

721
164
Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA



ESTUDIO HIDROLOGICO PARA EL DIMEN-
SIONAMIENTO DE LA PRESA DUARTE.

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
PRESENTA:

Marco Alberto Reyes Domínguez

MEXICO, D. F.

1982



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-132

Al Pasante señor MARCO ALBERTO REYES DOMINGUEZ,
P r e s e n t e .

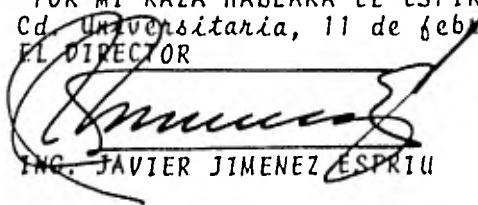
En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor M. I. Ramón Domínguez Mora, para -- que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"ESTUDIO HIDROLOGICO PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LA PRESA DUARTE"

1. Introducción.
2. Determinación de la lluvia de diseño.
3. Determinación del gasto máximo de diseño.
4. Funcionamiento del vaso.
5. Tránsito de la avenida de diseño.
6. Conclusiones.

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

A t e n t a m e n t e
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 11 de febrero de 1982
EL DIRECTOR


ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU


JJE/OBLH/ser

INDICE

	PAG.	
I.	INTRODUCCION	1
1.1	ANTECEDENTES Y OBJETIVOS	1
1.2	INFORMACION GENERAL	3
	1.2.1 Localización	3
	1.2.2 Clima	3
	1.2.3 Características fisiográficas de la Zona	5
	1.2.4 Fisiografía de la Cuenca del Arroyo Duarte	6
	1.2.5 Descripción de la Información	8
II.	DETERMINACION DE LA LLUVIA DE DISEÑO	10
III.	DETERMINACION DEL GASTO MAXIMO DE DISEÑO	19
3.1	METODOS ESTADISTICOS	21
	3.1.1 Método de Gumbel	21
	3.1.2 Método de Nash	27
	3.1.3 Método de Lebediev	32
3.2	METODOS BASAJOS EN LA RELACION LLUVIA ESCURRIMIENTO	37
	3.2.1 Método de Chow	37
	3.2.2 Método de I-Pai-Wu	49
	3.3.3 Método Racional de Gregory-Arnold	59
3.3	GASTO DE DISEÑO	65
3.4	HIDROGRAMA DE DISEÑO	65
IV.	FUNCIONAMIENTO DEL VASO	67
4.1	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	68
4.2	APORTACIONES	68
	4.2.1 Esgurrimiento por cuenca propia	69
	4.2.2 Volumen de lluvia en el vaso	74

...

	PAG.
4.3 PERDIDAS	75
4.3.1 Volumen extraído	75
4.3.2 Evaporación	80
4.3.3 Volumen infiltrado	80
4.3.4 Derrames	80
4.4 PROCEDIMIENTO DE CALCULO	82
V. TRANSITO DE LA AVENIDA DE DISEÑO	87
5.1 METODO NUMERICO PARA RESOLVER EL TRANSITO DE AVENIDAS	90
VI. CONCLUSIONES	93

I. INTRODUCCION.

1.1 ANTECEDENTES Y OBJETIVOS.

El desarrollo industrial generado en nuestro país en los últimos años, ha ocasionado el crecimiento urbano e industrial de algunas ciudades, siendo una de éstas la de León, Gto.

La Ciudad de León, es una localidad agrícola e industrial de primer orden. En su producción agrícola cuenta con toda clase de cereales, hortalizas y legumbres, y en la industria tiene gran importancia la curtiduría y la elaboración de calzado; también cuenta con fábricas de hilados y tejidos, cemento, mosaicos, muebles, etc.

- León ha sido una ciudad que debido a su ubicación, ha sufrido tradicionalmente, el embate de las inundaciones provocadas por el desbordamiento de los arroyos que descienden de la Sierra de Comanja y cruzan el Valle de León.

Este problema hizo que se desarrollara un plan de obras, que protegiera de las inundaciones a la Ciudad de León y a la zona industrial desarrollada en los linderos de la carretera Silao-León.

