49	130.83	268.56	1.45

HIDROGRAMA DE ENTRADAS Y SALIDAS

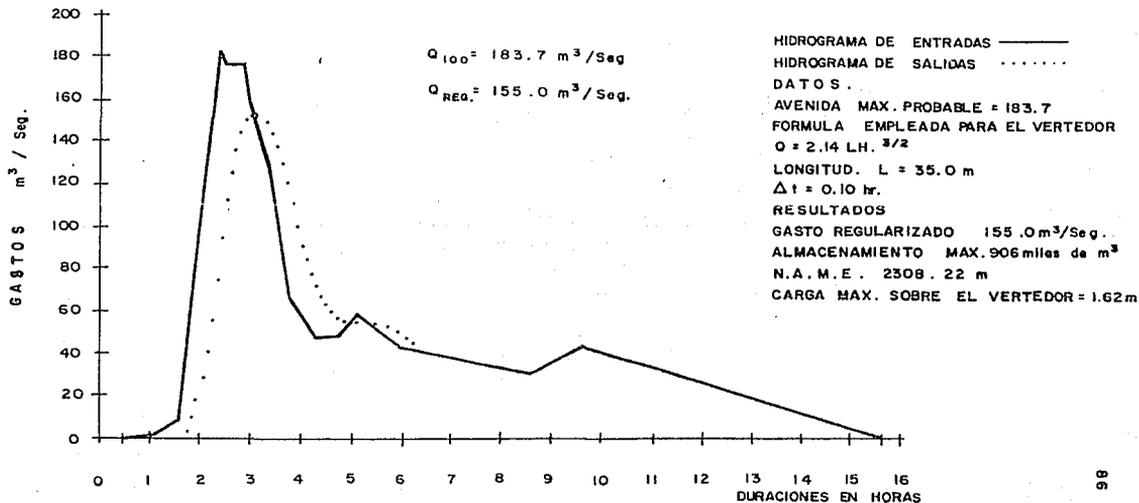


FIG II 5

Para nuestro caso $F = 0.7$ Kms. y $V = 130$ Km/h. sustituyendo en la fórmula.

$$H = (0.005 \times 130 - 0.068) \sqrt{0.7} = 0.48 \text{ m.}$$

Para determinar el bordo libre adicional existe la siguiente tabla - producto de la observación en diferentes presas que han funcionado - correctamente y en la cual dan valores mínimos, promedios y máximos - en función de la velocidad del viento.

	100 Km/h.	115 Km/h.	130 Km/h.
PROMEDIO	1.57	1.31	1.02
MAXIMO	2.95	2.54	2.24
MINIMO	0.37	0.29	0.14

Tomaremos un bordo libre adicional de 1.02 mts.

Nivel de embalse	2 306.60 mts.
Carga sobre el vertedor	1.62 mts.
Altura de ola	0.48 mts.
Bordo libre adicional	1.02 mts.
Elev. de la corona	2 309.72

La elevación de la corona será la 2309.70 y la altura de la cortina en la sección máxima 2309.70 - 2294.7=15.0 m.

```

8 REM TRANSITO DE AVENIDAS
10 REM POR EL METODO DE PULS
11 PRINT "# DE PUNTOS DE LA GRAFICA ELEI
S-OAFS="; INPUT P
12 PRINT "LA APROXIMACION ES="; INPUT M
15 PRINT "HORA EN QUE SE INICIA LA AVEN
DA="; INPUT TI
20 PRINT "LONGITUD DEL VERTICE="; INPUT
L
30 PRINT "COEF DE DESCARGA="; INPUT C
50 PRINT "INCREMENTO DE TIEMPO EN HRS="
; INPUT AT
55 CT=3600
60 PRINT "INCREMENTO EN LOS ELEI DEL VE
RT="; INPUT I
65 PRINT "HORA DE TERMINACION DEL TRANSI
TO="; INPUT TER
70 PRINT "NUMERO DE PUNTOS PARA LA GRAFI
CA="; INPUT M
75 PRINT "NUMERO DE PUNTOS QUE FORMAN EL
HIDROGRAMA DE ENTRADA="; INPUT N
77 GOTO 140
80 LPRINT "LONG DEL VERT="; L
90 LPRINT "COEF DE DESCARGA =" ; C
100 LPRINT "LUD A UN M DEL VERT="; M
110 LPRINT "INCREMENTO EN HRS="; AT
120 LPRINT "INCRF ELEI DEL VERT="; I
130 LPRINT "# DE PUNTOS PARA LA GRAFICA=
"; M
140 Q1=0:U1=0:G1=0
150 DIM X(N),Y(N),E(N),U(N),A(N),B(N)
160 GOSUB 1000
170 GOSUB 2000
175 STOP
180 T=TI
190 T=T+AT
200 FOR Z=1 TO N
210 IF T<X(Z) THEN 240
220 NEXT Z
230 Q2=0:GOTO 250
240 Q2=(Y(Z)-Y(Z-1))/X(Z)-X(Z-1))/W(T-
X(Z-1))+Y(Z-1)
250 A=(Q1*AT*CT)+C*Q2*AT*CT+(2*U1)-G1*IA
T*CT)
260 FOR Z=1 TO M
270 IF A<U(Z) THEN 300
280 NEXT Z
290 H=(A-U(Z-1))/U(Z)-U(Z-1))/I+A*(Z-1
)
300 G2=OIL*H*1.5
325 U1=U(Z)-G1=Q2*(1+G2)
327 U2=U1/1000
330 Q2=INT(Q2*1000) S*W
340 G2=INT(Q2*1000) S*W
350 U2=INT(U2*1000) S*W
360 H=INT(H*1000) S*W
370 LPRINT Q2,G2,U2,H
390 IF T>TER THEN END
400 GOTO 190
1000 FOR Z=1 TO P
1005 A(O)=0:B(O)=0
1010 READ A,B
1020 A(Z)=A:B(Z)=B
1030 NEXT Z
1040 K=0
1050 FOR H=0 TO MAX STEP 1
1060 E(K)=H
1070 FOR Z=1 TO P
1080 IF H<B(Z) THEN 1120
1090 NEXT Z
1100 Z=Z-1
1120 U=(A(Z-1)+H-B(Z-1))/X(A(Z)-A(Z-1))/
(B(Z)-B(Z-1)))
1130 U(K)=(2*U)+OIL*H*1.5*AT*CT)
1140 K=K+1
1150 NEXT H
1160 DATA 65459.4, 4.257549, 1.4, 4.76159, 2.4
1170 RETURN
2000 FOR Z=1 TO N
2010 READ U,I
2020 X(Z)=(I+Y(Z))/J
2030 NEXT Z
2040 RETURN
2050 DATA 5.0, 1.6, 1.35, 6.6, 1.5, 8.1, 8
5.75, 3.2, 100, 2, 37, 164, 6
2060 DATA 2, 35, 182, 2, 2, 5, 177, 7, 2, 85, 177
7.3, 159, 9.3, 27, 125, 3.3, 35, 128, 8.3, 77, 67
8
2070 DATA 4, 27, 47, 4.4, 77, 49, 3.5, 1.58, 5, 6
.43, 5.8, 6.31, 9.8, 6.44, 1.15, 61.8
3000 FOR Z=1 TO P
3010 IF H<B(Z) THEN 3040
3020 NEXT Z
3030 Z=Z-1
3040 U2=(A(Z-1)+H-B(Z-1))/X(B(Z)-B(Z-1))/
(B(Z)-B(Z-1)))
3050 RETURN

```

C U A D R O D E V A R I A B L E S	
V A R I A B L E	F U N C I O N
TI	HORA EN QUE SE INICIA LA AVENIDA
L	LONGITUD DEL VERTEDOR
C	COEFICIENTE DE DESCARGA
AT	INCREMENTO DE TIEMPO EN HORAS
TER	HORA DE TERMINACION DEL TRANSITO
N	NUMERO DE PUNTOS QUE FORMAN EL HIDROGRAMA DE ENTRADAS
Z, U, J, M	CONTADORES
X(Z), Y (Z)	COORDENADAS DEL HIDROGRAMA DE EN TRADAS.
E (M), V(M)	COORDENADAS DE LA GRAFICA. ELEVACIONES-CAPACIDADES
H	CARGA SOBRE EL VERTEDOR
Q1	GASTO DE ENTRADA AL INICIO DEL INTERVALO
G1	GASTO DE SALIDA AL INICIO DEL IN- TERVALO.
V1	VOLUMEN ALMACENADO AL INICIO DEL INTERVALO.
Q2	GASTO DE ENTRADA AL FINAL DE IN- TERVALO.
G2	GASTO DE SALIDA AL FINAL DEL IN- TERVALO.
V2	VOLUMEN ALMACENADO AL FINAL DEL INTERVALO.

RESUMEN DEL ESTUDIO HIDROLOGICO

Area de la cuenca	10.2 Km ²
Precipitación media anual	756.0 mm
Cocficiente de escurrimiento	16.3 %
Escurrimiento medio anual	1'264 000.0 m3
Capacidad total	600 000.0 m3
Capacidad útil	535 000.0 m3
Capacidad de azolves	65 000.0 m3
Superficie física necesaria	104.0 ha.
Superficie de riego	135.0 ha.
Período de estudio	20.0 Años.
Gasto normal de la obra de toma	150.0 L.P.S.
Nivel de azolves	2 301.10 m.s.n.m.
Nivel de aguas normales (N.A.N.)	2 306.60 m.s.n.m.
Nivel de aguas máximas Extraordinarias (N.A.M.E.)	2 308.22 m.s.n.m.
Elev. de la corona	2 309.70 m.s.n.m.
Altura máxima de cortina	15.0 m.
Avenida máxima probable	184.0 m3/seg.
Gasto regularizado	155.0 m3/seg.
Longitud de la cresta vertedora	35.0 m.
Carga sobre el vertedor	1.62 m.

III SELECCION DEL TIPO DE CORTINA Y DESARROLLO DEL PROYECTO.

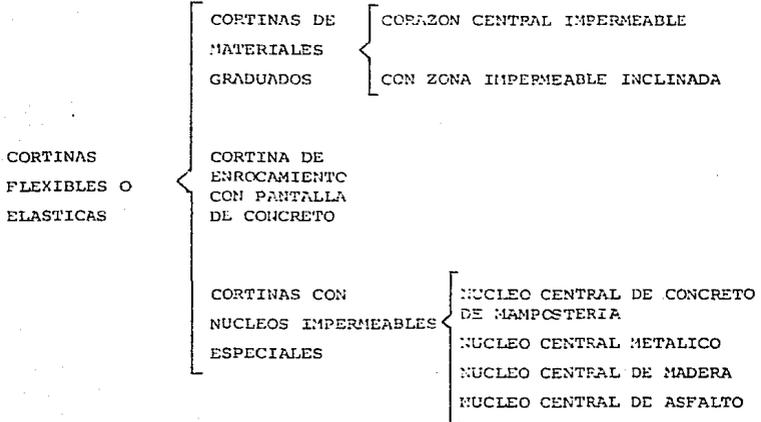
El problema relacionado con el proyecto y selección del tipo de cortina es muy complejo, ya que en su determinación intervienen una gran cantidad de factores, tales como capacidad máxima, geología de la boquilla, topografía costo por Ha. beneficiada, etc.

CORTINA. Se llama cortina a la obra construida para cerrar el vaso natural en un estrechamiento llamado boquilla y así poder captar el agua dentro de éste.

CLASIFICACION. Existen diferentes tipos de cortina clasificándose en dos grandes grupos: rígidas y flexibles, dividiéndose éstas a su vez, atendiendo a la forma de trabajo de la cortina así como a los materiales de que está construida.

LA CLASIFICACION ENUNCIADA ES LA SIGUIENTE:

CORTINAS RIGIDAS	}	CORTINA DE GRAVEDAD	{	DE CONCRETO DE MAMPOSTERIA
		CORTINA DE ARCO	{	SECCION CONSTANTE SECCION VARIABLE ANGULO CENTRAL CONSTANTE ANGULO Y RADIO VARIABLE
	CORTINA DE MACHONES O CONTRAFUERTES	{	LOSA PLANA LOSA CONTINUA CANTILIVER	
	CORTINAS MIXTAS	{	ARCOS MULTIPLES BOVEDAS MULTIPLES CONTRAFUETES	
			{	ARCO-GRAVEDAD ARCO Y MACHONES GRAVEDAD Y MACHONES



SELECCION DEL TIPO DE CORTINA. Los factores básicos que determinan el tipo de cortina adecuado para un proyecto son:

- a.- Condiciones topográficas y geológicas de la boquilla.
- b.- Materiales disponibles para la construcción.
- c.- Economía del conjunto (obra de toma, vertedor, cortina)

Se hace notar que cerca de la boquilla se encuentran bancos de arcilla de buena calidad así como canteras que pueden proporcionar el enrocamiento adecuado.

Tomando en cuenta lo anterior, el criterio de los geólogos se inclinó como más económico y conveniente por el proyecto de una cortina de tierra o de materiales graduados, desplantada en la margen izquierda sobre toba arenosa arcillosa y arcilla negra (CH) hasta el centro del cauce.

En la margen derecha ésta se desplantará sobre conglomerado andesítico y toba arenosa-arcillosa, tal como se muestra en el plano de la boquilla.

Queda así definido sin necesidad de mayores análisis el tipo de cortina -- adecuado para nuestro proyecto.

GENERALIDADES SOBRE EL PROYECTO DE UNA CORTINA DE TIERRA.

La finalidad del estudio de una cortina es el que ésta con el suelo de cimentación, debe formar un todo.

Con el objeto de determinar las propiedades del suelo de cimentación así -- como las propiedades y posible empleo que se les puede dar a los materiales de los bancos elegidos es necesario conocer las características principales de ellos: Densidad, granulometría, ángulo de fricción, contenido de agua, cohesión, porcentaje de materiales solubles, etc.

Para determinar el tipo de sección de la cortina y los taludes convenientes, deben hacerse los siguientes estudios:

- 1.- Estudio hidromecánico para determinar la permeabilidad del suelo, así como la del macizo térreo de la cortina.
- 2.- Estudio para determinar la resistencia de los materiales de cimentación a la carga de la cortina.
- 3.- Estudio de la estabilidad de la cortina.
- 4.- La protección de los paramentos.

Efectuados estos estudios, el proyectista está en condiciones de elaborar un anteproyecto.

CONDICIONES QUE DEBE SATISFACER UNA CORTINA DE TIERRA

- 1a.- El vertedor de demasías debe tener la suficiente capacidad para - que el agua en ningún caso rebase la corona de la cortina.
- 2a.- Los taludes de la cortina serán aquellos que guarden las condicio nes de estabilidad en los casos más desfavorables y de acuerdo -- con los materiales empleados.
- 3a.- Las pérdidas de filtración a través de la cortina y de su cimenta ción deben ser de tal magnitud que no afecten la capacidad del va so.
- 4a.- El agua que pase a través de la cortina lo haga a una velocidad - tan pequeña que sea incapáz de arrastrar cualquier material de -- los que componen la cortina y su cimentación.
- 5a.- La cimentación será capáz de resistir el peso propio dé la corti na sin peligro de que se produzcan asentamientos.
- 6a.- Ninguno de los materiales empleados en su construcción deberá ser soluble en contacto con el agua.

Si la cortina es proyectada siguiendo las normas anteriores, el resultado - será una obra segura y permanente que cumpla sus fines sin fallas ni peli-- gros.

A continuación hacemos una breve exposición del proceso seguido y los concep- tos necesarios para el proyecto de una presa de tierra.

REDES DE FLUJO. El recorrido a lo largo del cual circula una partícula de agua a través de una masa de suelo se llama línea de corriente, tratándose de un flujo lineal si todas ellas son rectas y paralelas entre sí. La cir- culación del agua en sentido descendente a través de un lecho horizontal de

arena, es un ejemplo de este tipo. Si las partículas de agua se desplazan a lo largo de curvas en planos paralelos, la circulación es bidimensional, mientras que todos los otros tipos de circulación son tridimensionales. En los corazones impermeables de presas, el flujo es del tipo bidimensional, el escurrimiento del agua se verifica según régimen laminar o irrotacional, llamado así porque su característica esencial es la de que las partículas del agua al deslizarse lo hacen en tal forma que sus caras después del desplazamiento se mantienen paralelas a su posición inicial, es decir las partículas al moverse no han sufrido ninguna rotación. Este régimen a diferencia del rotacional o turbulento se presenta cuando las velocidades son bajas y las pérdidas de carga son proporcionales a las velocidades.

Se acepta como principio para el escurrimiento a través de las cortinas de tierra la ley de Darcy que dice la velocidad en un punto es proporcional al gradiente hidráulico, o sea:

$$V = Ki \quad \text{donde:}$$

V = Velocidad, K = coeficiente de permeabilidad.

i = gradiente hidráulico, siendo éste igual a la diferencia de cargas entre la longitud recorrida.

Tomando un elemento diferencial como el de la fig. III-1, con las dimensiones indicadas y dy normal al plano del papel. La circulación del agua se produce paralelamente a la sección representada en la figura.

Sea:

$V_x =$ Componente de la velocidad de descarga en la dirección horizontal.

$i_x = -\frac{dh}{dx}$ el gradiente hidráulico en la dirección horizontal.

$V_z =$ Componente de la velocidad de descarga en la dirección z.

$i_z = -\frac{dh}{dz}$ gradiente hidráulico en la dirección z.

La cantidad total de agua que entra en el elemento en la unidad de tiempo es igual a:

$$V_x dz dy + V_z dx dy$$

y la cantidad de agua que sale es:

$$V_x dz dy + \frac{dV_x}{dx} dx dz dy + V_z dx dy + \frac{dV_z}{dz} dz dx dy$$

Si suponemos que el agua es incompresible y que el volumen que ocupa en el elemento no varía, la cantidad de agua que entra en éste debe ser igual a la cantidad que sale. En consecuencia:

$$\frac{dV_x}{dx} dx dz dy + \frac{dV_z}{dz} dz dx dy = 0$$

$$\frac{dV_x}{dx} + \frac{dV_z}{dz} = 0 \dots \dots \dots (III-1)$$

que expresa la condición de continuidad de flujo.

De acuerdo con la ley de Darcy las dos componentes de la velocidad de descargas son:

$$V_x = -K \frac{dh}{dx}; \quad V_z = -K \frac{dh}{dz}$$

En las que:

$$\frac{dh}{dx}; \quad \frac{dh}{dz}$$

Representan el gradiente hidráulico i en las direcciones x y z respectivamente.

El producto Kh es llamado el potencial y se designa por $\phi = kh$, en consecuencia:

$$V_x = - \frac{d\phi}{dx} ; \quad V_z = - \frac{d\phi}{dz}$$

Substituyendo valores en la ecuación (III-1)

obtenemos

$$\frac{d^2\phi}{dx^2} + \frac{d^2\phi}{dz^2} = 0$$

Ecuación de Laplace cuya solución puede representarse por dos familias de curvas que se cortan normalmente entre sí y que se llaman líneas de corriente y líneas equipotenciales.

En todos los puntos de una línea equipotencial, de practicarse los pozos de observación correspondientes, el agua sube la misma altura.

Para comprender más fácilmente el concepto de línea equipotencial haremos el siguiente análisis:

Aislemos un tubo de corriente dentro del seno de una corriente de régimen establecido (figura III-2) y de él tomemos una fracción limitada por dos caras A y B separadas por una longitud dx , consideremos una longitud unitaria en el sentido normal al papel y tomemos un sistema de ejes coordenados tales que el eje x sea tangente a las líneas de corriente, un eje y normal al primero.

La porción de tubo aislada está en equilibrio bajo las siguientes fuerzas: Las presiones P_1 y P_2 que actúan en las superficies diferenciales A y B, - las presiones P_3 y P_4 en las caras C y D, el peso de la parte del tubo P y las fuerzas de fricción b debidas principalmente a la viscosidad del agua, todas ellas son fuerzas diferenciales.

Proyectando todas las fuerzas sobre el eje Y y haciendo la suposición de que en este sentido no hay movimiento aplicando la ley de Newton $F = ma$; como no hay movimiento en el sentido del eje Y , no habrá aceleración, por lo tanto $a = 0$ y consecuentemente $F = 0$ y la suma algebraica de las proyecciones sobre el eje Y será igual a cero

$$\sum F_y = 0 = (P_4 - P_3) dx + W dy dx \operatorname{sen} \alpha = 0$$

$$\text{ya que: } P = W dy dx$$

En la figura III-2 $dy \operatorname{sen} \alpha = -dh$ el signo negativo se debe a que es un incremento negativo de altura con respecto al eje R.

$$\text{Además } P_4 > P_3$$

$$\text{Si } dp = P_4 - P_3$$

$$-dp dx - W dx dh = 0$$

Integrando según el eje de las Y o sea perpendicularmente a las líneas de corriente entre las caras C y D.

$$P_D - P_C + W (h_D - h_C) = 0$$

$$\frac{P_D}{W} - \frac{P_C}{W} + h_D - h_C = 0$$

$$\frac{P_D}{W} + h_D = \frac{P_C}{W} + h_C$$

Como a la suma de la carga de presión más la carga de posición en un punto determinado se le denomina carga potencial y se representa por ξ

$$\xi_D = \xi_C$$

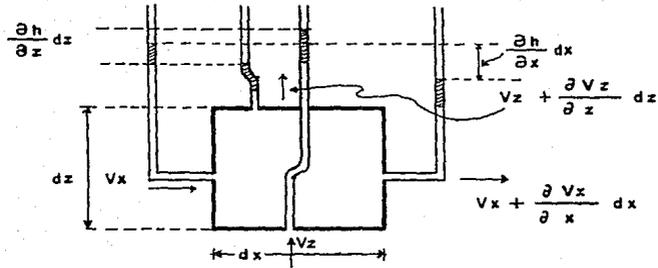


FIG. III - 1

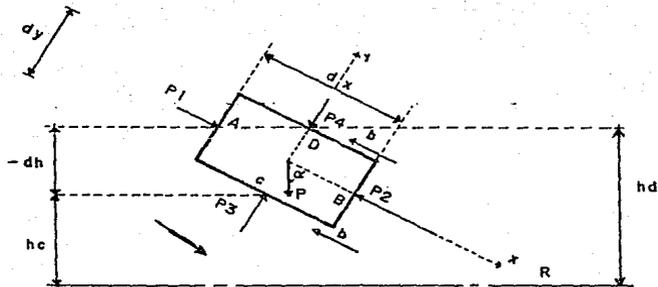


FIG. III - 2

Expresión que se interpreta diciendo que todos los puntos de una trayectoria normal a la línea de corriente tiene igual potencial es decir son equipotenciales. La combinación de líneas de corriente con las líneas equipotenciales es lo que se denomina red de flujo.

