

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"A R A G O N"

3157.29537



REVISION HIDROLOGICA DE LA AVENIDA DE
DISEÑO DE LA PRESA MADIN, EDO. DE
MEXICO.

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



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
DIRECCION

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

SERGIO JIMENEZ RODRIGUEZ
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 22 de noviembre del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. JUVENAL CARBALLIDO CHAVELAS pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado " REVISION HIDROLOGICA DE LA AVENIDA DE DISEÑO DE LA PRESA MADIN, EDO. DE MEXICO ", 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., diciembre 10 de 1984.
EL DIRECTOR


LIC. SERGIO ROSAS ROMERO

c.c.p. Coordinación de Ingeniería.
Unidad Académica.
Departamento de Servicios Escolares.

DEDICATORIA

ELABORAR UNA DEDICATORIA, ME HA RESULTADO MAS DIFICIL QUE -
EL TRABAJO DE TESIS QUE AQUI PRESENTO, YA QUE EXISTE DEMASIADA GENTE A -
LA QUE QUIERO AGRADECER NO SOLO SUS ENSEÑANZAS, SINO TAMBIEN EL HABERME
BRINDADO SU AMISTAD.

DEDICO ESTA TESIS A TODOS Y CADA UNO DE MIS PROFESORES, DES
DE LOS QUE ME ENSEÑARON LAS PRIMERAS LETRAS, HASTA LOS QUE ME COMPLICARON
LA FORMA DE PENSAR.

POR SU AYUDA Y CONSTANTE ASESORIA, A LOS INGENIEROS :

ING. JUVENAL CARBALLIDO CHAVELAS.

ING. ANTONIO CASTILLO ABONZA.

ING. JOSE ANTONIO DIAZ AGUILERA.

POR SU CARIÑO Y COMPRENSION, A MIS PADRES :

SR. LUIS JIMENEZ SANDOVAL.

SRA. MARIA DE JESUS RODRIGUEZ DE JIMENEZ.

POR SUS ESTIMULOS, A MIS HERMANOS :

JORGE, LUIS, VICTOR, ANGELINA, AMALIA Y MARIA ESTHER.

POR SU VALIOSA AYUDA EN LA MECANOGRAFIA DE ESTE TRABAJO :

SRA. MA. EUGENIA SANTOS ANDRADE.

Y PRINCIPALMENTE A MI ESPOSA, LA SRA. :

MARIA ERENDIRA SALVADOR BARAJAS Y MIS HIJOS :

SERGIO Y OSCAR, YA QUE GRACIAS A TODA SU AYUDA, COMPRENSION
Y ESTIMULOS QUE ME BRINDARON, FUE POSIBLE QUE REALIZARA ES-
TE TRABAJO DE TESIS.

I N D I C E
= = = = = =

	Pág.
CAPITULO I. ANTECEDENTES.	1
CAPITULO II. INFORMACION DISPONIBLE.	6
CAPITULO III. CARACTERISTICAS DE LAS OBRAS.	34
CAPITULO IV. AVENIDA DE DISEÑO.	43
CAPITULO V. TRANSITO DE LA AVENIDA.	76
CAPITULO VI. OPERACION Y RECOMENDACIONES.	98
BIBLIOGRAFIA.	103

CAPITULO I ANTECEDENTES

LA CUENCA HIDROLOGICA DEL VALLE DE MEXICO, SE ENCUENTRA -- LOCALIZADA EN LA PARTE SUR DE LA MESETA CENTRAL, ES DE GRAN IMPORTANCIA, YA QUE DENTRO DE DICHA CUENCA SE ENCUENTRA LA CIUDAD DE MEXICO Y GRAN - PARTE DEL AREA METROPOLITANA.

EL VALLE ESTA RODEADO POR MONTAÑAS, QUE FORMAN UNA CORTINA NATURAL QUE IMPIDE LA SALIDA DE LAS AGUAS PLUVIALES Y RESIDUALES, Y SI A ESTO AÑADIMOS QUE TODOS SUS RIOS SON Y HAN SIDO DE CARACTER TORRENCIAL; SE COMPRENDE PORQUE DESDE LOS PRIMEROS ASENTAMIENTOS HUMANOS QUE SE ESTABLECIERON EN EL VALLE, SUFRIERON LAS CONSECUENCIAS DE LAS INUNDACIONES, MOTIVO POR EL CUAL, DESDE LA ANTIGUEDAD, LOS GOBIERNOS PENSARON EVITAR - TAN GRANDES DAÑOS CONSTRUYENDO UNAS VECES SOLO MEDIOS DE DEFENSA Y - - OTROS DE EXPULSAR AUNQUE SOLO FUERA ALGUNA PARTE LAS AGUAS QUE INVADIAN AL VALLE.

EXISTE INFORMACION DE QUE EN 1449 DEBIDO A LAS LLUVIAS, SE INUNDO LA CIUDAD DE TENOCHTITLAN, ALCANZANDO TIRANTES DE HASTA 2.0 M, - POR LO CUAL EL EMPERADOR MOCTEZUMA I MANDO CONSTRUIR EL DIQUE DE NETZAHUALCOYOTL DE 16 KM DE LONGITUD APROXIMADAMENTE, EL CUAL OFRECIA CIERTA PROTECCION Y OBTENIA EL CONTROL DE LA LAGUNA DE TEXCOCO Y LOS LAGOS DEL SUR. TAMBIEN SE CONSTRUYO LA CALZADA DEL TEPEYAC, QUE TENIA LA DOBLE FUN CION DE CONTENER EL AGUA Y SERVIR DE TRANSITO. DURANTE LA EPOCA VIRREI- NAL, SE CONSTRUYO EL DIQUE DE SAN LAZARO, MAS INMEDIATO A LA CIUDAD Y DE MENOR EXTENSION QUE EL DE NETZAHUALCOYOTL. LA OBRA MAS GRANDE REALIZADA, FUE LA QUE IDEO ENRICO MARTINEZ A PRINCIPIOS DEL SIGLO XVII, Y QUE CONSISTIA EN LLEVAR LAS AGUAS DE LA LAGUNA DE ZUMPANGO Y DEL RIO CUAUTITLAN AL RIO TULA, A TRAVES DEL TAJO DE NOCHISTONGO, LOGRANDO ASI DESALOJAR - GRAN PARTE DE LAS AGUAS.

SIN EMBARGO, EL DESAGUE DEL VALLE DE MEXICO QUEDO GARANTI- ZADO HASTA EL AÑO DE 1900, FECHA EN LA CUAL FUE INAUGURADO EL PRIMER TU-

NEL DE TEQUIXQUIAC DE 10 KM DE LONGITUD Y QUE DESCARGA LAS AGUAS NEGRAS Y PLUVIALES DE LA CIUDAD AL RIO SALADO, AFLUENTE DEL PANUCO, EL CUAL - - DESEMBOCA EN EL GOLFO DE MEXICO.

CON EL DRENAJE DEL VALLE, Y POSTERIORMENTE DEBIDO A LA EXTRACCION DE AGUAS SUBTERRANEAS PARA ABASTECIMIENTO, SE PROVOCO LA CONSOLIDACION DE LAS FORMACIONES ARCILLOSAS EN EL FONDO DEL ANTIGUO LAGO, LO QUE HA TRAIIDO COMO CONSECUENCIA EL HUNDIMIENTO DE LA CIUDAD DE MEXICO, - HUNDIMIENTO QUE EN ALGUNOS LUGARES ALCANZA VALORES SUPERIORES A LOS 8.0 M. CON RESPECTO A LOS NIVELES ORIGINALES, Y QUE HA DISLOCADO Y HECHO - INOPERANTE POR GRAVEDAD EL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.

EN LA ACTUALIDAD EL DESALOJAMIENTO DE LAS AGUAS NEGRAS Y - PLUVIALES SE EFECTUA POR MEDIO DE PLANTAS DE BOMBEO QUE DESCARGAN AL - - GRAN CANAL DEL DESAGUE Y A LOS TUNELES TEQUIXQUIAC. ADEMAS, EN EL OESTE DEL VALLE SE CONSTRUYO UN CONDUCTO QUE INTERCEPTA LOS ESCURRIMIENTOS SUPERFICIALES ANTES DE LLEGAR A LA CIUDAD Y SE ELIMINAN POR LO QUE SE LLAMA EMISOR DEL PONIENTE, HASTA EL TAJO DE NOCHISTONGO.

DENTRO DE LA CUENCA HIDROLOGICA DEL VALLE DE MEXICO SE INTEGRO UN SISTEMA PARA PROTEGER LAS AREAS AGRICOLAS, INDUSTRIALES, URBANAS Y EN ESPECIAL DEL AREA METROPOLITANA CONTRA POSIBLES INUNDACIONES, DICHO SISTEMA ESTA INTEGRADO POR 28 PRESAS, VASOS REGULADORES, TUNELES Y CANALES, QUE TIENEN UNA CAPACIDAD CONJUNTA DE ALMACENAMIENTO DE - - - - - 126'000,000 M³.

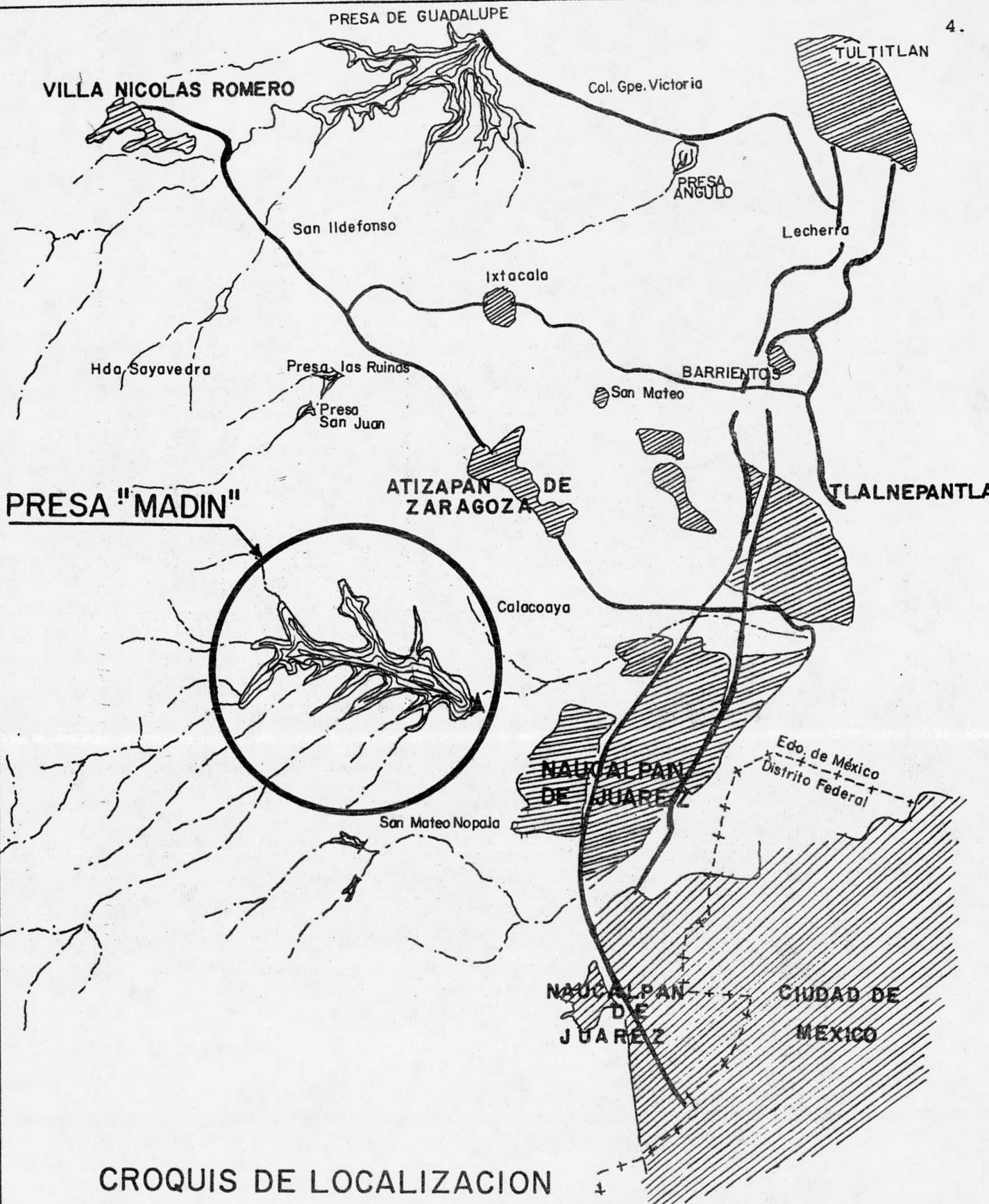
DENTRO DE ESTE SISTEMA EXISTE UNA PRESA QUE ES DE GRAN IMPORTANCIA DEBIDO A SU LOCALIZACION Y POR EL PELIGRO POTENCIAL QUE REPRESENTA SI NO EXISTE UN EXCELENTE CONTROL EN CUANTO A SU OPERACION. ESTA PRESA RECIBE EL NOMBRE DE "MADIN".

LA PRESA MADIN SE ENCUENTRA LOCALIZADA AL NOROESTE DE LA CIUDAD DE MEXICO, EN FUENTES DE SATELITE SOBRE EL RIO TLALNEPANTLA,

EDO. DE MEXICO. EN ESTE SITIO, EXISTIA ANTERIORMENTE LA LLAMADA PRESA - "MADIN CASTRO", CUYO FIN PRIMORDIAL ERA EL CONTROL DE AVENIDAS, PERO DA DO QUE EL RIO TLALNEPANTLA ES DE LAS POCAS CORRIENTES DEL VALLE DE MEXICO QUE TIENE ESCURRIMIENTOS PERMANENTES, LO CUAL ES DEBIDO A LA PRE-- SENCIA DE MANANTIALES QUE AUN EN EPOCA DE ESTIAJE IMPIDEN QUE EL RIO - SE SEQUE, SE PROYECTO LA CONSTRUCCION DE LA ACTUAL PRESA MADIN, CUYOS - OBJETIVOS PRINCIPALES SON: CONTROL DE AVENIDAS Y ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, MOTIVO POR EL CUAL EN LA LADERA DE LA MARGEN DERECHA SE CONS- TRUYO UNA PLANTA POTABILIZADORA DE AGUA, LA CUAL CUENTA CON UNA CAPACI- DAD DE 1.10 M³/SEG.

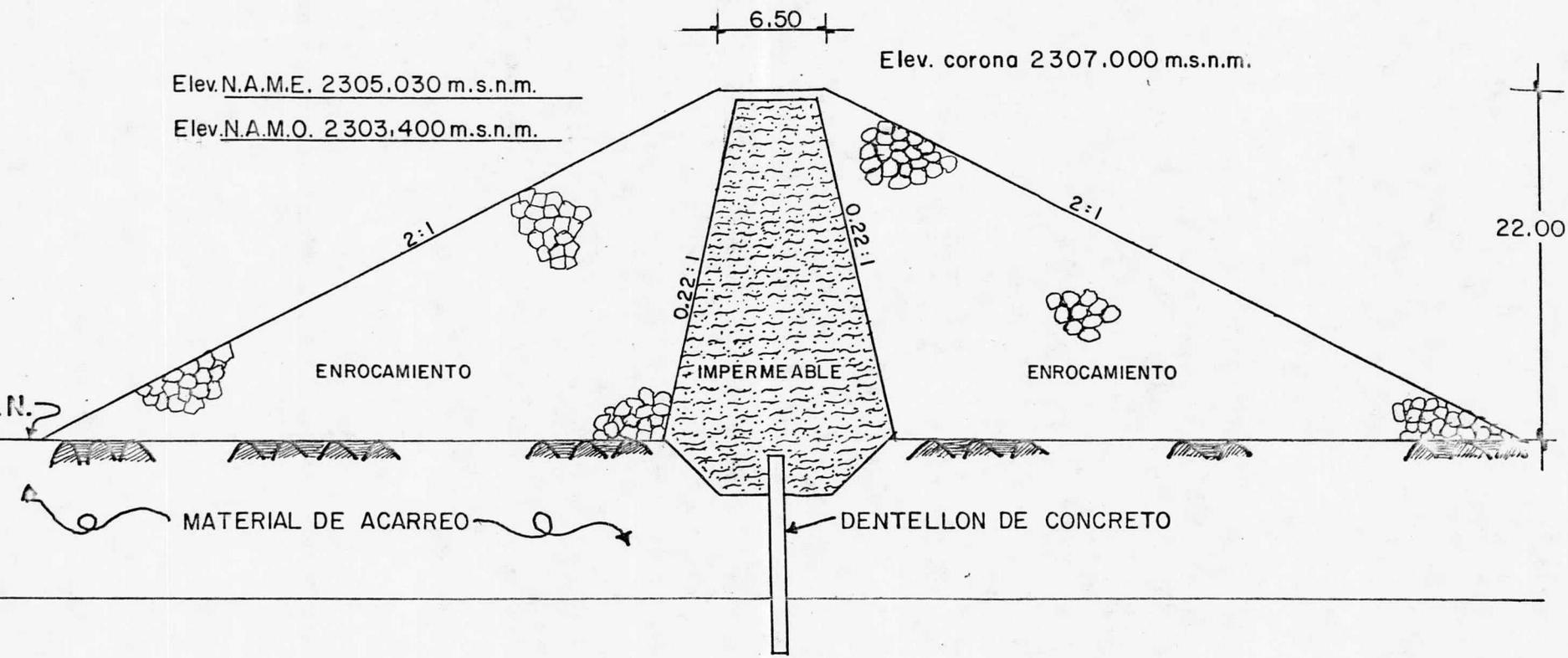
LA ACTUAL PRESA MADIN, SE EMPEZO A CONSTRUIR EN 1974, Y - SE TERMINO EN 1978. ESTA CONSTITUIDA POR UNA CORTINA DE MATERIALES GRA- DUADOS, CON UN CORAZON IMPERMEABLE DE ARCILLA Y PROTECCION DE ENROCA--- MIENTO EN LOS RESPALDOS, CUENTA CON UN VERTEDOR CONTROLADO CON TRES COM- PUERTAS RADIALES Y OBRA DE TOMA DE FONDO.

EL OBJETIVO DE ESTE TRABAJO, ES LA REVISION HIDROLOGICA - DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS CON UNA AVENIDA DE DISEÑO PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 10,000 AÑOS. Y EN FUNCION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS, PODER DAR LAS RECOMENDACIONES APROPIADAS PARA LA MEJOR OPERACION DE LA PRESA.



PRESA "MADIN"

CROQUIS DE LOCALIZACION



SECCION MAXIMA PRESA MADIN (CASTRO)

CAPITULO II INFORMACION DISPONIBLE

DENTRO DE ESTE CAPITULO, SE DETERMINARAN LAS CARACTERISTICAS QUE SE DEBEN TOMAR EN CONSIDERACION PARA PODER CALCULAR LA AVENIDA-DE DISEÑO PARA LA OBRA DE EXCEDENCIAS, TALES CARACTERISTICAS SON DEL SI-GUIENTE TIPO :

- 1.- CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS.
- 2.- CURVAS ELEVACION-AREA-CAPACIDAD.
- 3.- GASTOS POR VERTEDOR Y OBRA DE TOMA.
- 4.- DATOS HIDROMETRICOS Y CLIMATOLOGICOS.
- 5.- CURVAS DE ISOYETAS DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO.

1.- LA OBTENCION DE LAS CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS, NOS-PROPORCIONA UN PANORAMA DE LA FORMA, TIPO Y USO DEL SUELO, TOPOGRAFIA, -ELEVACION MEDIA, PENDIENTES Y COMPORTAMIENTO PROBABLE QUE TENDRA EL AGUA AL OCURRIR EL FENOMENO DE LA PRECIPITACION.

- a). AREA DE LA CUENCA.- PARA PODER DETERMINAR EL AREA DE -LA CUENCA, EN LAS CARTAS DE CETENAL E14-A29 CUAUTITLAN, E14-A28 VILLA DEL CARBON, E14-A38 TOLUCA Y E14-A39 C.D. MEXICO, A UNA ESCALA 1:50,000. SE TRAZO LA LINEA PARTEA-GUAS QUE DELIMITA LA CUENCA DEL RIO TLALNEPANTLA HASTA-LA ACTUAL PRESA, Y POR MEDIO DEL PLANIMETRO SE OBTUVO -UN AREA DE 105.0 km²
- b). FORMA DE LA CUENCA.- LA FORMA SUPERFICIAL DE LAS CUEN--CAS TIENE GRAN INTERES, YA QUE NOS INDICA EL TIEMPO -QUE TARDA EN LLEGAR EL AGUA DE LOS LIMITES DE LA CUEN -CA A LA SALIDA DE LA MISMA. UN INDICE PARA DETERMINAR -

LA FORMA DE LA CUENCA ES EL COEFICIENTE K DE CAPACIDAD O DE GRAVELIUS, Y ES LA RELACION QUE EXISTE ENTRE EL PERIMETRO "P" DE LA CUENCA Y EL PERIMETRO DE UN CIRCULO QUE TENGA LA MISMA SUPERFICIE "A" QUE DICHA CUENCA:

$$\text{DE : } A = \pi r^2 \quad \dots \quad r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad \text{----- (1)}$$

$$K = \frac{P}{2\pi r} \quad \text{----- (2)}$$

SUSTITUYENDO (1) EN (2)

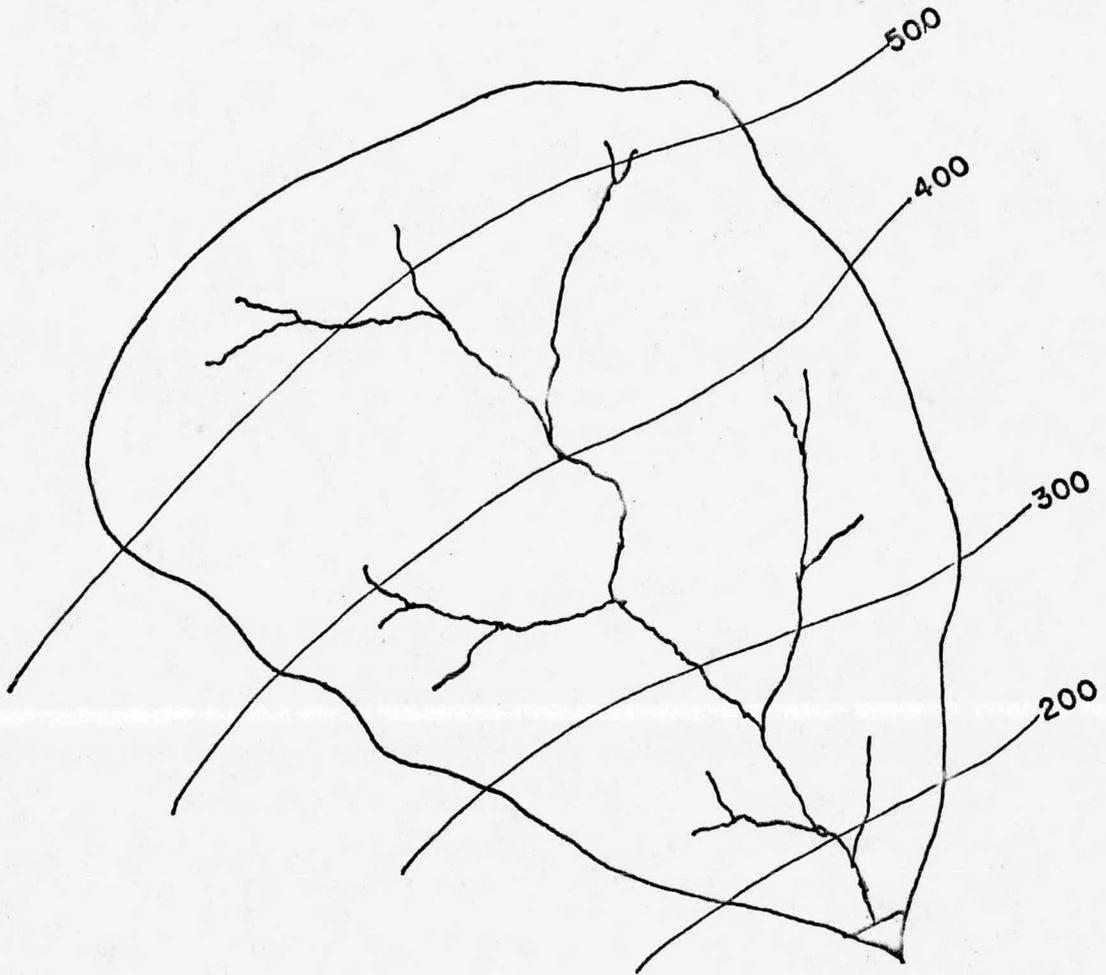
$$K = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

EL INDICE SERA MAYOR O IGUAL QUE LA UNIDAD, DE MANERA QUE ENTREMAS PROXIMO A ELLA, LA FORMA DE LA CUENCA SE APROXIMARA MAS A LA DEL CIRCULO.

$$K = 0.28 \frac{52}{\sqrt{105}} = 1.42$$

LA CAUSA POR LA QUE SE COMPARA LA FORMA DE LA CUENCA CON LA DE UN CIRCULO, ES PORQUE LAS CUENCAS CON ESTA FORMA O SIMILAR A ELLA, TIENEN MAYOR POSIBILIDAD DE PRODUCIR AVENIDAS CON PICOS MAYORES.