El plan contempla la construcción de una serie de presas sobre los arroyos Los Castillos, Ibarrilla, Ojo de Agua de los Reyes, El Hueso, Ejido, Alfaro, El Salto, San Juan de Otates, Juache y Duarte; además de una rectificación de cauces en la parte baja para los arroyos que lo requieran.

El sitio de la boquilla de la Presa Duarte sobre el arroyo del mismo nombre, está situado dentro del Municipio de León, Gto., en las inmediaciones del poblado de Duarte y presenta características positivas tanto para el control de avenidas como para el desarrollo de una pequeña zona de riego de aproximadamente 130 ha. de régimen ejidal.

Los objetivos que se pretenden lograr mediante la construcción de la Presa Duarte son:

- a) Regularizar las avenidas que se puedan generar hasta el sitio, evitando con ello las inundaciones del aeropuerto y de la parte oriental de la ciudad.
- b) Aprovechar en riego los escurrimientos del arroyo del mismo nombre.

El estudio hidrológico para el dimensionamiento de la Presa Duarte es el objetivo de este trabajo.

1.2 INFORMACION GENERAL.

1.2.1 LOCALIZACION.

El sitio de la boquilla Duarte se localiza sobre el arroyo del mismo nombre a 2.6 km al norte del pueblo de Duarte (ver figura No. 1).

Las coordenadas geográficas del sitio son las siguientes:

Latitud Norte:	21° 06' 40"
Longitud Oeste: de Greenwich :	101° 31' 14"

1.2.2 CLIMA.

De acuerdo a la carta de climas 14 Q-III (Querétaro) publicada por DETENAL, la cuenca del arroyo Duarte en su parte alta tiene un clima templado, subhúmedo, con poca oscilación entre 5° y 7° C con invierno fresco y temperatura media anual entre 18° y 22° C; en la parte baja de la cuenca el clima cambia a semicálido y semiseco, aumentando el cambio de las temperaturas medias mensuales entre 7 y 14° C.

La precipitación se genera principalmente durante el verano, concentrándose en los meses de junio a septiembre, período en el que se tiene