TRAZADO DE LA RED DE FLUJO

Puede en general efectuarse por medio de los cuatro métodos siguientes:

1. De los Modelos.- Cuando se desea la comprobación de una red de flujo o se pretende resolver un problema especial, es ventajoso recurrir al uso de Modelos en tanque de Reebock. Para lo cual basta con satisfacer las condiciones geométricas del prototipo y formar el modelo con arena de Otawa (graduación del No. 8 al 28) se somete la sección al escurrimiento y con colorantes disueltos se observa la trayectoria de los filetes líquidos, marcando en las paredes de vidrio las posiciones de las líneas de corriente, las que se toman en un papel para posteriormente dibujar el segundo grupo de líneas.
2. Analítico.- La ecuación de Laplace se ha llegado a integrar matemáticamente determinando la red de flujo formada por una familia de elipses y una de hipérbolas. Este método es sólo aplicable para materiales isotrópicos y considerando que el material sobre el que se desplanta la cortina es más o menos permeable y de espesor finito.
3. De la analogía eléctrica.- La Ley de Ohm que rige la circulación de una corriente por un conductor y que liga la intensidad con el potencial eléctrico puede ser comparada con la Ley de Darcy que pone en evidencia la proporcionalidad del gasto al potencial hidráulico representado por la carga bajo la cual se efectúa el escurrimiento.

Con la ayuda de instalaciones especiales y aprovechando esta analogía se puede encontrar perfectamente el paso de las líneas de corriente.

4. Gráfico.- Este método es el más sencillo y práctico para determinar una red de flujo. No hay más que una larga observación de redes de flujo y una gran práctica para llegar a trazar rápidamente y con relativa precisión una red de flujo. Para trazar una red de flujo es indispensable conocer de antemano las cuatro condiciones frontera.

En el caso de una presa de tierra, estas cuatro condiciones frontera son:

- a). El talud de aguas arriba es una línea equipotencial.
- b). La línea de saturación es la línea superior de corriente, puesto que ésta nos marca el límite entre las zonas saturada y no saturada.
- c). El límite entre la base de la cortina y la cimentación es una línea de corriente.
- d). La línea superior de corriente es una línea equipotencial ya que la única presión que obra sobre ella es la atmosférica.

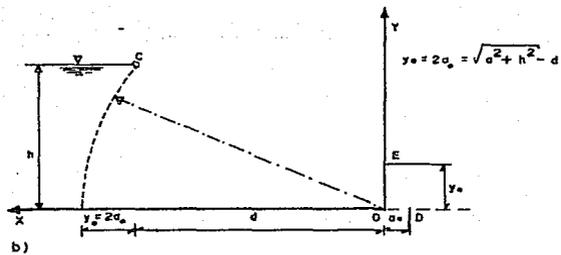
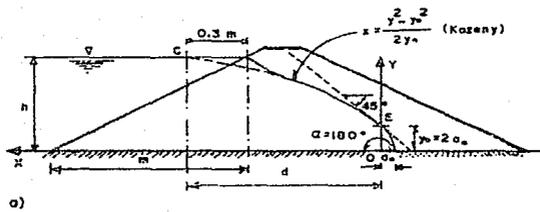
A Arthur Casagrande se deben las normas a seguir para el trazado de una red de flujo.

Línea superior de corriente.

Fórmula de Kozeny para $\alpha = 180^\circ$. Para el caso de una cara horizontal de descarga (Fig. III-3a) existe una solución rigurosa de la ecuación de Laplace, dada por Kozeny en 1931. En este caso, las líneas de flujo y las equipotenciales son parábolas con foco común en el punto O (Fig. III-3a). Excepto la corrección a la entrada, la ecuación de la línea superior de corriente es:

$$\text{en que } x = \frac{y^2 - y_0^2}{2 y_0} \quad (\text{III-2})$$

$$y_0 = 2 \sigma_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d^2 \quad (\text{III-3})$$



Solución de Kozony para $\alpha = 180^\circ$; a) posición de la línea superior de corriente; b) determinación gráfica de los puntos D y E

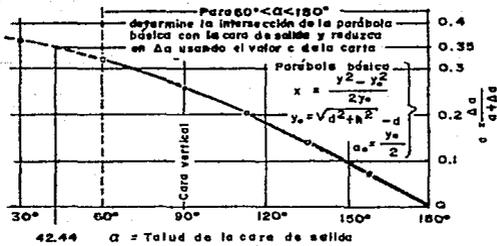
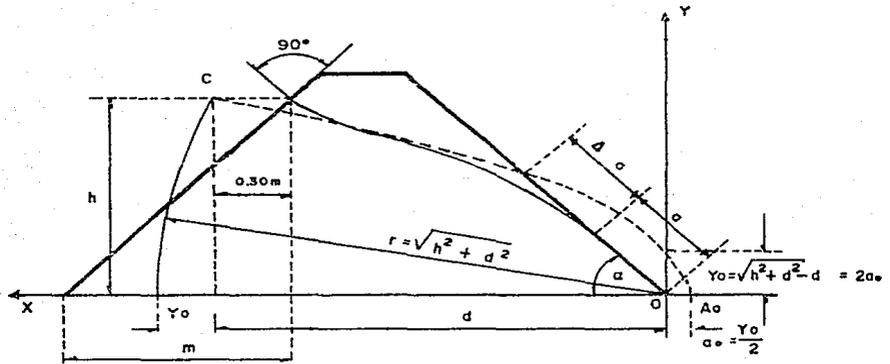
Fig. III-3

Los puntos D y E determinados por la ecuación III-3 pueden hallarse gráficamente como se indica en la Fig. III-3b.

Solución de A. Casagrande para líneas superiores de corriente con $60^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$

En vista de las ventajas de las secciones de materiales graduados, y de los efectos benéficos de los filtros al pie del talud aguas abajo en presas homogéneas las caras de descarga con $\alpha > 60^\circ$ son muy comunes en presas de tierra. Para la determinación del punto de descarga de la línea superior de corriente, A Casagrande usó un ingenioso procedimiento, comparando los resultados de soluciones gráficas obtenidos por tanteos y verificadas en modelos físicos, con la posición de la parábola definida por las ecuaciones III-2 y III-3 (parábola de Kozeny), tal comparación muestra que la intersección de la parábola de Kozeny con la cara de descarga está sistemáticamente a cierta distancia Δa arriba del punto de descarga correcto de la línea superior de corriente, la relación $c = \frac{\Delta a}{2 + \Delta c}$ (Fig. III-4), decrece gradualmente al aumentar α , hasta anularse cuando $\alpha = 180^\circ$, caso en el que la parábola de Kozeny representa rigurosamente la línea superior de corriente.

En la Fig. III-4, se da la relación entre α y C hallada por el procedimiento indicado. La distancia $a + \Delta a$ está definida por el punto de intersección de la parábola básica y el talud de descarga. Este a su vez se puede encontrar a partir de la ecuación de la parábola con foco en el origen (0).



Método de A. Casagrande para la determinación del punto de descarga de la línea superior de flujo para $60^\circ \leq \alpha < 180^\circ$

Fig III-4

$$r = \frac{P}{1 - \cos \alpha} \quad \text{donde:}$$

r = radio polar = $\alpha + \Delta \alpha$

P = la distancia entre el foco y la recta directriz

$P = \gamma_0$.

α = ángulo que forma el radio polar con el eje de la parábola (ángulo del talud aguas abajo)

por lo tanto

$$\alpha + \Delta \alpha = \frac{\gamma_0}{1 - \cos \alpha}$$

De la Fig. III-4

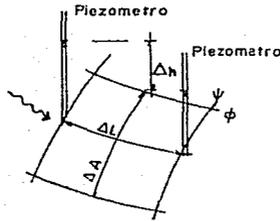
$$c = \frac{\Delta \alpha}{\alpha + \Delta \alpha} \quad \therefore \quad \Delta \alpha = c(\alpha + \Delta \alpha)$$

En todo lo anterior se ha visto que es conveniente hacer el trazado de la línea superior de corriente para cualquier valor de α a partir de una parábola básica, definida en todo caso por dos puntos conocidos sobre ella el C de coordenadas (d,h) y el punto de salida en el talud aguas abajo. (Se puede demostrar que este procedimiento es válido para cualquier valor de α R.J. Marsal y D. Resendiz, Análisis de flujo de agua en presas).

Fuerzas de filtración. Tubificación.

Cuando el agua fluye a través de una masa de suelo su efecto no se limita a una presión hidrostática que tiene lugar en el agua en equilibrio, sino que ejerce una presión hidrodinámica sobre las partículas del suelo, en la dirección del flujo, efecto que puede representarse por empujes hidrodinámicos, en la dirección del flujo y tangentes a las respectivas líneas de flujo. La magnitud de estas presiones o de esos empujes hidrodinámicos depende sobre todo del gradiente hidráulico prevaleciente.

Considérese un cuadrado de una red de flujo, tal como se muestra en la siguiente figura.



La presión hidrodinámica que ejerce el agua sobre las partículas del suelo en la sección Δa del cuadrado (considerando a éste un espesor unitario en la dirección normal al papel), vale.

$$P_D = \Delta h \gamma_w \quad \text{donde:}$$

P_D = presión hidrodinámica

Δh = caída de potencial entre dos líneas equipotenciales.

γ_w = peso específico del agua.

Pues la pérdida de carga Δh ha sido transmitida por viscosidad a las partículas de suelo.

Esta presión produce un empuje hidrodinámico que es

$$J = \Delta h \gamma_w \Delta A$$

Es común expresar esta fuerza por unidad de volúmen, teniéndose entonces - para el cuadrado considerado:

$$j = \frac{J}{\Delta A \cdot \Delta L} = \frac{\Delta h \gamma_w \Delta A}{\Delta A \cdot \Delta L} = \gamma_w i$$

Con la fórmula anterior puede calcularse cualquier fuerza de filtración ligada a un cuadrado de una red de flujo, conocido el volúmen de éste, que es su área multiplicada por un espesor unitario normal al plano del papel, pue de calcularse la fuerza total, que actuará en la dirección del flujo, en el centroide del volúmen del cuadrado y tangente a la línea de flujo que pasapor ese punto. Nótese que la fuerza de filtración depende del peso específico del agua y del gradiente hidráulico prevaeciente en el cuadrado en -- cuestión, pero es independiente de la velocidad del flujo y del coeficiente de permeabilidad del suelo, de modo que es la misma en suelos cohesivos y - en suelos friccionantes, aunque las velocidades del flujo en ambos tipos de suelos difieran mucho. La fuerza de filtración es debida a la resistencia-viscosa que la estructura sólida del suelo genera en el fluido; por ella el agua consume energía en forma de presión hidrodinámica capáz de vencerla.

Otro fenómeno ligado de un modo muy directo con el flujo de agua a través - del suelo es la ebullición de las arenas, que en última instancia es una manifestación del fenómeno de la tubificación.

GASTO DE FILTRACION. Apoyándose en la red de flujo ya conocida y mediante la aplicación de la Ley de Darcy, es posible determinar los gastos de filtración.

La pérdida de carga entre las caras aguas arriba y aguas abajo será la diferencia h_1 entre los niveles de estas 2 caras.

Dividiendo en partes iguales por n equipotenciales la superficie de la red de flujo, vemos que la variación de potencial o la pérdida de carga entre 2 equipotenciales consecutivas es igual a h_1/n . Llamando a la distancia entre 2 equipotenciales para un punto dado "d", la pérdida de carga por unidad de longitud será:

$$\frac{h_1}{n} \cdot \frac{1}{d} = i$$

El área del cuadrado normal a la red será igual a $d \times 1$ considerando un espesor unitario.

Apliquemos la Ley de Darcy para obtener el gasto que pasa entre 2 líneas de corriente.

$$q = KiA = K \frac{h_1}{n} \cdot \frac{1}{d} \times d ; \quad q = K \frac{h_1}{n}$$

Por último si la red contiene m tubos de corriente el gasto total para un espesor unitario será igual a:

$$q = m \Delta q = \frac{m}{n} Kh_1$$

a la relación m/n se le denomina "factor de forma" y es independiente de la escala escogida para el dibujo, así como de la permeabilidad, dependiendo únicamente de la forma de la sección transversal.

SUBPRESION.- De acuerdo con la hidráulica sabemos que el agua ejerce iguales presiones en todas direcciones para un mismo punto.

La presión ejercida en planos horizontales quitando la parte de material -- que queda por debajo de este plano es llamada subpresión.

Antiguamente se tenía la idea de que la subpresión actuaba únicamente en el plano de desplante de las estructuras y en los espacios que dejaban entre -- sí las partículas del material de la cimentación. A. Casagrande demostró -- que el agua forma una película continua entre las estructuras y el terreno por lo que debe tomarse toda el área de la base de la Estructura.

En efecto, las estructuras descansan sobre puntos geométricos de contacto -- que en total alcanzan aproximadamente un 2% del área total. Por el motivo -- anterior hoy en día no se afecta de ningún coeficiente de disminución de -- área.

Para determinar la subpresión en un punto de una cortina de tierra nos valdremos de la red de flujo y de la expresión de la energía potencial:

$$\xi = \frac{P}{\gamma_w} + z$$

Despejando el valor de P que es el que nos interesa:

$$P = (\xi - h) \gamma_w$$

En la red de flujo obtenemos el valor de la energía potencial ξ en el punto en que queremos determinar la subpresión; z es la carga de posición a -- partir del plano de comparación, generalmente la horizontal que pasa por el pie de la cortina.

ESTABILIDAD DE LOS TALUDES. Como ya vimos anteriormente la estabilidad de los taludes de una presa tiene que garantizarse para las condiciones más - desfavorables.

El talud aguas arriba presenta su condición más desfavorable a un vaciado-rápido del vaso y el talud aguas abajo cuando el vaso se encuentra lleno.

Los métodos de cálculo de cortes o terraplenes han sido deducidos de las - fallas presentadas en distintas partes especialmente en Suecia en el puerto de Goteboorg (Marzo 5 de 1916) se tuvo una falla de grandes dimensiones los Ingenieros Suecos, en particular el Sr. Petterson propuso que la falla real se puede substituir por un arco de círculo en virtud de haber mucha - semejanza a dicha fig.; el procedimiento de cálculo basándose en la proposición anterior fué desarrollado posteriormente en los E.U.A. por el Ing. Fellenius (1927).

Aunque en la actualidad existen varios métodos de cálculo como los de Frou-tard, Rendulic, etc. el más común y que arroja los mejores resultados es el método Sueco.

METODO SUECO.- Este método consiste en síntesis en hallar en la sección rec-a de la cortina el círculo más peligroso, es decir el círculo al que perte-nezca la superficie cilíndrica de posible falla y comparar los valores de - las fuerzas que tratan de provocarla con los valores de las fuerzas que se oponen a ese deslizamiento. De ésta comparación se obtiene un número que -- se llama "factor de seguridad", el cual en el caso más desfavorable no debe ser menor de 1.5.

La aplicación de este método tiene 2 variantes.

1a. Consideremos un talud como el de la fig. III-4a formado por un material seco o casi seco, de tal manera que no existan subpresiones.

Una vez trazado el círculo por analizar se divide la porción de terraplén que queda arriba el círculo trazado en una serie de fajas verticales de igual espesor.

Considerando que todas estas fajas tienen el mismo espesor en la dirección, normal al plano del papel, podemos determinar su peso W de cada una de ellas, peso que estará representando por una fuerza vertical con punto de aplicación localizado en el centro de la faja que se considere.

En el punto que la fuerza W representativa del peso de cada faja corta al círculo, se le puede descomponer en dos fuerzas una tangente al círculo y otra normal a él. La suma algebraica de todas las fuerzas tangenciales al círculo de la fuerza total ΣT que trata de hacer deslizar el terraplén.

De acuerdo con Coulomb la fuerza que se opone al deslizamiento de una franja es:

Para suelos sin cohesión	$N \tan \phi$	
Para suelos con cohesión	$N \tan \phi$	+ CA

En donde:

- N = Fuerza Normal
- ϕ = ángulo de fricción interna del material
- C = Esfuerzo unitario de cohesión del material
- A = Area de contacto de la franja analizada con la sup. cilíndrica de falla.

En estas condiciones el factor de seguridad al deslizamiento será igual al cociente de las fuerzas que se oponen al deslizamiento entre las fuerzas - que lo provocan, tendremos por lo tanto:

$$F.S. = \frac{\sum N \operatorname{tg} \phi}{\sum T} \text{ Para suelos sin cohesión ; } F.S. = \frac{\sum N \operatorname{tg} \phi + CA}{\sum T} \text{ Para suelos cohesivos}$$

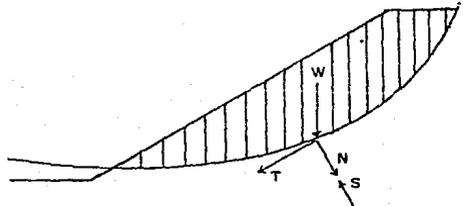
Cuando el terraplén está mojado existirá otra fuerza de subpresión S que - actuará normalmente al círculo de falla, en virtud de que toda presión hidráulica es normal al plano en que actúa.

Por lo tanto la fuerza de subpresión deberá restarse de la fuerza normal - N. En estas condiciones los factores de seguridad serán:

$$F.S. = \frac{\sum (N-S) \operatorname{tg} \phi}{\sum T}$$

FIG. III-4a

$$F.S. = \frac{\sum (N-S) \operatorname{tg} \phi + CA}{\sum T}$$

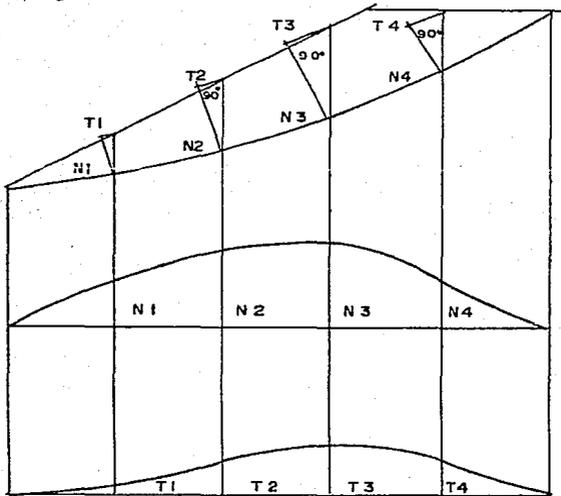


2a. Variante.- No es sino una simplificación de la anterior que permite - mayor rapidéiz en los cálculos con resultados suficientemente precisos para - determinar el factor de seguridad.

Esta variante consiste en lo siguiente en lugar de considerar prismas de - terraplén de espesor finito se consideran prismas de espesor diferencial, cuyos pesos estarán dados por sus alturas multiplicadas por el peso especí - fico del material, tomando las alturas de cada prisma como un vector que - se descompone en el punto de intersección con el círculo en otros dos, uno normal N y otro tangente T al círculo fig. III-5

Sobre la proyección horizontal del círculo de falla tomada como eje de las abscisas se lleva los diferentes valores de N como ordenadas de sus respectivas proyecciones. Los extremos de estos vectores N forman una curva.

FIG. III-5



El área comprendida entre la curva mencionada y el eje de las abscisas se denomina " A_n ". Se procede en igual forma con los vectores t obteniéndose el área " A_t ".

El área A_n multiplicada por el peso volumétrico del material y por $\text{tg. } \phi$ da el valor de la fuerza que se opone al deslizamiento. De la misma manera el área A_t multiplicada por el peso específico del material da la fuerza que trata de producir el deslizamiento.

Los factores de seguridad serán por lo tanto:

$$FS = \frac{\gamma A_n \text{ tg } \phi}{\gamma A_t} \quad \frac{A_n \text{ tg } \phi}{A_t} \quad \text{suelos sin cohesión}$$

$$FS = \frac{\gamma A_n \text{ tg } \phi + CL}{\gamma A_t} \quad \text{suelos cohesivos}$$

En esta última expresión L es la longitud del arco del círculo.

Cuando exista subpresión se construye un diagrama de los A_s obteniéndose los valores para cada punto de la red de flujo. Restando $w A_s$ a γA_n y multiplicando por $\text{tg } \phi$

El factor de seguridad para suelos no cohesivos y cohesivos tendrá las sigs. expresiones respectivamente:

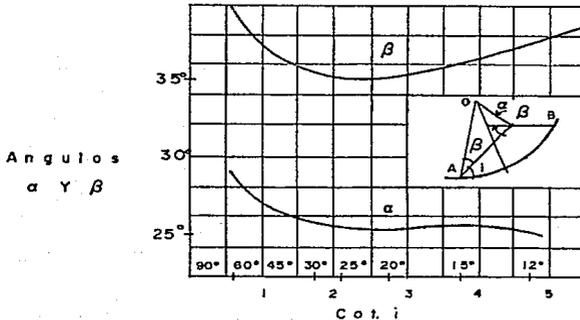
$$FS = \frac{(\gamma A_n - w A_s) \text{tg. } \phi}{\gamma A_t}$$

$$FS = \frac{(\gamma A_n - w A_s) \text{tg. } \phi + CL}{\gamma A_t}$$

La gráfica de la fig. III-6 debida a Fellenius da en función de la inclinación del talud el valor de los ángulos que permiten localizar la zona donde está el centro del círculo más peligroso.

Generalmente con práctica bastan 2 o 3 tanteos para localizar dicho círculo.

FIG. III-6



Una vez estudiado las bases sobre las que descansa el diseño de una cortina tierra haremos la aplicación correspondiente al caso particular de la presa

"El Rosario"

DISEÑO DE LA CORTINA

El primer paso para el diseño de una cortina es la determinación de la cota de la corona; del estudio hidrológico tenemos que ésta es la 2 309.70

En la sección máxima la cota del fondo del cauce es la 2 294.70 m. con lo que la altura máxima resulta de $H = 15.0$ m.

ANCHO DE LA CORONA.- Existe una fórmula empírica muy usada para determinarlo:

$$A_C = 1.1 H^{1/2} + 0.91 \quad \text{en la cual}$$

A_C = ancho de la corona en metros.

H = altura de la cortina en metros.

Substituyendo valores:

$$A_C = 1.1 (15)^{1/2} + 0.91 = 5.17 \text{ m.}$$

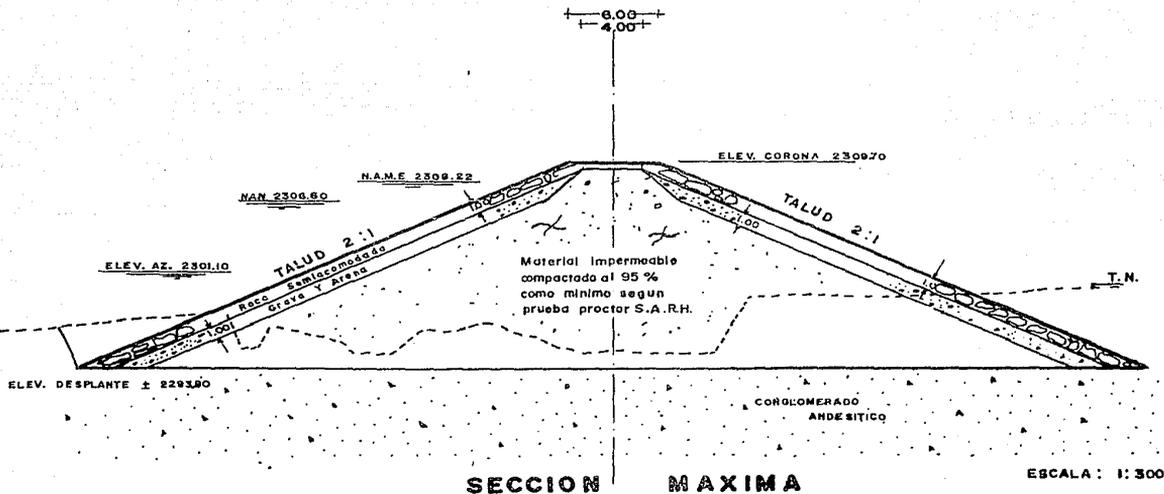
Daremos un ancho de corona de 6.00 m. que es el conveniente para nuestro caso.