- c). PENDIENTE MEDIA.- LA PENDIENTE MEDIA ES UN ELEMENTO IMPORTANTE EN EL EFECTO DEL AGUA AL ESCURRIR POR LA SUPERFICIE, POR LA VELOCIDAD QUE ADQUIERE Y LA EROSION QUE PRODUCE. EXISTEN TRES CRITERIOS PARA CALCULARLA: - ALVORD, HORTON Y NASH.



METODO DE ALVORD

METODO DE ALVORD

S_f = AREA DE LA FRANJA ENTRE CURVAS DE NIVEL.

a_1 = ANCHO PROMEDIO ENTRE CURVAS DE NIVEL.

L_1 = LONGITUD DE LA CURVA DE NIVEL DENTRO DE LA CUENCA.

P_1 = PENDIENTE MEDIA DE LA FRANJA ENTRE CURVAS DE NIVEL.

P = PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA.

A = AREA DE LA CUENCA.

L = LONGITUD TOTAL DE LAS CURVAS DE NIVEL.

$$P_1 = \frac{D_1}{a_1} = \frac{DL}{S_1}$$

AL PONDERAR LA PENDIENTE DE CADA FRANJA DE ACUERDO CON SU AREA :

$$P = \frac{DL_1}{S_1} \cdot \frac{S_1}{A} + \frac{DL_2}{S_2} \cdot \frac{S_2}{A} + \frac{DL_n}{S_n} \cdot \frac{S_n}{A}$$

$$P = \frac{D}{A} (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$$

$$P = \frac{DL}{A} \quad ; \quad \text{DONDE } D = \text{DESNIVEL CONSTANTE ENTRE CURVAS DE NIVEL.}$$

$$P = \frac{(0.050)(83.70)}{105} \quad P = 0.0398$$

METODO DE HORTON

PARA REALIZAR ESTE METODO ES NECESARIO TRAZAR UNA CUADRICULA SOBRE EL PLANO DE LA CUENCA, Y ESTA CUADRICULA CONVIENE ORIENTARLA EN EL SENTIDO DE LA CORRIENTE PRINCIPAL.

UNA VEZ REALIZADA ESTA CUADRICULA, SE MIDEN LAS LONGITUDES DE CADA UNA DE LAS LINEAS QUE SE ENCUENTRAN DENTRO DE LA CUENCA Y EL NU-

MERO DE INTERSECCIONES Y TANGENCIAS DE CADA LINEA CON LAS CURVAS DE NIVEL.

LA PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA SE CALCULA EN CADA DIRECCION COMO :

$$S_x = \frac{N_x D}{L_x} \quad y \quad S_y = \frac{N_y D}{L_y}$$

DONDE :

S_x = PENDIENTE DE LA CUENCA EN EL SENTIDO X

S_y = PENDIENTE DE LA CUENCA EN EL SENTIDO Y

L_x = LONGITUD DE LAS LINEAS DE LA CUADRICULA EN EL SENTIDO X.

L_y = LONGITUD DE LAS LINEAS DE LA CUADRICULA EN EL SENTIDO Y.

N_x = NUMERO DE INTERSECCIONES Y TANGENCIAS DE LAS LINEAS DE LA CUADRICULA EN EL SENTIDO X.

N_y = NUMERO DE INTERSECCIONES Y TANGENCIAS DE LAS LINEAS DE LA CUADRICULA EN EL SENTIDO Y.

Y LA PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA SE CALCULA COMO :

$$S_c = \frac{N D \sec \theta}{L}$$

DONDE :

L = $L_x + L_y$

N = $N_x + N_y$

θ = ANGULO ENTRE LAS LINEAS DE LA CUADRICULA Y LAS CURVAS DE NIVEL. CON FINES PRACTICOS SE CONSIDERA $\theta = 1.00$

NUMERO DE LINEA SENTIDO X	Nx	Lx
1	7	6.6
2	16	15.5
3	18	18.3
4	18	17.8
5	17	17.2
6	10	9.8
7	8	7.2
8	5	5.1
9	0	0.1
SUMA	99	97.6

NUMERO DE LINEA SENTIDO Y	Ny	Ly
1	5	4.8
2	5	5.0
3	7	7.3
4	7	7.0
5	7	6.7
6	7	6.4
7	7	6.1
8	5	5.3
9	6	5.6
10	6	5.8
11	5	5.0
12	4	4.5
13	5	5.5
14	5	5.3
15	5	4.9
16	5	5.6
17	5	4.6
18	2	1.9
19	0	0
SUMA	80	97.3

$$L = Lx + Ly$$

$$L = 97.6 + 97.3 = 194.90$$

$$N = Nx + Ny$$

$$N = 99 + 80 = 179$$

$$Sc = \frac{(179)(0.050)}{194.90} = 0.0459$$

METODO DE NASH

AL IGUAL QUE EN EL CRITERIO DE HORTON ES NECESARIO TRAZAR UNA CUADRICULA SOBRE EL PLANO DE LA CUENCA, Y ES RECOMENDABLE QUE OBTENGAN APROXIMADAMENTE 100 INTERSECCIONES. PARA ESTE CASO SE APROVECHARA LA MISMA CUADRICULA DEL CRITERIO DE HORTON.

PARA CADA PUNTO DE INTERSECCION DE LA CUADRICULA, SE MIDE LA DISTANCIA MINIMA ENTRE DOS CURVAS DE NIVEL, Y LA PENDIENTE DE ESTE PUNTO ES LA RELACION QUE EXISTE ENTRE EL DESNIVEL Y LA MINIMA DISTANCIA. DE ESTA MANERA SE CALCULA PARA TODOS LOS DEMAS PUNTOS DE INTERSECCION. Y LA PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA ES EL PROMEDIO ARITMETICO DE TODOS LOS PUNTOS. CUANDO LA INTERSECCION ESTA ENTRE DOS CURVAS DE NIVEL DEL MISMO VALOR, SU PENDIENTE ES NULA.

INTERSECCION	COORDENADAS		DISTANCIA	PENDIENTE	ELEVACION
	X	Y	MINIMA	S	m. s. n. m.
1	1	10	- - -	- - -	2650
2	1	11	300	0.166	2740
3	1	13	250	0.200	2590
4	1	14	300	0.166	2520
5	1	15	- - -	- - -	2500
6	1	16	- - -	- - -	2440
7	1	17	150	0.333	2540
8	2	1	- - -	- - -	3450
9	2	2	250	0.200	3390
10	2	3	150	0.333	3210
11	2	4	- - -	- - -	2900
12	2	5	150	0.333	2975
13	2	6	125	0.400	2920
14	2	7	- - -	- - -	3100
15	2	9	100	0.500	2690
16	2	10	175	0.285	2620
17	2	11	- - -	- - -	2700
18	2	12	150	0.333	2790
19	2	13	- - -	- - -	2600
20	2	14	500	0.100	2475
21	2	15	- - -	- - -	2400
22	2	16	400	0.125	2440
23	2	17	- - -	- - -	2400
24	3	1	- - -	- - -	3300
25	3	2	900	0.055	3275
26	3	3	250	0.200	3160
27	3	4	400	0.125	2780

INTERSECCION	COORDENADAS		DISTANCIA	PENDIENTE	ELEVACION
	X	Y	MINIMA	S	m. s. n. m.
28	3	5	- - -	- - -	2750
29	3	6	250	0.200	2780
30	3	7	200	0.250	2760
31	3	8	100	0.500	2810
32	3	9	250	0.200	2620
33	3	10	- - -	- - -	2600
34	3	11	- - -	- - -	2550
35	3	12	250	0.200	2470
36	3	13	- - -	- - -	2500
37	3	14	200	0.250	2430
38	3	15	- - -	- - -	2450
39	3	16	- - -	- - -	2400
40	3	17	175	0.285	2370
41	3	18	400	0.125	2380
42	4	1	125	0.400	3375
43	4	2	400	0.125	3210
44	4	3	400	0.125	3140
45	4	4	150	0.333	3130
46	4	5	150	0.333	2770
47	4	6	- - -	- - -	2900
48	4	7	- - -	- - -	2750
49	4	8	375	0.133	3640
50	4	9	400	0.125	2570
51	4	10	- - -	- - -	2600
52	4	11	500	0.100	2555
53	4	12	250	0.200	2570
54	4	13	- - -	- - -	2500

INTERSECCION	COORDENADAS		DISTANCIA MINIMA	PENDIENTE S	ELEVACION m. s. n. m.
	X	Y			
55	4	14	- - -	- - -	2450
56	4	15	- - -	- - -	2500
57	4	16	- - -	- - -	2350
58	4	17	- - -	- - -	2400
59	4	18	200	0.250	2330
60	5	1	350	0.142	3410
61	5	2	200	0.250	3240
62	5	3	350	0.142	3245
63	5	4	- - -	- - -	3050
64	5	5	100	0.500	3060
65	5	6	150	0.333	3060
66	5	7	125	0.400	2855
67	5	8	400	0.125	2710
68	5	9	300	0.166	2620
69	5	10	250	0.200	2590
70	5	11	- - -	- - -	2550
71	5	12	- - -	- - -	2500
72	5	13	400	0.125	2510
73	5	14	- - -	- - -	2500
74	5	15	- - -	- - -	2500
75	5	16	- - -	- - -	2450
76	5	17	700	0.071	2380
77	6	1	- - -	- - -	2300
78	6	2	175	0.285	3370
79	6	3	100	0.500	3190
80	6	4	100	0.500	3010
81	6	5	- - -	- - -	3200

PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA = S_c

$$S_c = \frac{\sum_{i=1}^n S}{(i-40)} = \frac{13.973}{(99-40)} = 0.236$$

ELEVACION MEDIA DE LA CUENCA = E_m .

$$E_m = \frac{\sum_{i=1}^n E}{n} = \frac{277,695}{99} = 2805.00 \text{ m.s.n.m.}$$

d).- COEFICIENTE DE MASIVIDAD.- DEBIDO A QUE LA ELEVACION MEDIA DE LA CUENCA NO ES REPRESENTATIVA DEL RELIEVE, YA QUE EXISTEN CUENCAS CON LA MISMA ELEVACION, PERO CON RELIEVES TOTALMENTE DIFERENTES, SE IDEO EL COEFICIENTE DE MASIVIDAD, Y ES LA RELACION QUE EXISTE ENTRE LA ELEVACION MEDIA Y LA SUPERFICIE DE LA CUENCA.

$$C_m = \frac{H}{A}$$

DONDE : C_m = COEFICIENTE DE MASIVIDAD.

H = ELEVACION MEDIA EN DECAMETROS.

A = AREA DE LA CUENCA EN KM^2

$$C_m = \frac{280.5}{105} = 2.67$$

CABE SEÑALAR QUE :

- 1.- AUMENTA CON LA ELEVACION MEDIA DE LA CUENCA.
- 2.- DIFERENCIA DE CUENCAS CON LA MISMA ELEVACION MEDIA, -
PERO SU VALOR PUEDE SER EL MISMO PARA CUENCAS DONDE -
LOS FENOMENOS DE EROSION SEAN DISTINTOS.

e).- COEFICIENTE DE CUBRIMIENTO CON BOSQUE.- LA VEGETACION DE BOSQUE TIENE UNA IMPORTANTE INFLUENCIA EN EL REGIMEN HIDROLOGICO, PUES EXISTE RELACION CON EL ESCURRI-MIENTO Y EL ACARREO DE SEDIMENTOS. ESTE COEFICIENTE - SE REFIERE AL PORCENTAJE DE LA SUPERFICIE DE LA CUEN-CA OCUPADA POR BOSQUE, ESTA AREA CORRESPONDE A LAS - PARTES MAS ALTAS, YA QUE EN ESTE SITIO CUENTA CON LA HUMEDAD REQUERIDA PARA EL DESARROLLO DE ESTE TIPO DE VEGETACION.

$$C_{cb} = \frac{A_b}{A_t}$$

DONDE : A_b = AREA OCUPADA POR BOSQUE

A_t = AREA TOTAL DE LA CUENCA

C_{cb} = COEFICIENTE DE CUBRIMIENTO CON BOSQUE

$$C_{cb} = \frac{86}{105} = 82 \%$$

f).- DENSIDAD HIDROGRAFICA.- ES LA RELACION DE LA CANTIDAD DE CORRIENTES QUE EXISTEN EN LA CUENCA ENTRE LA SUPERFICIE TOTAL.

$$D_h = \frac{N_c}{A}$$

DONDE : Dh = DENSIDAD HIDROGRAFICA

Nc = NUMERO DE CORRIENTES

A = AREA DE LA CUENCA EN KM²

$$Dh = \frac{292}{105} = 2.78$$

g).- DENSIDAD DE DRENAJE.- ES LA RELACION QUE EXISTE ENTRE LA LONGITUD TOTAL DE LOS CANALES O CORRIENTES DE AGUA ENTRE LA SUPERFICIE DE LA CUENCA.

$$Dd = \frac{L}{A}$$

DONDE : Dd = DENSIDAD DE DRENAJE

L = LONGITUD TOTAL DE CORRIENTES

A = AREA DE LA CUENCA EN KM²

$$Dd = \frac{223}{105} = 2.12$$

h).- ORDEN DE CORRIENTE.- EL CRITERIO QUE SE UTILIZA PARA ASIGNAR EL ORDEN DE CORRIENTES Y CONTAR EL NUMERO DE LAS MISMAS EN LA CUENCA ES :

CANALES DE 1er. ORDEN A LAS CORRIENTES FORMADORAS, ES DECIR, A LAS QUE NO TIENEN AFLUENTES. CUANDO DOS CANALES DE 1er. ORDEN SE UNEN, FORMAN UNO DE 2o. ORDEN, - CUANDO DOS CANALES DE 2o. ORDEN SE UNEN, FORMAN UNO DE 3er. ORDEN, Y ASI SUCESIVAMENTE.

i).- PENDIENTE DEL CAUCE.- METODO DEL DESNIVEL, CONSISTE - EN OBTENER LA DIFERENCIA ENTRE LOS NIVELES INICIAL Y FINAL DEL CAUCE, ENTRE LA LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL.

$$S = \frac{H}{L}$$

DONDE: S = PENDIENTE DEL CAUCE

H = DESNIVEL DEL CAUCE

L = LONGITUD TOTAL DEL CAUCE

$$S = \frac{(3500 - 2300)}{22.000} = 0.0545$$

METODO DE TAYLOR Y SCHWARZ.- EN ESTE METODO, SE DIVIDE EL CAUCE PRINCIPAL EN TRAMOS DE IGUAL LONGITUD Y SE CALCULA - SU PENDIENTE.

TRAMO	DESNIVEL H EN MTS.	$\frac{H}{2000} = S$	\sqrt{S}	$\frac{1}{\sqrt{S}}$
1	300	0.15	0.3873	2.582
2	100	0.05	0.2236	4.472
3	300	0.15	0.3873	2.582
4	100	0.05	0.2236	4.472
5	100	0.05	0.2236	4.472
6	50	0.025	0.1581	6.325
7	100	0.05	0.2236	4.472
8	0	0	0	0
9	50	0.025	0.1581	6.325
10	50	0.025	0.1581	6.325
11	50	0.025	0.1581	6.325

$$S = \left[\frac{m}{1 + \sqrt{\sum_{i=1}^n S_i}} \right]^2$$

DONDE :

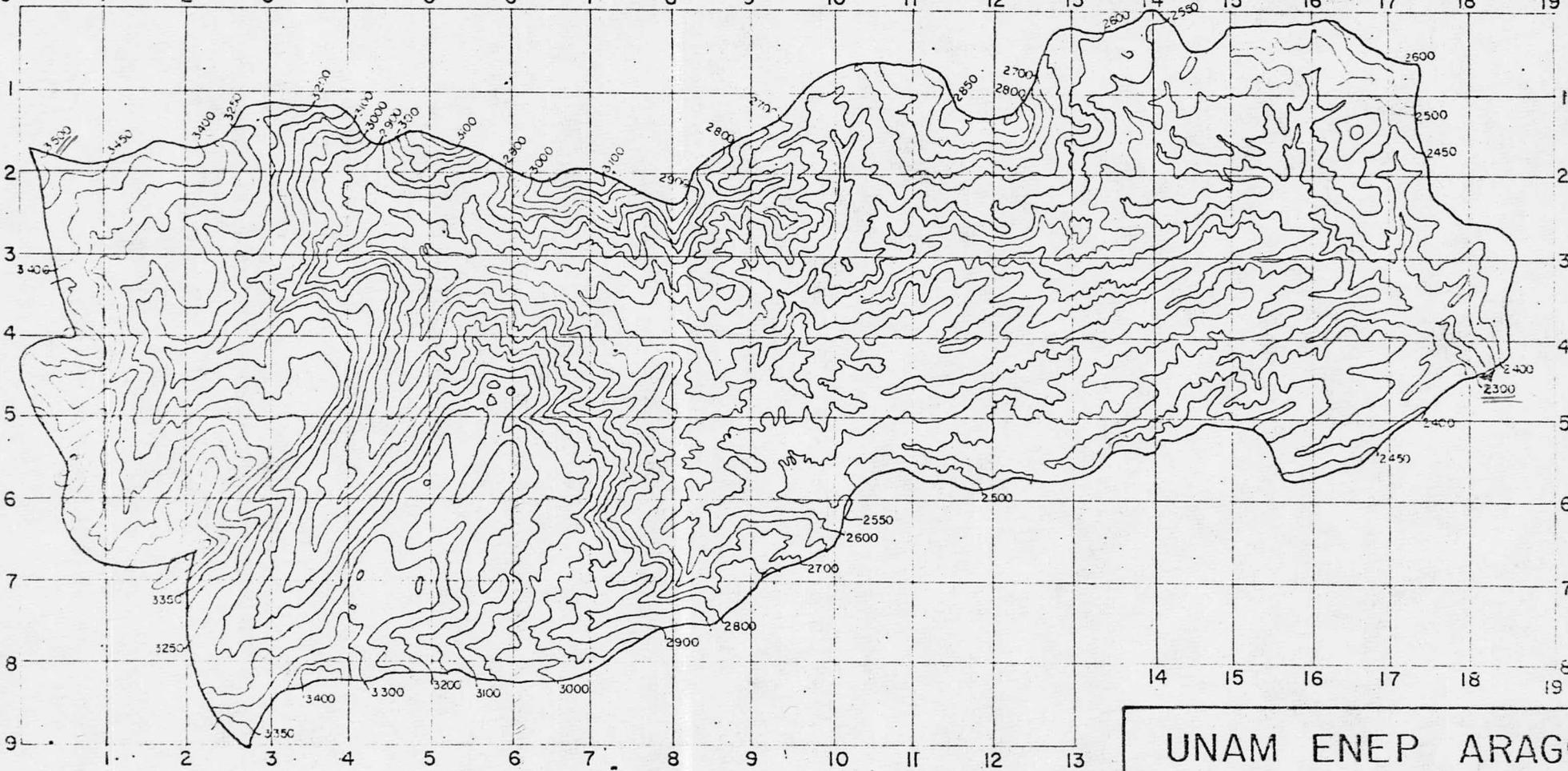
m = NUMERO DE TRAMOS

S_i = PENDIENTES PARCIALES

$$S = \left[\frac{11}{48.352} \right]^2 = (0.2275)^2 = 0.05175$$

$$S = 0.05175$$

TODOS LOS COEFICIENTES QUE SE HAN CALCULADO, SON INDICADORES DEL COMPORTAMIENTO HIDROLOGICO DE LA CUENCA EN ESTUDIO, SIN EMBARGO, PARA QUE CON ELLOS SE PUEDAN DEDUCIR DATOS PRECISAMENTE HIDROLOGICOS, SE NECESITA REALIZAR ESTUDIOS SIMILARES EN LAS CUENCAS ADYACENTES COMPRENDIDAS DENTRO DE LA MISMA REGION HIDROLOGICA, CON EL OBJETO DE COMPARAR Y RELACIONAR LOS ELEMENTOS FISICOS CALCULADOS Y ASI PODER DETERMINAR VALORES DEL REGIMEN HIDROLOGICO EN CUALQUIER SITIO QUE SE PRECISE.



ESCALA: 1:50,000 EQUIDISTANCIA ENTRE CURVAS DE NIVEL: 50.00 m
 TOPOGRAFIA OBTENIDA DE LAS CARTAS DE CENAL DENOMINADAS:
 E14-A29 CUAUTITLAN, E14-A28 VILLA DEL CARBON, E14-A38 TOLUCA y E14-A39 CD DE MEXICO.

UNAM ENEP ARAGO

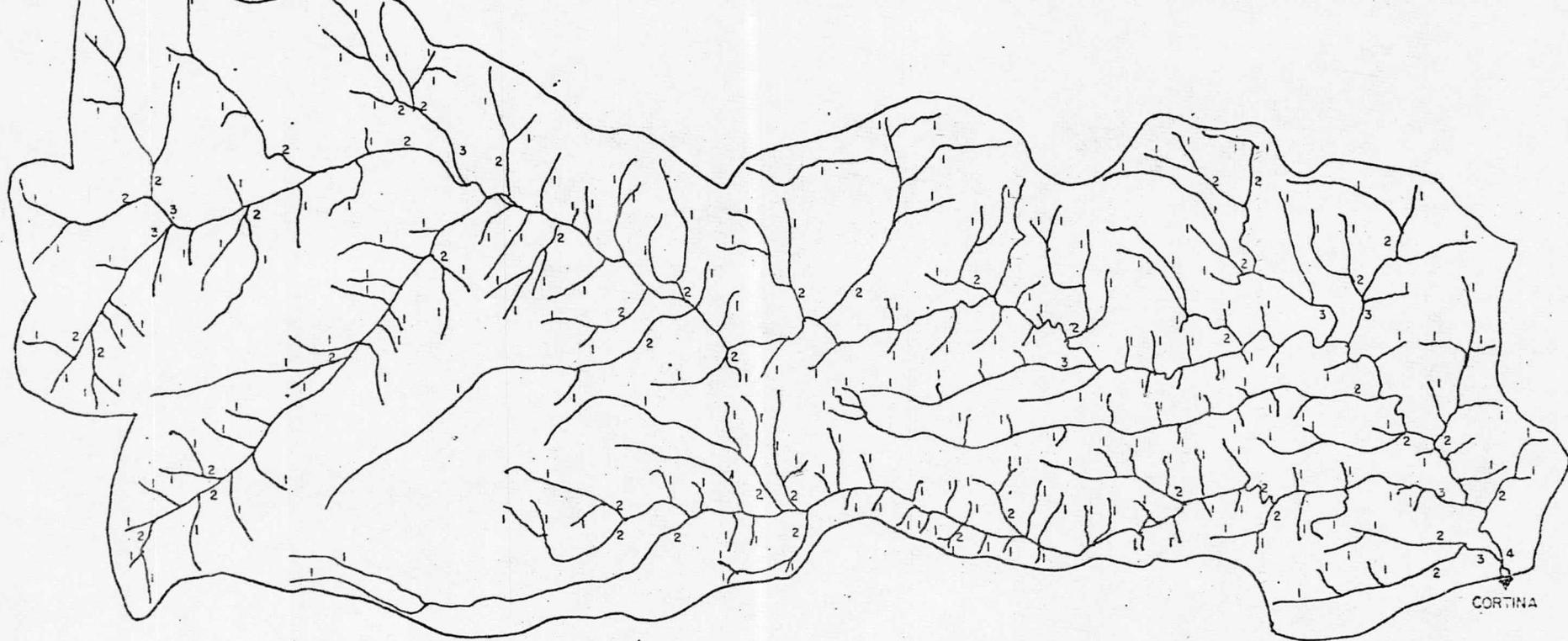
TESIS PROFESIONAL

INGENIERIA CIVIL

NOMBRE: SERGIO JIMENEZ RODRIGUEZ

No. CTA.: 7615912-9

FECHA: OCTUBRE DE 1984



DENSIDAD HIDROGRAFICA

UNAM ENEP ARAG

TESIS PROFESION

INGENIERIA CIVIL

NOMBRE : SERGIO JIMENEZ RODRIGUEZ

No. CTA. : 7615912-9

FECHA : OCTUBRE DE 1984

CURVAS DE GASTOS POR OBRA DE TOMA Y VERTEDEDOR

PARA DETERMINAR LA CURVA DE GASTOS POR OBRA DE TOMA, SE UTILIZO LA SIGUIENTE FORMULA :

$$Q = C_d A \sqrt{2gh}$$

DONDE :

Q = GASTO EN M³/SEG.