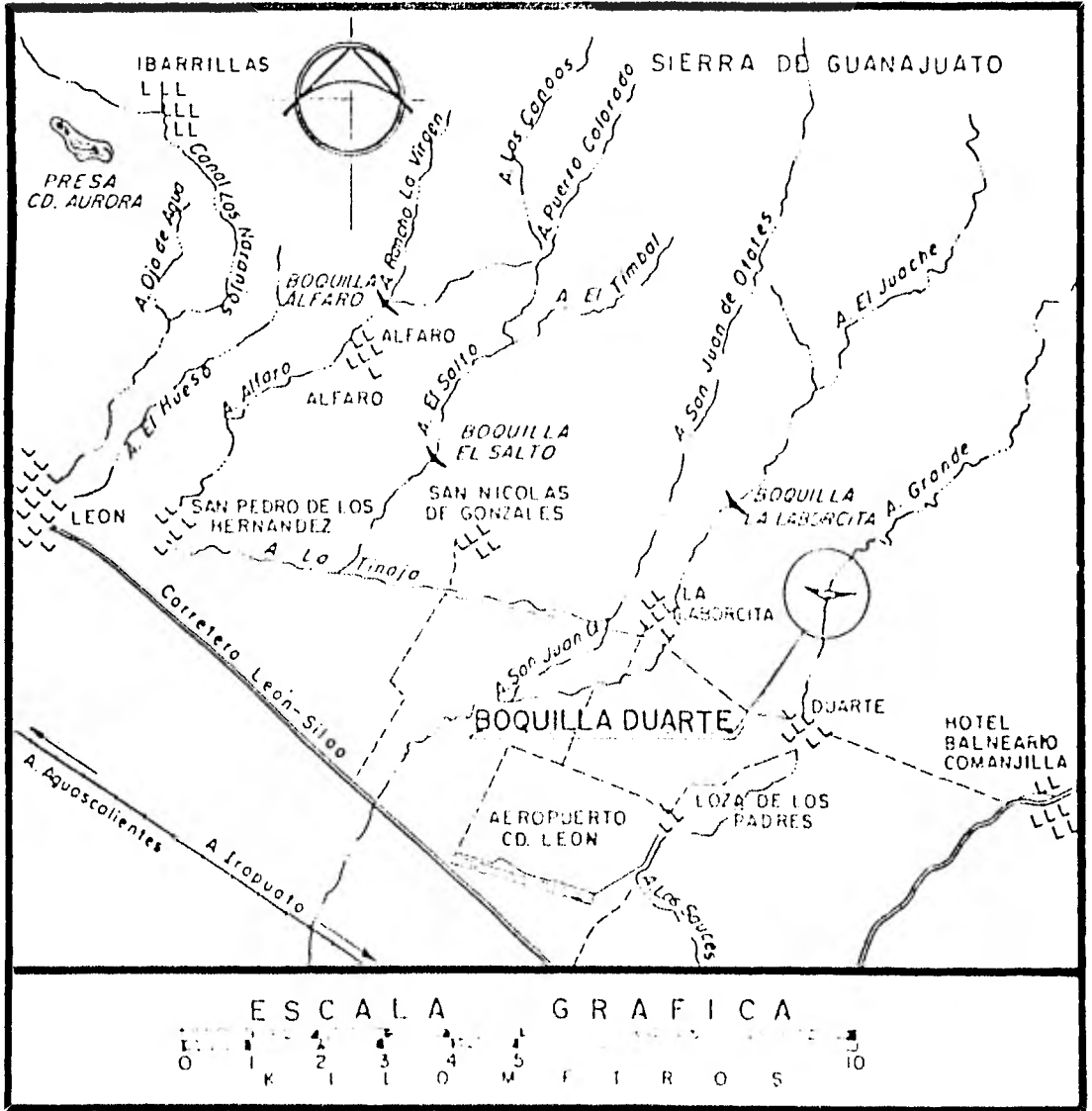


FIGURA No. 1

una precipitación media mensual de 140 mm. La lluvia media anual es de aproximadamente 700 mm; la forma de precipitación es del tipo convectivo y se produce generalmente por efecto de los ciclones originados en el Océano Pacífico frente a las costas de Colima y Jalisco, y cuyas colas penetran hacia el interior del país por la ventana que forman el Volcán de Colima y el Cerro de Jilotán de Los Dolores; la intensidad de la lluvia es muy homogénea en toda la zona y generalmente las tormentas se presentan por la tarde y noche, siendo éstas intensas y de corta duración.

1.2.3 CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE LA ZONA.

Los escurrimientos que se van a regularizar para posteriormente ser utilizados en el riego son generados en la Sierra de Comanja, la cual forma parte de la Sierra de Zacatecas y se extiende de noroeste a sureste al sur del paralelo 22° norte y al este del meridiano 102° oeste; su ladera oeste se inclina hacia la Región de Los Altos, por el sureste liga con la Sierra de Guanajuato y por el norte con la Sierra de Pinos.

Los escurrimientos de los arroyos que forman la red fluvial de la Sierra de Comanja, se generan a través de cañadas muy profundas y de fuerte pendiente que da lugar a volúmenes impetuosos y perfectamente

concentrados en sus cauces; al llegar al pie de la sierra y penetrar al valle en forma brusca y sin ninguna transición, estos arroyos forman conos deflectores que hacen que el agua se expanda por la planicie perdiéndose prácticamente los cauces.

Para llevar a cabo el presente estudio se requiere de las características fisiográficas de las cuencas de los Arroyos Duarte y Los Castillos.

Las características fisiográficas del Arroyo Los Castillos hasta la estación de aforo se obtuvieron del boletín hidrológico No. 51 publicado por la S.A.R.H. Siendo éstas las siguientes:

$$\begin{aligned} A &= 128 \text{ km}^2 \\ L &= 21,000 \text{ m} \\ S &= 0.0352 \end{aligned}$$

1.2.4 FISIOGRAFIA DE LA CUENCA DEL ARROYO DUARTE.

a) AREA:

Se obtuvo del plano topográfico "Nuevo Valle de Moreno" (F 14-C-42) editado por DETENAL a escala 1:50,000 y es de 43.33 km².

b) LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL:

Se obtuvo del mismo plano y es de 14,000 m.

c) PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL:

Se calculó de acuerdo al método de I-Pai-Wu que propone calcularla como:

$$S = \left(\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_m}}} \right)^2 \quad \text{ec. (1.1)}$$

donde

m número de tramos iguales en que se divide la longitud del arroyo.