SECCION PROPUESTA PARA LA CORTINA. Los datos adoptados para los materiales que se emplearán en la construcción son:

MATERIAL	ϕ	C T/M2	PESO VOL. γ T/M3	PESO ES PECIFI CO S	COEFICIENTE DE PER MEABILIDAD.	
					K x cm/seg.	K y
IMPERMEABLE	6°	5	1.94	2.6	3×10^{-6}	9.7×10^{-7}
GRAVA-ARENA	40°	0	1.70			
ROCA	45°	0	1.65			

Con estos datos y basándonos en la observación de cortinas ya construídas en condiciones semejantes se propone la sección dibujada a continuación.

SECCION PROPUESTA



SECCION MAXIMA

ESCALA: 1:300

FIG. III - 7

SECCION TRANSFORMADA.- La sección transformada a la que ya se ha hecho mención en este mismo capítulo, permite reducir al caso de un suelo homogéneo e isótropo a un suelo en el que la permeabilidad para el flujo en la dirección horizontal (K_x) y la que se tenga para el flujo en la dirección vertical (K_y) sean diferentes. Con esa reducción se logra que la ecuación de Laplace y sus soluciones sean aplicables para describir el flujo a través del medio anisótropo. En esencia la teoría de la sección transformada es un simple artificio de cálculo que se logra por una sencilla transformación de coordenadas y que modifica sobre el papel las dimensiones de la zona de flujo en estudio, de manera que la nueva sección obtenida, supuesta isótropa con $K_x = K_y$, tiene todas las condiciones de flujo que interesan iguales a las prevalecientes en la sección propuesta, en la que $K_x \neq K_y$.

Se someterá a la región de flujo a una transformación de coordenadas en la que la coordenada x se transforme a otra x' tal que:

$$x' = \sqrt{\frac{K_y}{K_x}} x$$

no se modifican las dimensiones verticales.

La permeabilidad equivalente en la sección transformada a la combinación de permeabilidades de la sección real es:

$$K = \sqrt{K_x K_y}$$

O sea que en la sección transformada deberá usarse, al considerarla isótropa, un valor de la permeabilidad igual a la media geométrica de las permeabilidades reales: así podrá hacerse en la sección transformada cualquier cálculo referente a gasto, obteniendo el mismo resultado que si se maneja se la sección anisótropa y con mucha mayor simplicidad.

PARA NUESTRO CASO :

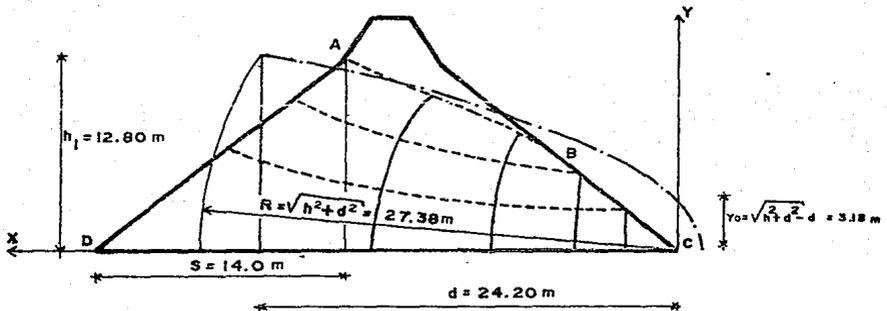
$$K_x = 3 \times 10^{-6}$$

$$K_y = 9.7 \times 10^{-7}$$

$$X' = \sqrt{\frac{K_y}{K_x}} X = 0.56 X$$

$$K = \sqrt{K_x K_y} = 1.7 \times 10^{-6}$$

FIG. III-8



SECCION TRANSFORMADA
 RED DE FLUJO A PRESA LLENA
 LINEAS EQUIPOTENCIALES ———
 LINEAS DE CORRIENTE - - - - -

TRAZO DE LA LINEA SUPERIOR DE CORRIENTE.- Para el trazo de la línea superior de corriente sólo se toma en cuenta el corazón impermeable.

Se aplica el método enunciado anteriormente, los resultados se observan -- en la figura III-8.

RED DE FLUJO A PRESA LLENA.- El primer paso para resolver un problema de -- flujo es la especificación de las condiciones frontera para lo cual es necesario determinar las características geométricas e hidráulicas de las su superficies extremas que delimitan el dominio del flujo. En los casos de -- flujo bidimensional, una sección del medio en la dirección del flujo es re presentativa de las condiciones en cualquier otra, y aquellas superficies-- se reducen a líneas. En medios homogéneos hay cuatro posibles clases de -- líneas de frontera.

- a) Frontera suelo infiltrado-suelo impermeable (frontera impermeable)
- b) Frontera agua-suelo infiltrado.
- c) Frontera suelo infiltrado-suelo permeable no infiltrado (línea superior de flujo)
- d) Frontera suelo infiltrado-aire (línea de descarga libre)

El talud aguas arriba de la cortina desde la base hasta el N.A.N. es una -- línea equipotencial (frontera clase b).

La línea superior de corriente (punto A al B Fig. III-8) es una frontera -- clase c.

La línea DC (Fig. III-8) es una frontera clase a pues se supone que la -- permeabilidad del suelo de cimentación es despreciable en comparación con

La permeabilidad del material de que está compuesto el corazón de la cortina (de 25 a 250 veces menor)

La línea BC (Fig. III-8) es una frontera clase d. conocidas ya las fronteras y sus condiciones y siguiendo los lineamientos enunciados por Casagrande se trazó la red, misma que puede verse en la fig. III-8

RED DE FLUJO A VACIADO RAPIDO.- Supongamos que el vaso sufre un vaciado rápido, el corazón de la cortina quedará saturado, posteriormente el agua saldrá según lo muestra la red de flujo, plano III-3.

GASTO DE FILTRACION.- Determinamos anteriormente que el gasto de filtración a través del terraplén es:

$$q = \frac{m}{n} k h,$$

De la red de flujo a presa llena obtenemos: $m = 3$ $n = 5$, el coeficiente de permeabilidad lo conocemos y tiene un valor $K = 1.7 \times 10^{-6}$

El potencial $h_1 = 12.80$ m, como puede verse en la fig. III-8 substituyendo en la fórmula:

$$q = \frac{-3}{5} \times 1.7 \times 10^{-8} \times 1280 = 1.3056 \times 10^{-3} \text{ cm}^3/\text{seg}/\text{cm}$$

$$q = 0.13056 \text{ cm}^3/\text{seg}/\text{m}$$

$$q = 0.00013056 \text{ lts}/\text{seg}/\text{m}; L = 255 \text{ m}$$

$$Q = 1.3056 \times 10^{-4} \times 255 = 0.0333 \text{ lts.}/\text{seg.}$$

$$Q = 0.0333 \times 31587600 = 1050868 \text{ lts}/\text{año}$$

$$Q = 1050 \text{ m}^3/\text{año}$$

Como se vé este valor promedio del gasto de filtración, no influye para nada en nuestro almacenamiento.

ESTABILIDAD DEL TALUD AGUAS ARRIBA.- Utilizando la segunda variante del método sueco explicada anteriormente, ensayamos varios círculos de falla, siendo el más peligroso el que tiene centro en O y radio de 22.50 m. al que corresponde el arco AB, plano III-2

Como las condiciones mecánicas y físicas de los materiales de grava-arena y de enrocamiento son muy semejantes, para ejecutar el análisis suponemos a la cortina como integrada únicamente por el macizo impermeable y por el enrocamiento es decir, hicimos la substitución del material grava-arena, por enrocamiento.

Dividiendo la proyección horizontal del arco AB, en partes iguales y levantando verticales por cada una de ellas hasta cortar el talud aguas -- arriba nos quedan sobre el arco puntos tales como el 1, 2, 3....15. Las verticales trazadas se dividen en dos al cortar el límite del corazón ar cilloso, cada una de las cuales tiene sus componentes normales al arco, que nos representan las fuerzas que se oponen al deslizamiento, debidas al peso del enrocamiento y de la arcilla, obtenemos así los vectores n -- correspondientes a la arcilla y al enrocamiento.

Las tangentes correspondientes a los vectores n son los vectores t .

Tomando como absisas la proyección horizontal del arco AB, llevamos orde nadas sobre las verticales correspondientes, iguales a los valores de -- las normales n , obtendremos el área de normales si unimos estas ordenadas.

Procediendo en forma análoga obtendremos el área de tangenciales. Lcs - resultados obtenidos para el círculo más peligroso aguas arriba, se presenta en la tabla (III-1)

ESTABILIDAD DEL TALUD AGUAS ABAJO.- El talud aguas abajo presenta su con dición más desfavorable cuando el vaso se encuentra lleno, por lo cual -- el diagrama de subpresiones se dedujo a partir de la red de flujo a presa llena. El resultado para el círculo más peligroso aguas abajo se presen ta en la tabla III-2.

Del análisis efectuado se deduce que la sección propuesta para nuestra - cortina es estable. En el plano III-2 se encuentran dibujados los círcu

los más críticos tanto aguas arriba como aguas abajo.

El peligro de tubificación está contrarrestado por el material de grava - arena que sirve como filtro en el cual quedan detenidas las partículas -- de arcilla que pudieran ser arrastradas.

Por todo lo anterior podemos adoptar la sección propuesta como buena para nuestro proyecto.

TABLA. III-1

ANALISIS TALUD AGUAS ARRIBA

Nº	x	y	h		hx		hy		Y/R		n = $\frac{\gamma hy}{R}$		t = $\frac{\gamma hx}{R}$		n	t
			mat. imp.	mat. per.	mat. imp.	mat. per.	mat. imp.	mat. per.								
1	8.00	27.3	0.0	1.80	0	14.4	0.0	48.1	0.0882	0.0733	0	3.80	0	1.06	3.6	1.01
2	5.9	28.0	1.40	2.40	8.3	14.2	39.2	67.2			3.39	4.93	0.72	1.04	8.3	1.0
3	3.9	28.6	2.80	2.40	10.9	9.4	80.1	68.6			6.90	8.03	0.94	0.69	11.9	1.0
4	1.9	28.8	4.00	2.40	7.6	4.6	115.2	69.1			9.93	5.07	0.60	0.34	15.0	1.0
5	0.0	29.9	5.10	2.40	0.0	0.0	147.4	69.4			12.70	5.09	0.0	0.0	17.6	0.0
6	2.0	28.8	6.10	2.40	12.2	4.8	178.7	69.1			15.14	5.08	1.05	0.35	20.2	1.4
7	4.0	29.5	7.70	2.40	23.0	5.3	191.0	69.4			18.48	5.01	2.31	0.70	21.5	3.0
8	6.0	28.0	7.30	2.40	43.8	14.4	204.4	67.2			17.62	4.92	3.78	1.05	22.5	4.8
9	8.0	27.4	7.60	2.40	60.8	19.2	208.2	65.8			17.95	4.82	5.24	1.40	22.8	6.6
10	10.0	26.6	7.70	2.40	77.0	24.0	204.8	63.8			17.65	4.68	6.64	1.76	22.3	8.4
11	12.0	25.5	7.60	2.40	91.2	28.0	193.8	61.2			16.70	4.49	7.90	2.11	21.2	10.01
12	14.0	24.0	7.20	2.40	100.8	33.6	172.8	57.6			14.90	4.22	8.70	2.48	19.1	11.20
13	16.0	22.2	6.60	2.40	105.6	38.4	146.8	53.3			12.83	3.91	9.10	2.81	16.5	11.9
14	18.0	20.0	6.40	0.80	115.2	14.4	128.0	16.0			11.03	1.17	9.93	1.05	12.2	11.0
15	20.0	17.0	4.00	0.00	80.0	0.0	68.0	0.0			5.88	0.0	6.90	0.0	5.9	8.90

$C = 5 \text{ ton/m}^2$

$R = 22.5 \text{ m}$

$\alpha = 91.50^\circ$

$L = \frac{11R \alpha}{180} = 35.93$

$\gamma_i = 1.94 \text{ ton./m}^3$

$\gamma_p = 1.68 \text{ ton./m}^3$

$T = 15.8 \times 9 = 142.2 \text{ ton.}$

$N_i = 52.5 \times 9 = 472.5 \text{ ton.}$

$N_p = 0.5 \times 9 = 4.5 \text{ ton.}$

$S = 13 \times 9 = 117 \text{ ton.}$

$LC = 35.93 \times 5 = 179.65 \text{ ton.}$

$\phi_i = 6^\circ$

$\phi_p = 45^\circ$

$FS = \frac{(N_i - S) \tan \phi_i + N_p \tan \phi_p + LC}{T}$

$FS = 1.55$

TABLA. III-2

ANALISIS TALUD AGUAS ABAJO

N ^o	X	Y	h		hx		hy		y/R		n = $\frac{Yhy}{R}$		t = $\frac{Yhx}{R}$		n	t
			mat. imp.	mat. per.	mat. imp.	mat. per.	mat. imp.	mat. per.	mat. imp.	mat. par.	mat. imp.	mat. per.	mat. imp.	mat. par.		
1	20.7	13.0	4.2	0	86.8	0	54.6	0	0.0785	0.0868	4.29	0	6.82	0	4.29	6.82
2	18.6	15.6	6.0	0.9	112.8	16.9	93.6	14.0			7.38	0.93	8.85	1.13	8.28	9.98
3	16.7	17.9	8.2	2.4	103.5	40.0	111.0	43.0			8.72	2.87	8.12	2.97	11.59	10.79
4	14.6	19.4	6.5	2.4	98.2	35.5	123.1	46.6			9.90	3.11	7.58	2.37	13.01	9.92
5	12.9	20.9	6.9	2.4	89.0	31.0	144.2	50.2			11.32	3.38	6.89	2.07	14.87	9.06
6	10.2	21.3	7.2	2.4	79.2	23.2	157.7	52.2			12.38	3.51	5.18	1.75	15.82	7.91
7	8.7	22.9	7.0	2.4	60.9	20.9	160.3	55.0			12.58	3.67	4.78	1.40	16.26	6.18
8	6.7	23.5	6.5	2.4	43.6	16.0	162.8	56.4			11.99	3.76	3.42	1.07	15.76	4.49
9	4.6	23.8	6.1	2.4	29.3	11.5	145.2	57.1			11.40	3.81	2.3	0.77	15.21	3.07
10	2.8	24.2	5.4	2.4	15.1	6.7	130.7	58.1			10.26	3.88	1.19	0.45	14.14	1.64
11	0.9	24.4	4.8	2.4	4.3	2.2	117.1	58.8			9.19	3.91	0.34	0.15	13.11	0.49
12	1.2	24.4	3.5	2.4	4.2	2.9	85.4	58.6			6.70	3.91	0.33	0.19	10.61	0.52
13	3.2	24.2	2.4	2.4	7.7	7.7	58.1	58.1			4.56	3.88	0.60	0.51	8.44	1.11
14	5.3	23.9	1.0	2.4	5.3	12.7	23.9	57.4			1.88	3.83	0.42	0.84	5.71	1.26
15	6.7	23.6	0	2.4	0	16.0	0	58.7			0	3.79	0	1.07	3.79	1.07

$C = 5 \text{ ton. / m}^2$

$R = 24.7 \text{ m}$

$\alpha = 83.50^\circ$

$L = \frac{HR\alpha}{180} = 38.0$

$\gamma_1 = 1.94 \text{ ton. / m}^3$

$\gamma_p = 1.88 \text{ ton. / m}^3$

$T = 15.0 \times 9 = 135.0 \text{ ton.}$

$N1 = 36.5 \times 9 = 328.5 \text{ ton.}$

$Np = 1.0 \times 9 = 9.0 \text{ ton.}$

$S = 10.7 \times 9 = 96.3 \text{ ton.}$

$LC = 36.0 \times 5 = 180 \text{ ton.}$

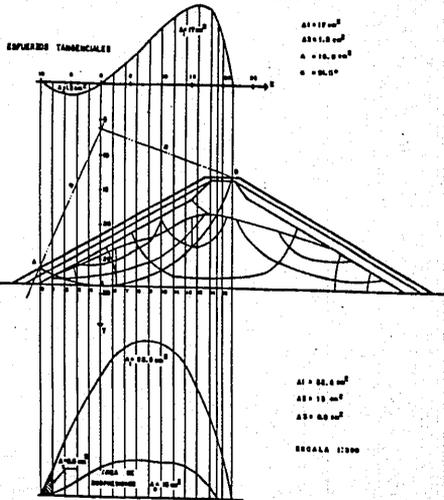
$\phi_1 = 6^\circ$

$\phi_p = 45^\circ$

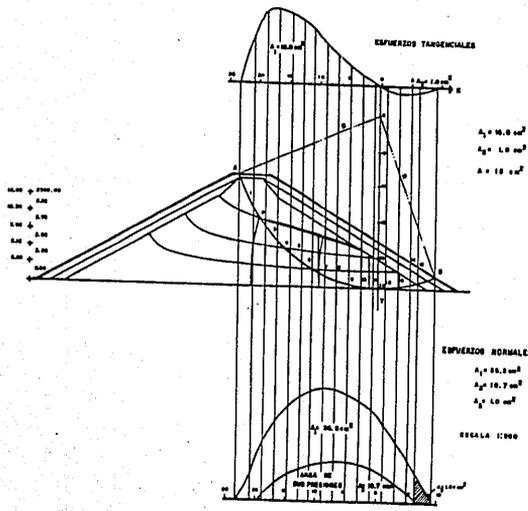
$FS = \frac{(N1-S) \text{ tang } \phi_1 + Np \text{ tang } \phi_p + LC}{T}$

$FS = 1.57$

ANALISIS DEL TALUD AGUAS ARRIBA



ANALISIS DEL TALUD AGUAS ABAJO



ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO	
INGENIERIA CIVIL		MEXICO	
ESTABILIDAD DE TALUDES			
LUIS M. BAUTISTA NIETO			
FECHA DEL PROYECTO	ESCALA	PÁGINA 122-B	
SEPTIEMBRE 1963			

EXPLICACION DE DATOS DE LAS EXP.

EXP.	DESCRIPCION	PROFUNDIDAD	TIPO DE SUELO
1	EXP. 1	0.00	TIPO I
2	EXP. 2	0.00	TIPO I
3	EXP. 3	0.00	TIPO I
4	EXP. 4	0.00	TIPO I
5	EXP. 5	0.00	TIPO I
6	EXP. 6	0.00	TIPO I
7	EXP. 7	0.00	TIPO I
8	EXP. 8	0.00	TIPO I
9	EXP. 9	0.00	TIPO I
10	EXP. 10	0.00	TIPO I
11	EXP. 11	0.00	TIPO I
12	EXP. 12	0.00	TIPO I
13	EXP. 13	0.00	TIPO I
14	EXP. 14	0.00	TIPO I
15	EXP. 15	0.00	TIPO I
16	EXP. 16	0.00	TIPO I
17	EXP. 17	0.00	TIPO I
18	EXP. 18	0.00	TIPO I
19	EXP. 19	0.00	TIPO I
20	EXP. 20	0.00	TIPO I
21	EXP. 21	0.00	TIPO I
22	EXP. 22	0.00	TIPO I
23	EXP. 23	0.00	TIPO I
24	EXP. 24	0.00	TIPO I
25	EXP. 25	0.00	TIPO I
26	EXP. 26	0.00	TIPO I
27	EXP. 27	0.00	TIPO I
28	EXP. 28	0.00	TIPO I
29	EXP. 29	0.00	TIPO I
30	EXP. 30	0.00	TIPO I
31	EXP. 31	0.00	TIPO I
32	EXP. 32	0.00	TIPO I
33	EXP. 33	0.00	TIPO I
34	EXP. 34	0.00	TIPO I
35	EXP. 35	0.00	TIPO I
36	EXP. 36	0.00	TIPO I
37	EXP. 37	0.00	TIPO I
38	EXP. 38	0.00	TIPO I
39	EXP. 39	0.00	TIPO I
40	EXP. 40	0.00	TIPO I
41	EXP. 41	0.00	TIPO I
42	EXP. 42	0.00	TIPO I
43	EXP. 43	0.00	TIPO I
44	EXP. 44	0.00	TIPO I
45	EXP. 45	0.00	TIPO I
46	EXP. 46	0.00	TIPO I
47	EXP. 47	0.00	TIPO I
48	EXP. 48	0.00	TIPO I
49	EXP. 49	0.00	TIPO I
50	EXP. 50	0.00	TIPO I

SIMBOLOS CONVENCIÓNALES

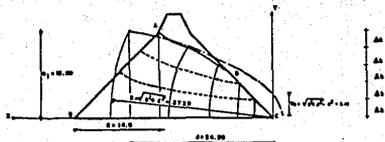
- TIPO I 1:20,000
- TIPO II 1:20,000
- TIPO III 1:20,000
- TIPO IV 1:20,000
- TIPO V 1:20,000
- TIPO VI 1:20,000
- TIPO VII 1:20,000
- TIPO VIII 1:20,000
- TIPO IX 1:20,000
- TIPO X 1:20,000
- TIPO XI 1:20,000
- TIPO XII 1:20,000
- TIPO XIII 1:20,000
- TIPO XIV 1:20,000
- TIPO XV 1:20,000
- TIPO XVI 1:20,000
- TIPO XVII 1:20,000
- TIPO XVIII 1:20,000
- TIPO XIX 1:20,000
- TIPO XX 1:20,000
- TIPO XXI 1:20,000
- TIPO XXII 1:20,000
- TIPO XXIII 1:20,000
- TIPO XXIV 1:20,000
- TIPO XXV 1:20,000
- TIPO XXVI 1:20,000
- TIPO XXVII 1:20,000
- TIPO XXVIII 1:20,000
- TIPO XXIX 1:20,000
- TIPO XXX 1:20,000

ESC. HOR. 1:500
ESC. VER. 1:100

NOTAS:
Este perfil se elaboró a partir de los datos obtenidos en el estudio geológico y geotécnico realizado en el terreno.