C_d = COEFICIENTE DE DESCARGA = 0.54

g = ACELERACION DE LA GRAVEDAD

h = CARGA SOBRE LA OBRA DE TOMA, VARIA DE 0 A 32.93 M.

$$Q = C_d A \sqrt{2gh}$$

$$Q = (0.54) \pi(0.61)^2 \sqrt{2 \times 9.81 \times h}$$

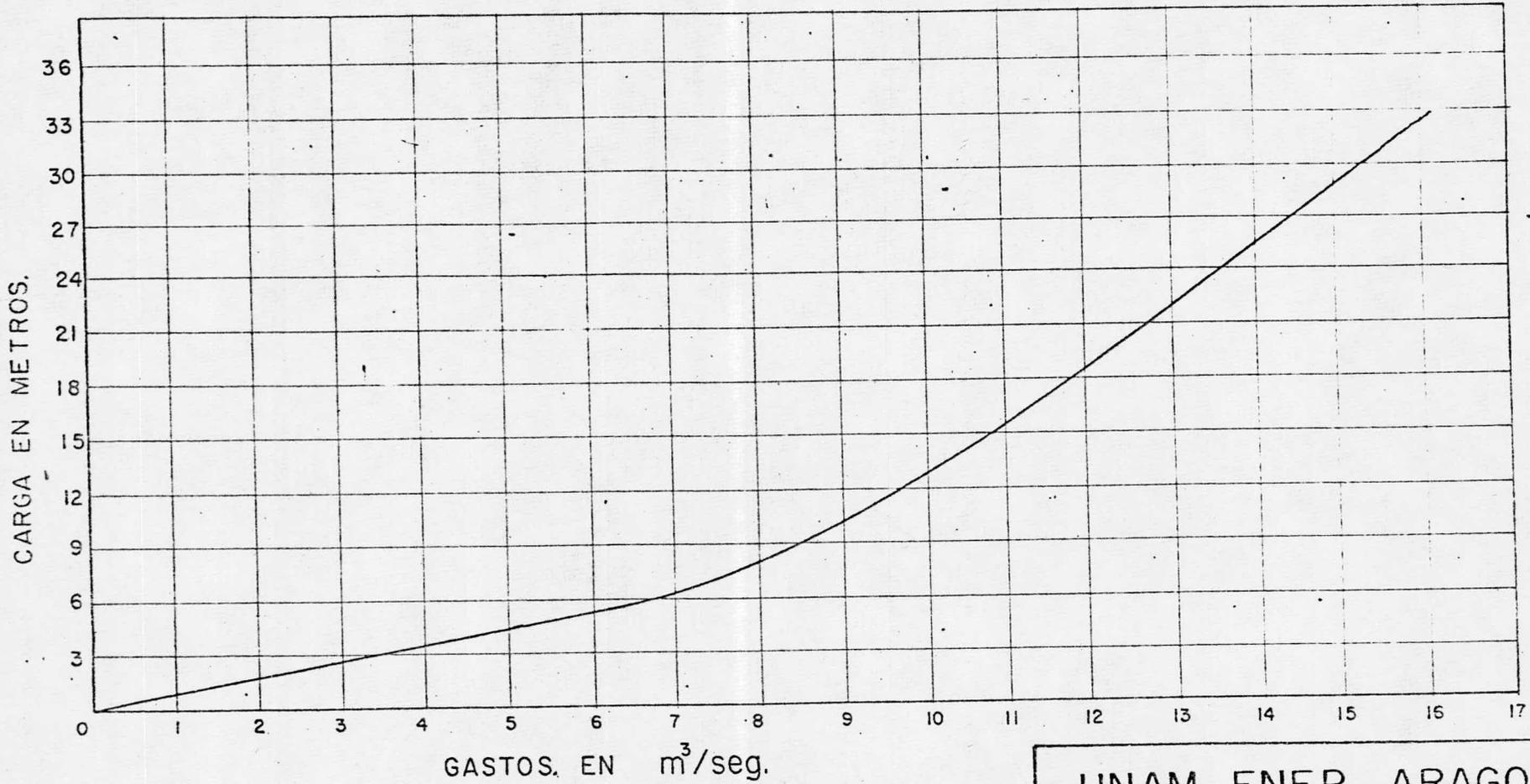
$$Q = 0.63 \sqrt{19.62h}$$

$$Q = (0.63) (4.43) \sqrt{h}$$

$$Q = 2.795 \sqrt{h}$$

h	Q
2	3.95
4	5.59
6	6.84
8	7.90
10	8.84
12	9.68
14	10.46
16	11.18

h	Q
18	11.85
20	12.50
22	13.11
24	13.69
26	14.25
28	14.79
30	15.30
32.93	16.10



CURVA DE GASTOS POR OBRA DE TOMA

FORMULA UTILIZADA:

$$Q = C_d A \sqrt{2gh}$$

UNAM ENEP ARAGON

TESIS PROFESIONAL

INGENIERIA CIVIL

NOMBRE: SERGIO JIMENEZ RODRIGUEZ
 No. CTA.: 7615912-9

PLANO:
3

FECHA: OCTUBRE DE 1984

PARA DETERMINAR LA CURVA DE GASTOS POR OBRA DE EXCEDENCIAS,
SE UTILIZO LA SIGUIENTE FORMULA :

$$Q = CLH^{3/2}$$

DONDE :

- Q = GASTO EN M³/SEG.
- C = COEFICIENTE DE DESCARGA = 1.74
- L = LONGITUD DE LA CRESTA = 7.50 M.
- H = CARGA SOBRE LA CRESTA, ESTA VARIA DE 0 A 5.34 M.

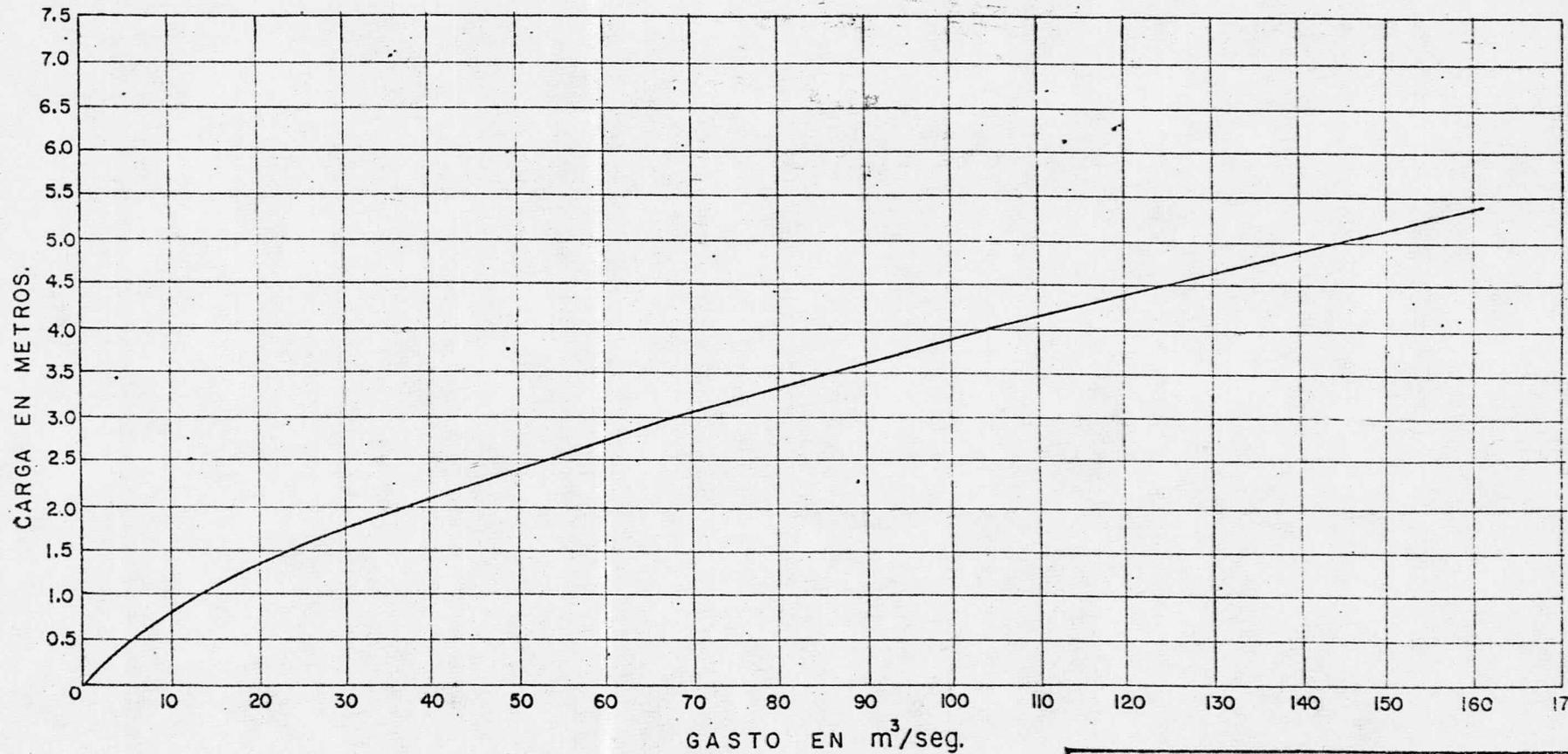
$$Q = CLH^{3/2}$$

$$Q = (1.74) (7.50) H^{3/2}$$

$$Q = 13.05 H^{3/2}$$

H	Q
0.20	1.16
0.40	3.30
0.60	6.06
0.80	9.33
1.00	13.05
1.20	17.15
1.40	21.61
1.60	26.41
1.80	31.51
2.00	36.91
2.20	42.58
2.40	48.52
2.60	54.71
2.80	61.14
3.00	67.81

H	Q
3.20	74.70
3.40	81.81
3.60	89.13
3.80	96.66
4.00	104.40
4.20	112.32
4.40	120.44
4.60	128.75
4.80	137.23
5.00	145.90
5.20	154.74
5.34	161.00



CURVA DE GASTOS POR VERTEDOR

FORMULA UTILIZADA:

$$Q = CLH^{3/2}$$

UNAM ENEP ARAGO

TESIS PROFESIONAL

INGENIERIA CIVIL

NOMBRE: SERGIO JIMENEZ RODRIGUEZ

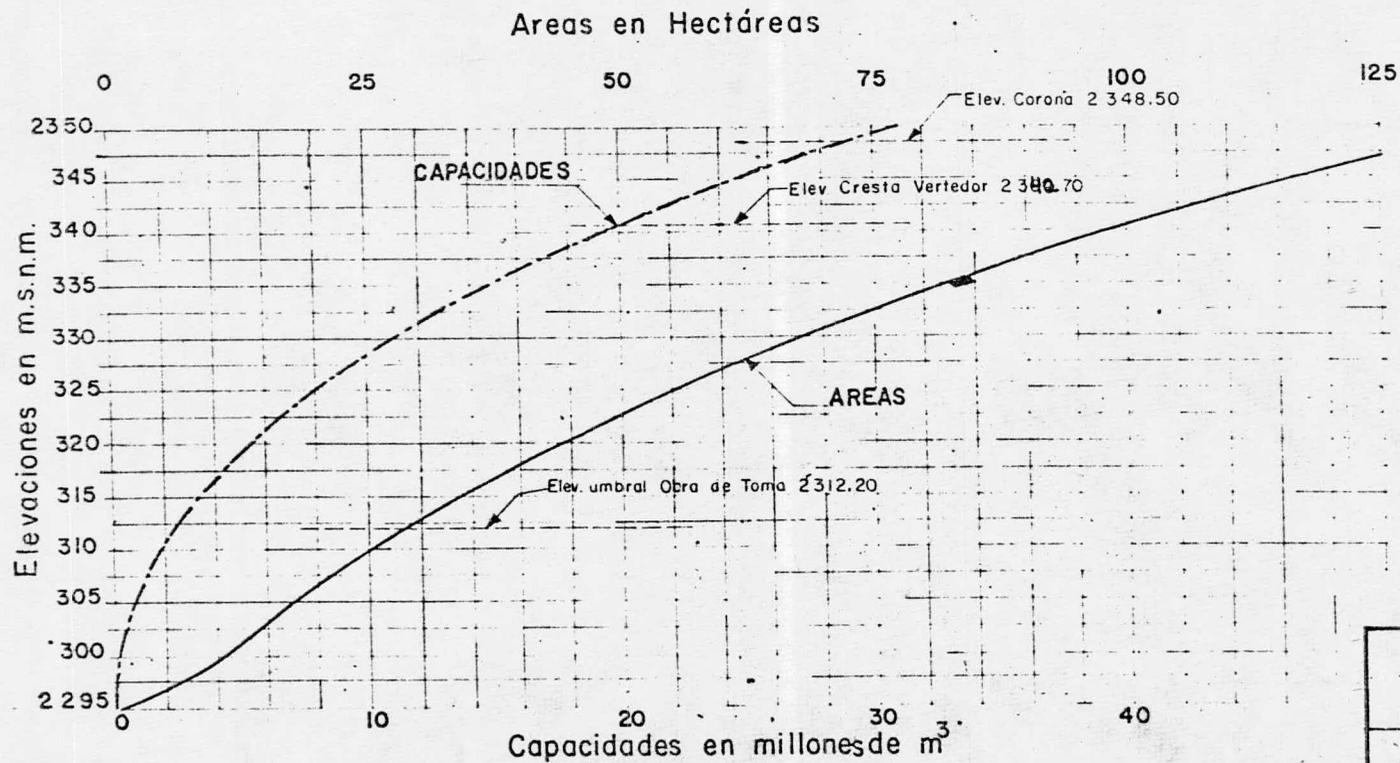
No. CTA.: 7615912-9

FECHA: OCTUBRE DE 1984

PL

PRESA MADIN

GRAFICA DE ELEVACIONES-AREA-CAPACIDAD.



UNAM ENEP ARA

TESIS PROFESION

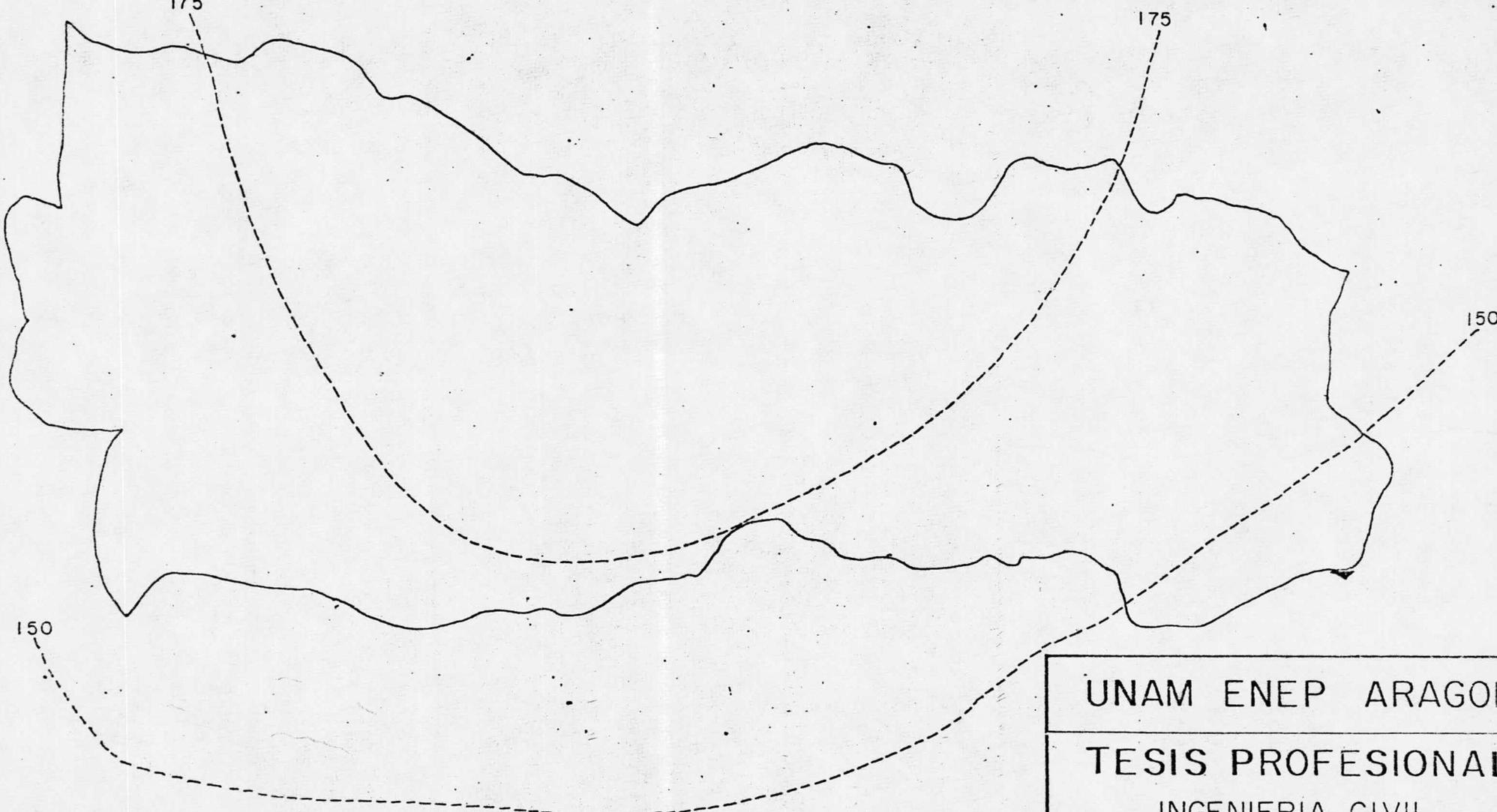
INGENIERIA CIVIL

NOMBRE: SERGIO JIMENEZ RODRIGUEZ

No. CTA.: 7615912-9

FECHA: OCTUBRE DE 1984

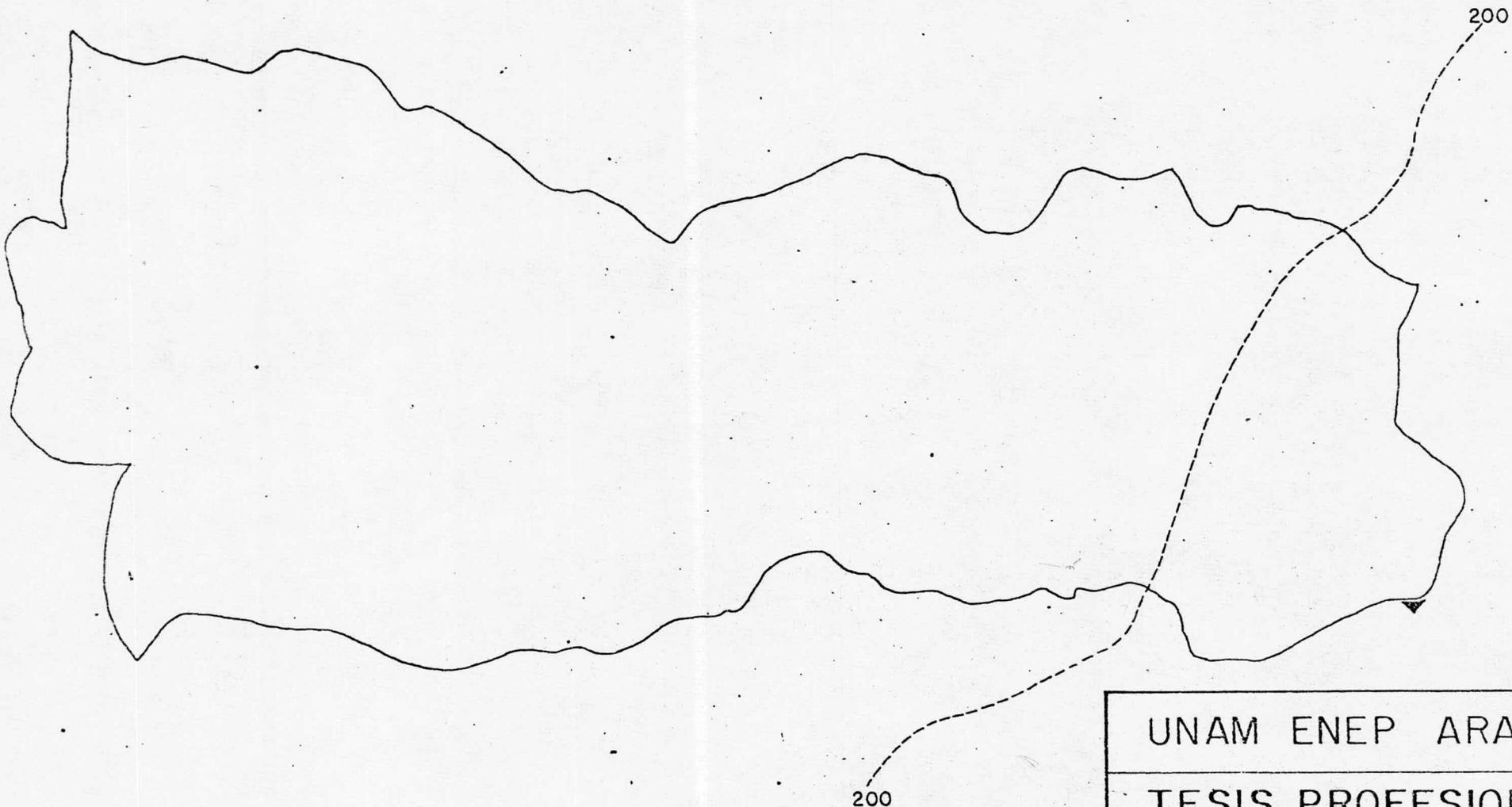
CURVAS DE ISOYETAS



ISOYETAS OBTENIDAS DEL BOLETIN DE TORMENTAS MAXIMAS
OBSERVADAS Y PROBABLES EN MEXICO EN 24 HORAS CON
UN PERIODO DE RETORNO $T_r = 1000$ años

FUENTE: DIRECCION GRAL. DE HIDROLOGIA S.A.R.H.

UNAM ENEP ARAGON	
TESIS PROFESIONAL	
INGENIERIA CIVIL	
NOMBRE: SERGIO JIMENEZ RODRIGUEZ	PLA
No. CTA.: 7615912-9	
FECHA: OCTUBRE DE 1984	



ISOYETAS OBTENIDAS DEL BOLETIN DE TORMENTAS MAXIMAS
OBSERVADAS Y PROBABLES EN MEXICO EN 24 HORAS CON
UN PERIODO DE RETORNO $T_r = 10,000$ años

FUENTE: DIRECCION GRAL DE HIDROLOGIA S.A.R.H.

UNAM ENEP ARAGON

TESIS PROFESIONAL

INGENIERIA CIVIL

NOMBRE: SERGIO JIMENEZ RODRIGUEZ

No. CTA.: 7615912-9

FECHA: OCTUBRE DE 1984

PLA

7

CAPITULO III CARACTERISTICAS DE LAS OBRAS

CORTINA :

LA CORTINA DE PRESA MADIN, ESTA CONSTITUIDA DE MATERIALES GRADUADOS; UN CORAZON IMPERMEABLE FORMADO POR ARCILLA COMPACTADA, TRANSICIONES (PRODUCTOS DE LA FORMACION TARANGO) EN AMBOS PARAMENTOS, RES-- PALDOS DE REZAGA Y PROTECCION DE ENROCAMIENTO SELECTO (PRODUCTOS DE EXPLOTACION DE BANCOS DE ANDESITA).

PROPOSITO: CONTROL DE AVENIDAS Y ABASTECIMIENTO PARA AGUA POTABLE.

ALTURA TOTAL :	73.00 M.
LONG. CORONA :	250.00 M.
ANCHO CORONA :	18.00 M.
TALUD A. ARRIBA :	2.0:1
TALUD A. ABAJO :	2.0:1
ELEV. CORONA :	2348.50 M.S.N.M.
ELEV. NAME :	2346.04 M.S.N.M.
ELEV. NAMO :	2340.70 M.S.N.M.
ELEV. NAMIN :	2312.50 M.S.N.M.
CAPACIDAD UTIL :	14'000,000 M ³ .
CAPACIDAD AZOLVES :	6'000,000 M ³ .
SUPERALMACENAMIENTO :	4'700,000 M ³ .
CAPACIDAD TOTAL :	24'700,000 M ³ .

OBRA DE EXCEDENCIAS :

LAS OBRAS DE EXCEDENCIAS O VERTEDOR DE DEMASIAS, SE CONSTRUYEN CON EL OBJETO DE DAR PASO A LOS VOLUMENES DE AGUA QUE NO PUEDEN RETENERSE EN EL VASO DE UNA PRESA DE ALMACENAMIENTO.

UN VERTEDOR MAL PROYECTADO O MAL CONSTRUIDO PUEDE ORIGINAR QUE EL NIVEL DEL AGUA SOBREPASE LA CORONA DE LA PRESA Y DERRAME SOBRE -

ELLA, PUDIENDO OCASIONAR LA FALLA TOTAL, SOBRE TODO SI SE TRATA DE PRESAS DE TIERRA O MATERIALES GRADUADOS.

PARA SEÑALAR LA IMPORTANCIA DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS, BASTA SEÑALAR LOS SIGUIENTES DATOS PUBLICADOS EN 1971 POR LA REVISTA INGENIERIA HIDRAULICA EN MEXICO (S.R.H.) Y EN 1973 POR LA COMISION INTERNACIONAL DE GRANDES PRESAS, QUE HASTA 1965 SE HABIAN REGISTRADO 446 ACCIDENTES Y FALLAS DE GRANDES PRESAS; EN CUANTO A LAS QUE FALLARON (289), EN EL 17% DE LOS CASOS, LAS CAUSAS DE LA FALLA FUERON OBRAS DE EXCEDENCIAS INADECUADAS.