Si pendiente de cada tramo

S pendiente del cauce principal.

Para aplicar la ec. 1.1, se dividió el Arroyo Duarte en 28 tramos de 500 m de longitud cada uno y se calculó la pendiente de cada tramo, obteniéndose lo siguiente:

$$S = \left(\frac{28}{168.45} \right)^2 = 0.0276$$

1.2.5 DESCRIPCION DE LA INFORMACION.

Sobre la cuenca del Arroyo Duarte no se cuenta con ninguna información hidrométrica o climatológica; por esta razón se deberá trasladar información de cuencas cercanas con características similares hacia la cuenca en estudio para poder estimar las intensidades de lluvia y el gasto de diseño en este sitio.

La cuenca más cercana a la del Arroyo Duarte, que cuenta con información hidrométrica es la del Arroyo Los Castillos, ubicada aproximadamente a 14 km al noroeste del Arroyo Duarte en la Sierra de Comanja.

La información climatológica se obtendrá de las estaciones climatológicas El Palote, Media Luna y Los Castillos que son las más cercanas a la cuenca del Arroyo Duarte. De estas estaciones la única que cuenta con un registro pluviográfico es la de El Palote, ubicada en la presa del mismo nombre, al norte de la Ciudad de León, Gto.

El Arroyo Los Castillos ha sido aforado en la estación Los Castillos, desde el año de 1947, pero se considera que la información acerca de

gastos máximos es confiable únicamente a partir del año de 1957. Como la información está procesada solamente hasta el año de 1976, se cuenta con un registro de 20 años. El gasto máximo que se ha presentado en esta estación fue de 171 m³/s el día 28 de agosto de 1966. Además en el boletín hidrológico No. 51 publicado por la S.A.R.H. se cuenta con la información acerca del volumen de escurrimiento medio mensual para el período 1948-1970.

De las estaciones climatológicas Los Castillos y Media Luna se puede obtener información de lluvias en 24 horas para el período 1948-1978.

La información del registro pluviográfico de la estación El Palote está procesada por la S.A.R.H. y permite conocer la intensidad de lluvia en milímetros por hora para duraciones de 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 80, 100 y 120 minutos, para cada tormenta que se ha presentado en esta estación a partir del año de 1965 y hasta el año de 1976. Además se cuenta con datos acerca de las tormentas de máxima intensidad para duraciones de 24, 48, 72 y 96 horas, en cada año.

II. DETERMINACION DE LA LLUVIA DE DISEÑO.

Debido a que las estaciones climatológicas más cercanas y representativas de las condiciones de la cuenca del arroyo Duarte son las estaciones Media Luna y Los Castillos, se considerará que la altura de precipitación en 24 horas para la cuenca en estudio, es igual al promedio aritmético de las alturas de lluvia en 24 horas para las dos estaciones antes citadas (tabla 1).

Como se sabe que los escurrimientos en la sierra de Comanja se caracterizan por su torrencialidad y tiempos de concentración muy cortos, interesa conocer la intensidad de lluvia para duraciones pequeñas, mediante un análisis de los datos pluviográficos que permita conocer la forma en que se presenta la tormenta. Dicho análisis se hizo a partir de la información procesada del pluviógrafo de la estación El Palote, siguiéndose los pasos que se enuncian a continuación:

- a) Se buscaron las tormentas que tuvieran una intensidad máxima para 2 horas de duración en cada año.
- b) Se formó una tabla (tabla 2) en la que se presenta la fecha y el año de cada tormenta máxima anual, así como la altura de precipitación para duraciones de 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 80, 100, 120 y 1 440 minutos.
- c) Se calculó el tanto por ciento de lluvia correspondiente a ca-