ESC. HOR. 1:500
ESC. VER. 1:500

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES		UNAM
ARAGÓN		
INGENIERÍA CIVIL		
Proyecto: M. ARAGÓN - SAN SEBASTIÁN DE MÉXICO		
PERFIL DE EPSA CORTE BOLDUCO Y PERIBARRALDO		
Tarea Profesional:		
LUIS R. BAUTISTA SIETO		
México, D.F.	Fecha:	
1960		



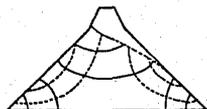
SECCION TRANSFORMADA

RED DE FLUJO A PRESA LLENA
 LINEAS EQUIPOTENCIALES ———
 LINEAS DE CORRIENTE - - - - -



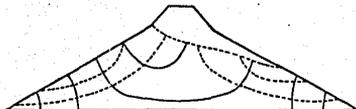
SECCION REAL

RED DE FLUJO A PRESA LLENA
 LINEAS EQUIPOTENCIALES ———
 LINEAS DE CORRIENTE - - - - -



SECCION TRANSFORMADA

RED DE FLUJO PARA UN VAGADO RAPIDO TOTAL
 LINEAS EQUIPOTENCIALES ———
 LINEAS DE CORRIENTE - - - - -



SECCION REAL

RED DE FLUJO PARA UN VAGADO RAPIDO TOTAL
 LINEAS EQUIPOTENCIALES ———
 LINEAS DE CORRIENTE - - - - -

Nombre: ...		Escala: 1:100	
Materia: CIVIL			
Tema: REDES DE FLUJO			
Título: ...			
Luis M. Bautista Nieto			
Fecha: 1965	Colección: 10-001	Folio: 21-2	

IV OBRA DE EXCEDENCIAS

GENERALIDADES.- La obra de excedencias es la estructura de la presa de almacenamiento que tiene por objeto dar salida al agua sobrante que el vaso no puede almacenar.

Tratándose de una cortina de materiales graduados como la de nuestro caso el buen funcionamiento del vertedor es factor indispensable para garantizar la vida de la presa pues de ser rebasada por el agua, inevitablemente proviene el fracaso de la estructura.

Actualmente los tipos de vertedores más empleados son los de descarga directa y los de canal lateral, los primeros se caracterizan por que el escurrimiento sobre el vertedor se verifica en la misma dirección que el escurrimiento en el canal de descarga, en los segundos el escurrimiento sobre el vertedor se produce normalmente a la dirección del escurrimiento en el canal de descarga.

Selección del tipo.

Del examen de la topografía del vaso vemos que no se cuenta con ningún puerto en el cual podamos alojarlo, quedándonos como único sitio posible una de las laderas de la boquilla.

Los tipos de vertedor factibles de construir en nuestro caso son:

Vertedor de abanico	}	tipo descarga directa
Vertedor en planta recta		
Vertedor con canal lateral		

Debido a la forma de la boquilla, los anteproyectos realizados dieron - como conclusión que el tipo más adecuado por económico es el de canal - lateral, luego procederemos a proyectar un vertedor de este tipo en la margen derecha puesto que la topografía se presta más en ésta y las con diciones geológicas no lo impiden.

Un vertedor de canal lateral consta de las siguientes partes, el orden - de ellas es el mismo que sigue el agua en su recorrido.

CIMACIO
 CANAL COLECTOR
 ZONA DE TRANSICION
 SECCION DE CONTROL
 CANAL DE DESCARGA
 UMBRAL DEFLECTOR

Teoría hidráulica del vertedor de canal lateral.

La teoría del funcionamiento de los vertedores laterales se basa princi palmente en la ley de la conservación de la energía, suponiendo que las únicas fuerzas que producen movimiento en el canal provienen de la caí - da de la superficie del agua en la dirección del eje. En esta premisa - se supone que toda la energía del agua que pasa por la cresta se disipa al mezclarse con el agua del canal y, por lo tanto, no interviene para - mover el agua a lo largo del canal. La velocidad axial se produce sola mente después de que las partículas del agua que llega se unen a la cor riente del canal.

En cualquier tramo corto de canal lateral, la cantidad de movimiento al principio del tramo, más cualquier aumento debido a las fuerzas exter - nas debe ser igual a la cantidad de movimiento al final del tramo. Si - se considera un tramo corto de longitud ΔX , y la velocidad y la des - carga en la sección de aguas arriba son v y Q , en la sección de aguas

abajo la velocidad y la descarga serán $V + \Delta V$ y $Q + q(\Delta X)$ en la que q es el gasto por unidad de longitud de cresta del vertedor. Las cantidades de movimiento en las dos secciones, serán:

$$\text{AGUAS ARRIBA} , M_{\mu} = \frac{Q V}{g} \quad (\text{IV} - 1)$$

$$\text{AGUAS ABAJO} , M_d = \frac{Q + q(\Delta X)}{g} (V + \Delta V) \quad (\text{IV} - 2)$$

RESTANDO LA ECUACION (IV-2) MENOS (IV-1)

$$\Delta M = \frac{Q(\Delta V)}{g} + \frac{q(\Delta X)}{g} (V + \Delta V) = \quad (\text{IV} - 3)$$

DIVIDIENDO POR Δx :

$$\frac{\Delta M}{\Delta X} = \frac{Q(\Delta V)}{g(\Delta X)} + \frac{q}{g} (V + \Delta V) \quad (\text{IV} - 4)$$

La variación de cantidad de movimiento con relación al tiempo, siendo V veces la variación con respecto a x , y considerando que la velocidad media sea $(V + 1/2(\Delta V))$ la ecuación (IV-4) se puede escribir:

$$\frac{\Delta M}{\Delta t} = \frac{Q(\Delta V)}{g(\Delta X)} (V + 1/2 \Delta V) + \frac{q}{g} (V + \Delta V) (V + 1/2(\Delta V)) \quad (\text{IV} - 5)$$

como $\frac{\Delta M}{\Delta t}$ es la fuerza aceleradora, que es igual a la pendiente de la superficie del agua $\frac{\Delta Y}{\Delta X}$ multiplicada por la descarga media, la Ec. -

(IV-5) se transforma en:

$$\frac{\Delta Y}{\Delta X} \left[Q + \frac{1}{2}(\Delta Q) \right] = \frac{Q(\Delta V)}{g(\Delta X)} \left[V + \frac{1}{2}(\Delta V) \right] + \frac{q}{g} (V + \Delta V) \left[V + \frac{1}{2}(\Delta V) \right] \quad (\text{IV-6})$$

de la cual el cambio de elevación de la superficie del agua es:

$$\Delta y = \frac{Q}{q} \frac{\left(V + \frac{1}{2} (\Delta V) \right)}{\left(Q + \frac{1}{2} (\Delta Q) \right)} (\Delta V + \frac{q (\Delta X)}{Q} (V + \Delta V)) \quad (IV-7)$$

si Q_1 y V_1 son los valores al principio del tramo y Q_2 y V_2 son los valores al final del tramo, la ecuación se puede escribir:

$$\Delta y = \frac{Q_1}{q} \frac{(V_1 + V_2)}{(Q_1 + Q_2)} ((V_2 - V_1) + \frac{V_2(Q_2 - Q_1)}{Q_1}) \quad (IV-8)$$

Utilizando la Ec. (IV-8) se puede determinar el perfil de la superficie del agua en cualquier canal lateral suponiendo tramos cortos de canal una vez que se ha encontrado un punto de partida. La solución de la Ec. (IV-8) se obtiene por el procedimiento de tanteos. Para un tramo de longitud ΔX se conocen Q_1 y Q_2 . Si se ha establecido el tirante en un extremo se puede encontrar por tanteos que satisfaga los valores indicados y los calculados de Δy .

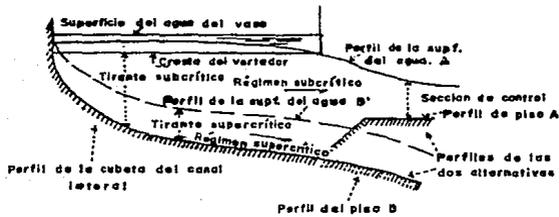
Como en otras determinaciones de los perfiles de la superficie del agua, el tirante y las características hidráulicas del Régimen serán afectadas por los remansos que se formen en algún punto de control, o por condiciones críticas a lo largo del tramo de canal que se está considerando. En la siguiente discusión se trata de la selección de un control para comenzar el cálculo del perfil de la superficie del agua.

Cuando el fondo de la cubeta del canal lateral se elige de manera que su pendiente sea diferente que el que tenga la energía específica mínima, la circulación será con régimen subcrítico o supercrítico, según las relaciones del perfil del fondo a la pendiente crítica o según la influencia de la sección de control de aguas abajo. Si la pendiente del fondo

es mayor que la crítica y no se ha establecido una sección de control al final del canal lateral, predominará el régimen supercrítico en toda la longitud del canal.

En este régimen, las velocidades serán elevadas y los tirantes pequeños, lo que produce una caída relativamente grande del nivel del agua en el vaso al nivel del agua en el canal. Este régimen se ilustra en el perfil B' de la fig. III-1. Inversamente, si se establece una sección de control aguas abajo del canal lateral para aumentar los tirantes de aguas arriba, se puede lograr que el canal funcione con régimen subcrítico. Las velocidades serán menores que las críticas y las mayores profundidades producirán una caída más pequeña, del nivel de la superficie del agua en el vaso, al perfil de la superficie del agua en el canal lateral. En el perfil A' de la fig. IV-1. Se ilustra el funcionamiento con régimen-subcrítico de la superficie del agua.

En la fig. IV-1 (B) se muestra el efecto de la distancia de la caída de agua del vaso a la superficie del agua del canal para cada tipo de régimen. Puede verse, que en el régimen subcrítico no se desarrollan grandes velocidades transversales en el agua que llega debido a lo pequeño de la caída antes de que encuentre la corriente del canal, mezclándose así muy bien con el volumen de agua contenido en el canal. Como tanto las velocidades de llegada y las del canal son relativamente lentas, se hará una mezcla bastante completa del agua, produciéndose, por lo tanto, una circulación comparativamente uniforme en el canal lateral.



(A) PERFIL DEL CANAL LATERAL



(B) SECCION TRANSVERSAL DEL CANAL LATERAL

FIG. IV-1 CARACTERISTICAS DE FUNCIONAMIENTO DEL CANAL LATERAL

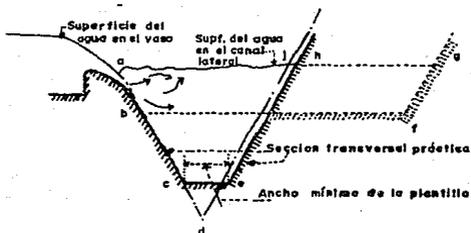


FIG. IV-2 COMPARACION DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES DEL CANAL LATERAL

Vamos a discutir la anchura de este canal en relación con su profundidad. Si la relación de la anchura a la profundidad es grande, el tirante en el canal será pequeño, semejante al que aparece en la sección transversal -- abfg en la figura IV-2. Es evidente que en estas condiciones se mezcla -- mal el gasto del vertedor y el del canal. Las secciones transversales, -- cuya relación anchura-tirante es la mínima, tendrán el mejor funcionamiento hidráulico, lo que indica que una sección transversal de figura parecida a la adj en la fig. IV-2 sería la elección ideal tanto desde el punto de vista hidráulico como del económico. Sin embargo, se requieren anchuras mínimas en el fondo, para evitar dificultades de construcción debidas a lo reducido del espacio para trabajar. Además, debe también considerarse la estabilidad de la estructura y de la ladera, que puede estar amenazada por un corte extremadamente profundo. Por lo tanto, se debe elegir la plantilla mínima compatible tanto para los aspectos prácticos como estructurales del problema.

Se obtiene una sección de control aguas abajo del canal lateral estrangulando los taludes o elevando la plantilla para obtener un punto de régimen crítico. El régimen aguas arriba del control será subcrítico, con lo que el tirante será máximo en el canal lateral. Luego se eligen la plantilla y las dimensiones del control, de manera que el canal frente a la cresta tenga el mayor tirante posible sin ahogar la lámina vertiente. El régimen en el canal de descarga, aguas abajo del control será el mismo -- que el de un canal de descarga de un vertedor.

Se pueden hacer variaciones en el proyecto suponiendo diferentes anchuras de la plantilla, diferentes taludes laterales y variando las secciones de control. Generalmente, se puede obtener un proyecto económico y adecuado después de comparar varias alternativas.

Datos para el diseño. Conocida ya la teoría para el diseño de estos vertedores procederemos a aplicarla a nuestro caso, para lo cual contamos -- con los siguientes datos:

Localización:	Margen Derecha
Taludes:	0.5:1 (tcba areno-arcillosa)
Revestimientos:	Concreto reforzado = 210 Kg/cm ²
Del Estudio Hidrológico	
Longitud de cresta:	35.0 m.
Nivel de embalse:	2306.60 m.s.n.m.
Gasto Máximo de salida:	155.0 m ³ /seg.
Nivel de Aguas Máximas Extraord.	2308.22 m.s.n.m.
Carga sobre el vertedor:	1.62 m.

Localizaremos la sección de control a 5.00 m. de la sección final del vertedor con el objeto de tener una zona de transición con pendiente menor -- que la crítica y preferentemente le daremos una contrapendiente (0.06) -- con el objeto de acercarnos lo más posible a la superficie del terreno y ahorrar excavación.

La transición comprende solamente la reducción de la plantilla de 5.00 m. en el canal colector a 4.00 m. en el canal de descarga, conservándose los taludes, arbitrariamente supongamos una elevación de 100.00 m. para la -- plantilla en la Est. 0+035

Calculemos el tirante crítico en la sección de control.

De la condición de escurrimiento con régimen crítico en un canal tenemos:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{f} ; \quad \frac{Q^2}{g} = \frac{155^2}{9.81} = 2449$$

Suponiendo un tirante $d = 4.42 \text{ m}$

$$T = B + 2td = 4 + 2(0.5)(4.42) = 8.42$$

$$A = Bd + td^2 = 4(4.42) + 0.5(4.42)^2 = 27.45 \text{ m}^2$$

$$\frac{A^3}{T} = \frac{27.45^3}{8.42} = 2456 = 2449$$

$$\text{luego } dc = 4.42 \text{ m} \quad Vc = \frac{Q}{A} = \frac{155}{27.45} = 5.65 \text{ m/s}$$

$$hvc = \frac{(5.65)^2}{19.62} = 1.63 \text{ m.}$$

Supóngase una pérdida en la transición, del extremo del canal lateral a la sección de control (tomando en cuenta las pérdidas debidas a la contracción, a la difusión de la corriente que no se hubieran efectuado en el mismo canal lateral y a las pérdidas debidas por razonamiento) - - igual a 0.2 de la diferencia de cargas por velocidad entre los extremos de la transición.

Las características del régimen en el extremo de aguas abajo del canal lateral se obtienen por el teorema de Bernoulli.

Para la Fig. IV-3. El teorema de Bernoulli se puede escribir como sigue:

$$d(0+035) + hv(0+035) = Z + dc + hvc + 0.2(hvc - hv(0+035))$$

Esta expresión debe resolverse por tanteos, primero supóngase un valor para $d(0+035)$ si con estos valores no queda satisfecha la ecuación, se debe suponer un nuevo valor para $d(0+035)$ repitiendo el proceso.

Para un $d (0 + 035) = 6.05 \text{ m}$ se obtiene el sig. resultado

$$d (0 + 035) + hv (0 + 035) = z + dc + hvc + 0.2(hvc - hv(0+035))$$

$$6.05 + 0.52 = 0.3 + 4.42 + 1.63 + 0.22$$

$$6.57 = 6.57$$

Tenemos:

$$A (0 + 035) = 48.55 \text{ m}^2 ; \quad V(0 + 035) = 3.19 \text{ m/s} ; \quad hv(0 + 035) = 0.52$$

Habiendo determinado las propiedades hidráulicas del canal lateral en la estación 0+035, se puede determinar el perfil de la superficie del agua con la ecuación IV-8. En la tabla IV-1 se dan cálculos de los tanteos. En la Fig. IV-3 se da el perfil resultante del agua.

Enseguida se ajusta el perfil del canal al nivel de referencia de la cresta, relacionando el perfil de la superficie del agua en el canal colector, al nivel del agua en el vaso.

Para evitar una sumergencia excesiva de la lámina vertiente, se supone que se puede tolerar un máximo de dos tercios de sumergencia en el extremo de aguas arriba.

El nivel máximo de la superficie del agua en el canal lateral será $\frac{2}{3}$ de la carga sobre el vertedor $\frac{2}{3} H = \frac{2}{3} (1.62) = 1.08 \text{ m}$. Arriba de la cresta, en la Est. 0+010 la elevación del nivel de la superficie del agua en el canal lateral de 106.83 se convierte en la elevación $2306.60 + 1.08 = 2307.68$

De todas las alternativas estudiadas, vemos que la más económica y de mejor funcionamiento es la correspondiente al caso anterior, motivo por el cual procederemos a proyectar el vertedor con estos valores.

ESTACION	ΔX	ELEV. DE LA PLANTILLA.	TANTEO ΔY	ELEV. DE SUPERFICIE DEL AGUA	d	A	Q	V	Q1+Q2	$\frac{Q1}{g(Q1+Q2)}$	V1+V2	V2+V1	Q2-Q1	$\frac{Q2-Q1}{Q1}$	$\frac{V2(Q2-Q1)}{Q1}$	(13)(16)	$\frac{\Delta Y = (11)}{x(12) \times (17)}$	NOTAS
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
0+035		100.00		106.03	6.05	4855	155.0	3.19										
0+030	5	100.15	0.10	106.15	6.00	48.00	132.9	2.768	287.9	0.047	5.959	0.421	22.1	0.166	0.63	0.223	0.063	BAJO
			0.06	106.11	5.96	4756		2.794			5.984	0.396				0.21	0.06	CORRECTO
0+020	10	100.45	0.30	106.35	5.92	47.12	88.6	1.800	221.5	0.040	4.674	0.914	44.3	0.5	1.397	1.277	0.24	BAJO
			0.24	106.35	5.90	46.90		1.809			4.663	0.905				1.264	0.24	CORRECTO
0+010	10	100.76	0.60	106.65	6.20	50.22	14.43	0.207	105.03	0.0142	2.176	1.601	74.17	6.14	9.700	15.551	0.493	BAJO
			0.40	106.63	6.08	48.88		0.265			2.184	1.584				15.475	0.493	CORRECTO

Q = 155.0 m³/s. , ANCHO DE PLANTILLA = 5.0m : TALUDES LATERALES 0.5:1
 PENDIENTE DEL FONDO S=0.03

TABLA IV-1 CALCULO DEL VERTEDEDOR DE DEMASIAS DE CANAL LATERAL.

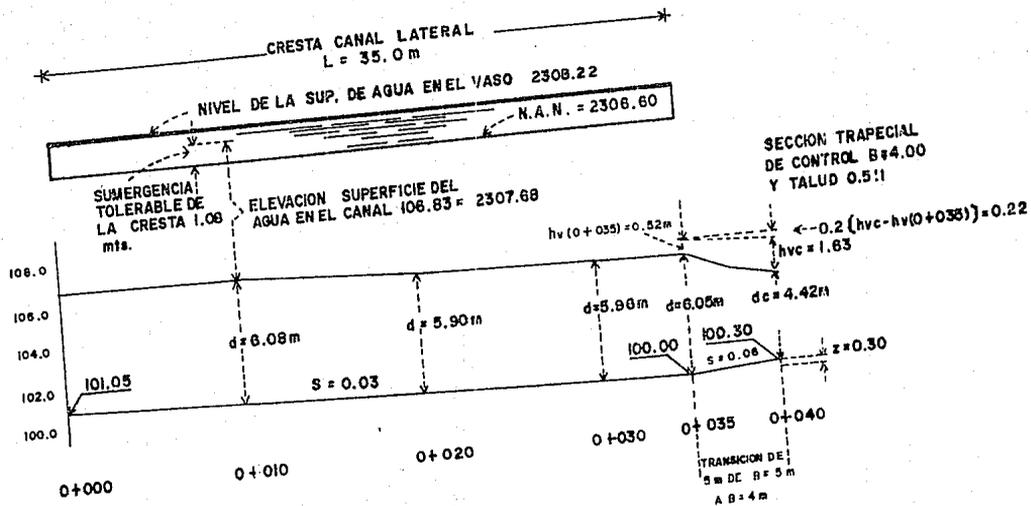


FIG. IV-3 PROYECTO HIDRAULICO DEL VERTEDOR DEL CANAL LATERAL.

PERFIL DEL CIMACIO. Las secciones de las crestas cuya forma se aproxima a la de la superficie inferior de la lámina que sale por un vertedor en pared delgada, constituye la forma ideal para obtener óptimas descargas. La forma de esta sección depende la carga, de la inclinación del paramento aguas arriba de la sección vertedora sobre el piso del canal de llegada (que influye en la velocidad de llegada de la cresta) para la mayor parte de las condiciones los datos se pueden resumir de acuerdo con la forma mostrada en la Fig. IV-4, relacionada a los ejes que pasan por la cima de la cresta. La porción que queda aguas arriba del origen se define como una curva simple y una tangente o como una curva circular compuesta. La porción de aguas abajo está definida por la ecuación:

$$\frac{Y}{H_0} = -K \left(\frac{X}{H_0} \right)^n$$

en la que K y n son constantes, cuyos valores dependen de la inclinación de la pared aguas arriba y de la velocidad de llegada (Pág.304 del libro Diseño de presas pequeñas), se usará un paramento vertical aguas arriba, se obtienen los datos siguientes:

$$K = 0.51 ; \quad n = 1.848 ; \quad X_c = 0.42$$

$$Y_c = 0.17 ; \quad R_1 = 0.82 ; \quad R_2 = 0.34$$

y queda definido por los valores dados en la siguiente tabla

$$Y = -0.338 X^{1.848}$$

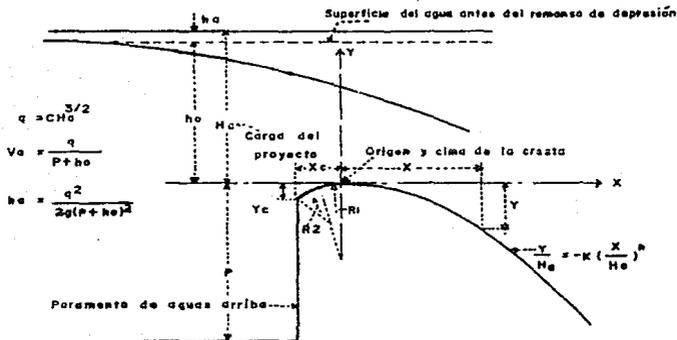


FIG. IV-4 ELEMENTOS DE LAS SECCIONES DE LAS CRESTAS CON LA FORMA DE LA LAMINA VERTIENTE

X	Y
0.00	0.000
0.20	0.017
0.40	0.062
0.60	0.132
0.80	0.224
1.00	0.338
1.20	0.473
1.40	0.629
1.60	0.806
1.80	1.002
2.00	1.217
2.50	1.830
3.00	2.574
3.50	3.423
4.00	4.380

SIGUE TALUD. 0.5 : 1

CANAL DE DESCARGA.- La descarga, generalmente pasa con el tirante crítico en la estructura de control del vertedor y entra en el canal de -- descarga con régimen supercrítico o turbulento. Para evitar la forma-- ción de un salto hidráulico abajo del control. El régimen debe permane-- cer supercrítico en toda la longitud del canal. Las velocidades y ti-- rantes en los canales con superficie libre, sean canales abiertos, entu-- bados o túneles, se ajustan a los principios de la conservación de la - energía en la forma expresada por el teorema de Bernoulli, que dice: -- "La energía absoluta de una corriente en una sección transversal es -- igual a la energía absoluta en una sección aguas abajo más las pérdidas intermedias". Se puede expresar como sigue:

$$Z + d_1 + hv_1 = d_2 + hv_2 + hp$$

esta ecuación debe resolverse por tanteos.