CATASTROFES EFECTIVAS 1918 - 1960

NOMBRE	PAIS	TIPO	H (M)	VICTIMAS APROX.	ROTORA	
					CAUSAS	DETALLES
GLENO	ITALIA	ARCOS MULTIPLES	50	600	CALCULO APURADO Y MALA EJECUCION. NO EMPOTRARON LOS CIMIENTOS.	PRIMERA GRIETA APARECIO VERTICAL EN UN PILAR E INSTANTES DESPUES, ROTURA (1923).
HABRA	ARGELIA FRANCESA	GRAVEDAD	35	NINGUNA FUNCIONO NO LA ALARMA	INSUFICIENCIA - ALIVIADEROS POR TERCERA VEZ EN 62 AÑOS.	5,000 M ³ /SEG. CONTRA 900 DE CAPACIDAD DESPUES DE LA SEGUNDA AMPLIACION (1927).
SAN FRANCISQUITO.	U.S.A. CALIFORNIA	GRAVEDAD r = 152 M.	63	400	FALLA GEOLOGICA EN LA BASE (CAUCE).	LA CURVATURA NO REFORZO LA PRESA DE GRAVEDAD (1928).
MOLARE	ITALIA	GRAVEDAD	47.5	100	INSUFICIENCIA DE ALIVIADEROS.	2,200 M ³ /SEG. CONTRA 800 M ³ /SEG. DE CAPACIDAD (1935).
RIBADELAGO	ESPAÑA	CONTRAFUERTES PANTALLA PLANA	33.5	140	EXISTEN VARIAS; JUNTAS DE CONSTRUCCION Y ASENTAMIENTOS DE CONTRAFUERTES.	
MALPASSET	FRANCIA	BOVEDA DELGADA	60	400	GEOLOGICA: CEDIO. EL GNEISS DEL APOYO IZQUIERDO (1959).	

CAUSAS DE FALLA EN PRESAS

	NUM. CASOS	%
1.- CAPACIDAD DEL VERTEDOR INSUFICIENTE	58	20
2.- LIMPIA INADECUADA Y CIMENTACION CON FILTRACIONES O EROSIONES BAJO UNA - CORTINA DE TIERRA, O PERMITIENDO - DESPLAZAMIENTOS EN LAS DE TIPO RIGIDO.	52	18
3.- CAUSAS INDETERMINADAS.	47	17
4.- FALLAS EN LAS CONSTRUCCIONES, EMPLEO DE MATERIALES MALOS O INADECUADOS, MALA EJECUCION.	26	9
5.- FILTRACIONES EN EL PERIMETRO DE LAS TUBERIAS QUE ATRAVIESAN LAS CORTINAS, TANTO EN LAS DE TIERRA COMO EN LAS DE ENROCAMIENTO.	18	6
6.- DEFECTOS DE DISEÑO: TALUDES CON PENDIENTE EXCESIVA, EN LAS CORTINAS DE TIERRA, O CON SECCION REDUCIDA, EN LAS DE TIPO RIGIDO.	17	6
7.- DEFICIENCIAS DURANTE LA CONSTRUCCION DE LA OBRA DE DESVIO.	17	6
8.- EXCESIVA CANTIDAD DE ARCILLA U OTRO MATERIAL FINO EN LAS CORTINAS DE TIERRA.	12	4
9.- CAPACIDAD DEL VERTEDOR INSUFICIENTE PARA LA AMPLITUD DE LA ONDA ORIGINADA POR LA ROTURA DE OTRA PRESA LOCALIZADA AGUAS ARRIBA.	9	3
10.- EMPUJE DE HIELOS O EFECTO DESINTEGRACION DE LOS MISMOS.	9	3
11.- OPERACION INADECUADA DE EMBALSES.	7	2
12.- ROTURAS POR VALVULAS DE FONDO EN EMBALSES PEQUEÑOS.	6	2
13.- MALA CIMENTACION.	6	2

FALLAS SEGUN EL TIPO DE CORTINA

TIPO	TOTAL (1958)	% TOTAL	DESTRUIDAS
GRAVEDAD	927	52.5	7
TIERRA	389	22.1	12
BOVEDA SENCILLA	268	15.1	1
ENROCAMIENTO	85	4.8	6
TIPOS DIVERSOS	54	3.2	3
BOVEDA MULTIPLE	41	2.3	4
TOTAL	1764	100.0	32

OBRA DE EXCEDENCIAS :

DE LOS ELEMENTOS QUE PODEMOS SEÑALAR DENTRO DEL SISTEMA INTEGRADO EN LA OBRA DE EXCEDENCIAS, SE ENCUENTRAN LOS SIGUIENTES :

CANAL DE LLEGADA O CANAL DE ACCESO.

ESTRUCTURAS DE CONTROL.

CANAL DE DESCARGA.

EL CANAL DE LLEGADA O CANAL DE ACCESO, TIENE COMO FUNCION, LA DE CONducIR EL AGUA DEL VASO DE LA PRESA A LA ESTRUCTURA DE CONTROL. SU CONSTRUCCION ES MAS FRECUENTE EN LAS PRESAS DE TIERRA Y MATERIALES GRADUADOS QUE EN LAS DE CONCRETO, PUES MIENTRAS QUE EN LAS PRIMERAS LOS VERTEDORES SE COLOCAN EN LAS LADERAS O PUERTOS, HACIENDO NECESARIA LA CONSTRUCCION DE UN CANAL PARA QUE EL AGUA LLEGUE AL VERTEDOR, EN LAS PRESAS DE CONCRETO LA ESTRUCTURA DE CONTROL ESTA ALOJADA EN LA CORTINA, HACIENDO INNECESARIA LA CONSTRUCCION DEL CANAL DE LLEGADA.

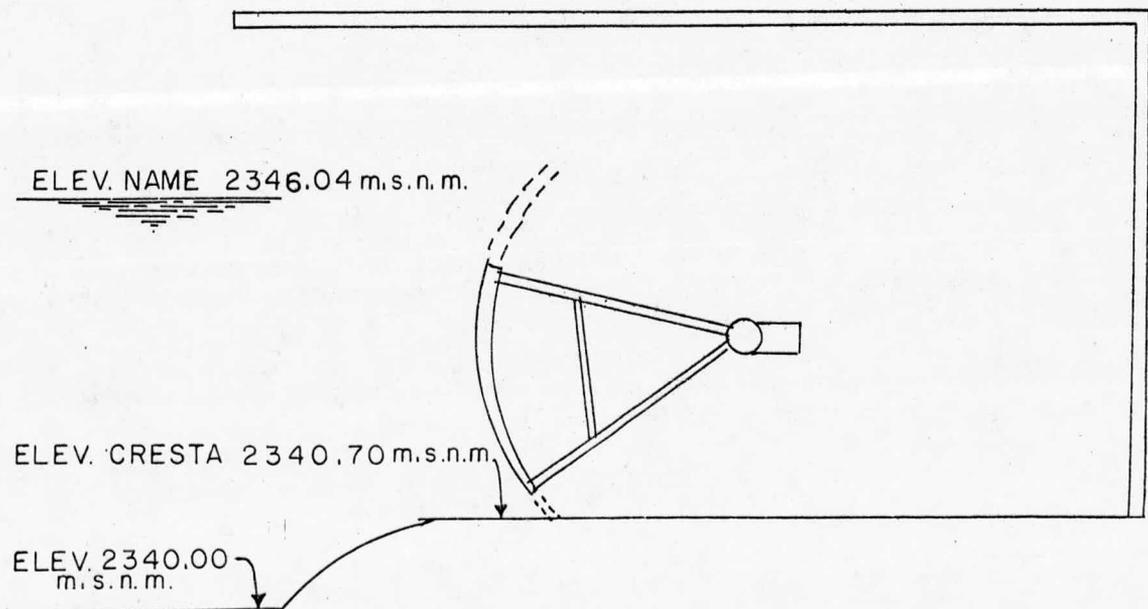
EL DISEÑO DEL CANAL DE LLEGADA DEBE CONSIDERAR CURVAS, - - TRANSICIONES GRADUALES Y QUE LAS VELOCIDADES NO EXCEDAN LOS 3 M/SEG., - QUE NO EXISTAN ZONAS MUERTAS Y EN GENERAL, PROCURAR LAS CONDICIONES PARA OBTENER UN FLUJO UNIFORME A TODO LO ANCHO DE LA OBRA DE CONTROL.

ESTRUCTURA DE CONTROL O CRESTA VERTEDORA, SIRVE PARA CONTROLAR Y REGULAR LOS DERRAMES DE UNA PRESA, PUEDEN SER DE CRESTA LIBRE O CONTROLADA, DE LOS DOS TIPOS, LA CRESTA LIBRE ES MUY COMUN EN MUCHAS PRESAS, DEBIDO A QUE NO ES NECESARIO OPERAR, MANTENER NI REPARAR MECANISMOS DE REGULACION.

LA PRESA MADIN, CUENTA CON CRESTA CONTROLADA A BASE DE COMPUERTAS RADIALES, FORMADAS POR UN SECTOR CILINDRICO DE ACERO, APOYADO EN BRAZOS RADIALES A TRAVES DE LOS CUALES SE TRANSMITE EL EMPUJE HIDROSTATICO HACIA LOS PERNOS DE APOYO.

LA OBRA DE EXCEDENCIAS DE PRESA MADIN, ES DEL TIPO CRESTA - CONTROLADA. ESTA CONSTITUIDA POR 3 COMPUERTAS RADIALES DE 2.50 M. DE ANCHO POR 4.10 M. DE ALTO. SON OPERADAS POR MEDIO DE MECANISMOS ACCIONADOS A BASE DE MOTOR ELECTRICO, UBICADO EN EL PUENTE DE MANIOBRAS.

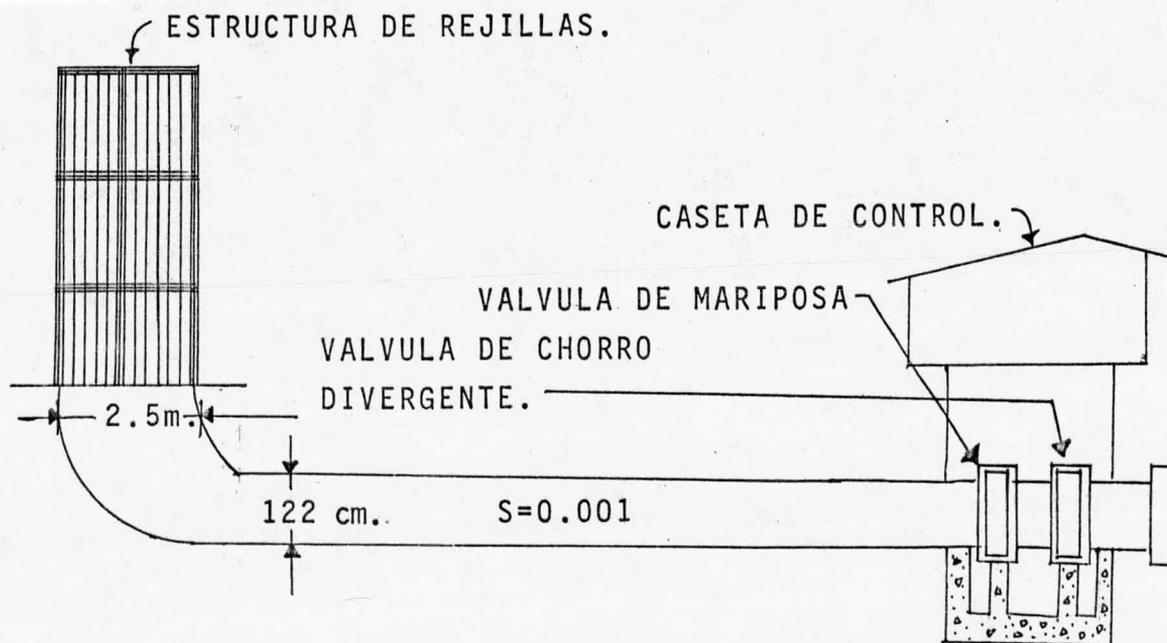
ELEV. CRESTA:	2340.70 M.S.N.M.
LONG. CRESTA:	7.50 M.
CARGA MAXIMA:	5.34 M.
GASTO MAXIMO:	161.00 M ³ /SEG.



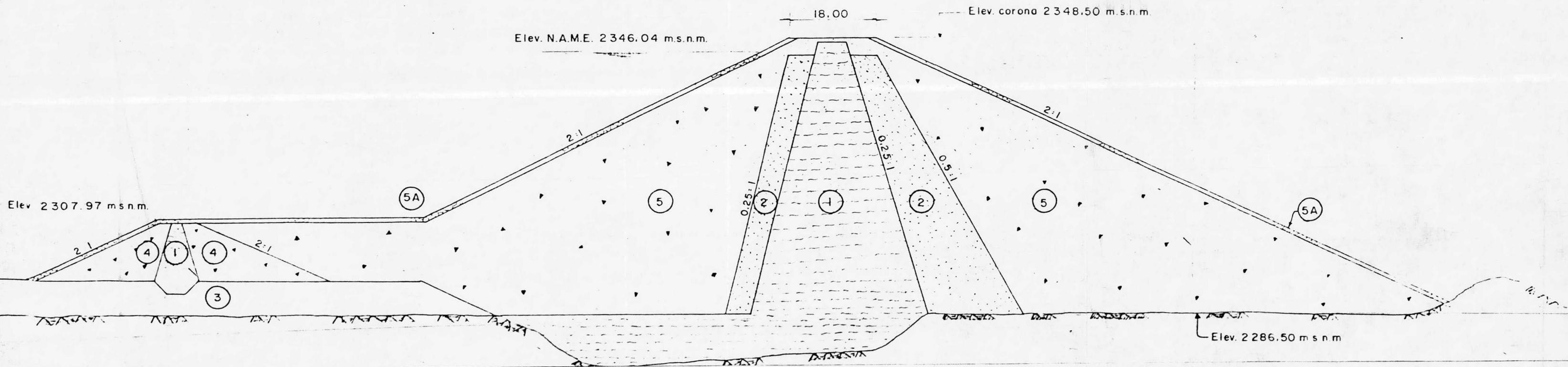
OBRA DE TOMA :

LA OBRA DE TOMA, SE INICIA EN UNA ESTRUCTURA DE REJILLAS - QUE CONDUCE HACIA UN TUNEL DE SECCION CIRCULAR, CON UN DIAMETRO DE 122 CM. (48") Y CONTINUA POR UNA LONGITUD DE 300 M. CON UNA PENDIENTE $S = 0.001$, HASTA LLEGAR A LA CASETA DE OPERACION, DONDE ES CONTROLADA POR MEDIO DE 2 VALVULAS, LA PRIMERA (VALVULA DE EMERGENCIA) DEL TIPO MARIPOSA DE 48" DE DIAMETRO, Y LA SEGUNDA (VALVULA DE CHORRO DIVERGENTE), TAMBIEN DE 48" DE DIAMETRO.

ELEV. OBRA DE TOMA :	2 312.50 M.S.N.M.
CARGA MAXIMA :	32.93 M.
GASTO MAXIMO :	16.10 M ³ /SEG.



SECCION MAXIMA PRESA MADIN



- | | | |
|---|-------------------------------|--------------------------|
| ① MATERIAL IMPERMEABLE. | ③ ACARREO FLUVIAL. | ⑤ ENROCAMIENTO Y REZAGA |
| ② TRANSICION CON PRODUCTO DE FORMACION TARANGO. | ④ RESPALDOS ANTERIOR CORTINA. | ⑤A CHAPA DE ENROCAMIENTO |

UNAM ENEP ARAGON
 TESIS PROFESIONAL
 INGENIERIA CIVIL

NOMBRE SERGIO JIMENEZ RODRIGUEZ
 No CTA 7615912-9
 FECHA OCTUBRE DE 1984

PLANO
 8

CAPITULO IV AVENIDA DE DISEÑO

EXISTEN DIFERENTES CRITERIOS PARA DETERMINAR LA AVENIDA DE DISEÑO, PUEDE DECIRSE QUE LA SELECCION TIENE IMPLICACIONES TECNICAS, ECONOMICAS Y SOCIALES, Y DEL ANALISIS DE LA COMBINACION MAS VENTAJOSA SE DETERMINA LA AVENIDA DE DISEÑO, CABE SEÑALAR QUE LOS ANALISIS DEBEN CONSIDERAR EL ESTADO FUTURO DE LAS CONDICIONES DEL CAUCE AGUAS ABAJO DE LA PRESA, SOBRE TODO POR EL GRAN RIESGO QUE EXISTE AL ENCONTRARSE ASENTAMIENTOS HUMANOS MUY CERCANOS AL CAUCE.

AVENIDA DE DISEÑO SEGUN EL PELIGRO POTENCIAL.

CATEGORIA	POTENCIAL DEL PELIGRO DE ALMACENAMIENTO		POTENCIAL DE DAÑOS DE LA FALLA		AVENIDA DE DISEÑO PARA OBRA DE EXCEDENCIAS
	ALMACENAMIENTO MILLONES M ³ .	ALTURA DE LA CORTINA M.	PERDIDAS DE VIDAS	DAÑOS	
MAYOR, NO SE TOLERA FALLA	60	18	CONSIDERABLE	EXCESIVOS, COMO MATERIA DE POLITICA ESTABLECIDA	MAXIMA PROBABLE, LA MAS SEVERA AVENIDA QUE SE PUEDA CONSIDERAR RAZONABLEMENTE POSIBLE.
INTERMEDIA	12-60	12-60	POSIBLE, PERO POCAS	DENTRO DE LA CAPACIDAD FINANCIERA DEL DUERO.	PROYECTOS COMUNES, CONDICIONES METEOROLOGICAS SEVERAS DE LA REGION ESPECIFICAS.
BAJA	1.2	15	NINGUNA	DE IGUAL MAGNITUD QUE EL COSTO DE LA PRESA.	BASADAS EN ESTUDIOS CON PERIODOS DE RETORNO DE 50 A 100 AROS.

CRITERIOS PARA LA DETERMINACION DE LA
AVENIDA DE DISEÑO PARA LA OBRA DE EX-
CEDENCIAS.

METODOS EMPIRICOS	{	MANNING DICKENS
METODO RACIONAL	{	METODO AMERICANO
ENVOLVENTES REGIONALES	{	CREAGER LOWRY
METODO RACIONAL PROBABILISTICO.	{	CHOW I - PAI - WU GREGORY - ARNOLD
HIDROGRAMAS UNITARIOS	{	SNYDER TRIANGULAR UNITARIO
ESTADISTICOS	{	GUMBEL NASH

PROCEDIMIENTOS DE FORMULAS EMPIRICAS EN FUNCION DEL AREA :

a).- MANNING : $Q = 2.5 A^{5/6}$
 DONDE : $Q =$ GASTO MAXIMO EN M³/SEG.
 $A =$ AREA DE LA CUENCA EN KM².

b).- DICKENS : $Q = 0.01386 C \sqrt[4]{A^3}$
 $C =$ CONSTANTE DE PROPORCIONALIDAD = 350
 PARA EL VALLE DE MEXICO.

$A =$ AREA DE LA CUENCA EN KM².

FORMULAS RACIONALES.

METODO AMERICANO : $\bar{Q} = K C I A$
 DONDE : $Q =$ GASTO MAXIMO EN M³/SEG.
 $K =$ CONSTANTE DE PROPORCIONALIDAD = 0.277
 PARA EL VALLE DE MEXICO.

$I =$ INTENSIDAD DE LA LLUVIA EN CM/HR.

$A =$ AREA DE LA CUENCA EN KM².

ENVOLVENTE REGIONAL

METODO DE CREAGER : $Q = 1.303 C [0.386 \bar{A}]$
 DONDE : $Q =$ GASTO MAXIMO EN M³/SEG.
 $C =$ COEFICIENTE DE PROPORCIONALIDAD = 19
 PARA EL VALLE DE MEXICO.

$$\alpha = \frac{0.936}{A^{0.043}}$$

METODO DE LOWRY : $Q = K (A + a)^{-n}$
 DONDE : $Q =$ GASTO MAXIMO UNITARIO EN M³/SEG.

K = CONSTANTE DE LA REGION HIDROLOGICA = 5270
PARA EL VALLE DE MEXICO.

A = AREA DE LA CUENCA EN KM^2 .

a = CONSTANTE DE PROPORCIONALIDAD = 250 PARA -
EL VALLE DE MEXICO.

n = CONSTANTE DE PROPORCIONALIDAD = 0.85 PARA
EL VALLE DE MEXICO.

LOS 3 CRITERIOS HASTA AQUI SEÑALADOS, SOLO REQUIEREN DE CONOCER EL AREA DE LA CUENCA Y LOS COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO, POR LO QUE LOS HACE INEXACTOS Y PUEDEN CONDUCIR A GRANDES ERRORES SI NO SE LES DA LA INTERPRETACION Y APLICACION CORRECTA, YA QUE SOLO NOS PROPORCIONA EL GASTO MAXIMO INSTANTANEO. POR LO ANTES MENCIONADO, NO ES RECOMENDABLE UTILIZAR ESTOS CRITERIOS EN EL DISEÑO Y REVISION DE OBRAS IMPORTANTES.

CRITERIO DE CHOW.

EN ESTE CRITERIO, ES NECESARIO CONOCER LAS CARACTERISTICAS DE LA CUENCA, TALES COMO: AREA, LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL, TIPO DEL SUELO, USO DEL SUELO, PENDIENTE DEL CAUCE, DURACION DE TORMENTA DE DISEÑO Y ALTURA DE PRECIPITACION PARA EL PERIODO DE RETORNO DESEADO.

AL FINAL DE ESTE CAPITULO, SE ANEXAN LAS GRAFICAS Y TABLAS USADAS.

LONG. DEL CAUCE PRINCIPAL = 22,000 m.

AREA DE LA CUENCA = 105 KM^2 .

PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL = 0.051 = 5.1 %

TIPO DE SUELO = A (ARENAS, GRAVAS LIMPIAS)

USO DEL SUELO $N = 46$ (BOSQUE NATURAL).

DURACION DE LA LLUVIA = 100 MIN. = 1.66 HRS.

ALTURA DE PRECIPITACION h_p :

$p = h_p$ PARA $tr = 1000$ AÑOS $= 170$ MM.

$p = h_p$ PARA $tr = 10,000$ AÑOS $= 200$ MM.

CALCULO DE LA PRECIPITACION EN EXCESO P_{eb}

$$P_{eb} = \frac{(P_e - \frac{508}{N} + 5.08)^2}{P_e + \frac{2032}{N} - 20.32}$$

$$P_{eb} = \frac{(17.0 - \frac{508}{46} + 5.08)^2}{17.0 + \frac{2032}{46} - 20.32}$$

$$P_{eb} = 2.98 \approx 3.00 \text{ CM/HR.}$$

CON LA PRECIPITACION EN EXCESO P_{eb} Y LA DURACION d , PODEMOS CALCULAR EL FACTOR DE ESCURRIMIENTO "X"

$$X = \frac{P_{eb}}{d} = \frac{3.00}{1.66} = 1.80$$

PARA EL CALCULO DEL FACTOR CLIMATICO "Y", SE SUPONE QUE - -
EXISTEN LAS MISMAS CONDICIONES METEOROLOGICAS ENTRE LA ZONA DONDE ESTA
LA ESTACION BASE Y LA ZONA DE ESTUDIO.

$$\frac{P}{P_b} = 1$$

$$Y = 2.78 \frac{P}{P_b} = 2.78 (1)$$

$$Y = 2.78$$

PARA CALCULAR EL FACTOR DE REDUCCION DEL PICO "Z", SE REQUIERE CONOCER EL TIEMPO DE RETRASO t_p , EL CUAL SE DETERMINA CON LA LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL Y LA PENDIENTE EN POR CIENTO:

$$t_p = 0.00505 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64}$$

O TAMBIEN SE PUEDE OBTENER UTILIZANDO LA FIGURA NUMERO 3 :

$$t_p = 0.40 \text{ HRS.}$$

CONOCIDO EL TIEMPO DE RETRASO t_p , Y CON LA DURACION DE TORMENTA d , SE CALCULA EL FACTOR DE REDUCCION DE PICO "Z"

$$\frac{d}{t_p} = \frac{1.66}{0.40} = 4.15$$

CON LA RELACION $\frac{d}{t_p}$ Y LA GRAFICA NUMERO 4, SE OBTIENE -
"Z"

$$Z = 1$$

TEORICAMENTE d NO PUEDE SER MAYOR QUE $2 t_p$, YA QUE EL GASTO DE PICO OCURRIRA ANTES DE QUE TERMINE LA LLUVIA EN EXCESO.

SI $d \geq 2 t_p$, EL HIDROGRAMA UNITARIO ALCANZARA Y MANTENDRA UN VALOR MAXIMO, POR LO TANTO :

$$Z = 1 \quad \text{PARA} \quad \frac{d}{t_p} \geq 2$$

CALCULO DEL GASTO MAXIMO Q_m :

$$Q_m = A \times Y \times Z$$

DONDE :

Q_m = GASTO MAXIMO EN $M^3/SEG.$ PARA UN $t_r = 1000$ AÑOS

A = AREA DE LA CUENCA EN $KM^2.$

X = FACTOR DE ESCURRIMIENTO

Y = FACTOR CLIMATICO.