T A B L A 1

Precipitación Máxima en 24 horas en m m

E S T A D I O N

Año	Media Luna	Los Castillos	Promedio
1948	54.60	50.00	52.30
1949	56.70	47.50	52.10
1950	43.70	39.00	41.35
1951	36.20	40.0	38.10
1952	61.40	37.0	49.20
1953	46.80	51.7	49.25
1954	56.20	33.5	44.85
1955	85.30	46.0	65.65
1956	51.30	47.0	49.15
1957	62.40	126.0	94.20
1958	62.60	44.2	53.40
1959	46.30	60.0	53.15
1960	45.20	27.8	36.50
1961	78.60	54.5	66.55
1962	32.80	38.3	35.55
1963	32.90	34.5	33.70
1964	38.40	40.0	39.20
1965	40.80	31.5	36.15
1966	77.80	82.0	79.90
1967	62.00	40.0	51.00
1968	49.50	40.0	44.75
1969	34.00	26.0	30.00
1970	43.50	41.0	42.25
1971	76.00	66.0	71.00
1972	48.00	53.5	50.75
1973	74.00	83.6	78.80
1974	38.00	44.0	41.00
1975	55.00	59.0	57.00
1976	63.00	72.5	67.75
1977	78.00	48.7	63.35
1978	41.00	46.0	43.50

T A B L A 2

h_g Máximas

Fecha	Año	D u m a c i ó n					M e t e o r o s					
		5	10	15	20	30	45	60	80	100	120	1440
4 Agosto, 19 hrs.	1965	10,51	14,80	19,30	19,87	23,45	26,10	26,80	29,07	28,67	29,51	53,00
28 Julio, 23 hrs.	1966	5,25	7,90	10,50	14,50	19,30	21,00	24,00	25,87	27,17	28,50	47,00
19 Agosto, 23 hrs.	1967	11,05	15,20	20,40	28,00	36,50	38,10	38,90	39,47	39,83	40,00	56,00
2 Agosto, 18 hrs.	1968	9,00	13,85	18,30	21,80	26,90	31,20	31,40	32,53	33,23	33,60	56,00
26 Junio, 14 hrs.	1969	6,20	6,37	6,55	6,70	7,05	7,88	9,00	9,47	9,50	9,80	36,00
13 Agosto, 22 hrs.	1970	10,20	11,85	13,50	14,30	15,65	17,10	17,30	17,73	18,00	18,20	45,00
19 Sept., 21 hrs.	1971	11,80	16,00	21,20	30,50	31,20	32,78	34,00	34,67	35,50	36,00	74,00
7 Sept., 7 hrs.	1972	9,00	14,15	19,30	24,43	29,30	30,21	30,50	30,77	30,17	30,20	59,00
3 Julio, 16 hrs.	1973	8,00	11,90	15,50	20,50	24,50	27,83	30,50	38,53	42,83	44,60	38,00
8 Agosto, 0 hrs.	1974	10,70	11,46	12,28	13,07	14,00	16,13	17,20	18,40	18,67	18,30	54,00
6 Agosto, 13 hrs.	1975	9,30	10,80	12,23	13,70	14,50	14,75	15,00	15,33	15,67	16,20	75,00
17 Sept., 19 hrs.	1976	19,10	22,03	24,96	27,90	28,50	29,25	29,60	30,00	30,50	31,00	80,00

da duración para cada tormenta, considerando como el total a la altura de lluvia en 24 horas (tabla 3).

- d) Se hizo un promedio del tanto por ciento correspondiente a cada duración de todas las tormentas.
- e) La forma de la tormenta quedó determinada por el promedio correspondiente a cada duración (tabla 3).

Una vez conocida la forma de la tormenta, con el promedio de los datos pluviométricos de las estaciones Media Luna y Los Castillos (tabla 1), se hizo un análisis estadístico para relacionar la altura de precipitación máxima en 24 horas y el período de retorno (tabla 4). Esta relación se obtuvo correlacionando linealmente la altura de precipitación máxima en 24 horas y el logaritmo natural del período de retorno, esto es, utilizando una ecuación de la forma:

$$h_{p24} = a + b \ln Tr \quad (\text{ec. 2.1})$$

- donde: h_{p24} altura de precipitación máxima en 24 horas.
- Tr período de retorno (equivale al número de años que en promedio se requiere para que un evento sea igualado o excedido).
- a y b Coeficientes que se obtienen de la correlación lineal.