De nuestra sección de control tenemos como datos

$$\begin{aligned} d_c &= 4.42 \text{ m} ; & V_c &= 5.65 \text{ m/S} ; & P_c &= 13.88 \text{ m} \\ A &= 27.45 \text{ m}^2 ; & r &= 1.978 ; & r^{2/3} &= 1.575 \end{aligned}$$

De Manning.

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

$$S_c = \left(\frac{V n}{r^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{5.65(0.014)}{1.575} \right)^2 = 0.0025$$

Las pérdidas de carga se calculan con la siguiente fórmula:

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

Le daremos una pendiente de $S = 0.01$ que es mayor que la crítica y -- que se adapta más a las condiciones del terreno según la localización aceptada.

Para calcular los tirantes en el canal de descarga se aplica el teore-- ma antes mencionado. (véase tabla IV-2).

ESTACION	Z	d	A	V	h _v	p	r	r _m	r _m 2/3	V _m	h _p	Σ
0+040	0.10	4.42	27.45	5.85	1.63	13.88	1.978					6.150
		4.02	24.16	6.415	2.097	12.998	1.860	1.919	1.544	6.031	0.030	6.147
0+050	0.10	4.02			2.097							6.217
		3.89	23.126	6.702	2.290	12.698	1.821	1.840	1.502	6.589	0.037	6.217
0+060	0.10	3.89			2.290							6.290
		3.60	22.420	6.913	2.436	12.497	1.794	1.807	1.484	6.808	0.041	6.277
0+070	0.10	3.60			2.436							6.336
		3.73	21.676	7.085	2.559	12.340	1.773	1.783	1.470	6.999	0.044	6.333
0+080	0.10	3.73			2.559							6.389
		3.67	21.41	7.238	2.670	12.208	1.754	1.764	1.460	7.162	0.047	6.387
0+090	0.10	3.67			2.670							6.440
		3.620	21.032	7.370	2.768	12.095	1.739	1.747	1.450	7.304	0.050	6.438
0+100	5.5	3.62			2.768							11.688

TABLA IV - 2

SALTO HIDRAULICO.- Estudiemos el proceso de transición del régimen -- supercrítico a subcrítico. Se ha visto que esta transición puede ocurrir únicamente si se produce una reducción local del ancho del canal. Sin embargo dicha transición también puede ocurrir si en el canal de sección uniforme hay una transición en la pendiente, cambiando de supercrítica a subcrítica, tal como ocurriría al pie de una rápida o caída (IV-5). El régimen aguas arriba de la intersección, es supercrítica, mientras que, aguas abajo, la pendiente impone un tirante normal en régimen subcrítico; ocurriendo en una longitud intermedia la transición entre ambos.

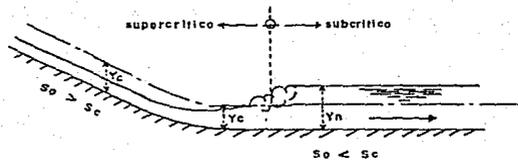


FIG. IV-5 TRANSICION DE REGIMEN SUPERCRTICO A SUBCRITICO

El fenómeno antes descrito se conoce como "salto hidráulico" u onda estacionaria y representa la única manera en que es posible el cambio de régimen supercrítico a subcrítico ocurre frecuentemente al pie de la descarga de una compuerta reguladora o de un cimacio o en un cambio de pendiente como el antes expuesto.

Además de su gran mérito como disipador natural de energía, el salto hidráulico tiene otros usos prácticos, entre las cuales se pueden mencionar los siguientes:

- a) Prevención o confinamiento de la socavación aguas abajo de las estructuras hidráulicas donde es necesario disipar energía.
- b) El mezclado eficiente de fluidos o de sustancias químicas usadas en la purificación de aguas, debido a la naturaleza fuertemente turbulenta del fenómeno. Este atributo tiene ventajas particulares cuando se involucra la contaminación.
- c) La recuperación de carga aguas abajo de un aforador y mantenimiento de un nivel alto del agua en el canal de riego o de distribución de agua.
- d) El aireamiento del agua destinada al abastecimiento de ciudades.

La función "momentum".- Consideremos un tramo horizontal de un canal de sección transversal cualquiera donde se produce el salto hidráulico y el volumen de control limitado por las secciones 1 y 2 (antes y después del salto), por el piso del canal y por la superficie libre del agua (fig. IV-6)

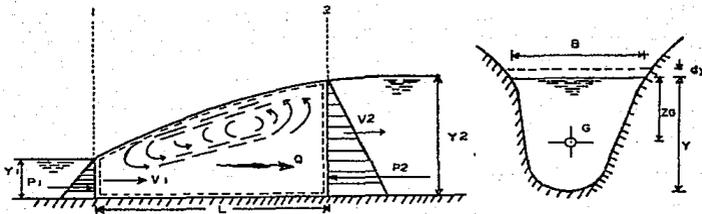
Para la aplicación de la ecuación de la cantidad de movimiento, consideramos que se satisfacen las siguientes condiciones.

- a) El canal es horizontal y de sección constante.
- b) Se desprecia la resistencia de fricción originada en la pared del canal, debido a la poca longitud del tramo en que se desarrolla el salto.
- c) Dentro del tramo, no existe ningún obstáculo que pudiera ocasionar una fuerza de empuje dinámico desde el exterior.
- d) Se considera que la distribución de velocidades en las secciones 1 y 2 es prácticamente uniforme y que los coeficientes

$$\beta_1 = \beta_2 = 1$$

Aplicando la ecuación de la cantidad de movimiento al volúmen de control en estudio se obtiene:

$$P_1 - P_2 = \frac{\gamma q}{g} (V_2 - V_1)$$



a) VOLUMEN DE CONTROL

FIG. IV-8 ANALISIS DEL SALTO HIDRAULICO

Si A representa el área de la sección, por el principio de continuidad la ecuación anterior se puede escribir de la manera siguiente

$$P_1 - P_2 = \frac{\gamma Q^2}{g} \left(\frac{1}{A_2} - \frac{1}{A_1} \right) \quad (IV-9)$$

Los empujes totales debidos a la presión hidrostática se pueden calcular como sigue:

$$P_1 = \gamma Z_{G1} A_1$$

$$P_2 = \gamma Z_{G2} A_2$$

Donde Z_{G1} y Z_{G2} son las profundidades de los centros de gravedad de las áreas en las secciones 1 y 2 respectivamente (Fig. IV-6). Por lo tanto, substituyendo los valores de P_1 y P_2 en IV-9 y simplificando - resulta que

$$\frac{Q^2}{g A_1} + Z_{G1} A_1 = \frac{Q^2}{g A_2} + Z_{G2} A_2 \quad (IV-10)$$

En esta ecuación se observa que los términos antes y después del signo igual son análogos, pudiendo expresarlos mediante la función llamada - "momentum"

$$M = \frac{Q^2}{g A} + Z_G A$$

La cual se compone de dos términos: el primero representa la cantidad de movimiento del flujo que atraviesa la sección del canal en la unidad de tiempo y por unidad de peso del agua; el segundo.

El empuje hidrostático por unidad de peso y también el momento estático del área respecto de la superficie libre. Debido a que ambos términos tienen las dimensiones de una fuerza por unidad de peso, a la función "momentum" se le conoce también como "fuerza específica".

LONGITUD DEL SALTO.- La longitud del salto ha recibido gran atención - de los investigadores pero hasta ahora no se ha desarrollado un procedimiento satisfactorio de cálculo.

Se acepta comunmente que la longitud L del salto se defina como la distancia medida entre la sección de inicio y la sección inmediatamente - aguas abajo en que termina la zona turbulenta.

Según el U.S. Burea of Reclamation, la longitud del salto en un canal rectangular horizontal varía de acuerdo con la tabla siguiente

$F r_1 = V_1 / \sqrt{g Y_1}$	1.7	2	2.5	3	3.5	4.0	5	6	8	10
L / Y_2	4	4.35	4.65	5.28	5.55	5.8	6	6.1	6.12	6.1

La longitud del salto en un canal trapezoidal es mayor debido a la asimetría que se produce por efecto de la distribución no uniforme de las velocidades.

Según Sieñchin la longitud del salto es:

$$L = A (Y_2 - Y_1)$$

donde A depende del talud del canal según la tabla siguiente:

TALUD	0	0.5	0.75	1	1.25	1.5
A	5	7.9	9.2	10.6	12.6	15

Según Hsing, la longitud del salto en un canal trapezoidal es mucho mayor, de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$L = 5 Y_2 (1 + \sqrt{(Y_2 - Y_1) / Y_1})$$

ECUACION GENERAL.- Aunque la condición general para que ocurra el salto está expresada por la ecuación IV-10, para cualquier forma geométrica -

de la sección conviene desarrollar ecuaciones particulares para las secciones más usuales que, aunadas a sus representaciones gráficas, permitan el cálculo directo del conjugado mayor, a partir de las condiciones en la sección de conjugado menor o viceversa.

En cualquier forma de sección la profundidad Z_0 de su centro de gravedad se puede calcular de la ecuación

$$Z_0 = K' Y$$

Donde K' es un coeficiente que depende de la geometría de la sección. Por lo tanto, la ecuación IV-10, se puede escribir.

$$A_2 K_2' Y_2 - A_1 K_1' Y_1 - \frac{Q^2}{g} \left(\frac{A_2 - A_1}{A_1 A_2} \right) = 0 \quad (\text{IV-11})$$

Que es la ecuación general del salto hidráulico en un canal de sección transversal cualquiera.

SECCION TRAPEZIAL.- Régimen supercrítico conocido, para esta sección de taludes K_1 y K_2 fig. IV-7 se tienen los siguientes valores:

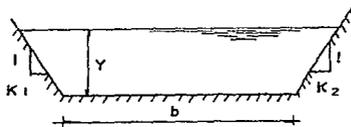


FIG.(IV-7) ... Sección trapezoidal.

$$A = by + Ky^2 \quad \text{donde} \quad K = \frac{K_1 K_2}{2}$$

$$K' = \frac{1}{3} + \frac{1}{6} \frac{b}{b + Ky} = \frac{1}{3} + \frac{1}{6} \frac{by}{A}$$

Antes de substituir en la ec. IV-11 conviene escribirla como sigue:

$$A_2^2 K_2' Y_2 - A_1 A_2 K_1' Y_1 - \frac{Q^2}{g} \left(\frac{A_1 - A_2}{A_1} \right) = 0$$

Por lo tanto al substituir resulta.

$$\frac{(by_2 + Ky_2^2)^2}{3} + \frac{b(by_2 + Ky_2^2)y_2^2}{6} - \frac{(by_1 + Ky_1^2)(by_2 + Ky_2^2)y_1}{3} -$$

$$\frac{b(by_2 + Ky_2^2)y_1^2}{6} - \frac{Qz}{g} \frac{(by_2 + Ky_2^2) - (by_1 + Ky_1^2)}{by_1 + Ky_1^2} = 0$$

Al multiplicar la ecuación por $3/K^2 y_1^5$ y simplificar, llamando.

$$FM_1^2 = \frac{Q^2}{g K^2 y_1^5} \quad \text{Y} \quad t_1 = \frac{b}{Ky_1}, \text{ se obtiene}$$

$$\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^5 + \frac{5}{2} t_1 \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^4 + \frac{3}{2} t_1^2 \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^3 - \left(\frac{3}{2} t_1 + \frac{3FM_1^2}{t_1 + 1} + 1\right) \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^2 -$$

$$-\left(\frac{3}{2} t_1^2 + t_1 + \frac{3t_1 FM_1^2}{t_1 + 1}\right) \left(\frac{y_2}{y_1}\right) + 3FM_1^2 = 0$$

El grado de la ec. se reduce al dividir entre $\left(\frac{y_2}{y_1} - 1\right)$ resultando finalmente

$$\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^4 + \left(\frac{5}{2} t_1 + 1\right) \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^3 + \left(\frac{3}{2} t_1^2 + \frac{5}{2} t_1 + 1\right) \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^2 -$$

$$-\left(-\frac{3}{2} t_1^2 - t_1 + \frac{3 FM_1^2}{t_1 + 1}\right) \left(\frac{y_2}{y_1}\right) - 3 FM_1^2 = 0 \quad \text{IV-12}$$

La ec. IV-12 es de cuarto grado con una sola raíz positiva real que permite conocer el conjugado mayor conocidos: el menor, el parámetro de Massey.

$$FM_1 = \frac{Q}{\sqrt{g} Ky_1^{5/2}}, \quad \text{y} \quad t_1 = \frac{b}{Ky_1}$$

Para simplificar la solución se puede recurrir a la gráfica de la fig. -- IV-9 (apuntes de hidráulica II, Gilberto Sotelo).

PERFIL DE LA CAIDA.

La liga con el fondo del tanque de amortiguación, se acostumbra hacer por medio de una caída cuyo perfil se ajusta aproximadamente a aquel que tendría el chorro al caer libremente (ver fig. IV-8)

Puede usarse la fórmula propuesta por Scinemi para el cálculo de perfiles Greager, que es:

$$Y = \frac{0.5}{H^{0.85}} X^{1.85} \quad (\text{IV-13})$$

En la cual H representa la energía específica con la cual se ha llegado a la sección final del canal de descarga. El punto "O" (fig. IV-8) en el cual el perfil se hace tangente con el fondo del canal puede calcularse - obteniendo la derivada de IV-13 e igualando con la pendiente del canal de descarga

$$\frac{dy}{dx} = \frac{0.925}{H^{0.85}} X^{0.85} = S$$

de la cual puede despejarse X resultando

$$X = \sigma = \left(\frac{S}{0.925} \right)^{1.176} H$$

la ordenada $y = b$ se obtiene sustituyendo IV-14 en IV-13, la ecuación del perfil, referida al sistema de ejes $x-y$ (ver fig. IV-8) será

$$Y = \frac{0.5}{H^{0.85}} (x+a)^{1.85} - b \quad (IV-15)$$

La tabulación de esta ecuación permite determinar las coordenadas del perfil de la caída (ver fig. IV-8). En la estación 0+100 en donde se inicia la caída, se tiene la elevación 2300.55, un tirante de 3.62 m. y una energía específica de 6.388 m. sustituyendo en la fórmula IV-14 se tiene:

$$a = \left(\frac{0.01}{0.925} \right)^{1.176} (6.388) = 0.0311$$

Sustituyendo $a=0.0311$ m. en la Ec. IV-13

$$Y = \frac{0.5}{(6.388)^{0.85}} (0.0311)^{1.85} = 0.00016 = b$$

Sustituyendo en IV-15, despreciando b

$$Y = 0.1034 (X+0.03)^{1.85}$$

Que es la ec. que define el perfil de la caída.

Para determinar la curva del escurrimiento rápido real y la velocidad del régimen rápido en la caída, hemos dibujado en la fig. IV-9, dos curvas, la primera es la curva de energías específicas E , utilizando las columnas 1 y 4 de la tabla IV-3, llevando sobre un eje horizontal los tirantes y sobre otro vertical las energías específicas E resultando --

así la curva E-d.

La segunda curva es la v-d la cual se obtiene también de la tabla IV-3, de la columna 1 (tirantes) y la columna 2 (velocidades). Con estas dos curvas se procede como sigue:

Por ejemplo, supongamos que deseamos determinar el tirante en la estación 0+110, en el principio de la caída la estación es la 0+100, la elevación es la 2300.55, el tirante es 3.62 m. y la energía específica es 6.368 m. quedando representadas estas características por el punto A de la figura IV-9. De acuerdo con la tabla de la fig. IV-8, la caída en la estación 0+110 es 7.36 m. lo cual incrementa la energía específica en

$$E (0+110) = 6.368 + 7.36 = 13.748 \text{ m}$$

quedando representada por el punto B. Con esta energía específica, el tirante en la estación 0+110 se encontrará llevando una horizontal por B -- hasta intersectar la curva E-d. en el punto C. cuya abscisa es el tirante y vale $d=2.07$ m.

La velocidad en esta estación se encuentra llevando una vertical por c -- hasta intersectar la curva v-d en el punto D cuya ordenada es la velocidad $v = 14.85$ m/seg.

En la forma semejante pueden calcularse los tirantes y las velocidades en las restantes estaciones y éstas se anotan en la columna 3 y 4 de la tabla IV-4. Con estos datos pueden calcularse los valores de r , t , los valo

res de $J = \frac{D}{d}$ pueden obtenerse resolviendo por tanteos la ec. IV-12 o por medio de la gráfica antes mencionada (apuntes de hidráulica II de Gilberto Sotelo), se anotan en las columnas 7, 9, 10. Determinados los valores de J es suficiente multiplicarlos por el tirante d para obtener el tirante D , se anotan en la columna 11, después se calcula la energía específica $\rho + \frac{V^2}{2g}$ y se anota en la columna 15.

Además en las columnas 16, 17, 18 se calculan las pérdidas de carga por salida, teniendo en cuenta que el cauce del arroyo está a la elevación 2 295.0 m. y que por éste escurre el gasto de 155 M3/seg. cuando la superficie del agua en el arroyo está a la elev. 2 298.40 con una velocidad de $V_s = 2.17$ m./seg y una energía específica de

$$E_s = 2298.40 + 0.24 = 2298.64 \text{ m}$$

En la fig. IV-8 se han dibujado:

El perfil de la caída de los datos tomados de la tabla IV-4

La curva del escurrimiento rápido real con los datos tomados de las columnas 1, 2, 3 de la tabla IV-4.

La curva del escurrimiento tranquilo hipotético con los datos tomados de las columnas 1, 2, 11 de la tabla IV-4.

La curva que representa el gradiente de energía en régimen tranquilo, -

de los datos tomados de las columnas 1, 2, 15 de la tabla IV-4.

La recta horizontal sobre el tanque de amortiguación representa la elevación del gradiente de energía en el arroyo que está a la elevación --
2 298.64

Esta última recta se prolonga hasta intersectar la curva de energía al régimen tranquilo + hs (punto A fig. IV-8) y de este punto se lleva una vertical hasta intersectar el perfil de la caída (punto B), la elevación de este punto es la correspondiente al fondo del tanque (elev. - 2 290.05) siendo su profundidad = 2 295.00 - 2 290.05 = 4.95 m.

El conjugado menor y el mayor pueden medirse graficamente de la curva de escurrimiento rápido real y el conjugado mayor de la curva de escurrimiento tranquilo los cuales son $d = 1.90$, $D = 8.40$

Utilizando la fórmula de Siéchin, el coeficiente A vale 7.9 para taludes 0.5:1, la longitud del tanque será

$$L = 7.9 (8.4 - 1.9) = 51.35m$$

con el uso de disipadores de energía ésta queda reducida a la mitad

$$L = \frac{51.35}{2} = 25.67m \approx 25.00$$

Las dimensiones de los disipadores se calcularán de acuerdo a la fig. - IV-10, como sigue (tomado de INGENIERÍA HIDRAULICA EN MEXICO EN-FEB-MAR 1961)

Disipador al terminar la caída:

$$\text{ANCHO} = \frac{3}{4} d = 0.75 (1.9) = 1.42 \text{ m}$$

$$\text{ALTURA} = d = 1.9 \text{ m}$$

$$\text{SEPARACION LIBRE} = \frac{3}{4} d = 1.42 \text{ m}$$

$$\text{DISTANCIA A LA PARED} = \frac{1}{2} d = 0.95 \text{ m}$$

Disipadores en el fondo del canal:

$$\text{ANCHO} = 2.0 d = 3.80 \text{ m}$$

$$\text{ALTURA} = 2.5 d = 4.75 \text{ m}$$

$$\text{ANCHO CORONA} = 0.5 d = 0.95 \text{ m}$$

$$\text{SEPARACION LIBRE} = 2 d = 3.8 \text{ m}$$

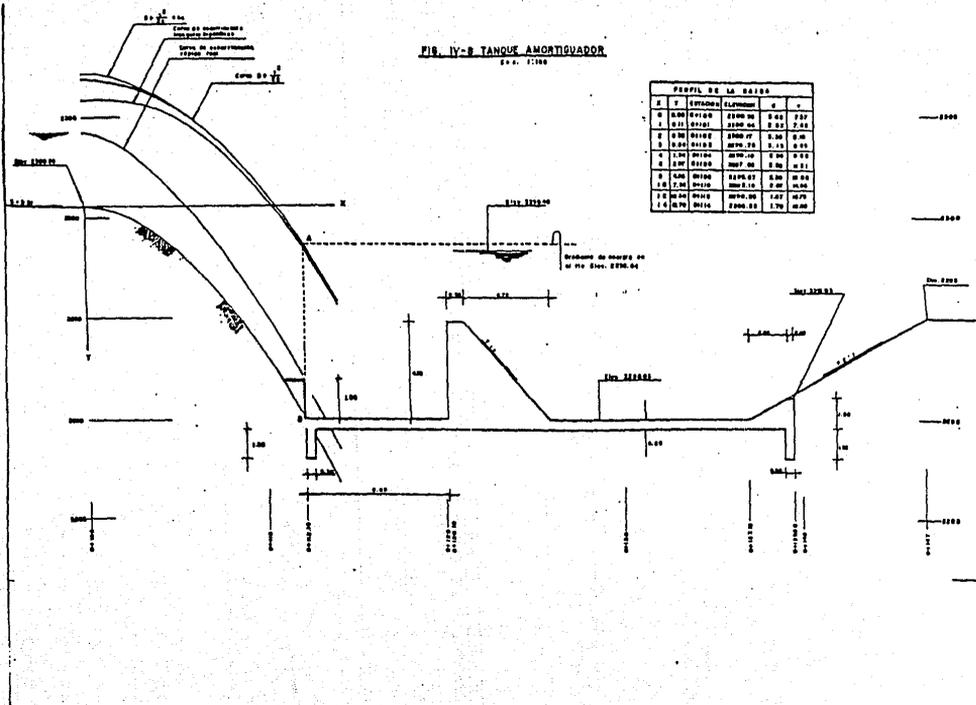
$$\text{DISTANCIA A LA PARED} = d = 1.9 \text{ m}$$

$$\text{DISTANCIA} = Lx = 0.9D = 0.9(8.40) = 7.56 \text{ m} \approx 8.00 \text{ m}$$

En la fig. IV-8 se han dibujado estos disipadores.