Z = FACTOR DE REDUCCION DEL PICO.

$$Q_m = (105) (1.8) (2.78) (1)$$

$$Q_m = 525.42 M^3/SEG.$$

PARA CALCULAR EL GASTO MAXIMO Q_m CON UN PERIODO DE RETORNO DE 10,000 AÑOS:

PRECIPITACION EN EXCESO P_{eb} :

$$P_{eb} = \frac{(P_e - \frac{508}{N} + 5.08)^2}{P_e + \frac{2032}{N} - 20.32}$$

$$P_{eb} = \frac{(20 - \frac{508}{46} + 5.8)^2}{20 = \frac{2032}{40} - 2032} = 4.96 \approx 5.0 \text{ CM/HR.}$$

FACTOR DE ESCURRIMIENTO "X"

$$X = \frac{P_{eb}}{d} = \frac{5.0}{1.66} = 3.01$$

FACTOR CLIMATOLOGICO "Y"

$$Y = 2.78 \frac{P}{P_b} = 2.78 (1) = 2.78$$

FACTOR DE REDUCCION DEL PICO "Z"

$$Z = 1$$

GASTO MAXIMO PARA $t_r = 10,000$ AÑOS

$$Q = A X Y Z$$

$$Q = (105) (3.01) (2.78) (1)$$

$$Q = 878.62 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

CRITERIO DE SNYDER :

PARA LA APLICACION DEL HIDROGRAMA UNITARIO SINTETICO DE SNYDER, SE REQUIERE CONOCER:

$$t_p = C_t (L L_c)^{0.3}$$

t_p = TIEMPO DE RETARDO, EN HORAS.

L = LONGITUD DEL CAUCE, EN KM.

L_c = LONGITUD DEL SITIO DE ESTUDIO, HASTA EL PUNTO DE LA CO
RRIENTE QUE SEA MAS CERCANO AL CENTROIDE DE LA CUENCA.

C_t = COEFICIENTE QUE VARIA ENTRE 1.35 Y 1.65, LOS VALORES -
BAJOS SON PARA CUENCAS CON PENDIENTES ALTAS Y VICEVER-
SA.

DURACION DE LA TORMENTA. t_r ADOPTADA POR SNYDER.

$$T_r = \frac{t_p}{5.5}$$

EL GASTO UNITARIO PARA ESTA DURACION ES :

$$q_p = \frac{7.0 \cdot C_p \cdot A}{t_p}$$

DONDE :

q_p = GASTO UNITARIO

A = AREA DE LA CUENCA EN KM^2 .

C_p = COEFICIENTE QUE VARIA ENTRE 0.56 Y 0.69

t_p = TIEMPO DE RETARDO.

EL TIEMPO BASE T :

$$T = 3 + \frac{3 \cdot t_p}{24}$$

T = TIEMPO BASE EN DIAS

DATOS DE LA CUENCA EN ESTUDIO :

$$A = 105 \text{ KM}^2.$$

$$L = 22 \text{ KM.}$$

$$LC = 10 \text{ KM.}$$

$$t_p = c_t (L LC)^{0.3} \quad \text{SE TOMA } c_t = 1.40$$

$$t_p = 1.40 (22 \times 10)^{0.3} = 8.456 \text{ HORAS}$$

DURACION ESTANDAR. POR SNYDER.

$$t_r = \frac{t_p}{5.5} = \frac{8.456}{5.5} = 1.54 \text{ HORAS}$$

GASTO UNITARIO q_p

$$Q_p = \frac{7.0 C_p A}{t_p}$$

$$Q_p = \frac{(7) (0.60) (105)}{8.456} = 52.15 \text{ M}^3/\text{SEG}/\text{CM.}$$

TIEMPO BASE

$$T = 3 + \frac{3 t_p}{24} = 3 + \frac{3 (8.456)}{24} = 4.057 \text{ DIAS.}$$

GASTO MAXIMO Q

$$Q = q_p h_e$$

DONDE :

q_p = GASTO UNITARIO

he = LLUVIA EN EXCESO CALCULADA POR EL METODO DE CHOW.

PARA $t_r = 1000$ AÑOS, $h_e = 3$ CM.

$$Q = (52.15) (3.0) = 156.45 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

PARA $t_r = 10,000$ AÑOS, $h_e = 5.0$ CM.

$$Q = (52.15) (5.0) = 260.75 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

HIDROGRAMA TRIANGULAR UNITARIO.

$$T_c = \left(0.81 \frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

DONDE :

T_c = TIEMPO DE CONCENTRACION EN HORAS.

L = LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL = 22 KM.

H = DESNIVEL DEL CAUCE PRINCIPAL = 1200 M.

$$T_c = \left(0.81 \frac{(22)^3}{1200} \right)^{0.385}$$

$$T_c = (7.187)^{0.385} = 1.93 \text{ HORAS}$$

$$T_p = \frac{D}{2} + 0.6 T_c$$

DONDE : t_p = TIEMPO DE PICO

D = DURACION = TIEMPO DE CONCENTRACION

$$T_p = \frac{1.93}{2} + 0.6 \times 1.93 = 2.12 \text{ HRS.}$$

$$T_b = 5 T_p$$

DONDE : T_b = TIEMPO BASE

$$T_b = (5) (2.12) = 10.6 \text{ HRS.}$$

CALCULO DEL GASTO PICO :

$$q_p = \frac{A}{5.512 T_p}$$

$$q_p = \frac{105}{5.512 \times 2.12} = 8.98 \text{ M}^3/\text{SEG}/\text{MM.}$$

GASTO MAXIMO Q_m :

$$Q_m = q_p h_e$$

DONDE :

$$h_e = 30 \text{ MM. PARA } t_r = 1000 \text{ AÑOS}$$

$$Q_m = 8.98 (30) = 269.40 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

$$h_e = 50 \text{ MM. PARA } t_r = 10,000 \text{ AÑOS}$$

$$Q_m = 8.98 (50) = 449.00 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

CRITERIO DE GUMBEL.

SE CUENTA CON DATOS DE ESCURRIMIENTOS OBSERVADOS EN EL RIO - TLALNEPANTLA O SUS AFLUENTES QUE A CONTINUACION SE INDICAN :

EN EL SITIO EN QUE ACTUALMENTE SE ENCUENTRA LA PRESA, FUNCIONO UNA ESTACION HIDROMETRICA QUE REGISTRO LOS ESCURRIMIENTOS DESDE 1930 A 1958.

DE 1931 A 1945 FUE OPERADA POR LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y OBRAS PUBLICAS; PERO A PARTIR DE 1946, LA SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS SE HIZO CARGO DE LAS OBSERVACIONES.

LOS DATOS DE 1931 A 1945 ERAN DUDOSOS, YA QUE FUERON DETERMINADOS POR UNA CURVA GENERAL FORMADA POR ESCASOS AFOROS QUE NO CUBREN CON TODO EL PERIODO.

POR LO ANTERIOR, SE AMPLIO EL PERIODO DE OBSERVACION HABIENDO DEDUCIDO LOS ESCURRIMIENTOS MAXIMOS ANUALES PARA EL PERIODO DE 1920 - 1966.

LA ECUACION DE GUMBEL ES :

$$Y = \bar{Y} - \frac{SY}{\sqrt{n}} \left[Y_n + \log_e \log_e \frac{Tr}{Tr-1} \right]$$

- DONDE :
- Tr = PERIODO DE RETORNO EN AÑOS.
 - Y = GASTO MAXIMO EN M³/SEG.
 - \bar{Y} = MEDIA DE LOS GASTOS MAXIMOS ANUALES EN M³/SEG.
 - SY = DESVIACION ESTANDAR DE LOS GASTOS MAXIMOS ANUALES EN M³/SEG.
 - n = TAMAÑO DE LA MUESTRA = NUMERO DE AÑOS DE REGISTRO = 47 AÑOS.

$\sqrt{n} Y_n$ = PARAMETROS EN FUNCION DE LA MUESTRA n

ENTRADAS A LA PRESA MADIN SOBRE EL RIO TLALNEPANTLA, MEXICO
DURANTE EL PERIODO 1920-1966.

AÑO	Y	$(Y_i - \bar{Y})^2$
1920	266.84	909.62
1921	277.33	386.90
1922	322.42	646.17
1923	290.99	36.12
1924	259.16	1,431.86
1925	428.29	17,237.06
1926	351.59	2,980.06
1927	315.92	357.96
1928	281.03	255.04
1929	268.75	798.06
1930	294.83	4.71
1931	394.93	9,590.28
1932	269.14	776.18
1933	244.59	2,746.80
1934	319.37	500.41
1935	387.63	8,213.79
1936	320.15	535.92
1937	322.44	647.19
1938	216.60	6,464.16
1939	266.23	946.79
1940	195.89	10,223.23
1941	419.48	15,001.35
1942	313.62	276.22
1943	289.94	49.84

AÑO	Y	$(Y_i - \bar{Y})^2$
1944	295.22	3.16
1945	218.13	6,220.47
1946	253.03	983.36
1947	276.52	419.43
1948	267.24	885.75
1949	207.84	7,949.50
1950	166.70	16,978.09
1951	237.73	3,512.93
1952	427.89	17,132.19
1953	233.66	4,011.95
1954	282.07	222.90
1955	362.22	4,253.64
1956	280.73	264.71
1957	171.91	15,647.50
1958	452.25	24,102.56
1959	401.35	10,888.92
1960	387.32	8,157.70
1961	292.03	24.70
1962	257.68	1,546.06
1963	285.64	129.05
1964	245.90	2,611.21
1965	340.69	1,908.81
1966	294.93	4.29

$$\bar{Y} = \frac{\sum_{i=1}^n Y_i}{n} = \frac{13,958.84}{47} = 297.00 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

$$SY = \frac{\sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2}{n-1} = \frac{210,059.93}{47-1} = 67.57 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

CON $n = 47$ SE OBTIENEN DE LA TABLA:

$$\nabla n = 1.1557$$

$$Y_n = 0.5473$$

SUSTITUYENDO EN LA FORMULA GENERAL :

$$Y = 297 - \frac{67.57}{1.1557} \left(0.5473 + \log_e \log_e \frac{Tr}{Tr-1} \right)$$

$$Y = 297 - 58.46 \left(0.5473 + \log_e \log_e \frac{Tr}{Tr-1} \right)$$

PARA $Tr = 1,000$ AÑOS

$$Y = 297 - 58.46 (0.5473 - 6.907)$$

$$Y = 297 + 371.79$$

$$Y = 668.79 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

PARA $Tr = 10,000$ AÑOS

$$Y = 297 - 58.46 (0.5473 - 9.21029)$$

$$Y = 297 + 506.44$$

$$Y = 803.44 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

CRITERIO DE I - PAI - WU

DATOS :

AREA DE LA CUENCA = 105 KM².

LONG. DEL CAUCE PRINCIPAL = 22 KM. = 22,000 M.

PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE = 0.051

TIPO Y USO DEL SUELO N_s = 46

DURACION DE LA TORMENTA = 100 MIN. = 1.66 HRS.

hp PARA Tr = 1,000 AÑOS = 170 MM.

hp PARA Tr = 10,000 AÑOS = 200 MM.

CALCULO DEL COEFICIENTE DE ALMACENAJE K₁

$$K_1 = 19,300 A^{0.937} L^{-1.474} S^{-1.473}$$

$$K_1 = 19,300 (105)^{0.937} (22,000)^{-1.474} (0.51)^{-1.473}$$

$$K_1 = 1.62$$

CALCULO DEL TIEMPO DE PICO tm

$$tm = 4660 A^{1.085} L^{-1.233} S^{-0.668}$$

$$tm = 4600 (105)^{1.085} (22,000)^{-1.233} (0.51)^{-0.668}$$

$$tm = 5.05 \text{ HRS.}$$

CON LOS VALORES K₁ Y tm SE RECORRE A LA GRAFICA Y SE OBTIENE EL COEFICIENTE "n".

$$\frac{K_1}{tm} = \frac{1.62}{5.05} = 0.32$$

POR LO TANTO n = 10.4 DE LA FIG.5

$$r(10.4) = (9.4)(8.4)(7.4)(6.4)(5.4)(3.4)(2.4)$$

$$(1.4) \Gamma(1.4) = 906,605.03$$

$$f(n, tm) = \frac{(n-1)^n e^{1-n}}{\Gamma(n)} = \frac{(10.6-1)^{10.6} e^{-9.6}}{900,605.03}$$

$$f(n, tm) = 1.94$$

CALCULO DEL GASTO MAXIMO

PARA $Tr = 1000$ AÑOS, $hp = 30$ MM.

$$Q_m = \frac{2.78 A Pe}{T_m} f(n, T_m)$$

$$Q_m = \frac{2.78 (105) (3.0)}{5.05} (1.94) = 336.40 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

PARA $Tr = 10,000$ AÑOS $hp = 50$ MM.

$$Q_m = \frac{2.78 (105) (5.0)}{5.05} (1.94) = 560.68 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

FORMULA EMPIRICA EN FUNCION DEL AREA E INTENSIDAD

GREGORY - ARNOLD

LA FORMULA GENERAL PARA CUENCAS PEQUEÑAS ES:

$$Q = Kh (C A Rh F B)^{1.1429} S^{0.2143} H^{0.5174}$$

DONDE : Q = GASTO EN M³/SEG.

Kh = COEFICIENTE CUYO VALOR DEPENDE DE h.

C = COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO CORRESPONDIENTE A LA LLUVIA DE INTENSIDAD MAXIMA.

A = AREA DE LA CUENCA EN HECTAREAS.

$$Rh = \frac{X}{H} = \text{INTENSIDAD MEDIA DE LA LLUVIA DURANTE LA TOR-}$$

MENTA EN CM. PARA UN PERIODO DE H HORAS.

X = LLUVIA TOTAL EN CM. PARA UN PERIODO DE H HORAS. = 17 CM,
Y 20 CM.

H = PERIODO DE HORAS CONSIDERADO = 1.66

F = FACTOR QUE DEPENDE DE LA FORMA Y NATURALEZA DEL CAUCE PRINCIPAL.

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

P = COEFICIENTE QUE DEPENDE DE LA NATURALEZA DE LA CUENCA Y DEL MODO DE CONCENTRACION.

L = LONGITUD EN METROS DEL CAUCE PRINCIPAL,

S = PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA.

$$Q = 0.2086 (C A Rh FB)^{1.1429} S^{0.2143} H^{0.5174}$$

$C = 0.45$ (TIPO Y USO DEL SUELO)

$A = 105 \text{ KM}^2 = 10,500 \text{ HAS.}$

$$R_h = \frac{X}{H} = \frac{20}{1.66} = 12.05 \text{ CM/HR.}$$

CALCULO DE "F" Y "B".

$$W = \frac{10,000 A}{L} = \frac{10,000 (10,500)}{25,000} = 4,200$$

$$\frac{L}{W} = \frac{25,000}{4,200} = 5.95$$

DE ACUERDO CON LA FIGURA I Y II DEL ANEXO, SE CONSIDERA UNA CUENCA TIPO "5 RETARDADA".

INTERPOLANDO DE LA TABLA III: $P = 0.48$

$$\text{POR LO TANTO: } B = \sqrt{\frac{P}{L}} = \sqrt{\frac{0.48}{25,000}} = 0.00438$$

ANCHO PROMEDIO DE LA CORRIENTE = 4.00M.

ALTURA PROMEDIO DE LA CORRIENTE = 1.00 M.

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD $n = 0.040$

RELACION DE TALUDES 1:1

POR LO TANTO : $F = 4.64$

PENDIENTE DE LA CUENCA = 0.05175

APLICANDO LA FORMULA GENERAL:

$$Q = 0.2086 (0.45 \times 10,500 \times 12.05 \times 4.64 \times 0.00438)^{1.1429} (0.05175)^{0.2143} (1.66)^{0.5174}$$

$$Q = 455.75 \text{ M}^3 / \text{SEG.}$$

METODO DE NASH

CONSIDERA QUE EL VALOR DEL GASTO PARA UN DETERMINADO PERIODO SE PUEDE CALCULAR CON LA ECUACION :

$$Q \text{ máx.} = a + c \log \log \frac{Tr}{Tr-1} \text{ --- (1)}$$

DONDE :

a, c = CONSTANTES FUNCION DEL REGISTRO DE GASTOS MAXIMOS ANUALES.

Q máx. = GASTO MAXIMO PARA UN PERIODO DE RETORNO DETERMINADO.

Tr = PERIODO DE RETORNO,

LAS CONSTANTES a Y c SE VALUAN DE LOS REGISTROS DE LA SIGUIENTE FORMA :

$$a = Q_m - c X_m \text{ --- (2)}$$

$$c = \frac{\sum_{i=1}^N X_i Q_i - N X_m Q_m}{\sum_{i=1}^N X_i^2 - N X_m^2} \text{ --- (3)}$$

$$\text{SIENDO } X_i = \log \log \frac{Tr}{Tr-1} \text{ --- (4)}$$

Q_i	m	Tr	$\frac{Tr}{Tr-1}$	X_i	$Q_i^2 \times 10^{-4}$	$Q_i X_i$	X_i^2
452.25	1	47	1.02	-2.065	20.45	-933.90	4.26
428.29	2	23.50	1.04	-1.768	18.32	-757.22	3.13
427.89	3	15.67	1.07	-1.531	18.31	-655.10	2.34
419.48	4	11.75	1.09	-1.426	17.60	-598.17	2.03
401.35	5	9.40	1.12	-1.307	16.11	-524.56	1.708
394.93	6	7.83	1.15	-1.216	15.60	-480.23	1.48
387.63	7	6.71	1.18	-1.143	15.03	-443.06	1.306
387.32	8	5.88	1.20	-1.101	15.00	-426.44	1.212
362.22	9	5.22	1.24	-1.029	13.12	-372.72	1.059
351.59	10	4.70	1.27	-0.983	12.36	-345.61	0.966
340.69	11	4.27	1.31	-0.930	11.61	-316.84	0.865
322.44	12	3.92	1.34	-0.895	10.40	-288.58	0.801
322.42	13	3.62	1.38	-0.854	10.40	-275.34	0.729
320.15	14	3.36	1.42	-0.817	10.25	-261.56	0.667
319.37	15	3.13	1.47	-0.776	10.20	-247.83	0.602
315.92	16	2.94	1.52	-0.740	9.98	-233.78	0.548
313.62	17	2.76	1.57	-0.708	9.84	-222.04	0.501
295.22	18	2.61	1.62	-0.678	8.72	-200.16	0.460
294.93	19	2.47	1.68	-0.647	8.70	-190.82	0.419
294.83	20	2.35	1.74	-0.618	8.69	-182.20	0.382
292.03	21	2.24	1.81	-0.588	8.53	-171.71	0.346
290.99	22	2.14	1.88	-0.562	8.47	-163.53	0.316
289.94	23	2.04	1.96	-0.534	8.41	-154.83	0.285
285.64	24	1.96	2.04	-0.509	8.16	-145.39	0.259
282.07	25	1.88	2.14	-0.480	7.96	-135.39	0.230
281.03	26	1.81	2.23	-0.458	7.90	-128.71	0.210
280.73	27	1.74	2.35	-0.430	7.88	-120.71	0.185
277.33	28	1.68	2.47	-0.406	7.69	-112.59	0.165
276.52	29	1.62	2.61	-0.380	7.65	-105.07	0.144
269.14	30	1.57	2.75	-0.357	7.24	-96.08	0.127
268.75	31	1.52	2.92	-0.332	7.22	-86.53	0.104
267.24	32	1.47	3.13	-0.305	7.14	-81.51	0.093

266.84	33	1.42	3.38	-0.276	7.12	-73.65	0.076
266.23	34	1.38	3.63	-0.251	7.09	-66.82	0.063
259.16	35	1.34	3.94	-0.225	6.72	-58.31	0.051
257.68	36	1.31	4.23	-0.203	6.64	-52.31	0.041
253.03	37	1.27	4.70	-0.172	6.40	-43.52	0.030
245.90	38	1.28	4.57	-0.180	6.05	-44.26	0.032
244.59	39	1.21	5.76	-0.118	5.98	-28.86	0.014
237.73	40	1.18	6.56	-0.087	5.65	-20.68	0.008
233.66	41	1.15	6.71	-0.082	5.46	-19.16	0.006
218.13	42	1.14	7.83	-0.048	4.76	-10.47	0.0023
216.23	43	1.11	9.40	-0.011	4.68	- 2.37	0.0001
207.84	44	1.09	11.75	0.029	4.32	6.02	0.0008
195.89	45	1.06	15.67	0.077	3.84	15.08	0.006
171.91	46	1.04	23.50	0.137	2.96	23.55	0.018
166.70	47	1.02	47.00	0.223	2.78	37.17	0.049
Σ 13,955.47				-27.76	435.39	-9796.80	28.3262

GASTO MEDIO Q_m :

$$Q_m = \frac{13,955.47}{47} = 296,925 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

$$X_m = \frac{-27.76}{47} = -0,591$$

CALCULO DE LA CONSTANTE "C"

$$C = \frac{\sum_{i=1}^N X_i Q_i - N X_m Q_m}{\sum_{i=1}^N X_i^2 - N X_m^2}$$

SUSTITUYENDO VALORES

$$C = \frac{-9796,80 - (47)(-0,591)(296,925)}{28,3262 - (47)(-0,591)^2}$$

$$C = -130,0684$$

CALCULO DE LA CONSTANTE "a"

$$a = Q_m - C X_m$$

$$a = 296,925 - (-130,0684)(-0,591)$$

$$a = 296,925 - 76,8704$$

$$a = 220,0546$$

CALCULO DEL GASTO MAXIMO Q máx.:

PARA Tr = 1,000 AÑOS :

$$Q \text{ máx.} = a + c \log \log \frac{Tr}{Tr-1}$$

$$Q \text{ máx.} = 220.0546 + (-130.0684) \log \log \frac{1000}{1000-1}$$

$$Q \text{ máx.} = 220.0546 + 437.2898$$

$$Q \text{ máx.} = 657.3444 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

PARA Tr = 10,000 AÑOS :

$$Q \text{ máx.} = 220.0546 + (-130.0684) \log \log \frac{10,000}{10,000-1}$$

$$Q \text{ máx.} = 220.0546 + 567.3836$$

$$Q \text{ máx.} = 787.4382 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

CALCULO DEL INTERVALO DE CONFIANZA

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{S_{qq}}{N^2(N-1)} + (X-X_m)^2 \frac{1}{N-2} \frac{1}{S_{xx}} \left(S_{qq} - \frac{S^2_{xq}}{S_{xx}} \right)} \quad (6)$$

SIENDO :

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

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

$$S_{xq} = N \sum Q_i X_i - (\sum Q_i)(\sum X_i)$$

SUSTITUYENDO DATOS

$$S_{xx} = (47) (28.3262) - (-27.76)^2$$

$$S_{xx} = 560.71$$

$$S_{qq} = (47) (435.39) \times 10^4 - (13,955.47)^2$$

$$S_{qq} = 987.8157 \times 10^4$$

$$S_{xq} = (47) (-9796.80) - (13,955.47)(-27.76)$$

$$S_{xq} = (-460,449.6) - (-387,403.85)$$

$$S_{xq} = -73,045.75$$

SUSTITUYENDO EN LA ECUACION (6)

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{987.1857 \times 10^4}{(47)^2 (47-1)} + (X+0.591)^2 \frac{1}{47-2} \frac{1}{560.71} (987.8157 \times 10^4 - \frac{(-73,045.75)^2}{560.71})}$$

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{97.212 + (X+0.591)^2 (0.0222)(0.0018)(987.8157 \times 10^4 - 951.5937 \times 10^4)}$$

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{97.212 + (X+0.591)^2 (14.474)}$$

$$\text{PARA } Tr = 1000 \text{ AÑOS; } X = \log \log \frac{1000}{1000-1} = -3.362$$

$$\Delta Q = 2 \sqrt{97.212 + (-3.362 + 0.591)^2 (14.474)}$$

$$\Delta Q = 2 \sqrt{208.35} = 28.868 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

Q máx. PARA $Tr = 1000$ AÑOS :

$$Q \text{ máx.} = 657.3444 + 28.868$$

$$Q \text{ máx.} = 686.21 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

$$\text{PARA } Tr = 10,000 \text{ AÑOS; } X = \log \log \frac{10,000}{10,000-1} = -4.3622$$

$$\Delta Q = 2 \sqrt{97.212 + (-4.3622 + 0.591)^2 (14.474)}$$

$$\Delta Q = 2 \sqrt{303.06} = 34.82 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

$$Q \text{ máx. PARA } Tr = 10,000 \text{ AÑOS :}$$

$$Q \text{ máx.} = 657.3444 + 34.82$$

$$Q \text{ máx.} = 692.16 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

RESUMEN DE LOS GASTOS CALCULADOS

CRITERIO USADO :	GASTO PARA Tr= 1,000 AÑOS	GASTO PARA Tr=10,000 AÑOS
MANNING	119.00	- - - - -
DICKENS	159.12	- - - - -
CREAGER	313.46	- - - - -
LOWRY	35.82	- - - - -
CHOW	525.42	878.62
I - PAI - WU	336.40	560.68
GREGORY - ARNOLD	455.75	- - - - -
SNYDER	156.45	260.75
TRIANGULAR UNITARIO	269.40	449.00
GUMBEL	668.79	803.44
NASH	686.21	692.16

SELECCION DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO " N " .