De la correlación efectuada se obtuvo que:

$$a = - 1.94468$$

$$b = 0.5562$$

T A B L E 1

Corte Daria

Fecha	Año	Puntos						Metrados						
		5	10	15	20	25	30	40	50	60	100	120	1440	
4 Agosto, 1965	1965	26.31	26.31	25.55	24.79	24.03	23.27	22.51	21.75	21.00	20.24	19.48	18.72	100.00
20 Julio, 22 Nov. 1966	1966	21.57	21.57	20.81	20.05	19.29	18.53	17.77	17.01	16.25	15.49	14.73	100.00	
19 Agosto, 23 Nov. 1967	1967	19.05	19.05	18.29	17.53	16.77	16.01	15.25	14.49	13.73	12.97	12.21	100.00	
7 Agosto, 18 Nov. 1968	1968	16.57	16.57	15.81	15.05	14.29	13.53	12.77	12.01	11.25	10.49	9.73	100.00	
26 Agosto, 14 Nov. 1969	1969	14.23	14.23	13.47	12.71	11.95	11.19	10.43	9.67	8.91	8.15	7.39	100.00	
13 Agosto, 22 Nov. 1970	1970	12.17	12.17	11.41	10.65	9.89	9.13	8.37	7.61	6.85	6.09	5.33	100.00	
12 Agosto, 11 Nov. 1971	1971	10.09	10.09	9.33	8.57	7.81	7.05	6.29	5.53	4.77	4.01	3.25	100.00	
7 Agosto, 7 Nov. 1972	1972	15.25	15.25	14.49	13.73	12.97	12.21	11.45	10.69	9.93	9.17	8.41	100.00	
3 Julio, 16 Nov. 1973	1973	19.31	19.31	18.55	17.79	17.03	16.27	15.51	14.75	13.99	13.23	12.47	100.00	
5 Agosto, 10 Nov. 1974	1974	13.13	13.13	12.37	11.61	10.85	10.09	9.33	8.57	7.81	7.05	6.29	100.00	
6 Agosto, 13 Nov. 1975	1975	12.47	12.47	11.71	10.95	10.19	9.43	8.67	7.91	7.15	6.39	5.63	100.00	
17 Agosto, 14 Nov. 1976	1976	22.25	22.25	21.49	20.73	19.97	19.21	18.45	17.69	16.93	16.17	15.41	100.00	
Frío-difin		16.00	16.00	15.24	14.48	13.72	12.96	12.20	11.44	10.68	9.92	9.16	100.00	

T A B L A 4

Año	$h_{p^{24}}$ máx.	$h_{p^{24}}$ máxima ordenada	No. de orden m.	$Tr = \frac{n+1}{m}$
1948	52.30	94.20	1	32.00
1949	52.10	79.90	2	16.00
1950	41.35	78.80	3	10.67
1951	38.10	71.00	4	8.00
1952	49.20	67.75	5	6.40
1953	49.25	66.55	6	5.83
1954	44.85	65.65	7	4.57
1955	65.65	63.35	8	4.00
1956	49.15	57.00	9	3.56
1957	94.20	53.40	10	3.20
1958	53.40	53.15	11	2.91
1959	53.15	52.30	12	2.67
1960	36.50	52.10	13	2.46
1961	66.55	51.00	14	2.29
1962	35.55	50.75	15	2.13
1963	33.70	49.25	16	2.00
1964	39.20	49.20	17	1.88
1965	36.15	49.15	18	1.78
1966	79.90	44.85	19	1.68
1967	51.00	44.75	20	1.60
1968	44.75	43.50	21	1.56
1969	30.00	42.25	22	1.42
1970	42.25	41.35	23	1.39
1971	71.00	41.00	24	1.33
1972	50.75	39.20	25	1.28
1973	78.80	38.10	26	1.23
1974	41.00	36.50	27	1.19
1975	57.00	36.15	28	1.14
1976	67.75	35.55	29	1.10
1977	63.35	33.70	30	1.07
1978	43.50	30.00	31	1.03

con un coeficiente de correlación $r = 0.989$ (ver figura 2)