FIG. IV-8 TANQUE AMORTIGUADOR

E.S. 1:100



PERFIL DE LA OBLA				
X	Y	ESPESOR	CLASIFICACION	C
0	0.00	0.75	0.00	0.00
1	0.10	0.75	0.00	0.00
2	0.20	0.75	0.00	0.00
3	0.30	0.75	0.00	0.00
4	0.40	0.75	0.00	0.00
5	0.50	0.75	0.00	0.00
6	0.60	0.75	0.00	0.00
7	0.70	0.75	0.00	0.00
8	0.80	0.75	0.00	0.00
9	0.90	0.75	0.00	0.00
10	1.00	0.75	0.00	0.00

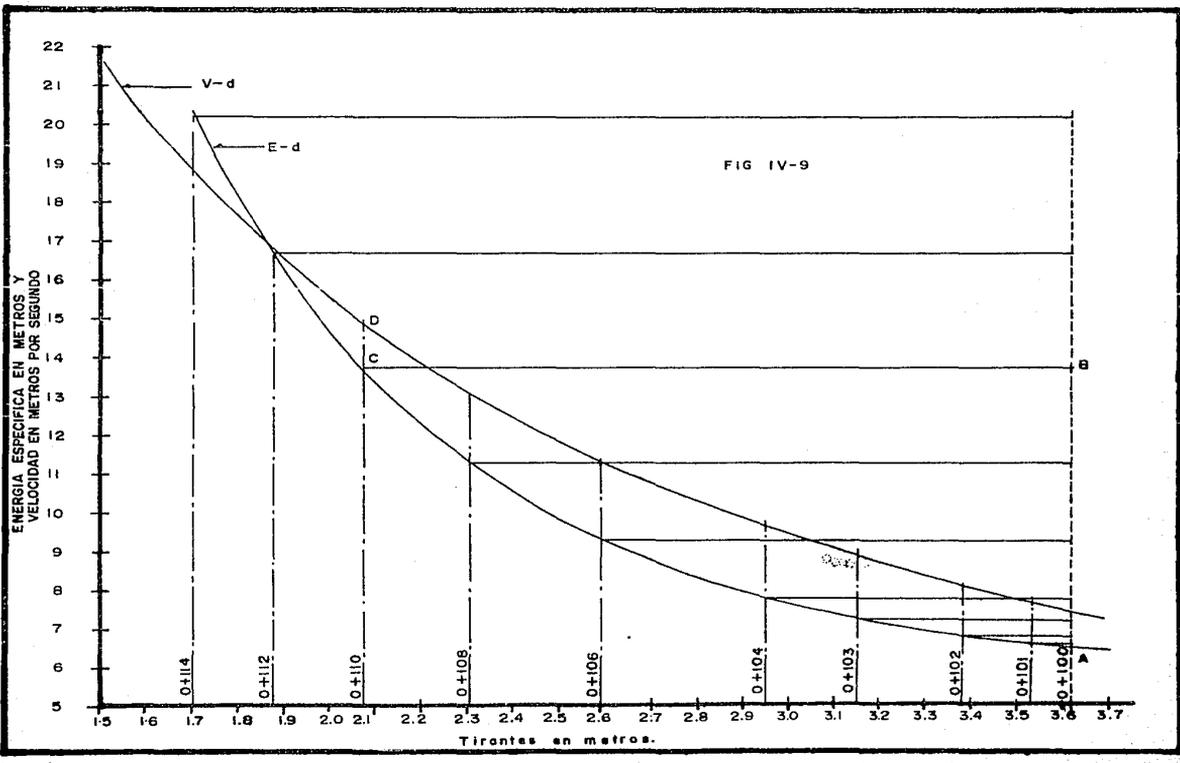


FIG. IV - 10

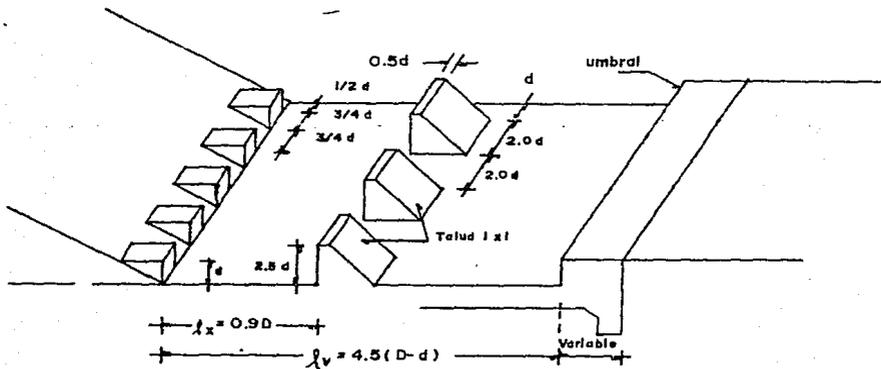


TABLA IV-3

TIRANTE	VELOCIDAD	CARG. DE VEL.	ENERGIA ESPECIFICA
d	V	$\frac{V^2}{2g}$	E
1.5	21.75	24.12	25.62
1.6	20.18	20.76	22.36
1.7	18.80	18.01	19.71
1.8	17.57	15.74	17.54
1.9	16.48	13.84	15.74
2.0	15.50	12.25	14.25
2.1	14.62	10.89	12.99
2.2	13.81	9.73	11.93
2.3	13.09	8.73	11.03
2.4	12.42	7.86	10.26
2.5	11.81	7.11	9.61
2.6	11.25	6.45	9.05
2.7	10.73	5.87	8.57
2.8	10.25	5.36	8.16
2.9	9.81	4.90	7.80
3.0	9.39	4.5	7.50
3.1	9.01	4.14	7.24
3.2	8.65	3.81	7.01
3.3	8.31	3.52	6.82
3.4	8.00	3.26	6.66
3.5	7.70	3.02	6.52
3.6	7.42	2.81	6.41
3.7	7.16	2.61	6.31

TABLA IV- 4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
EST	ELEV.	d	v	$\frac{v^2}{4}$	$\frac{2gd}{19.62(3)}$	r	Kd	l	J	D	A	V	$\frac{14}{132} \frac{v^2}{19.62}$	$0 + \frac{v^2}{2g}$ 11+14	$V_s - V$	$(V_s - V)^2$ 16^2	k s	Elev. Grad. energía + hs 2 + 15 + 18
0+100	2300.55	3.62	7.37	54.32	74.02	0.675	1.810	2.210	1.46	5.29	35.150	4.409	0.990	6.28	-2.239	5.424	0.276	23 07.106
0+101	2300.44	3.52	7.62	58.06	69.06	0.640	1.760	2.275	1.53	5.39	30.000	4.295	0.91	6.33	-2.125	4.516	0.230	23 07.000
0+102	2300.17	3.38	8.10	65.61	66.32	0.989	1.690	2.367	1.67	5.64	38.465	4.029	0.83	6.47	-1.859	3.456	0.176	23 06.816
0+103	2299.75	3.15	8.85	78.32	61.80	1.267	1.575	2.540	1.89	5.95	41.501	3.734	0.71	6.66	-1.564	2.446	0.125	23 06.535
0+104	2299.19	2.95	9.62	92.54	57.88	1.599	1.475	2.712	2.12	6.25	44.531	3.480	0.617	6.87	-1.310	1.716	0.087	23 06.147
0+106	2297.68	2.59	11.31	127.42	50.82	2.517	1.295	3.089	2.64	6.84	50.752	3.054	0.475	7.32	-0.884	0.781	0.040	23 05.04
0+108	2295.67	2.30	13.06	170.56	45.13	3.779	1.150	3.478	3.20	7.36	56.524	2.742	0.383	7.74	-0.572	0.327	0.017	23 03.427
0+110	2293.19	2.07	14.85	220.52	40.61	5.430	1.035	3.865	3.80	7.86	62.330	2.487	0.315	8.18	-0.317	0.100	0.005	23 01.375
0+112	2290.25	1.87	16.75	280.56	36.69	7.647	0.935	4.278	4.46	8.34	68.138	2.274	0.263	8.60	-0.104	0.011	0.005	22 98.850
0+114	2286.65	1.70	18.60	353.44	33.35	10.60	0.850	4.706	5.20	8.84	74.433	2.082	0.221	9.06	-0.088	0.008	0.004	22 95.910

REVESTIMIENTO.- Para proteger tanto el terreno como la cortina de los efectos erosivos que nos producirá el régimen turbulento con que funciona el canal de descarga, necesitamos revestirlo.

Este revestimiento consistirá de concreto $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ reforzado por temperatura y con un espesor de 30 cm.

El refuerzo está definido por la fórmula

$$A_s = (0.0015 \text{ a } 0.0025) A_c \text{ tomando el menor}$$

$$A_s = (0.0015)(30)(100) = 4.5 \text{ cm utilizando varilla del N° 4 (1/2")}$$

$$A_s = 1.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Separación} = \frac{100 \text{ Gs}}{A_s} = \frac{122}{5} = 30 \text{ cm c. d. c.}$$

en ambas direcciones.

Como medida de seguridad daremos al revestimiento un bordo libre de 0.50 m. pero como no es práctico construir el límite de este paralelo a la superficie del agua, se le darán pendientes uniformes. Para obtener pocos quiebres y que nos aseguren dicho bordo libre. Con el objeto de evitar el agrietamiento del concreto en las losas de revestimiento, se colarán por tramos separados para permitir la contracción del concreto, dicha separación se hará con juntas de contracción. Además las losas irán ancladas al terreno mediante varillas de 3.0 m. - 1.91 (3/4") \varnothing ahogadas en perforaciones hechas en la toba de 7.62 (3") \varnothing y rellenas con mortero de cemento 1:3 y un aditivo expansor.

DRENAJE.- Como el efecto de la subpresión puede poner en peligro el revestimiento del canal ya que no se proyectó para resistir dichos esfuerzos, es necesario colocar dispositivos para evitarlo.

Colocaremos en los taludes del canal lloraderos de tubo de lámina galvanizada de 6.35 (2 1/2") \varnothing

Además se pondrá un dren longitudinal y diagonales en el fondo del canal, que estarán formados por tubos de concreto perforado de 45.75 (18") \varnothing , colocados en zanjas rellenas de grava limpia. Los drenes de los taludes consistirán en zanjas rellenas de grava limpia. Estos se detallan en el plano general del vertedor.

V OBRA DE TOMA

GENERALIDADES.- Se le denomina obra de toma a la estructura de la presa de almacenamiento que nos permite disponer del agua almacenada en forma tal - que satisfaga la ley de demandas del proyecto.

LOCALIZACION.- Se alojará en la margen derecha, porque la zona de riego se encuentra en la misma, además las condiciones topográficas son más favorables para ello.

SELECCION DEL TIPO.- En general son cuatro los tipos más comunes de obra - de toma, a saber:

- 1.- Torre y galería trabajando como canal.
- 2.- Tubería trabajando a presión.
- 3.- Galería con tubería trabajando a presión.
- 4.- Mixta, formada por un tramo de galería a presión y otro de tubería trabajando a presión alojada en la galería.

Se llegó a la conclusión de que el más económico es el segundo, debido a - que el gasto normal pasa perfectamente por una tubería comercial de 30.48 (12") \varnothing y 0.63 (1/4") de espesor.

El peligro de que la tubería falle por asentamientos no uniformes, queda - eliminado debido a que ésta será ahogada en un macizo de concreto el cual - a su vez quedará alojado en un tajo excavado en toba-arcillosa.

El tipo de obra de toma escogido para nuestro proyecto consta de las siguientes partes:

Rejilla
 Tubería de Fe. ahogada en concreto
 Válvulas de emergencia y control.
 Tanque amortiguador
 Pantalla deflectora
 Tanque de reposo
 Escala de gastos
 Vertedor de control
 Canal de descarga

DATOS PARA EL PROYECTO.- Como la toma va a trabajar con cargas variables, debemos asegurar que con la carga mínima pasa el gasto requerido; se considera como carga mínima la correspondiente a la capacidad de azolves más el 10% de la capacidad útil.

Del estudio hidrológico, efectuado en el capítulo II de este trabajo contamos con los siguientes datos

Capacidad total del almacenamiento	600 000 M3
Capacidad de azolves	65 000 M3
Capacidad útil	535 000 M3
Almacenamiento mínimo = $65\ 000 + 53\ 500$	118 500 M3
Elev. de azolves	2 301.10 m.s.n.m.
Elev. de embalse mínimo	2 302.23
Elev. de embalse	2 306.60 m.s.n.m.
Gasto normal de la toma	150 l.p.s.

Empezaremos con los cálculos hidráulicos para así poder proporcionar los niveles y dimensiones generales y posteriormente efectuar los cálculos estructurales.

Funcionamiento hidráulico de la toma.- La toma empieza a funcionar cuando el nivel del agua en el vaso alcanza la elev. de azolves (2 301.10); ini-

cialmente el agua circula libremente, pero cuando la diferencia de elevaciones entre el nivel del agua en el vaso y el nivel del agua en el tanque de reposo es igual a la suma de las pérdidas de carga la toma -- trabaja ahogada, es decir todas las estructuras trabajan a presión.

Se hicieron varias alternativas con diferentes diámetros de tubería de fierro, escogimos la de 30.48 (12") \varnothing y 0.63 (1/4") de espesor.

Cálculo de la elev. del agua en el tanque de reposo para el embalse mínimo y el gasto normal.

Consideraremos las siguientes pérdidas de carga:

- 1.- Pérdida por rejilla h_1
- 2.- Pérdida por entrada a la tubería h_2
- 3.- Pérdida por fricción en la tubería h_3
- 4.- Pérdida por válvulas h_4
- 5.- Pérdida por codo de 90° h_5
- 6.- Pérdida por salida h_6

1.- Pérdida por rejilla:

En general la pérdida por rejilla se estima en $h_1 = 0.10 \text{ m}$

2.- Pérdida por entrada en la tubería:

En la hidráulica de S. Trueba pág. 148 $h_2 = K_e \frac{V^2}{2g}$
 $K_e = 0.23$ (entrada con aristas ligeramente redondeadas)

$$A = \Pi r^2 = \Pi (0.1524)^2 = 0.0729 \text{ m}^2; \quad V = \frac{Q}{A} = \frac{0.150}{0.0729} = 2.06 \text{ m/seg.}$$

$$h_2 = 0.23 \frac{(2.06)^2}{19.62} = 0.05 \text{ m}$$

3.- Pérdida por fricción en la tubería; utilizando la fórmula de Hazen

$$\text{Williams: } h_3 = K_f \frac{V^{1.852}}{d^{1.167}} L; \quad K_f = 0.000724$$

$$h_3 = 0.000724 \frac{(2.06)^{1.852}}{(0.3048)^{1.167}} (41.5) = 0.46 \text{ m}$$

4.- Pérdida por válvulas:

Utilizando el nomograma de la pág. 158 del Trueba vemos que la pérdida de carga por válvula de 12" \varnothing equivale a la pérdida por fricción en un tramo de 3.00 de tubería del mismo diámetro.

$$h_4 = 0.011 (3.0) (2) = 0.07 \text{ m}$$

5.- Pérdida de carga por codo de 90° a la salida utilizando el mismo nomograma vemos que la pérdida equivale a la de fricción en un tramo de 9.0 m.

$$h_5 = 9 (0.011) = 0.10 \text{ m}$$

6.- Pérdida por salida o por brusca ampliación usaremos la fórmula

$$h_6 = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g}$$

$$A_2 = 2.5 \times 2 = 5 \text{ m}^2 ; \quad V_2 = \frac{0.150}{5.0} = 0.03 \text{ m / seg.}$$

$$h_6 = \frac{(2.06 - 0.03)^2}{19.62} = 0.21 \text{ m}$$

La suma de pérdidas hasta el tanque amortiguador será por lo tanto:

$$\Sigma h_p^0 = 0.1 + 0.05 + 0.46 + 0.07 + 0.1 + 0.21 = 0.99 \text{ m}$$

Elevación de embalse mínimo = 2302.23 m.

Elevación del agua en el tanque amortiguador:

$$2302.23 - 0.99 = 2301.24$$

Para determinar la elev. del agua en el tanque de reposo necesitamos primero determinar la carga de agua sobre el vertedor así como la pérdida de carga que origina la pantalla.

La determinación de las diferentes cargas sobre el vertedor correspondientes a diferentes gastos la haremos con la siguiente fórmula en la cual consideraremos la velocidad de llegada:

$$Q = 1.78 L H^{1.47} \left(1 + 0.56 \frac{H^2}{d^2} \right) ; \text{ (King.)}$$

en la cual:

Q = gasto que pasa por el vertedor en M³/seg.

L = longitud de la cresta en m. = 1.4 m.

H = carga sobre el vertedor en m.

d = tirante contado desde el piso = P + H

p = altura medida del piso del tanque de reposo a la cresta del vertedor, lo fijaremos igual a 1.1 m.

L = 1.4 m ; d = 1.1 + H

Q	H	Diferencia de H
0.000	0.000	
0.050	0.070	0.070
0.100	0.112	0.042
0.150	0.147	0.035
0.200	0.180	0.033
0.250	0.207	0.027
0.300	0.234	0.027
0.350	0.260	0.026
0.400	0.284	0.024
0.450	0.307	0.023
0.500	0.329	0.022

Con la tabla anterior contamos con los datos necesarios para la construcción de la escala de gastos.

La pantalla tiene por objeto aumentar la pérdida de energía del agua con el fin de que ésta en el tanque de reposo tenga un régimen tranquilo y - así poder controlar con el vertedor el gasto de salida.

Dicha pantalla tendrá un espesor de 0.20 m. y constará de un orificio en la parte inferior de 1.40 x 0.30 m. y en la parte superior de 8 orificios de 0.20 x 0.20 m. de sección, estando colocados 4 horizontalmente y 2 verticalmente.

Para determinar la pérdida de carga que origina la pantalla emplearemos la fórmula general de orificios ahogados: $Q = CA \sqrt{2gh}$

Como se trata de orificios de 2 tipos diferentes dicha fórmula nos queda

$$Q = (A_1 C_1 + A_2 C_2) \sqrt{2gh} \quad \therefore \quad h = \frac{Q^2}{(A_1 C_1 + A_2 C_2)^2 2g}$$

$$A_1 = \text{Area de los orificios pequeños} = 0.32 \text{ M}^2$$

$$A_2 = \text{Area de orificio mayor} = 0.42 \text{ M}^2$$

Para conocer los valores de los coeficientes C_1 y C_2 emplearemos la tabla # 35 pág. 77 del manual de Hidráulica de King para lo cual necesitamos - determinar la relación entre el espesor de la pantalla y el perímetro de cada orificio.

$$\frac{L_1}{P_1} = \frac{0.20}{0.80} = 0.25 \quad ; \quad \frac{L_2}{P_2} = \frac{0.20}{3.40} = 0.058$$

$$C_1 = 0.775$$

$$C_2 = 0.629$$

Para el gasto normal $Q = 0.150 \text{ M}^3/\text{seg.}$ tenemos:

$$h = \frac{0.150}{(0.32 \times 0.775 + 0.42 \times 0.629)^2 \cdot 19.62} = 0.004 \text{ m}$$

Verifiquemos ahora si todos los orificios efectivamente quedan ahogados: La arista superior del orificio más alto tiene una altura sobre el piso del tanque de reposo igual a:

$$0.30 + 0.15 + 0.20 + 0.15 + 0.20 = 1.00 \text{ m.}$$

El tirante en el tanque de reposo para el gasto normal es $d = 1.24 > 1.00 \text{ m}$ Luego todos los orificios trabajan ahogados como lo habíamos supuesto. teníamos que:

$$\text{Elev. del agua en el tanque amortiguador} = 2302.23 - 0.99 = 2301.24$$

$$\text{Elev. del agua en el tanque de reposo} = 2301.24 - h =$$

$$= 2301.24 - 0.004 = 2301.236 \text{ m} \approx 2301.24$$

$$\text{Elev. de la cresta del vertedor para el gasto normal} =$$

$$= 2301.24 - 0.147 = 2301.093$$

$$\hat{=} 2301.10$$

Elev. del piso en el tanque de reposo =

$$= 2301.10 - P = 2301.10 - 1.10 = 2300.0 \text{ m}$$

La elev. del piso del tanque amortiguador estará a la elev. 2299.00 con el objeto de que en el fondo de dicho tanque quede retenido parte del -- azolve que acarrea el agua. Ahora por medio de tanteos determinaremos -- el gasto máximo que puede pasar por la toma, con el objeto de ver que el agua no desborde en el tanque de reposo cuando el embalse alcanza el N.A. M.E.

Unicamente consignaremos los cálculos correspondientes al valor encontrado que es $Q_{\max.} = 0.450 \text{ m}^3/\text{seg}$

Cálculo de las pérdidas de carga:

1.- Pérdida por rejilla: $h_1 = 0.10 \text{ m}$

2.- Pérdida por entrada a la tubería:

$$h_2 = K_e \frac{V^2}{2g} ; K_e = 0.23 ; A = 0.0729 \text{ m}^2 ; V = \frac{0.450}{0.0729} = 6.17 \text{ m/seg.}$$

$$h_2 = 0.23 \frac{6.17^2}{19.62} = 0.45 \text{ m}$$

3.- Pérdida por fricción en la tubería:

$$h_3 = K_f \frac{V^{1.852}}{d^{1.167}} L ; K_f = 0.000724$$

$$h_3 = 0.000724 \frac{6.17^{1.852}}{0.3048^{1.167}} 41.5 = 3.50 \text{ m.}$$

4.- Pérdida por válvulas:

Longitud equivalente $L = 6.0 \text{ m.}$; $h_4 = 0.084 \times 6 = 0.50 \text{ m}$

5.- Pérdida por codo a la salida :

Longitud equivalente $L = 9.0 \text{ m.}$; $h_5 = 9(0.084) = 0.76 \text{ m}$

6.- Pérdida por salida:

$$V_1 = 6.17 \text{ m/seg.} ; V_2 = \frac{0.450}{5.0} = 0.09 \text{ m/seg.}$$

$$h_6 = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} = \frac{(6.17 - 0.09)^2}{19.62} = 1.88 \text{ m.}$$

$$7.- \text{ Pérdida por pantalla: } h_f = \frac{0.450^2}{5.145} = 0.04 \text{ m}$$

Suma de pérdidas hasta el tanque de reposo:

$$\sum h_f = 0.10 + 0.45 + 3.5 + 0.5 + 0.76 + 1.88 + 0.04 = 7.23 \text{ m}$$

Para un gasto de 0.450 m/seg. el nivel del agua en el tanque de reposo es:

$$2301.10 + 0.307 = 2301.407 \text{ m.}$$

y la elev. del agua en el vaso tendría que ser:

$$2301.407 + \sum h = 2301.407 + 7.23 = 2308.637 \text{ m.}$$

Elev. un poco mayor que el N.A.M.E. = 2308.22 m

Luego podemos aceptar como valor del gasto máximo:

$$Q = 0.450 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

El nivel del agua en el tanque amortiguador para este gasto estará a la elev.:

$$2301.407 + 0.04 = 2301.447 \text{ m.}$$

Dejaremos el límite superior de la pared del tanque amortiguador a la elev. 2302.00 m. y la del tanque de reposo a la elev. 2301.65 m. con lo cual el peligro de que el agua desborde queda eliminado.