USO DE LA TIERRA O COBERTURA	CONDICION DE LA SUPERFICIE	TIPO DE SUELO			
		A	B	C	D
BOSQUES (SEMBRADOS Y CULTIVADOS)	RALO, BAJA TRANSPIRACION	45	66	77	83
	NORMAL, TRANSPIRACION MEDIA	36	60	73	79
	ESPESO O ALTA TRANSPIRACION	25	55	70	77
CAMINOS	DE TIERRA	72	82	87	89
	SUPERFICIE DURA	74	84	90	92
BOSQUES NATURALES	MUY RALO O BAJA TRANSPIRACION, RALO BAJA TRANSPIRACION	56	75	86	91
	NORMAL, TRANSPIRACION MEDIA	46	68	78	84
	ESPESO, ALTA TRANSPIRACION	36	60	70	76
	MUY ESPESO, ALTA TRANSPIRACION	26	52	62	69
		15	44	54	61
DESCANSO (SIN CULTIVO)	SURCOS RECTOS	77	86	91	94
CULTIVOS DE SURCO	SURCOS RECTOS	70	80	87	90
	SURCOS EN CURVAS DE NIVEL	67	77	83	87
	TERRAZAS	64	73	79	82
CEREALES	SURCOS RECTOS	64	76	84	88
	SURCOS EN CURVAS DE NIVEL	62	74	82	85
	TERRAZAS	60	71	79	82
LEGUMINOSAS (SEMBRADAS CON MAQUINA O AL VOLTEO) O POTRERO DE ROTACION	SURCOS RECTOS	62	75	83	87
	SURCOS EN CURVAS DE NIVEL	60	72	81	84
	TERRAZAS	57	70	78	82
PASTIZAL	POBRE	68	79	86	89
	NORMAL	49	69	79	84
	BUENO	39	61	74	80
	CURVAS DE NIVEL, POBRE	47	67	81	88
	CURVAS DE NIVEL, NORMAL	25	59	75	83
	CURVAS DE NIVEL, BUENO	6	35	70	79
POTRERO (PERMANENTE)	NORMAL	30	58	71	78
SUPERFICIE IMPERMEABLE		100	100	100	100

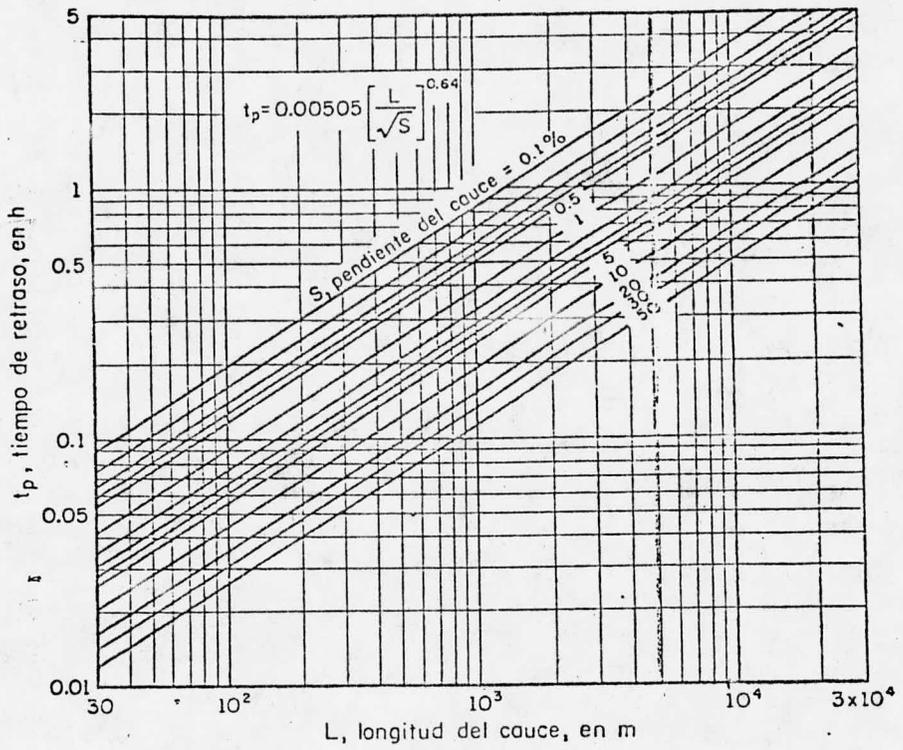


Fig 3. Determinación del tiempo de retraso

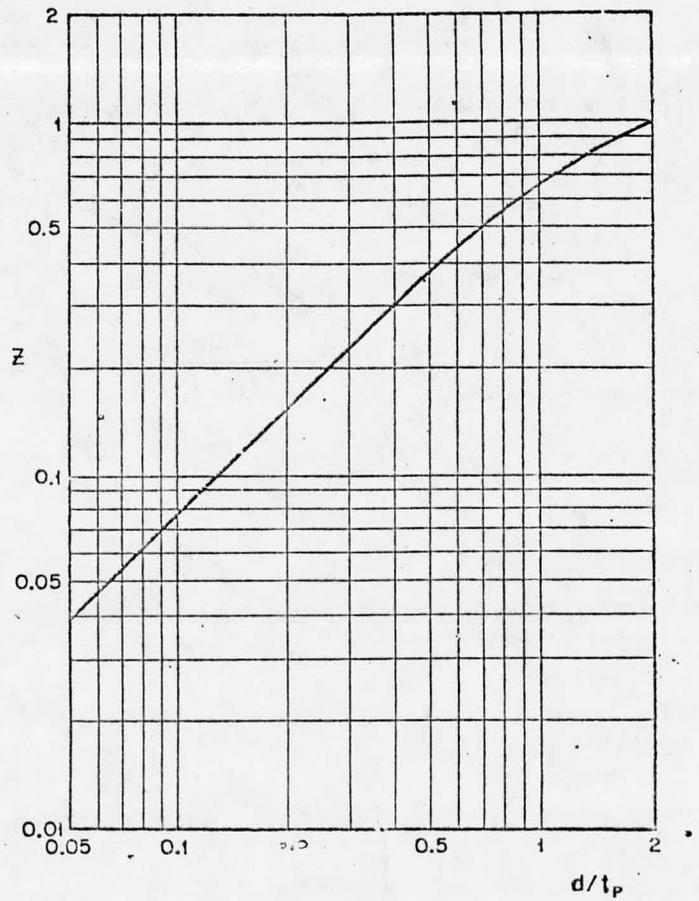


Fig 4. Relación entre Z y d/tp

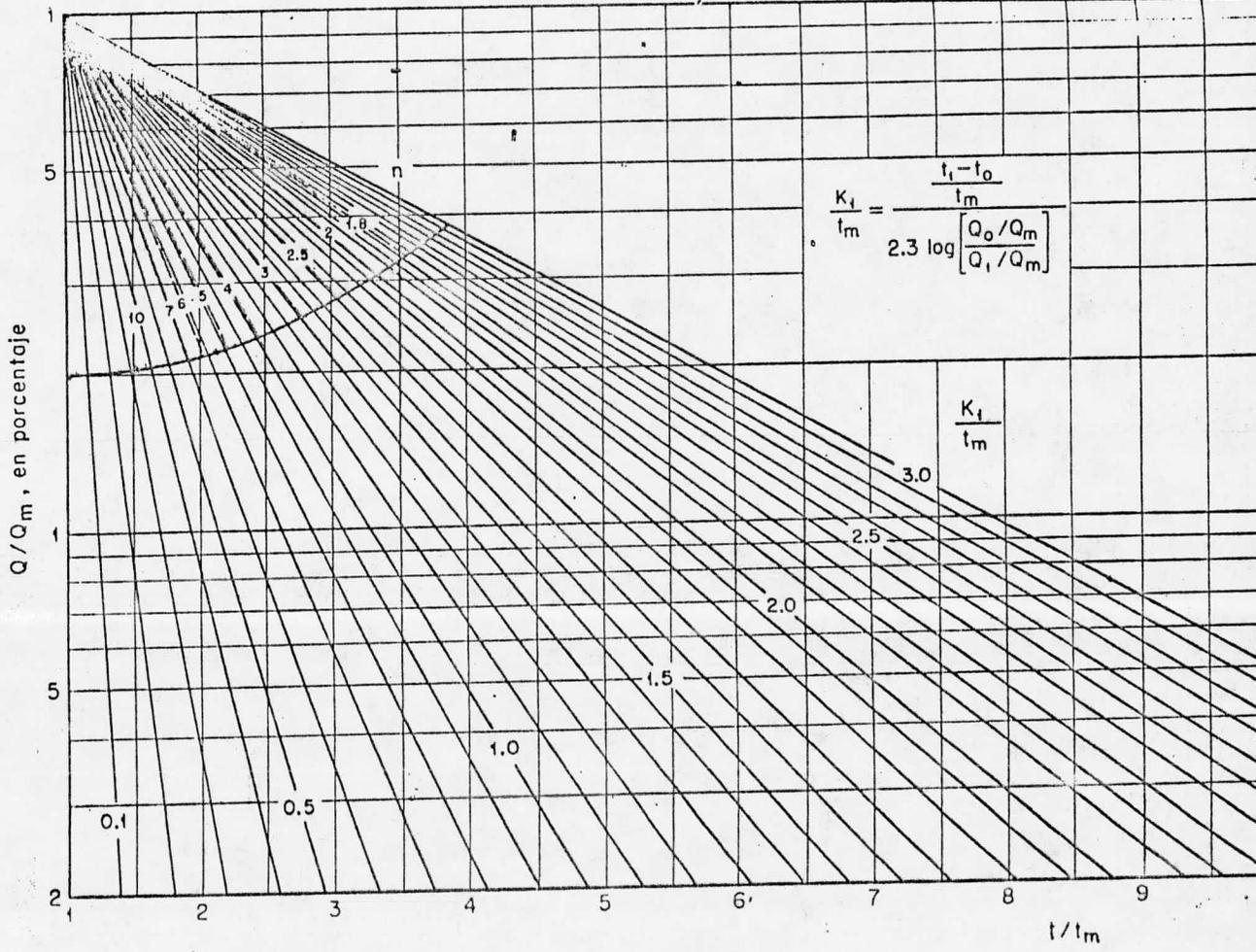


Fig 5. Relación entre n y K_1/t_m

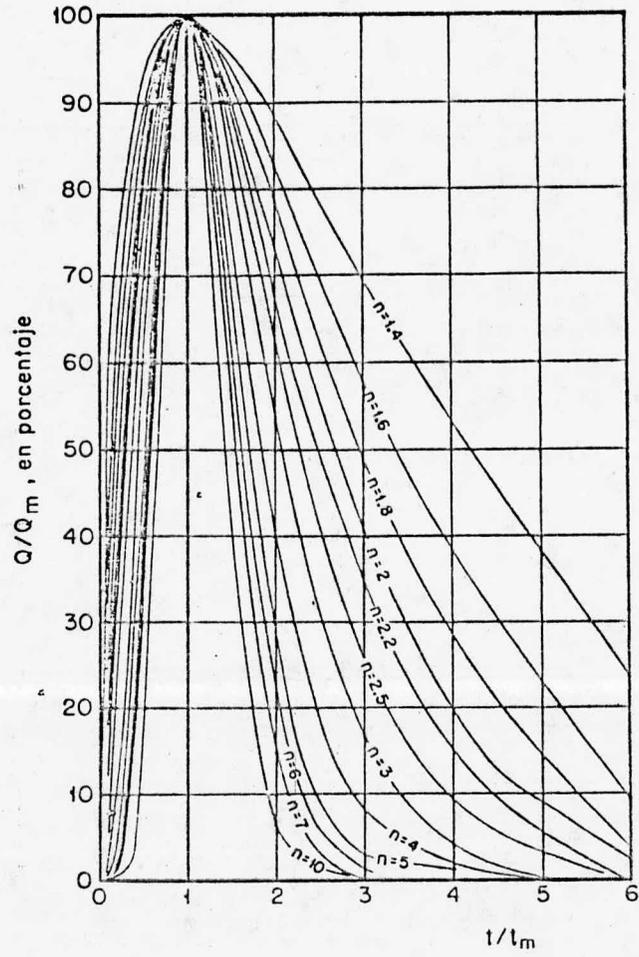
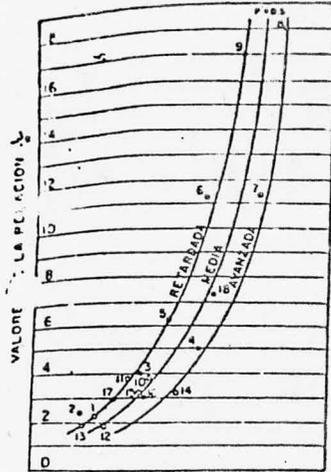


Fig 6. Hidrograma instantáneo adimensional



II) GRAFICA AUXILIAR PARA DETERMINAR LA FORMA DE CONCENTRACION

III) VALORES DEL FACTOR "P" PARA P=0.5 Y A=262144

CONCENTRACION

L/W	CURVA DE PRECIPITACION UNIFORME			CURVA DE PRECIPITACION DE LA F.M.A. 11 y 15		
	PETR	MED	AVAN	RETR	MED	AVAN
2	0.42	0.44	0.47	0.47	0.49	0.52
3	0.44	0.47	0.49	0.50	0.53	0.56
4	0.46	0.49	0.51	0.53	0.55	0.58
6	0.50	0.53	0.57	0.58	0.61	0.64
16	0.56	0.59	0.62	0.64	0.67	0.70

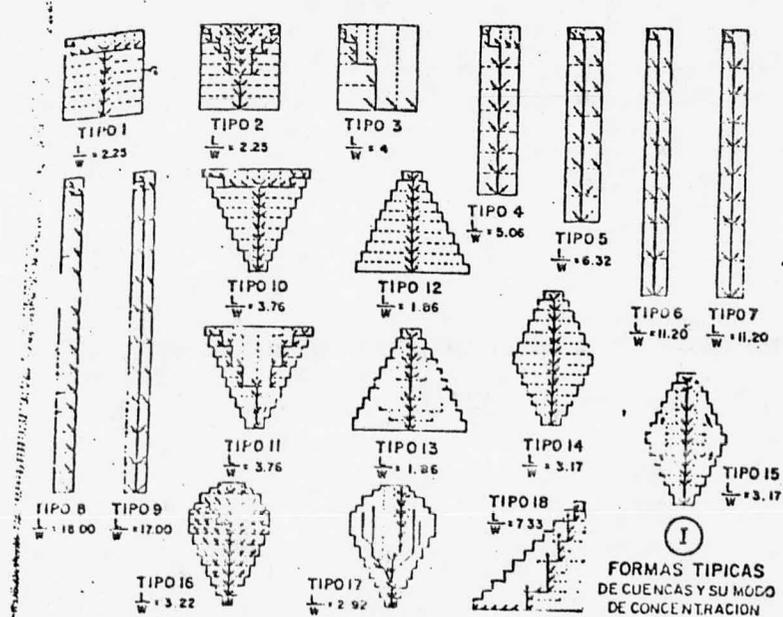
IV) VALORES DEL FACTOR "F" PARA SECCIONES ABIERTAS CON PAREDES INCLINADAS

TALUD	ANCHO DEL FONDO POR LA ALTURA	VALOR DE "n" (KUTTER)								
		0.011	0.013	0.015	0.020	0.025	0.030	0.035	0.100	
1/2:1	FORMA EN V	7.31	6.82	6.40	5.72	5.33	5.00	4.74	3.19	
	1 POR 1	7.64	7.12	6.68	5.99	5.58	5.23	4.95	3.34	
	2 POR 1	7.61	7.10	6.66	5.96	5.56	5.20	4.94	3.33	
	4 POR 1	7.45	6.95	6.52	5.83	5.43	5.09	4.83	3.26	
	8 POR 1	7.12	6.64	6.23	5.58	5.19	4.87	4.62	3.11	
	16 POR 1	6.68	6.23	5.85	5.24	4.89	4.57	4.34	2.92	
	30 POR 1	6.23	5.86	5.50	4.91	4.58	4.29	4.07	2.75	
	100 POR 1	5.45	5.08	4.77	4.25	3.97	3.72	3.53	2.38	
	1:1	FORMA EN V	7.51	7.00	6.58	5.87	5.48	5.13	4.87	3.28
		1 POR 1	7.60	7.08	6.64	5.95	5.54	5.19	4.92	3.33
2 POR 1		7.54	7.02	6.60	5.90	5.50	5.15	4.89	3.30	
4 POR 1		7.37	6.87	6.45	5.76	5.37	5.04	4.77	3.22	
8 POR 1		7.07	6.57	6.17	5.53	5.15	4.83	4.56	3.08	
16 POR 1		6.68	6.21	5.83	5.23	4.87	4.55	4.32	2.91	
30 POR 1		6.25	5.81	5.47	4.89	4.55	4.27	4.05	2.72	
100 POR 1		5.45	5.07	4.76	4.25	3.97	3.73	3.53	2.38	
2:1		FORMA EN V	7.31	6.82	6.40	5.72	5.33	5.00	4.74	3.19
		1 POR 1	7.31	6.82	6.40	5.72	5.33	5.00	4.74	3.19
	2 POR 1	7.27	6.78	6.36	5.70	5.30	4.97	4.72	3.18	
	4 POR 1	7.14	6.65	6.25	5.59	5.21	4.88	4.64	3.12	
	8 POR 1	6.80	6.44	6.05	5.40	5.04	4.71	4.48	3.03	
	16 POR 1	6.58	6.12	5.75	5.14	4.80	4.49	4.27	2.68	
	30 POR 1	6.20	5.76	5.41	4.85	4.52	4.23	4.01	2.70	
	100 POR 1	5.42	5.06	4.75	4.24	3.95	3.70	3.52	2.37	
	3:1	FORMA EN V	7.04	6.58	6.17	5.51	5.14	4.83	4.57	3.08
		1 POR 1	7.04	6.58	6.17	5.51	5.14	4.83	4.57	3.08
2 POR 1		7.01	6.53	6.14	5.49	5.12	4.79	4.54	3.06	
4 POR 1		6.95	6.45	6.07	5.41	5.06	4.74	4.50	3.03	
8 POR 1		6.75	6.29	5.90	5.26	4.92	4.61	4.36	2.96	
16 POR 1		6.49	6.04	5.57	5.07	4.73	4.43	4.20	2.83	
30 POR 1		6.14	5.72	5.38	4.81	4.49	4.20	3.99	2.68	
100 POR 1		5.40	5.03	4.72	4.22	3.93	3.69	3.50	2.36	

OBSERVACIONES SOBRE EL EMPLEO DE ESTAS FORMULAS

El valor de C se elegirá de acuerdo con las condiciones físicas de la cuenca.
 R_H se fija considerando para cuencas chicas en una hora y para las de mayor extensión en 6 ó en 24 horas. Como guía, pueden servir los valores de la tabla V.
 F se toma de la tabla II una vez elegido el coeficiente de rugosidad (n), los taludes y la relación entre el tirante y el ancho del fondo del canal principal de desagüe.
 A, L y S se toman de los cortes ó planos.
 Calculados las relaciones W y $\frac{L}{W}$, y elegido el tipo de la cuenca

guiándose por los esquemas de la figura I, se determina el tipo de concentración con ayuda de la gráfica II, o continuación, por medio de la tabla III, se calcula el valor de P, y por último, el factor B por la relación $\frac{V}{P}$.
 Con el valor de Q se calcula "t" por la relación $t = \frac{Q}{CA}$ en (m.c. p.s. y por hectárea).
 El tiempo de concentración en minutos se determina por las siguientes relaciones, según que se haya considerado R_H para una, seis ó veinticuatro horas:
 $t = \frac{0.0463 R_1}{L}$; $t = \frac{0.2778 R_1}{L}$; $t = \frac{1.1112 R_1}{L}$



I) FORMAS TÍPICAS DE CUENCAS Y SU MODO DE CONCENTRACION

CAPITULO V TRANSITO DE LA AVENIDA

DE ACUERDO A LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL CAPITULO ANTERIOR, PARA EL CALCULO DE LA AVENIDA DE DISEÑO, SE OBSERVO QUE EL METODO QUE MAS CONVIENE ADOPTAR DEBIDO A LAS CARACTERISTICAS QUE PRESENTA LA CUENCA EN ESTUDIO, ES EL DE CHOW.

LA ELECCION DE ESTE CRITERIO, ES QUE SE CONSIDERAN LAS CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE LA CUENCA, USO DEL SUELO, TIPO DE SUELO, FORMA DE LA CUENCA, ETC. Y CON ESTA INFORMACION, DEDUCIR DE UNA FORMA APROXIMADA COMO SE PRESENTARA EL ESCURRIMIENTO AL OCURRIR EL FENOMENO DE LA PRECIPITACION.

DEBIDO A QUE NO EXISTE INFORMACION PARA LA OBTENCION DEL HIDROGRAMA DE ENTRADA AL VASO DE LA PRESA, ESTE SE DEDUCIRA UTILIZANDO EL HIDROGRAMA INSTANTANEO ADIMENSIONAL DE LA FIG. (6), O BIEN CON LA SIGUIENTE ECUACION :

$$\frac{Q}{Q_m} = \left(\frac{t}{t_m}\right)^{n-1} \left(e^{-\left(\frac{t}{t_m}-1\right)^{-(n-1)}} \right)$$

DATOS DEL HIDROGRAMA

$$Q \text{ máx.} = 880 \text{ m}^3/\text{SEG.}$$

$$\text{TIEMPO PICO} = 5.05 \text{ HRS.}$$

CALCULO DEL HIDROGRAMA DE ENTRADA

$$\frac{Q}{Q_m} = \left(\frac{t}{t_m}\right)^{n-1} \left(e^{-\left(\frac{t}{t_m}-1\right)^{-(n-1)}} \right)$$

$$\text{DONDE } n = 10.4$$

$$\text{PARA } (t/t_m) = 0.2 ;$$

$$\frac{Q}{Q_m} = (0.2)^{10 \cdot 4 - 1} \left(e^{-(10 \cdot 4 - 1)} \right)^{(0.2 - 1)} = 0.0005$$

$$\frac{Q}{Q_m} = 0.0005 \quad Q = 0.0005 Q_m = 0.4400 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

$$\frac{t}{t_m} = 0.2 \quad t = 0.2 t_m = 0.2 (5.05) = 1.01 \text{ HRS.}$$

$$\text{PARA } (t/t_m) = 0.4;$$

$$\frac{Q}{Q_m} = (0.4)^{9 \cdot 4} \left(e^{-9 \cdot 4} \right)^{(0.4 - 1)} = 0.0511$$

$$\frac{Q}{Q_m} = 0.0511 \quad Q = 0.0511 Q_m = 45.00 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

$$\frac{t}{t_m} = 0.4 \quad t = 0.4 t_m = 0.4 (5.05) = 2.02 \text{ HRS.}$$

$$\text{PARA } (t/t_m) = 0.6 ;$$

$$\frac{Q}{Q_m} = (0.6)^{9 \cdot 4} \left(e^{-9 \cdot 4} \right)^{0.6 - 1} = 0.3528$$

$$Q = 0.3528 Q_m = 310.49 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

$$\frac{t}{t_m} = 0.6 \quad t = 0.6 t_m = 3.03 \text{ HRS.}$$

$$\text{PARA } (t/t_m) = 0.8 ;$$

$$\frac{Q}{Q_m} = (0.8)^{9 \cdot 4} \left(e^{-9 \cdot 4} \right)^{(0.8 - 1)} = 0.8045$$

$$Q = 0.8045 \quad Q_m = 707.9493 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

$$\frac{t}{t_m} = 0.8 \quad t = 0.8 \quad t_m = 4.04 \text{ HRS.}$$

$$\text{PARA } (t/t_m) = 1.0 ;$$

$$\frac{Q}{Q_m} = (1)^{9.4} (e^{-9.4})^{(1-1)} = 1$$

$$Q = Q_m = 880 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

$$\frac{t}{t_m} = 1 \quad t = t_m = 5.05 \text{ HRS.}$$

$$\text{PARA } (t/t_m) = 1.2 ;$$

$$\frac{Q}{Q_m} = (1.2)^{9.4} (e^{-9.4})^{(1.2-1)} = 0.8469$$

$$Q = 0.8469 \quad Q_m = 745.26 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

$$\frac{t}{t_m} = 1.2 \quad t = 1.2 \quad t_m = 6.06 \text{ HRS.}$$

$$\text{PARA } (t/t_m) = 1.4 ;$$

$$\frac{Q}{Q_m} = (1.4)^{9.4} (e^{-9.4})^{(1.4-1)} = 0.5504$$

$$Q = 0.5504 \quad Q_m = 484.32 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

$$t/t_m = 1.4 \quad t = 1.4 \quad t_m = 7.07 \text{ HRS.}$$

$$\text{PARA } (t/t_m) = 1.6 ;$$

$$\frac{Q}{Q_m} = (1.6)^{9.4} (e^{-9.4})^{(1.6-1)} = 0.2947$$

$$Q = 0.2947 \quad Q_m = 259.29 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

$$t/t_m = 1.6 \quad t = 1.6 \quad t_m = 8.08 \text{ HRS.}$$

$$\text{PARA } (t/t_m) = 1.8 ;$$

$$\frac{Q}{Q_m} = (1.8)^{9.4} (e^{-9.4})^{(1.8-1)} = 0.1360$$

$$Q = 0.1360 \quad Q_m = 119.71 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

$$\frac{t}{t_m} = 1.8 \quad t = 1.8 \quad t_m = 9.09 \text{ HRS.}$$

$$\text{PARA } (t/t_m) = 2 ;$$

$$\frac{Q}{Q_m} = (2)^{9.4} (e^{-9.4})^{(2-1)} = 0.0559$$

$$Q = 0.0559 \quad Q_m = 49.18 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

$$t/t_m = 2 \quad t = 2t_m = 10.10 \text{ HRS.}$$

$$\text{PARA } (t/t_m) = 2.2 ;$$

$$\frac{Q}{Q_m} = (2.2)^{9.4} (e^{-9.4})^{(2.2-1)} = 0.0209$$

$$Q = 0.0209 \quad Q_m = 18.38 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

$$t/t_m = 2.2 \quad t = 2.2 \quad t_m = 11.11 \text{ HRS.}$$

$$\text{PARA } (t/t_m) = 2.3 ;$$

$$\frac{Q}{Q_m} = (2.3)^{9.4} \cdot e^{-9.4} (2.3^{-1}) = 0.0124$$

$$Q = 0.0124 \quad Q_m = 10.91 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

$$t/t_m = 2.3 \quad t = 2.3t_m = 11.61 \text{ HRS.}$$

$$\text{PARA } (t/t_m) = 2.4 ;$$

$$\frac{Q}{Q_m} = (2.4)^{9.4} \cdot (e^{-9.4}) (2.4^{-1}) = 0.0072$$

$$Q = 0.0072 \quad Q_m = 6.35 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

$$t/t_m = 2.4 \quad t = 2.4t_m = 12.12 \text{ HRS.}$$

$$\text{PARA } (t/t_m) = 2.5 ;$$

$$\frac{Q}{Q_m} = (2.5)^{9.4} \cdot (e^{-9.4}) (2.5^{-1}) = 0.0041$$

$$Q = 0.0041 \quad Q_m = 3.64 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

$$t/t_m = 2.5 \quad t = 2.5t_m = 12.62 \text{ HRS.}$$

$$\text{PARA } (t/t_m) = 2.6 ;$$

$$\frac{Q}{Q_m} = (2.6)^{9.4} \cdot (e^{-9.4}) (2.6^{-1}) = 0.0023$$

$$Q = 0.0023 \quad Q_m = 2.05 \text{ M}^3/\text{SEG}$$

$$t/t_m = 2.6 \quad t = 2.6t_m = 13.13 \text{ HRS.}$$

$$\text{PARA } (t/t_m) = 2.7 ;$$

$$\frac{Q}{Q_m} = (2.7)^{9.4} (e^{-9.4})^{(2.7-1)} = 0.0013$$

$$Q = 0.0013 \quad Q_m = 1.14 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

$$t/t_m = 2.7 \quad t = 2.7t_m = 13.63 \text{ HRS.}$$

$$\text{PARA } (t/t_m) = 2.8 ;$$

$$\frac{Q}{Q_m} = (2.8)^{9.4} (e^{-9.4})^{(2.8-1)} = 0.0007$$

$$Q = 0.0007 \quad Q_m = 0.63 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

$$t/t_m = 2.8 \quad t = 2.8t_m = 14.14 \text{ HRS.}$$

$$\text{PARA } (t/t_m) = 2.9 ;$$

$$\frac{Q}{Q_m} = (2.9)^{9.4} (e^{-9.4})^{(2.9-1)} = 0.0004$$

$$Q = 0.0004 \quad Q_m = 0.34 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

$$t/t_m = 2.9 \quad t = 2.9t_m = 14.64 \text{ HRS.}$$

$$\text{PARA } (t/t_m) = 3 ;$$

$$\frac{Q}{Q_m} = (3)^{9.4} (e^{-9.4})^{(3-1)} = 0.0002$$

$$Q = 0.0002 = 0.18 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

$$t/t_m = 3 \quad t = 3t_m = 15.15 \text{ HRS.}$$

TABLA HIDROGRAMA DE ENTRADA

t/tm	Q M ³ /SEG.	t HRS.
0.2	0.44	1.01
0.4	45.00	2.02
0.6	310.49	3.03
0.8	707.95	4.04
1.0	880.00	5.05
1.2	745.26	6.06
1.4	484.32	7.07
1.6	259.29	8.08
1.8	119.71	9.09
2.0	49.18	10.10
2.2	18.38	11.11
2.3	10.91	11.61
2.4	6.35	12.12
2.5	3.64	12.62
2.6	2.05	13.13
2.7	1.14	13.63
2.8	0.63	14.14
2.9	0.34	14.64
3.0	0.18	15.15

UNA VEZ DEDUCIDO EL HIDROGRAMA DE ENTRADA, SE REALIZARA EL TRANSITO DE LA AVENIDA UTILIZANDO EL METODO SEMI-GRAFICO,

LA ELEVACION INICIAL DEL VASO AL MOMENTO DE QUE SE PRESENTA LA AVENIDA, SE IRA INDICANDO, ESTO CON EL FIN DE REALIZAR VARIOS TRANSITOS Y PODER DETERMINAR CUAL ES EL NIVEL DE OPERACION OPTIMO.

HORA	1	2	3	4	5.05	6	7	8	9
GASTO	0.44	45.0	310.49	707.90	880	745.2	484.3	259.2	119.7
HORA	10	11	12	13	14	15			
GASTO	49.1	18.3	6.30	2.00	0.60	0.18			

CALCULO DE LA CURVA $\frac{2V}{\Delta t} + Q$ CONTRA Q

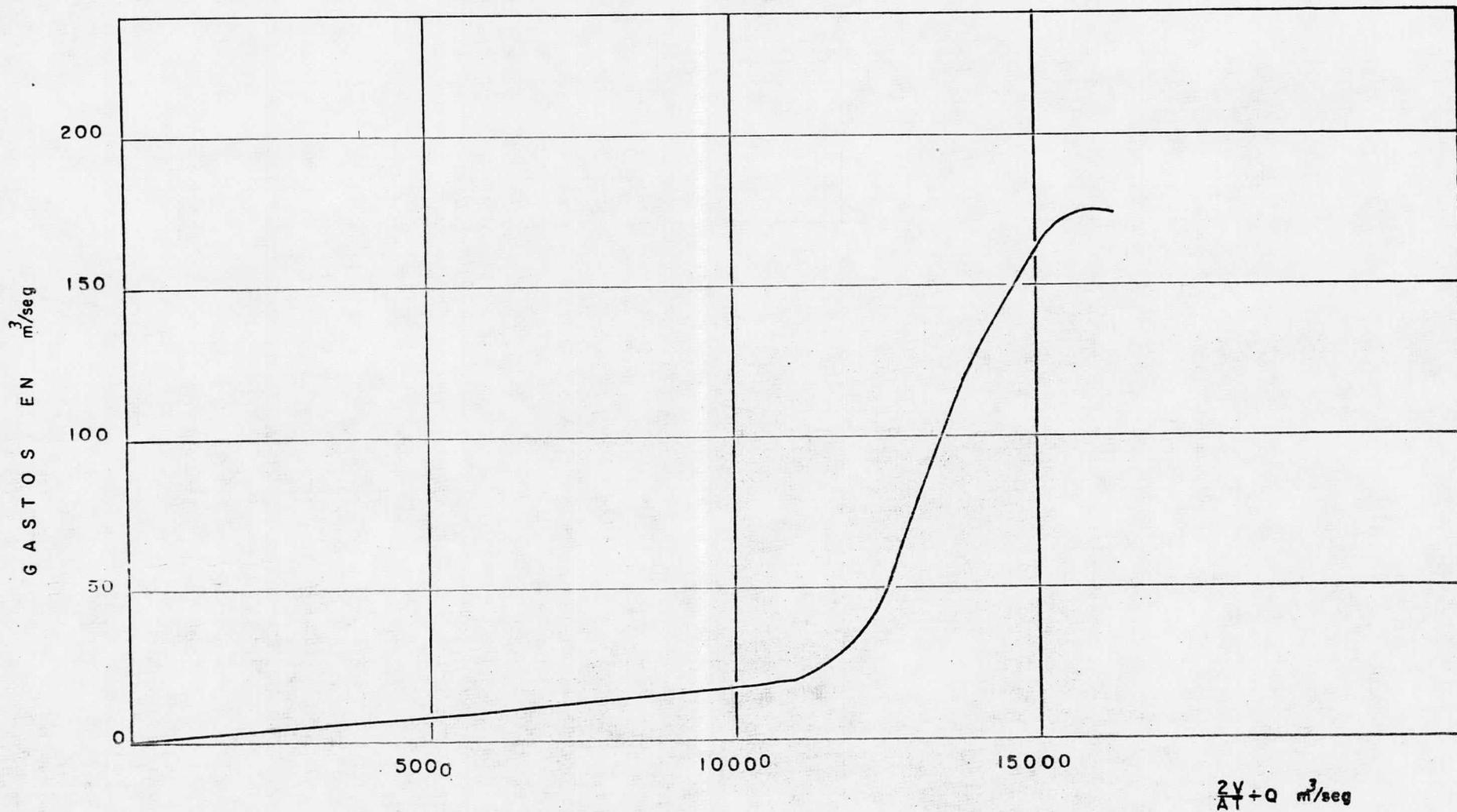
DONDE :

V = VOLUMEN EN M^3 .

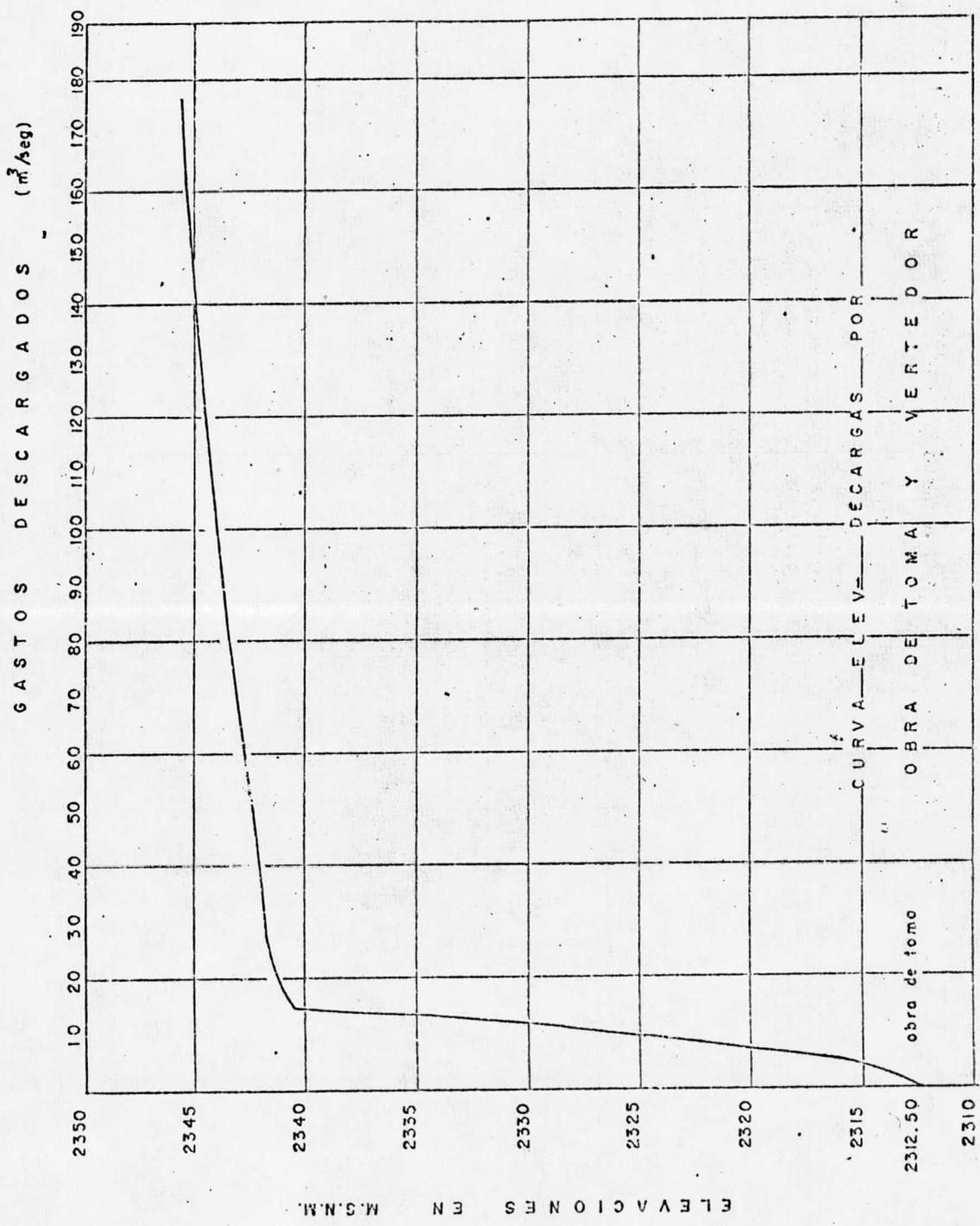
Δt = INCREMENTO DE TIEMPO = 1 HR = 3600 SEG.

Q = GASTO EN M^3/SEG .

ELEVACION	ALMACENAMIENTO MILLONES M ³ .	$\frac{2V}{\Delta t}$ (M ³ /SEG.)	DESCARGA Q (M ³ /SEG.)	$\frac{2V}{\Delta t} + Q$
2330	11.057	6,142.78	10.00	6,152.78
2331	11.813	6,562.78	10.75	6,573.53
2332	12.569	6,982.78	11.50	6,994.28
2333	13.326	7,403.33	12.25	7,415.58
2334	14.082	7,823.33	13.00	7,836.33
2335	14.838	8,243.33	14.00	8,257.33
2336	15.743	8,746.11	15.00	8,761.11
2337	16.647	9,248.33	15.50	9,263.83
2338	17.552	9,751.11	16.00	9,767.11
2339	18.456	10,253.33	16.50	10,269.83
2340	19.361	10,756.11	17.00	10,773.11
2341	20.435	11,352.78	20.00	11,372.78
2342	21.509	11,949.44	33.35	11,982.79
2343	22.583	12,546.11	55.00	12,601.11
2344	23.657	13,142.78	91.51	13,238.29
2345	24.731	13,739.44	120.00	13,859.44
2346	25.996	14,442.22	150.00	14,592.22
2347	27.262	15,145.00	177.10	15,322.10
2348	28.527	15,848.33	177.10	16,025.43
2348.50 (ELEV. CORONA)	29.160	16,200.00	177.10	16,377.10



CURVA Q CONTRA $\frac{2V}{AT} + Q$



HIDROGRAMA DE SALIDA ; $\Delta t = 1 \text{ hr.}$

t	I_i (M ³ /SEG.)	I_i+I_{i+1}	$\frac{2V_i}{\Delta t} - Q_i$	$\frac{2V_i}{\Delta t} + Q_{i+1}$	Q_i
0	0.44	45.40	6,142.78	6,188.18	0
1	45.00	355.49	6,168.18	6,523.67	10
2	310.49	1,018.39	6,501.67	7,520.06	11
3	707.90	1,587.90	7,494.06	9,081.96	13
4	880.00	1,625.20	9,049.96	10,675.10	16
5	745.20	1,229.50	10,637.16	11,866.66	19
6	484.30	743.50	11,810.66	12,554.16	28
7	259.20	378.90	12,458.16	12,837.06	48
8	119.70	168.80	12,709.06	12,877.86	64
9	49.10	67.40	12,737.86	12,805.26	70
10	18.30	24.60	12,681.26	12,705.86	62
11	6.30	8.30	12,597.86	12,606.16	54
12	2.00	2.60	12,506.16	12,508.76	50
13	0.60	0.78	12,416.76	12,417.54	46
14	0.18	0.36	12,333.54	12,333.90	42
15	0.18	0.36	12,253.90	12,254.26	40

INCREMENTO DE ALMACENAMIENTO EN EL VASO DE LA PRESA

t(hrs.)	$\frac{2V_i}{\Delta t} - Q_i$	Q_i SALIDA	V_i FINAL	h_i (m.s.n.m.) FINAL
0	6,142.78	0	11 057 004	2230.00
1	6,168.18	10	11 102 724	2230.06
2	6,501.67	11	11 703 006	2230.85
3	7,494.06	13	13 489 308	2333.21
4	9,049.96	16	16 289 928	2336.60
5	10,637.16	19	19 146 888	2339.76
6	11,810.66	28	21 259 188	2341.76
7	12,458.16	48	22 424 188	2342.85
8	12,709.06	64	22 876 308	2343.27
9	12,737.86	70	22 928 148	2343.32
10	12,681.26	62	22 826 268	2343.22
11	12,597.86	54	22 676 148	2343.08
12	12,506.16	50	22 511 088	2342.93
13	12,416.76	46	22 350 168	2342.79
14	12,333.54	42	22 200 372	2342.64
15	12,253.90	40	22 057 020	2342.51

20. TRANSITO. ELEVACION INICIAL 2332.50 m.s.n.m. (CONDICION DE OPERACION QUE MANEJA LA S.A.R.H.).

PARA LA REALIZACION DE ESTE TRANSITO, SE CONSIDERA QUE SOLO TRABAJARA LA OBRA DE TOMA CON UN GASTO CONSTANTE DE 16.10 M³/SEG. - LA CAPACIDAD DEL CAUCE AGUAS ABAJO ES DE 40.00 M³/SEG. (SECCION DE PROYECTO CON EL CAUCE REVESTIDO).

ELEVACION	ALMACENAMIENTO MILLONES M ³ .	$\frac{2V}{\Delta t}$ (M ³ /SEG.)	DESCARGA Q (M ³ /SEG.)	$\frac{2V}{\Delta t} + Q$
2332.50	12.500	6,944.44	16.10	6,960.54
2333	13.326	7,403.33	16.10	7,419.43
2334	14.082	7,823.33	16.10	7,839.43
2335	14.838	8,243.33	16.10	8,259.43
2336	15.743	8,746.11	16.10	8,762.21
2337	16.647	9,248.33	16.10	9,264.43
2338	17.552	9,751.11	16.10	9,767.21
2339	18.456	10,253.33	16.10	10,269.43
2340	19.361	10,756.11	16.10	10,772.21
2341	20.435	11,352.78	16.10	11,368.88
2342	21.509	11,949.44	16.10	11,965.54
2343	22.583	12,546.11	16.10	12,562.21
2344	23.657	13,142.78	16.10	13,158.88
2345	24.731	13,739.44	16.10	13,755.54
2346	25.996	14,442.22	16.10	14,458.33
2347	27.262	15,145.00	16.10	15,161.10
2348	28.527	15,848.33	16.10	15,864.43
2348.50 (ELEV. CORONA)	29.160	16,200.00	16.10	16,216.10

HIDROGRAMA DE SALIDA ; $\Delta t = 1 \text{ hr.}$

t	$I_i(\text{M}^3/\text{SEG.})$	I_i+I_{i+1}	$\frac{2V_i}{\Delta t} - Q_i$	$\frac{2V_i}{\Delta t} + Q_{i+1}$	Q_i
0	0.00	0.44	6,944.44	6,944.88	0
1	0.44	45.40	6,912.68	6,958.08	16.10
2	45.00	355.49	6,925.88	7,281.37	16.10
3	310.49	1,018.39	7,249.17	8,267.56	16.10
4	707.90	1,587.90	8,235.36	9,823.26	16.10
5	880.00	1,625.20	9,791.06	11,416.26	16.10
6	745.20	1,229.50	11,384.06	12,613.56	16.10
7	484.30	743.50	12,581.36	13,324.86	16.10
8	259.20	378.90	13,293.66	13,671.56	16.10
9	119.70	168.80	13,639.36	13,808.16	16.10
10	49.10	67.40	13,775.96	13,843.36	16.10
11	18.30	24.60	13,811.16	13,835.76	16.10
12	6.30	8.30	13,803.56	13,811.86	16.10
13	2.00	2.60	13,779.66	13,782.26	16.10
14	0.60	0.78	13,750.06	13,750.84	16.10
15	0.18	0.36	13,718.64	13,719.00	16.10

INCREMENTOS DE ALMACENAMIENTO EN EL VASO DE LA PRESA

t(hrs.)	$\frac{2V_i}{\Delta t} - Q_i$	Q_i	V_i	h_i
0	6,944.44	16.10	12 499 992	2332.50
1	6,912.68	16.10	12 442 824	2331.83
2	6,925.88	16.10	12 466 584	2331.86
3	7,249.17	16.10	13 048 506	2332.63
4	8,235.36	16.10	14 823 648	2334.98
5	9,791.06	16.10	17 623 908	2338.08
6	11,384.06	16.10	20 491 308	2340.05
7	12,581.36	16.10	22 646 448	2343.06
8	13,293.66	16.10	23 928 588	2344.30
9	13,639.36	16.10	24 550 848	2344.84
10	13,775.96	16.10	24 796 728	2345.05
11	13,811.16	16.10	24 860 088	2345.10
12	13,803.56	16.10	24 846 408	2345.09
13	13,779.66	16.10	24 803 388	2345.06
14	13,750.06	16.10	24 750 108	2345.02
15	13,718.64	16.10	24 693 552	2344.97

3er. TRANSITO, ELEVACION INICIAL : 2332.50 m.s.n.m. (CONDICION DE OPERACION DE LA S.A.R.H.)

EN LA REALIZACION DE ESTE TRANSITO, SE CONSIDERA QUE LA OBRA DE TOMA FUNCIONA CON UN GASTO CONSTANTE IGUAL A 16.10 M³/SEG. Y CON DESFOGUE POR EL VERTEDOR CON UN GASTO NO MAYOR DE 20.00 M³/SEG., PARA QUE NO REBASE LA CAPACIDAD DEL CAUCE AGUAS ABAJO (SECCION TIPO, REVESTIDA, CON CAPACIDAD DE 40.00 M³/SEG.).

ELEVACION	ALMACENAMIENTO MILLONES M ³ .	$\frac{2V}{\Delta t}$ (M ³ /SEG.)	DESCARGA Q (M ³ /SEG.)	$\frac{2V}{\Delta t} + Q$ (M ³ /SEG.)
2332.50	12.500	6,944.44	16.10	6,960.54
2333	13.326	7,403.33	16.10	7,419.43
2334	14.082	7,823.33	16.10	7,839.43
2335	14.838	8,243.33	16.10	8,259.43
2336	15.743	8,746.11	16.10	8,762.21
2337	16.647	9,248.33	16.10	9,264.43
2338	17.552	9,751.11	16.10	9,767.21
2339	18.456	10,253.33	16.10	10,269.43
2340	19.361	10,756.11	16.10	10,772.21
2341	20.435	11,352.78	18.24	11,371.02
2342	21.509	11,949.44	35.44	11,984.88
2343	22.583	12,546.11	36.10	12,582.21
2344	23.657	13,142.78	36.10	13,178.88
2345	24.731	13,739.44	36.10	13,775.54
2346	25.996	14,442.22	36.10	14,478.32
2347	27.262	15,145.00	36.10	15,181.10
2348	28.527	15,848.33	36.10	15,884.43
2348.50 (ELEV. CORONA)	29.160	16,200.00	36.10	16,236.10

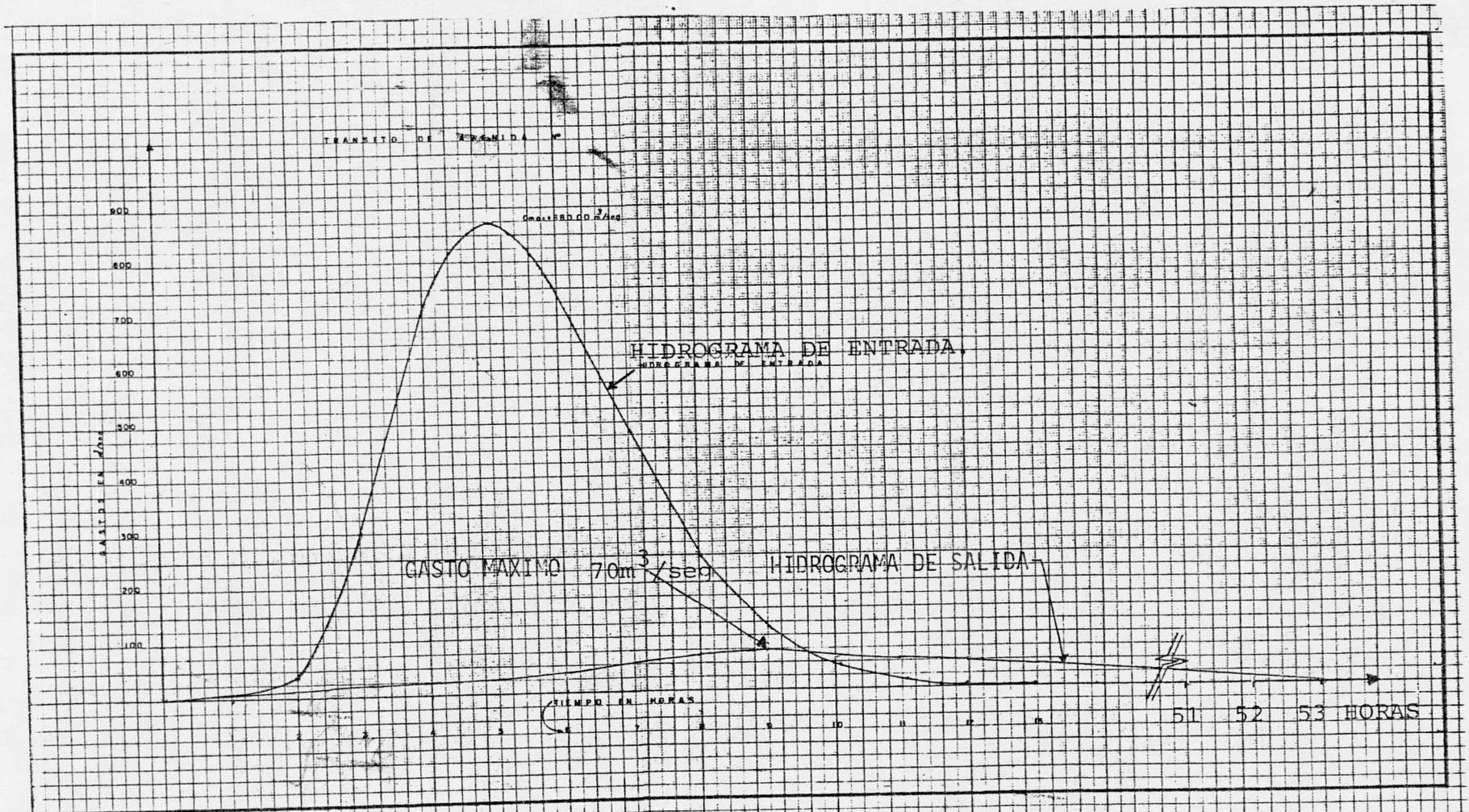
HIDROGRAMA DE SALIDA ; $\Delta t = 1$ hr.