Cálculo estructural.-

Rejilla.- Se coloca a la entrada el conducto con el objeto de impedir el paso de cuerpos flotantes a través del conducto.

Para su cálculo tomaremos en cuenta las especificaciones dadas por Gaylord and Savage en su libro "High Pressure Reservoir Outlets".

- 1.- La velocidad del agua a su paso por la rejilla no debe ser mayor de 0.61 m./seg.
- 2.- La separación de las barras de la rejilla no debe ser mayor de 0.15 m. en obras pequeñas.
- 3.- Para el cálculo de la rejilla se supondrá a ésta totalmente obstruída aún cuando la posibilidad de que ésto ocurra es muy remota.

- 4.- Las barras estarán diseñadas para soportar con carga de ruptura una presión igual a la mitad de la carga de agua que obra sobre ellas entre límites de 6.1 m. y 15.24 m.
- 5.- El marco debe diseñarse con factor de seguridad de 2 bajo la misma carga, pues en caso de ruptura es preferible que las barras se rompan antes de que el marco falle.

Contamos con los siguientes datos:

N.A.M.E. 2 308.22 m.

Elev. al pie de la rejilla 2 301.10 m.

Gasto normal 0.150 M3/seg.

Supongamos una rejilla de 0.9 x 1.5 m. formada por soleras de 0.64 cm. (1/4") de espesor a cada 10 cm. c.a.c.; la rejilla tiene un area bruta de 0.9 x 1.5 = 1.35 M2. Calculemos el área que ocupan las soleras.

$$15 (0.0064) 0.90 = 0.0864 \text{ m}^2$$

y un atiezador de la misma solera con incisiones de peine para acoplar en las soleras verticales

$$0.0064 (1.5) = 0.0096 \text{ m}^2$$

Area que ocupan las soleras = 0.0864 + 0.0096 = 0.096 m²

Area neta = 1.35 - 0.096 = 1.25 m²

Proyectaremos dos rejillas iguales como se indica en el plano de la obra de toma.

Area neta de las dos rejillas = 2(1.25) = 2.50 m²

Velocidad del agua al pasar por las rejillas

$$V = \frac{0.150}{2.50} = 0.06 \text{ m/seg.}$$

Con lo cual se cumple con lo especificado por Gaylord and Savage. La carga total que actúa sobre el centro de la rejilla mas baja será:

$$2308.22 - (2301.1 + 0.45) = 6.67 \text{ m}$$

$$\text{Carga sobre la rejilla} = \frac{6 \cdot 67}{2} = 3.34 \text{ m.}$$

$$\text{Presión que obra sobre la rejilla} = 3340 \text{ Kg./m}^2$$

La carga por metro lineal sobre cada una de las soleras será:

$$3340 (0.1) = 334 \text{ Kg./m}$$

Se diseñan con un coeficiente de seguridad de 1 (uno) para que en caso de llegarse a obturar la estructura de rejillas fallen primero que las estructuras de concreto que están diseñadas con un coeficiente de seguridad de 2

Utilizando un esfuerzo admisible $f_{ad} = 2400 \text{ Kg./cm}^2$

$$\text{De la fórmula de la escuadría} \quad f = \frac{M y}{I} = \frac{M}{S}$$

$$S = \frac{M}{f} \quad \text{considerando las soleras simplemente apoyadas en los extremos}$$

tenemos:

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{334 (0.3)^2}{8} = 33.82 \text{ Kg - m}$$

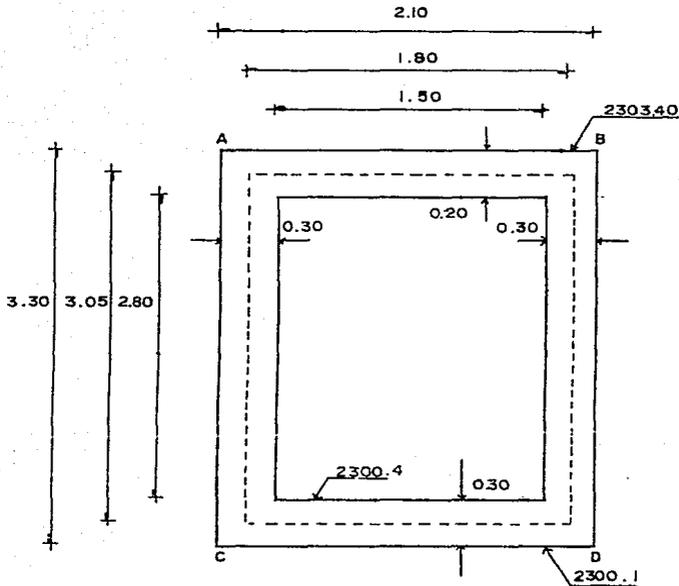
$$S = \frac{3382}{2400} = 1.409 \text{ cm}^3, \quad S = \frac{b h^2}{6} \therefore h = \sqrt{\frac{6 S}{b}}, \quad h = \sqrt{\frac{6(1.409)}{0.64}} = 3.634 \text{ cm}$$

Las barras de la rejilla consistirán en soleras de 3.81 x 0.64 cm. (1 1/2" x 1/4").

Los atizadores de la misma sección y el marco será de Fc. ángulo de

4.44 x 4.44 x 0.64 (1 3/4" x 1/4") se construirán 2 unidades, ver detalle en el plano general de la obra de toma.

Marco de sostén de la rejilla. Lo proyectaremos de concreto reforzado y las dimensiones serán las que aparecen en la figura:



Las cargas a las que están sometidas las piezas son las siguientes:

Pieza superior AB:

Presión hidrostática debida a una carga de

$$\frac{2308.22 - 2303.40}{2} = 2410 \text{ Kg./m.}$$

$$\text{peso propio} = 2400 (1.0 \times 0.20) = 480 \text{ Kg/m.}$$

$$\underline{2890 \text{ Kg/m.}}$$

Esta carga actúa sobre toda la pieza, pero como el claro efectivo es 1.80 m.

$$\text{La carga será} = 2890 \left(\frac{2.10}{1.80} \right) = 3372 \text{ Kg/m.}$$

Piezas laterales AC y BD:

Consideraremos que se encuentran sujetas a una presión uniforme de:

$$\frac{2308.22 - 2301.80}{2} = 3.21 \text{ m} = 3210 \text{ Kg/m}$$

debido a la carga de agua.

Pieza inferior CD:

Sujeta únicamente a la reacción del terreno:

reacciones de la pieza superior AB = 3372 (1.80) = 6070 Kg

Peso propio de las paredes laterales = 2(2400)(0.30)2.80 = 4032 Kg

10102 Kg

Luego la reacción del terreno será igual a 10102 / 1.8 = 5612 Kg/m.

Momentos de empotramiento:

Pieza AB

$$\frac{Wl^2}{12} = \frac{3372 (1.80)^2}{12} = 910 \text{ Kg-m}$$

Piezas AC y BD

$$\frac{Wl^2}{12} = \frac{3210 (3.05)^2}{12} = 2488 \text{ Kg-m}$$

Pieza CD

$$\frac{Wl^2}{12} = \frac{5612 (1.8)^2}{12} = 1515 \text{ Kg-m}$$

Rígideces de las piezas:

Por haber considerado las piezas empotradas en sus extremos, la rigidez absoluta de cada una de ellas será:

$$K = \frac{4EI}{L}; \text{ pero como el valor } 4E \text{ es constante}$$

$$K = \frac{I}{L}$$

Pieza AB:

Pieza AC y BD

$$L = 3.05 \text{ m.}; I = \frac{b h^3}{12} = \frac{1 (30)^3}{12} = 2250 \text{ cm}^4; K = \frac{2250}{305} = 7.38$$

Pieza CD.

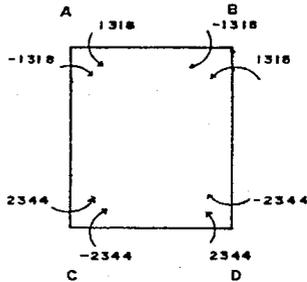
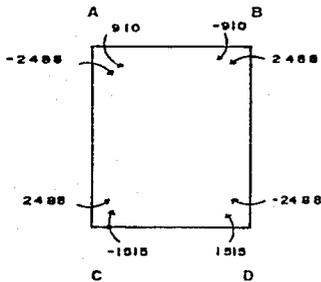
$$L = 1.8 \text{ m}; I = \frac{b h^3}{12} = \frac{1 (30)^3}{12} = 2250 \text{ cm}^4; K = \frac{2250}{180} = 12.5$$

Factores de distribución.

El factor de distribución de una pieza que concurre a un "nodo" es la relación que existe entre la rigidez de dicha pieza y la suma de las rigideces de todas las piezas que concurren a él; es decir:

$$F_{Dn} = \frac{r_n}{\sum r}$$

Coefficiente de transporte. Por tratarse de piezas de sección constante el coeficiente de transporte será igual a 1/2. La distribución de los momentos se encuentra en la siguiente tabla.



$$+ \quad -$$

NODOS	NODO A		NODO B	
	↓ AC	→ AB	← AB	↓ BD
F.D.	0.67	0.33	0.33	0.67
M.E.	-2488	+910	-910	+2488
1 ^o d	+1057	+521	-521	-1057
T	-180	-261	+261	+180
2 ^o d	+205	+148	-148	-295
T	-155	-73	+73	+155
3 ^o d	+153	+75	-75	-153
Σ	-1318	+1318	-1318	+1318

NODOS	NODO A		NODO B	
	↑ AC	→ CD	← CD	↑ BD
F.D.	0.37	0.63	0.63	0.37
M.E.	+2488	-1515	+1515	-2488
1 ^o d	-360	-813	+613	+360
T	+529	+307	-307	-529
2 ^o d	-309	-527	+527	+309
T	+148	+264	-264	-148
3 ^o d	-152	-260	+260	+152
Σ	+2344	-2344	+2344	-2344

Cálculo de las reacciones.

Se calculan con la fórmula: $R_h = R_i + \frac{M_A - M_B}{L}$

En la cual:

R_h = reacción hiperestática

R_i = reacción isostática

$M_A - M_B$ = diferencia de momentos

L = claro de la pieza

pieza AB

$$R_A = R_B = \frac{W L}{2} = \frac{3372 (1.80)}{2} = 3035 \text{ Kg.}$$

Piezas AC y BD

$$R_A = R_B = \frac{3210 (3.05)}{2} - \frac{2344 - 1318}{3.05} = 4559 \text{ Kg.}$$

$$R_C = R_D = \frac{3210 (3.05)}{2} + \frac{2344 - 1318}{3.05} = 5232 \text{ Kg.}$$

Pieza CD

$$R_C = R_D = \frac{5612 (1.8)}{2} = 5051 \text{ Kg.}$$

Cálculo de los momentos positivos.

Pieza AB; Momento positivo sin corregir:

$$\frac{W L^2}{8} = \frac{3372 (1.8)^2}{8} = 1366 \text{ Kg-m}$$

La corrección será el momento negativo

Momento positivo máximo = $1366 - 1318 = 48 \text{ Kg-m}$

El momento positivo actúa en una longitud de:

$$M = \frac{W L^2}{8} \quad \therefore \quad L = \sqrt{\frac{8 M}{W}} = \sqrt{\frac{8 (48)}{3372}} = 0.34 \text{ m}$$

Los puntos de inflexión estarán por lo tanto a:

$$\frac{1.8 - 0.34}{2} = 0.73 \text{ m de los apoyos}$$

Piezas AC y BD

La ecuación general del cortante en estas piezas a partir del extremo superior es:

$V_x = R_A - w x$ igualando a cero y despejando

$$x = \frac{R_A}{W} = \frac{4559}{3210} = 1.42 \text{ m}$$

como donde $V = 0$ el momento es máximo, nos bastará aplicar la ecuación general de momentos para una distancia de 1.42 m. del apoyo superior para encontrar el momento máximo positivo.

$$M_x = R_A X - \frac{W x^2}{2} - M$$

Substituyendo valores

$$M_x = 4559(1.42) - \frac{3210 (1.42)^2}{2} - 1312 = 1919 \text{ Kg-m}$$

El momento positivo actúa en una longitud

$$L = \sqrt{\frac{8 M}{W}} = \sqrt{\frac{8 (1919)}{3210}} = 2.19 \text{ m.}$$

el punto de inflexión superior está colocado a una distancia

$$1.42 - \frac{2.19}{2} = 0.33 \text{ m}$$

el punto de inflexión inferior está colocado a una distancia de:

$$3.05 - (2.19 + 0.33) = 0.53 \text{ m del apoyo inferior.}$$

pieza CD.

Momento positivo máximo sin corregir.

$$\frac{W l^2}{8} = \frac{5612 (1.8)^2}{8} = 2273 \text{ kg-m}$$

La corrección es el momento negativo

$$2273 - 2344 = -71 \text{ kg-m}$$

Lo cual quiere decir que el momento positivo producido por la carga uniforme del terreno se anula debido a que los momentos de empotramientos son mayores que éste.

Proporcionamiento de las piezas.

constantes de cálculo

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 1000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 \quad f'_c = 94.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$J = 0.847$$

$$K = 18.36$$

$$V_c = 0.3 \sqrt{f'_c} = 4347 \text{ Kg/cm}^2$$

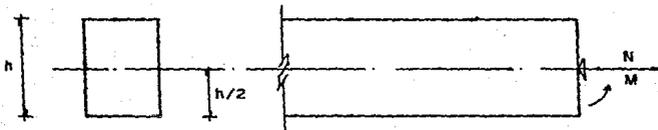
$$\mu = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D} = \frac{33.33}{D}$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f'_c}} = 0.459$$

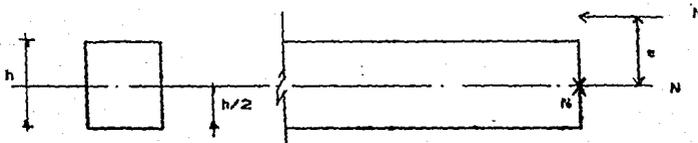
$$J = 1 - \frac{h}{3} = 0.847$$

$$K = \frac{1}{2} f_c K_j = 18.36$$

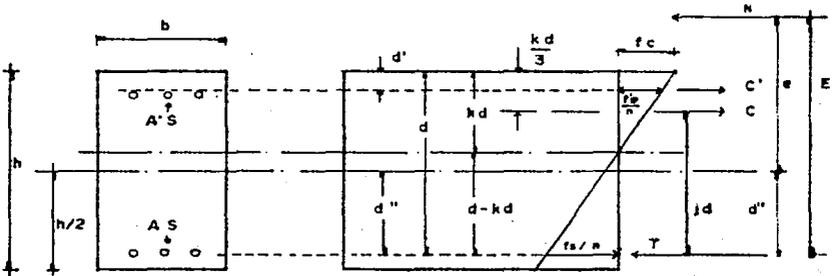
Se trata de piezas sujetas a flexo-compresión (ver figura adjunta), para su cálculo usaremos las fórmulas dadas por el Joint Committee.



El efecto del momento lo podemos substituir por un par de fuerzas N de tal manera que $e = M/N$ luego nos quedará unicamente:



ya que el efecto de las fuerzas colineales se anula por ser éstos iguales y de sentido contrario; tendremos entonces:



Consideremos la siguiente notación:

- A_s = Area de acero a la tensión.
- $A's$ = Area de acero a la compresión
- d'' = Distancia del centro de la viga al refuerzo a la tensión.
- d' = Recubrimiento del refuerzo
- f_s = Esfuerzo de trabajo del acero
- f_c = Esfuerzo de trabajo del concreto.

Refuerzo a la compresión:

Tomando momentos con respecto a un punto del refuerzo a la tensión e igualando a cero (condición para que exista equilibrio) tenemos:

$$N E - C' (d - d') - C j d = 0 \quad (V-1)$$

$$C' = (n-1) A's \frac{f's}{n} ; \text{ pero } \frac{f's / n}{kd - d'} = \frac{f_s / n}{d - kd}$$

$$\text{luego: } \frac{f's}{n} = \frac{f's/n(kd-d')}{d-kd}$$

$$\text{Por lo tanto } C' = \frac{(n-1)}{n} A's f's \frac{kd-d'}{d-kd}$$

$$\text{Por otro lado: } C'jd = \frac{1}{2} kb^2 fcjd$$

$$\text{haciendo } K = \frac{1}{2} fcjd \therefore C'jd = kb^2 d^2$$

Substituyendo valores en la (V-1)

$$NE - \frac{n-1}{n} A's f's \frac{(kd-d')(d-d')}{d-kd} - Kbd^2 = 0$$

despejando

$$A's = \frac{NE - Kbd^2}{\frac{n-1}{n} f's \frac{(kd-d')(d-d')}{d-kd}} =$$

de la figura vemos que

$$E = e + d'' = \frac{M}{N} + d''$$

Refuerzo a la tensión

tomemos momentos con respecto a un punto a compresión

$$N(E - jd) - C' \left(\frac{kd}{3} - d' \right) - Tjd = 0$$

como

$$T = A_s f_s$$

$$N(E - jd) - C' \left(\frac{kd}{3} - d' \right) - A_s f_s jd = 0$$

despejando A_s

$$A_s = \frac{N(E - jd) - C' \left(\frac{kd}{3} - d' \right)}{f_s jd}$$

Pieza AB

Refuerzo a la tensión por momento negativo:

$$M = -1318 \text{ kg-m} \quad N = 4559 \text{ kg}$$

$$E = \frac{M}{N} + d'' = \frac{131800}{4559} + 6 = 35 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{N(E - jd) - C'(kd/3 - d')}{f_s jd} ; c'(kd/3 - d')$$

$$A_s = \frac{4559(35 - 0.847(16))}{1000(0.847)(16)} = \frac{97781.4}{13552} = 7.22 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 4 separación = $\frac{100 \text{ gs}}{A_s}$

$$\text{Separación} = \frac{100(1.22)}{7.22} = 17 \text{ cm c. d. c.}$$

Refuerzo a compresión por momento negativo

$$M_T = NE = 4559(35) = 159565 \text{ kg-cm}$$

$$M_R = kbd^2 = 18.36(100)(16)^2 = 470016 \text{ kg-cm}$$

$M_R > M_T$..no necesita refuerzo a compresión

Refuerzo a tensión por momento positivo:

$$M = 48 \text{ kg-m} = 4800 \text{ kg-cm} ; \quad N = 4559 \text{ kg}$$

$$E = \frac{M}{N} + d'' = \frac{4800}{4559} + 6 = 7.05 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{4559(7.05 - 13.55)}{13552} = -2.18 \text{ cm}^2$$

no necesita refuerzo a tensión

Refuerzo a compresión por momento positivo:

$$M_T = NE = 4559(7.05) = 32141 \text{ kg-cm}$$

$$M_R = kbd^2 = 470016 \text{ kg-cm}$$

$M_R > M_T$ = no necesita refuerzo.

Piezas AC y BD

Refuerzo a tensión por momento negativo

tomaremos el momento negativo mayor y la carga axial menor

$$M = -2344 \text{ kg} \cdot \text{m} ; \quad N = 8035 \text{ kg}$$

$$E = \frac{M}{N} + d'' = \frac{234400}{3035} + 11 = 88.2 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{3035 (88.2 - (0.847) 26)}{13552} = 14.82 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla de No. 4

$$\text{Separación} = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{122}{14.82} = 8 \text{ cm c. a. c.}$$

Refuerzo a compresión por momento negativo:

$$M_T = NE = 3035 (88.2) = 267687 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_R = k_b d^2 = 18.36 (100) (26)^2 = 1241136 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Como $M_R > M_T$ no necesita refuerzo a compresión

Refuerzo a tensión por momento positivo

$$M = +1919 \text{ kg} \cdot \text{m} ; \quad N = 3035 \text{ kg}$$

$$E = \frac{191900}{3035} + 11 = 74.2 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{3035 (74.2 - 22)}{13552} = \frac{158427}{13552} = 11.7 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 4 $a_s = 1.22 \text{ cm}^2$

$$\text{Separación} = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{122}{11.7} = 10 \text{ cm c. a. c.}$$

Refuerzo a compresión por momento positivo:

$$M_T = NE = 3035 (74.2) = 225197 \text{ kg} \cdot \text{cm} ; \quad M_R = 1241136 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$M_R > M_T$ \therefore no necesita refuerzo a compresión

Pieza CD

Refuerzo a tensión por momento negativo:

$$M = 2344 \text{ kg-cm} \quad ; \quad M = -234400 \text{ kg-cm} \quad ; \quad N = 5232 \text{ kg.}$$

$$E = \frac{234400}{5232} + 11 = 55.8 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{5232(55.8 - 22)}{13552} = 13 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 4

$$\text{Separación} = \frac{100 \sigma_s}{A_s} = \frac{122}{13} = 9 \text{ cm c. a. c.}$$

Refuerzo a compresión por momento negativo:

$$M_T = NE = 5232 (55.8) = 291946 \text{ kg-cm.}$$

$$M_R = k b d^2 = 18.36 (100) (26)^2 = 1241136 \text{ kg-cm.}$$

$M_R > M_T$. no necesita refuerzo a compresión.

Refuerzo a tensión por momento positivo

No necesita por no existir momento positivo

Tampoco necesita refuerzo a compresión por momento positivo

Revisión por esfuerzo cortante.

El cortante máximo en el marco es igual a $V = 5232 \text{ kg}$

al cual se encuentra sujeta la pieza AC, la fuerza cortante crítica se encuentra a una distancia d , de el apoyo y es: $V = 5232 - (3210 \times 0.26) = 4397 \text{ kg}$ el esfuerzo cortante --

para este valor es $V = \frac{4397}{100 (26)} = 1.69 \text{ kg/cm}^2$

como $V_c > V$ no requiere acero por cortante.

Revisión por adherencia.

Una de las suposiciones fundamentales sobre las que se basa la teoría de las vigas de concreto reforzado es que existe una perfecta adhesión entre el concreto y el acero de refuerzo y que ambos se deforman juntos -- sin que se rompa la liga entre ellos. Sin embargo, la adherencia del -- acero a deslizarse dentro del concreto está siempre presente, la liga entre la superficie del acero y el concreto se debe a la contracción inicial de este último al fraguar y la fricción entre los dos materiales; -- la varilla laminada con salientes o proyecciones se conocen como "varillas corrugadas" y su propósito es desarrollar una liga o adherencia mecánica entre el concreto y el acero.