t	$I_i(\text{M}^3/\text{SEG.})$	I_i+I_{i+1}	$\frac{2V_i}{\Delta t} - Q_i$	$\frac{2V_i}{\Delta t} + Q_{i+1}$	Q_i
0	0.00	0.44	6,944.44	6,944.88	0
1	0.44	45.44	6,912.68	6,958.12	16.10
2	45.00	355.49	6,925.92	7,281.41	16.10
3	310.49	1,018.39	7,249.21	8,267.60	16.10
4	707.90	1,587.90	8,235.40	9,823.30	16.10
5	880.00	1,625.20	9,791.10	11,416.30	16.10
6	745.20	1,229.50	11,384.10	12,613.60	16.10
7	484.30	743.50	12,581.40	13,324.90	16.10
8	259.20	378.90	13,292.70	13,671.60	16.10
9	119.70	168.80	13,639.40	13,808.20	16.10
10	49.10	67.40	13,771.72	13,839.12	18.24
11	18.30	24.60	13,768.24	13,792.84	35.44
12	6.30	8.30	13,720.64	13,728.94	36.10
13	2.00	2.60	13,656.74	13,659.34	36.10
14	0.60	0.78	13,587.14	13,587.92	36.10
15	0.18	0.36	13,515.72	13,516.08	36.10

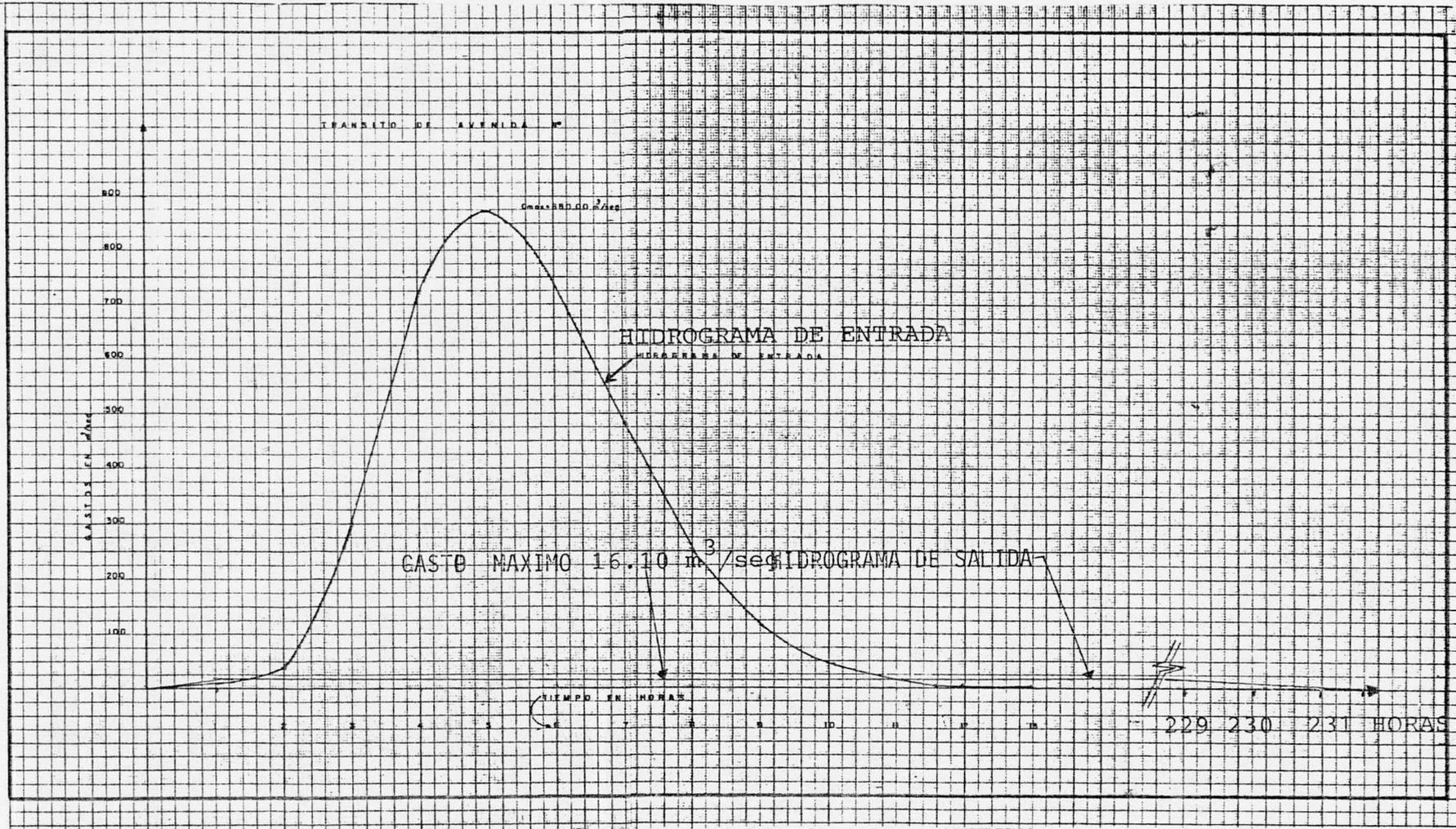
INCREMENTOS DE ALMACENAMIENTO EN EL VASO DE LA PRESA

t(hrs.)	$\frac{2 V_i}{\Delta t} - Q_i$	Q_i	V_i	h_i
0	6,944.44	0	12 500 000	2332.50
1	6,912.68	16.10	12 442 824	2331.81
2	6,925.92	16.10	12 466 656	2331.87
3	7,247.21	16.10	13 044 978	2332.63
4	8,235.40	16.10	14 985 720	2335.16
5	9,791.10	16.10	17 623 980	2338.08
6	11,384.10	16.10	20 491 380	2341.06
7	12,581.40	16.10	22 646 520	2343.06
8	13,292.70	16.10	23 926 860	2344.25
9	13,639.40	16.10	24 550 920	2344.84
10	13,771.72	18.24	24 789 096	2345.04
11	13,768.24	35.44	24 782 832	2345.03
12	13,720.64	36.10	24 697 152	2344.97
13	13,656.74	36.10	24 582 132	2344.86
14	13,587.14	36.10	24 456 852	2344.74
15	13,515.72	36.10	24 328 296	2344.62

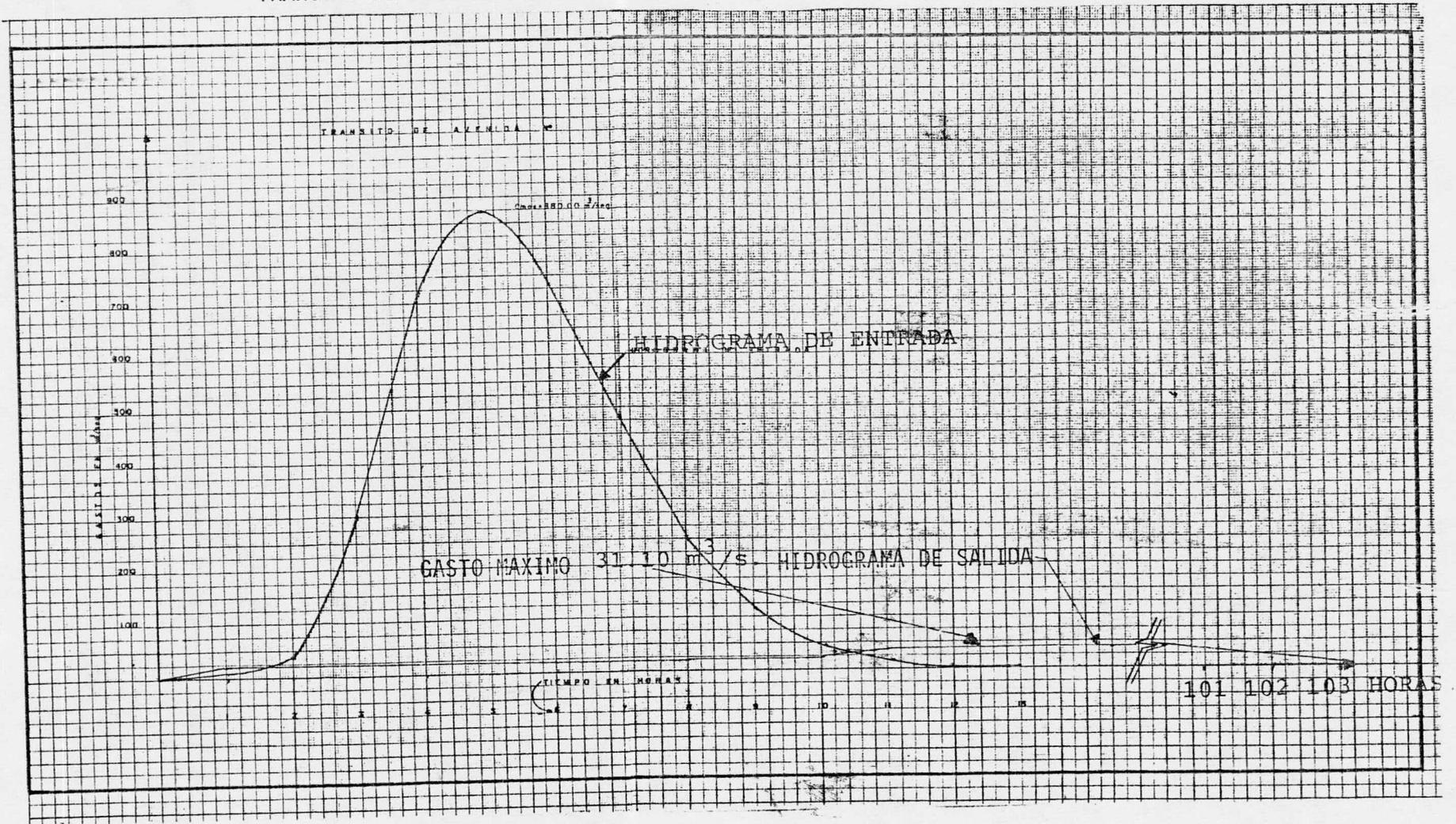
TRANSITO DE AVENIDA NUMERO 1



TRANSITO DE AVENIDA NUMERO 2



TRANSITO DE AVENIDA NUMERO 3



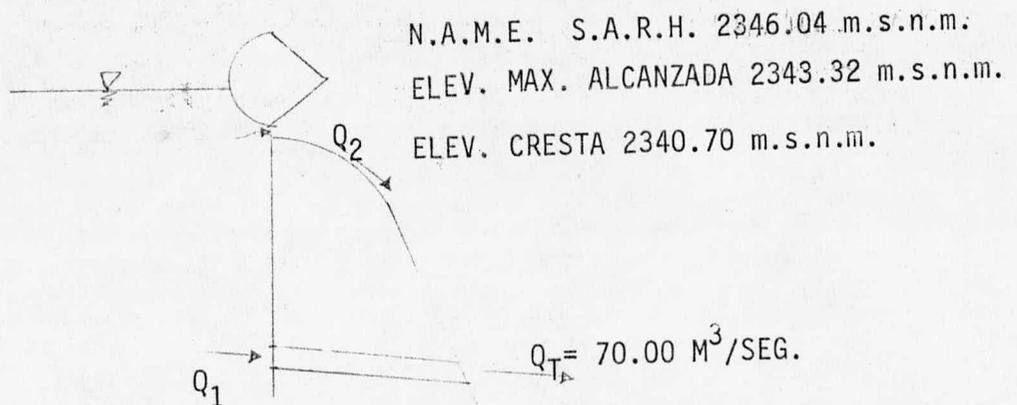
CAPITULO VI OPERACION Y RECOMENDACIONES

DE LA AVENIDA DE DISEÑO ADOPTADA, SE REALIZARON 3 TRANSITOS, EN LOS CUALES LAS CONDICIONES VARIARON DE LA SIGUIENTE MANERA:

EN EL PRIMER TRANSITO, SE INICIO CON UNA ELEVACION ARBITRARIA, LA 2330.00 m.s.n.m. Y SE CONSIDERO QUE LA OBRA DE TOMA FUNCIONARIA A TODA SU CAPACIDAD, Y EN FUNCION DEL INCREMENTO QUE SE PRESENTARA EN EL VASO DE LA PRESA, EL VERTEDOR TRABAJARIA LIBREMENTE PARA DETERMINAR CUAL ES EL GASTO MAXIMO DERRAMADO, TANTO POR OBRA DE TOMA COMO POR OBRA DE EXCEDENCIAS Y COMPARARLO CON LA CAPACIDAD DEL CAUCE AGUAS ABAJO.

LOS RESULTADOS OBTENIDOS FUERON LOS SIGUIENTES:

ELEV. INICIAL : 2330.00 m.s.n.m.
 ALMAC. INICIAL : 11,057.004 M³.
 GASTO MAXIMO : 70.00 M³/SEG.
 ELEV. MAXIMA ALCANZADA : 2343.32 m.s.n.m.
 ALMAC. MAXIMO ALCANZADO : 22,928.148 M³.



SE OBSERVA QUE LA ALTURA MAXIMA ALCANZADA EN EL VASO DE LA PRESA, QUEDA POR DEBAJO DEL N.A.M.E. ESTABLECIDO POR LA S.A.R.H., PERO EL GASTO DERRAMADO POR OBRA DE TOMA Y VERTEDOR, SOBREPASA LA CAPACIDAD DEL CAUCE AGUAS ABAJO, LO QUE OCASIONARIA DESBORDAMIENTOS E INUNDACIONES DENTRO DE LA ZONA INDUSTRIAL Y URBANA.

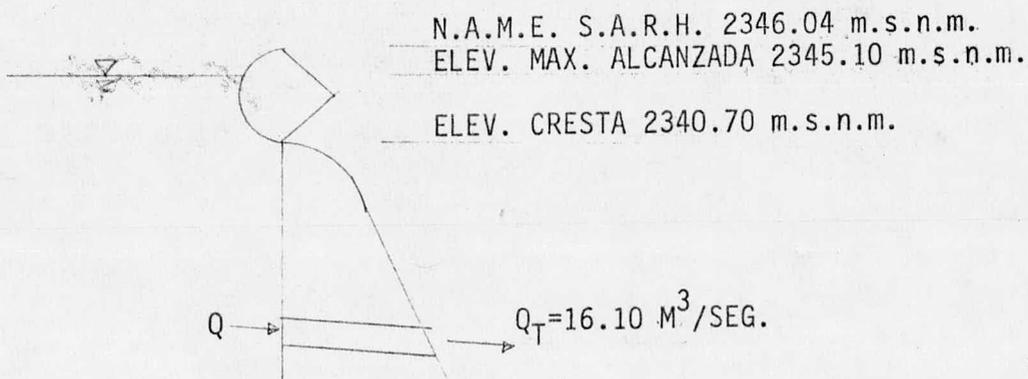
PARA LA REALIZACION DEL SEGUNDO TRANSITO, SE DETERMINO QUE LA ELEVACION INICIAL QUE SE DEBE CONSIDERAR, ES LA 2332.50 m.s.n.m. CON UN ALMACENAMIENTO DE 12,500.000 M³. Y SOLAMENTE DESFOGANDO POR LA OBRA DE TOMA A TODA SU CAPACIDAD.

LA SELECCION DE ESTA ELEVACION, ES PORQUE LA S.A.R.H. LA UTILIZA PARA PODER SATISFACER LAS NECESIDADES DE OPERACION DE LA PLANTA - POTABILIZADORA QUE AHI SE LOCALIZA.

ES DE GRAN IMPORTANCIA REALIZAR EL ANALISIS CON ESTA ELEVACION, YA QUE SE PODRA DETERMINAR SI ES ADECUADA O NO LA POLITICA QUE - UTILIZA LA S.A.R.H. EN LA OPERACION DE LA PRESA.

LOS RESULTADOS OBTENIDOS FUERON LOS SIGUIENTES:

ELEV. INICIAL : 2332.50 m.s.n.m.
 ALMAC. INICIAL : 12,500,000 M³
 GASTO MAXIMO DERRAMADO : 16.10 M³/SEG.
 ELEV. MAXIMA ALCANZADA : 2345.10 m.s.n.m.
 ALMAC. MAXIMO ALCANZADO : 24,860,088 M³



SE OBSERVA QUE LA ALTURA MAXIMA ALCANZADA EN EL VASO DE LA PRESA, QUEDA POR DEBAJO DEL N.A.M.E. ESTABLECIDO POR LA S.A.R.H., PERO EL GASTO DERRAMADO ES BASTANTE MENOR QUE LA CAPACIDAD DEL CAUCE AGUAS ABAJO (40.00 M³/SEG.), POR LO QUE SE PUEDE PERMITIR QUE EL VERTEDOR TRABAJE CON CIERTO GASTO SIN REBASAR LA CAPACIDAD DEL CAUCE.

EN EL TERCER TRANSITO REALIZADO, SE CONSIDERARON LAS SIGUIENTES CONDICIONES :

ELEV. INICIAL : 2332.50 m.s.n.m.

ALMAC. INICIAL: 12,500,000 M³

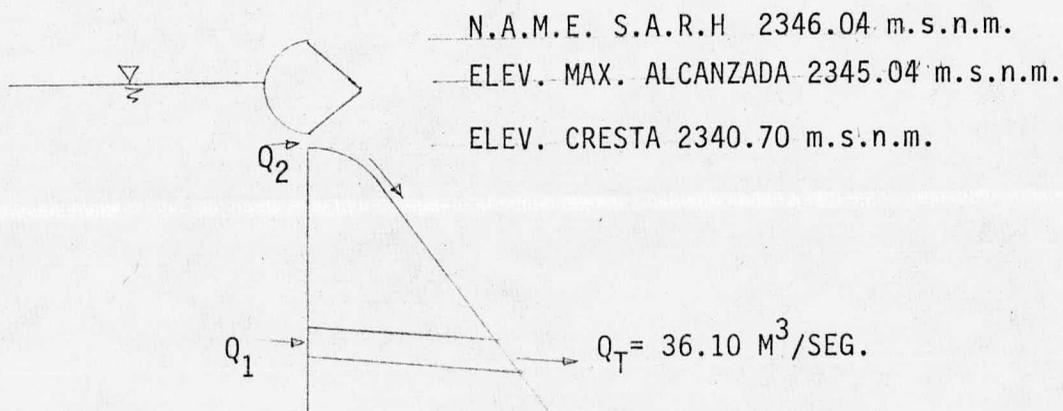
LA OBRA DE TOMA TRABAJO A TODA SU CAPACIDAD, Y SE OPERO LA OBRA DE EXCEDENCIAS CON UN GASTO DE HASTA 20.00 M³/SEG. CON EL FIN DE NO REBASAR LA CAPACIDAD DEL CAUCE AGUAS ABAJO, EN ESTAS CONDICIONES , SE GARANTIZAN; ALMACENAMIENTOS QUE NO PRESENTAN PELIGRO EN LA OPERACION DE LA PRESA Y QUE NO EXISTAN DESBORDAMIENTOS AGUAS ABAJO.

LOS RESULTADOS OBTENIDOS FUERON LOS SIGUIENTES:

ELEV. MAXIMA ALCANZADA : 2345.04 m.s.n.m.

ALMAC. MAXIMO ALCANZADO: 24,789,096 M³

GASTO MAXIMO DERRAMADO : 36.10 M³/SEG.



RECOMENDACIONES PARA LA OPERACION DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS.

ES MUY IMPORTANTE REALIZAR INSPECCIONES PERIODICAS PARA OBSERVAR EL BUEN FUNCIONAMIENTO DE LAS COMPUERTAS, ESTO INCLUYE QUE LOS MOTORES SE ENCUENTREN LIMPIOS Y LUBRICADOS ASI COMO LOS CABLES ELEVADORES.

ANTES DE LA TEMPORADA DE LLUVIAS, SE DEBE REALIZAR OPERACION DE LOS MECANISMOS ELEVADORES DE LAS COMPUERTAS RADIALES, PARA CHECAR EL BUEN FUNCIONAMIENTO DE TODO EL SISTEMA Y EN CASO DE QUE EXISTIERA ALGO DESCOMPUESTO, REALIZAR LA REPARACION INMEDIATAMENTE.

RECOMENDACIONES PARA LA OPERACION DE LA OBRA DE TOMA.

AL IGUAL QUE EN EL VERTEDOR, SE DEBE REALIZAR INSPECCION PARA TENER CONTROL DEL BUEN MANTENIMIENTO DE LOS MOTORES QUE OPERAN LA OBRA DE TOMA.

LO QUE RESPECTA A LA ABERTURA DE LA VALVULA DE CHORRO DIVERGENTE, SE DEBE REALIZAR EN FORMA ELECTROMECHANICA, LLEVANDO EL CONTROL DE LA RELACION NUMERO DE VUELTAS-ABERTURA-GASTO DESFOGADO, PERO CUANDO SE REALICE LA OPERACION DE CERRADO, SE DEBE DE REALIZAR DE LA SIGUIENTE MANERA: SE INICIA EL CERRADO DE LA VALVULA DE CHORRO DIVERGENTE EN FORMA ELECTROMECHANICA, HASTA LLEGAR A UNA ABERTURA 2.0 VECES (20 CM.) LA SEPARACION DE LAS REJILLAS DE LA ESTRUCTURA DE ENTRADA A LA OBRA DE TOMA, Y DESPUES CONTINUAR OPERANDO EN FORMA MANUAL HASTA CERRAR COMPLETAMENTE.

SE REALIZA DE ESTA MANERA, DEBIDO A QUE PUEDE OCURRIR QUE ALGUN CUERPO SE INTRODUZCA A TRAVES DE LAS REJILLAS, Y SI AL LLEGAR A LA VALVULA DE CHORRO DIVERGENTE, ESTA ESTUVIERA FUNCIONANDO EN FORMA ELECTROMECHANICA, QUEDE ATRAPADO EL CUERPO QUE SE INTRODUJO Y CON LA PRESION QUE EXISTE DEFORME LAS PAREDES DE LA VALVULA, POR LO QUE SI SE REALIZA LA OPERACION DE CIERRE EN FORMA MANUAL, AL MOMENTO DE SENTIR ALGUNA OBSTRUCCION, SE ABRIRA NUEVAMENTE PARA DAR PASO AL CUERPO PRESENTE Y SE PROCEDE A CERRAR MANUALMENTE, DE ESTA MANERA SE GARANTIZA QUE LA VALVULA NO SUFRA DEFORMACIONES Y TAMBIEN SE EVITAN FUGAS.

FINALMENTE PODEMOS CONCLUIR, QUE LA OBRA DE EXCEDENCIAS ES CAPAZ DE SOPORTAR LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE Y LA POLITICA DE OPERACION RECOMENDABLE SEGUN LOS RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS DIFERENTES - TRANSITOS DE AVENIDA REALIZADOS, ES LA DE MANTENER LA ELEVACION 2332.50 m.s.n.m. PARA SATISFACER LAS NECESIDADES DE LA PLANTA POTABILIZADORA DE DE AGUA Y EN CASO DE PRESENTARSE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE, OPERAR LA OBRA DE TOMA A TODA SU CAPACIDAD (16.10 M³/SEG.)Y SI ES NECESARIO EL FUNCIONAMIENTO DEL VERTEDOR, DESFOGAR CON GASTOS NO MAYORES DE 20.00 M³/SEG.

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

CUENCAS PEQUEÑAS.
Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.

HIDROLOGIA.
Instituto de Ingeniería U.N.A.M.
Ing. Rolando Springall.

INSTRUCTIVO DE CONTROL REGIONAL, VALLE DE -
MEXICO.
Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

METODO ESTADISTICO PARA DETERMINAR LA RELACION
PRECIPITACION - ESCURRIMIENTO.
Ings. A. Capella y José L. Sanchez Bibriesca.
Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.

NORMAS PARA LA INSTALACION DE VERTEDORES.
Ings. José A. Maza Alvarez y Wilfredo Zambrana Peñazola.
Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

PRESAS DE ALMACENAMIENTO Y DERIVACION.
Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.
Ing. Oscar Vega Roldán.

PRESAS PEQUEÑAS.
Ing. Raúl J. Marsal.

REVISTA RECURSOS HIDRAULICOS. VOL. II 1973.
Secretaría de Recursos Hidráulicos.

TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS.
Comisión Federal de la Electricidad.