El esfuerzo permisible máximo de adherencia para varillas corrugadas es de

$$U = \frac{2.3 f_c}{D}$$

donde:

U = esfuerzo máximo permisible de adherencia por unidad de área -- superficial en $\text{Kg/cm}^2 < 25 \text{ kg/cm}^2$

f_c = esfuerzo del concreto.

D = diámetro de la varilla en cm.

Y $\mu = \frac{V}{\sum o_j d}$ es la fórmula que se usará para el cálculo de los esfuerzos de adherencia en la sección.

μ = esfuerzo de adherencia por unidad de área superficial. de la varilla en Kg/cm².

V = cortante vertical total en Kg.

J = el coeficiente anteriormente usado

d = peralte efectivo de la viga en cm.

$\sum o$ = suma de los perímetros de todas las varillas horizontales de refuerzo por tensión en la sección considerada en cm.

$$U = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{1.27} = 26.24 > 25 \text{ kg/cm}^2 \text{ usaremos } 25 \text{ kg/cm}^2$$

pieza AB. V = 3035

Para el refuerzo a tensión por momento negativo habíamos calculado varilla No. 4 a 17 cm. c.a.c.

$$U = \frac{V}{\sum o_j d} = \frac{3035}{4(5.88)(0.847)(26)} = \frac{3035}{517.96} = 5.86 \text{ kg/cm}^2$$

5.86 < 25 kg/cm² es aceptable

Pieza AC y BD V = 5232 kg.

Para el refuerzo a tensión por momento negativo habíamos calculado varilla No. 4 a 8 cm. c.a.c.

$$U = \frac{5232}{4(12.5)(0.847)(26)} = 4.75 \text{ kg/cm}^2 < 25 \text{ kg/cm}^2$$

Pieza CD. V = 5051 kg/cm²

refuerzo a tensión por momento negativo varilla No. 4 a 9 cm. c.a.c.

$$U = \frac{5051}{4(11.11)(0.847)(26)} = 5.16 \text{ kg/cm}^2 < 25 \text{ kg/cm}^2$$

refuerzo por temperatura

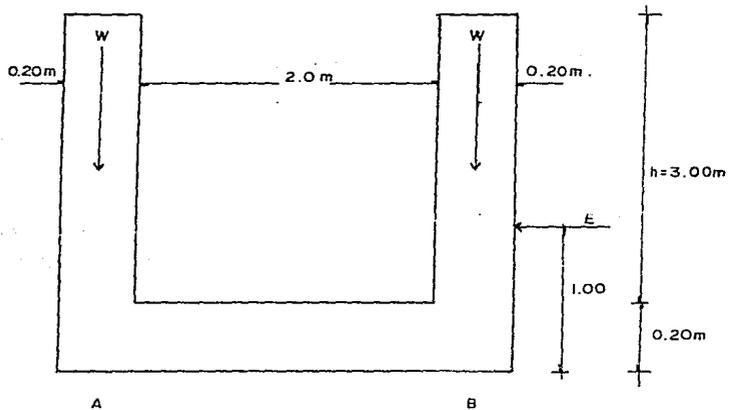
As = P bd = 0.003 x 100 x 26 = 7.8 cm² utilizando

varilla No. 4 separación = $\frac{122}{7.8} = 16 \text{ cm}^2 \text{ c. a. c.}$

como va alojado en dos capas queda a 32 cm. c.a.c. para detalle de armado del marco véase el plano general de la obra de toma.

Cálculo del tanque amortiguador.

Se trata de un marco de concreto reforzado de las siguientes dimensiones:



Analizaremos esta estructura para la condición más desfavorable que es cuando se encuentra vacía, sin agua.

Determinación del empuje.

Por tratarse de roca, quedará dado por la fórmula:

$$E = 0.086 \gamma h^2; E = 0.086 (1800) 3^2 = 1393.0 \text{ kg.}$$

Suponiendo las dimensiones de las piezas, los pesos

$$\text{Valdrán: } W = 0.20 (3.0) (2400) = 1440 \text{ kg} ; 2W = 2880 \text{ kg}$$

$$\text{peso de la losa} = 2.4 (0.20) (2400)$$

$$= 1152 \text{ kg}$$

$$\hline 4032 \text{ kg.}$$

La reacción del terreno valdrá por lo tanto:

$$W = \frac{4032}{2.4} = 1680 \text{ kg/m}$$

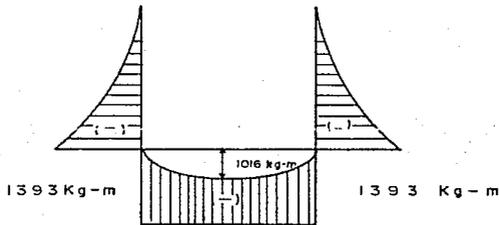
el momeno en los nodos valdrá:

$$M = E \frac{h}{3} = 1393 \left(\frac{3}{3} \right) = 1393 \text{ kg-m}$$

el momento debido a la reacción será:

$$M = \frac{W L^2}{8} = \frac{1680 (2.2)^2}{8} = 1016 \text{ kg-m}$$

Diagrama de momentos:



el cortante máximo vale $V = 1440 \text{ kg}$

teniendo como peralte efectivo $d = 16 \text{ cm}$, el área de acero necesaria es:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{139300}{2000 (0.847)(16)} = 5.1 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla de No. 4

$$\text{Separación} = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{122}{5.1} = 24 \text{ cm c.a.c.}$$

Revisión por adherencia:

$$U = \frac{V}{\sum ojd} = \frac{1440}{4(4.16)(0.847)(16)} = 6.38 \text{ Kg/cm}^2 < 25 \text{ Kg/cm}^2$$

es aceptable

refuerzo por temperatura:

$$A_s = 0.003 bd = 0.003(100)(20) = 6 \text{ cm.}^2$$

Utilizando varilla No. 4 $S = \frac{122}{6} = 20 \text{ cm. c.a.c.}$ como

es mayor que el necesario por momento, el armado consistirá en varilla - del No. 4 a 20 cm. c.a.c. en ambas direcciones.

Esfuerzo cortante:

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{1440}{100(16)} = 0.9 \text{ kg/cm}^2$$

es menor que el cortante admisible.

Cálculo del tanque de reposo. Se trata de un marco semejante al del tan que amortiguador, nadamás que con menos altura, como ya vimos el refuerzo que domina es el de temperatura; luego el refuerzo en el paño exterior y lecho superior de la losa horizontal, consistirá en varilla No. 4 a cada 20 cm. c.a.c. en ambas direcciones.

Cálculo de la pantalla. La calcularemos como losa empotrada y totalmente obstruída ya que este es el caso más desfavorable, con los siguientes datos:

$$\begin{aligned} L &= 1.60 \text{ m.} \\ d &= 0.16 \text{ m.} \\ b &= 0.20 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$P = \gamma h = 1000(1.5) = 1500 \text{ Kg/m}^2$$

la carga por metro lineal será:

$$w = 1500(0.20) = 300 \text{ Kg/m.}$$

$$M = \frac{W L^2}{12} = \frac{300 (1.6)^2}{12} = 64 \text{ kg -m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{6400}{200(0.847)(16)} = 0.24 \text{ cm}^2$$

$$A_T = 0.003 \quad A_c = 0.003 (100)(16) = 4.8 \text{ cm}^2$$

se armará por temperatura, utilizando varilla del No. 4

$$S = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{122}{4.8} = 25 \text{ cm c. a. c.}$$

Se armará con varilla del No. 4 a cada 25 cm. c.a.c. en ambos paños y en ambas direcciones.

Cálculo del vertedor de control. Lo calcularemos como losa empotrada en las paredes del tanque, para seguridad tomaremos una faja al pie del vertedor con carga uniformemente repartida.

$$\begin{aligned} L &= 1.60 \text{ m.} \\ d &= 16 \text{ cm.} \\ b &= 1.0 \text{ m} \end{aligned}$$

$$p = \gamma h = 1000 (1.10) = 1100 \text{ kg/m}^2$$

$$M = \frac{W L^2}{12} = \frac{1100 (1.6)^2}{12} = 235 \text{ kg -m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{23500}{2000(0.847)(16)} = 0.87 \text{ cm}^2$$

$$A_T = 0.003 \quad A_c = 0.003 (20)(100) = 6 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 4

$$S = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{122}{6} = 20 \text{ cm c. a. c.}$$

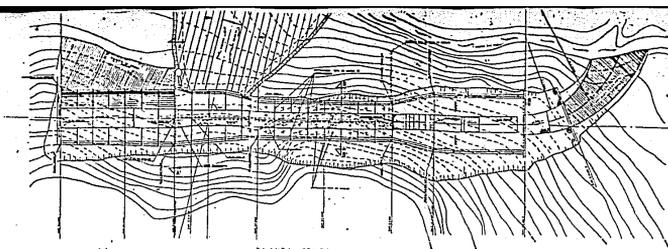
Se armará con varillas No. 4 a cada 20 cm. c.a.c. en ambas direcciones.

VI CONCLUSIONES

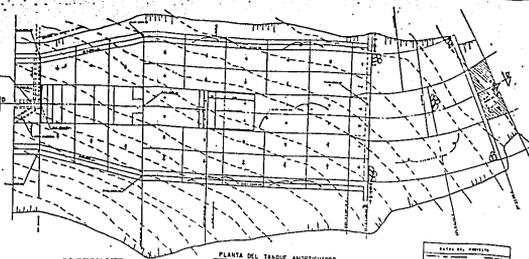
En el estudio anterior se muestra que económicamente la realización de esta obra, no es conveniente ya que la inversión es muy alta para el número de hectáreas que se pueden regar.

Por otro lado desde el punto de vista social, si es conveniente ya que ayudaría grandemente a fijar parte de la población que por los repetidos años faltos de cosecha debido principalmente a la falta de riego - ha abandonado la región.

PLANTA GENERAL

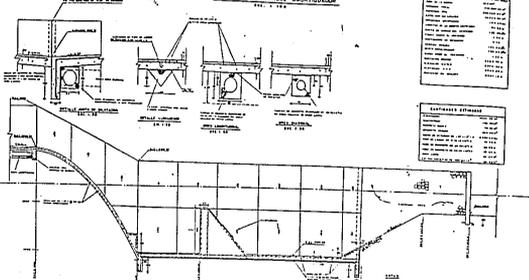
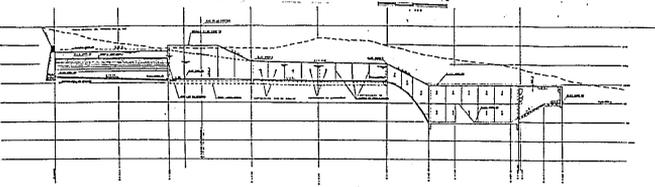


PLANTA DEL TADQUE AMORTIGUADOR



LISTA DEL MATERIAL	
1	...
2	...
3	...
4	...
5	...
6	...
7	...
8	...
9	...
10	...
11	...
12	...
13	...
14	...
15	...
16	...
17	...
18	...
19	...
20	...
21	...
22	...
23	...
24	...
25	...
26	...
27	...
28	...
29	...
30	...
31	...
32	...
33	...
34	...
35	...
36	...
37	...
38	...
39	...
40	...
41	...
42	...
43	...
44	...
45	...
46	...
47	...
48	...
49	...
50	...
51	...
52	...
53	...
54	...
55	...
56	...
57	...
58	...
59	...
60	...
61	...
62	...
63	...
64	...
65	...
66	...
67	...
68	...
69	...
70	...
71	...
72	...
73	...
74	...
75	...
76	...
77	...
78	...
79	...
80	...
81	...
82	...
83	...
84	...
85	...
86	...
87	...
88	...
89	...
90	...
91	...
92	...
93	...
94	...
95	...
96	...
97	...
98	...
99	...
100	...

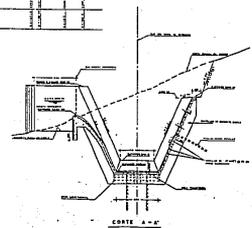
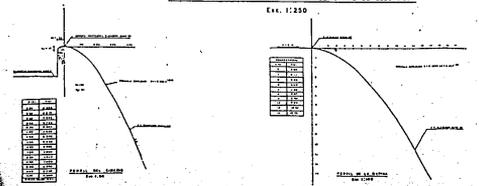
MATERIAS PRIMAS	
1	...
2	...
3	...
4	...
5	...
6	...
7	...
8	...
9	...
10	...
11	...
12	...
13	...
14	...
15	...
16	...
17	...
18	...
19	...
20	...
21	...
22	...
23	...
24	...
25	...
26	...
27	...
28	...
29	...
30	...
31	...
32	...
33	...
34	...
35	...
36	...
37	...
38	...
39	...
40	...
41	...
42	...
43	...
44	...
45	...
46	...
47	...
48	...
49	...
50	...
51	...
52	...
53	...
54	...
55	...
56	...
57	...
58	...
59	...
60	...
61	...
62	...
63	...
64	...
65	...
66	...
67	...
68	...
69	...
70	...
71	...
72	...
73	...
74	...
75	...
76	...
77	...
78	...
79	...
80	...
81	...
82	...
83	...
84	...
85	...
86	...
87	...
88	...
89	...
90	...
91	...
92	...
93	...
94	...
95	...
96	...
97	...
98	...
99	...
100	...



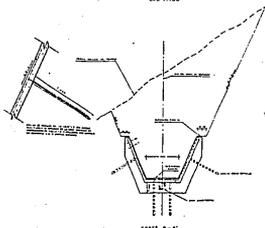
CORTE B-B' EAL. 1:100

ESTACION	CANTON	MATERIAL	CANTIDAD	
			UNIDAD	CANTIDAD
0+00
0+10
0+20
0+30
0+40
0+50
0+60
0+70
0+80
0+90
1+00
1+10
1+20
1+30
1+40
1+50
1+60
1+70
1+80
1+90
2+00
2+10
2+20
2+30
2+40
2+50
2+60
2+70
2+80
2+90
3+00
3+10
3+20
3+30
3+40
3+50
3+60
3+70
3+80
3+90
4+00
4+10
4+20
4+30
4+40
4+50
4+60
4+70
4+80
4+90
5+00
5+10
5+20
5+30
5+40
5+50
5+60
5+70
5+80
5+90
6+00
6+10
6+20
6+30
6+40
6+50
6+60
6+70
6+80
6+90
7+00
7+10
7+20
7+30
7+40
7+50
7+60
7+70
7+80
7+90
8+00
8+10
8+20
8+30
8+40
8+50
8+60
8+70
8+80
8+90
9+00
9+10
9+20
9+30
9+40
9+50
9+60
9+70
9+80
9+90
10+00

PERFIL LONGITUDINAL POR EL EJE DEL CANAL DE DESCARGA EAL. 1:250



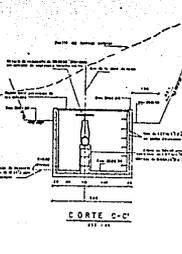
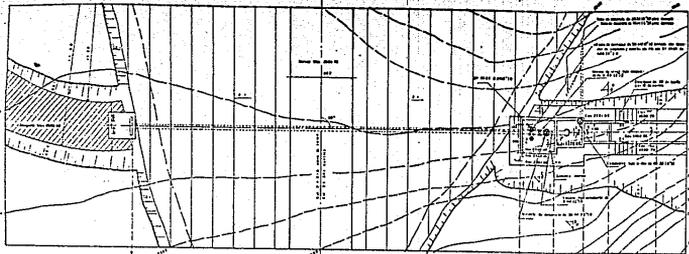
CORTE A-A' EAL. 1:100



CORTE B-B' EAL. 1:100

NOTA: Este proyecto fue elaborado en el departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI) de Lima, Perú, el día 15 de mayo de 2023. El proyecto fue financiado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC) a través del Programa de Inversión Pública (PIP) para la ejecución de obras de infraestructura de transporte. El proyecto tiene como objetivo la construcción de un canal de descarga para mejorar la eficiencia y seguridad de la operación de la planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR) ubicada en el distrito de San Juan de Lurigancho, Lima. El canal de descarga tendrá una longitud total de 10.000 metros y una capacidad de descarga de 100 litros por segundo (l/s). El proyecto incluye la construcción de un canal de descarga de concreto armado, un sistema de drenaje y un sistema de monitoreo y control. El proyecto es parte de un programa más amplio de mejora de la infraestructura de saneamiento básico en Lima. El proyecto fue aprobado por el Comité de Evaluación de Proyectos (CEP) de la UNI el día 10 de mayo de 2023. El proyecto fue financiado por el MTC a través del PIP para la ejecución de obras de infraestructura de transporte. El proyecto tiene como objetivo la construcción de un canal de descarga para mejorar la eficiencia y seguridad de la operación de la PTAR ubicada en el distrito de San Juan de Lurigancho, Lima. El canal de descarga tendrá una longitud total de 10.000 metros y una capacidad de descarga de 100 l/s. El proyecto incluye la construcción de un canal de descarga de concreto armado, un sistema de drenaje y un sistema de monitoreo y control. El proyecto es parte de un programa más amplio de mejora de la infraestructura de saneamiento básico en Lima. El proyecto fue aprobado por el CEP de la UNI el día 10 de mayo de 2023. El proyecto fue financiado por el MTC a través del PIP para la ejecución de obras de infraestructura de transporte.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA		UNAM
INGENIERIA CIVIL		
PROF. DR. PEDRO MANUEL TERESA DE LA CRUZ		VERTEDOR
LIMA, PERU		
DISEÑADO POR: LUIS M. BAUTISTA NIETO		

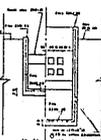
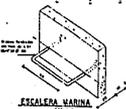
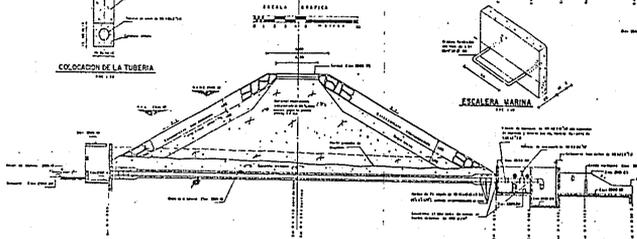


CAPACIDADES NOMINALES CANAL DE SALIDA	
1	1.000
2	1.000
3	1.000
4	1.000
5	1.000
6	1.000
7	1.000
8	1.000
9	1.000
10	1.000
11	1.000
12	1.000
13	1.000
14	1.000
15	1.000
16	1.000
17	1.000
18	1.000
19	1.000
20	1.000
21	1.000
22	1.000
23	1.000
24	1.000
25	1.000
26	1.000
27	1.000
28	1.000
29	1.000
30	1.000
31	1.000
32	1.000
33	1.000
34	1.000
35	1.000
36	1.000
37	1.000
38	1.000
39	1.000
40	1.000
41	1.000
42	1.000
43	1.000
44	1.000
45	1.000
46	1.000
47	1.000
48	1.000
49	1.000
50	1.000

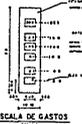
DATOS DEL PROYECTO	
Nombre del Proyecto	INTAKE
Fecha de Emisión	1958
Escala	1/200
Proyecto	INTAKE
Autores	ING. M. BAUTISTA RIETO
Revisado	
Aprobado	
Fecha de Ejecución	
Fecha de Pago	
Fecha de Entrega	
Fecha de Cierre	
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Fecha de Ejecución	
Fecha de Pago	
Fecha de Entrega	
Fecha de Cierre	
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	



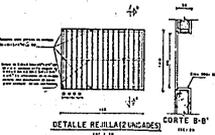
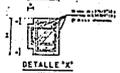
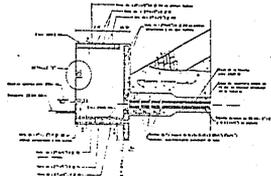
PLANTA GENERAL



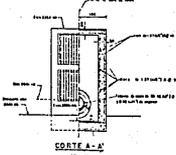
CANTIDADES ESTIMADAS	
1	1.000
2	1.000
3	1.000
4	1.000
5	1.000
6	1.000
7	1.000
8	1.000
9	1.000
10	1.000
11	1.000
12	1.000
13	1.000
14	1.000
15	1.000
16	1.000
17	1.000
18	1.000
19	1.000
20	1.000
21	1.000
22	1.000
23	1.000
24	1.000
25	1.000
26	1.000
27	1.000
28	1.000
29	1.000
30	1.000
31	1.000
32	1.000
33	1.000
34	1.000
35	1.000
36	1.000
37	1.000
38	1.000
39	1.000
40	1.000
41	1.000
42	1.000
43	1.000
44	1.000
45	1.000
46	1.000
47	1.000
48	1.000
49	1.000
50	1.000



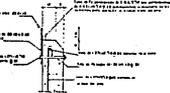
LOSA CALO DE VALVULAS



CORTE B-B'
Escala: 1/200



DETALLE JEROME DE ANCLAJE



ESCALA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES	UNAM
A. B. O. B.	
INGENIERIA CIVIL	
Nombre del Proyecto	INTAKE
Autores	ING. M. BAUTISTA RIETO
Revisado	
Aprobado	
Fecha de Ejecución	
Fecha de Pago	
Fecha de Entrega	
Fecha de Cierre	
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Fecha de Ejecución	
Fecha de Pago	
Fecha de Entrega	
Fecha de Cierre	
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	

PLANTA ESTRUCTURA DE ENTRADA

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

- | | |
|--|---|
| PEQUEÑOS ALMACENAMIENTOS | Dirección General de Obras Hidráulicas y de Ingeniería Agrícola para el Desarrollo Rural. |
| MANUAL PARA LA ESTIMACION DE AVENIDAS MAXIMAS EN CUENCAS Y PRESAS PEQUEÑAS | Dirección General de Obras Hidráulicas y de Ingeniería Agrícola para el Desarrollo Rural. |
| APUNTES DE HIDROLOGIA APLICADA A LA INGENIERIA | División de Educación Continúa Facultad de Ingeniería U.N.A.M. |
| HIDROLOGIA PARA INGENIEROS | Ray K. Linsley
Max A. Kohler. |
| ANALISIS ESTADISTICO Y PROBABILISTICO DE DATOS HIDROLOGICOS | Dr. Rolando Springall. |
| DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS | U.S. Departament of the Interior |
| TESIS PROFESIONAL | Ing. Héctor Bautista V. |
| MECANICA DE SUELOS | Eulalio Juárez Badillo.
Alfonso Rico Rodríguez. |
| HIDRAULICA | Ing. Samuel Trueba Coronel |
| HIDRAULICA | George E. Russell. |
| APUNTES DE HIDRAULICA II | Ing. Gilberto Sotelo Avila |
| MANUAL DE HIDRAULICA | Horace W. King. |
| ANALISIS DEL FLUJO DE AGUA EN PRESAS. | R. J. Marsall, A. Peséndiz |
| REVISTA INGENIERIA HIDRAULICA EN MEXICO. | Enero, febrero, marzo 1961. |