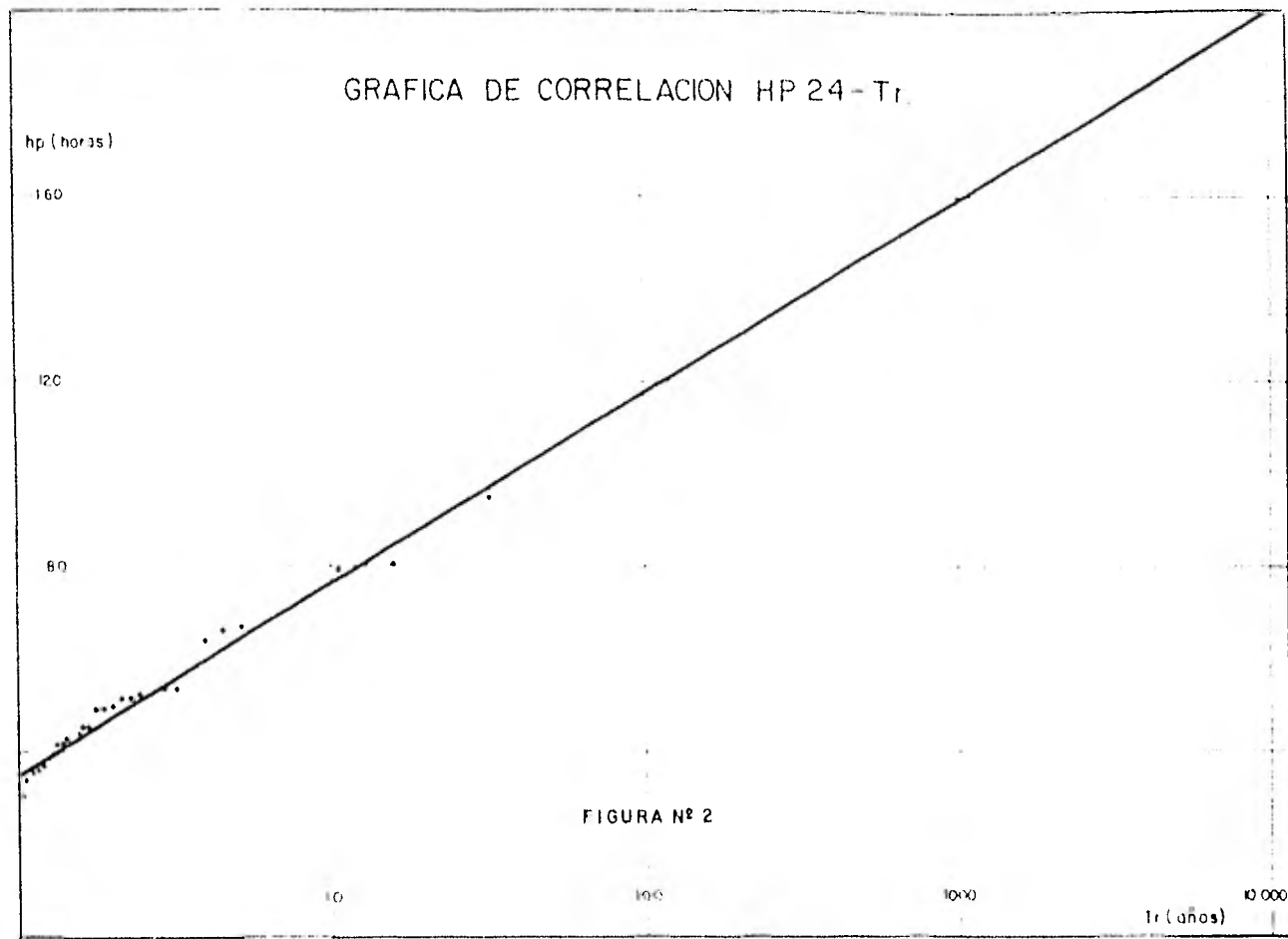
sustituyendo los valores de a y b en la ecuación 2.1

$$h_{p^{24}} = -1.94468 + 0.5562 \text{ Ln Tr}$$

para diferente valor del período de retorno (Tr) se obtiene:

Tr (años)	$h_{p^{24}}$ (m m)
10	76.37
50	105.31
100	117.77
500	146.71
1 000	159.17
10 000	200.57

Multiplicando cada valor de $h_{p^{24}}$ por el porcentaje correspondiente a cada duración, se obtiene el valor de h_p para diferentes duraciones, y si así se desea la intensidad correspondiente (tablas 5 y 6).



T A B L A 5

Tr (años)	Altura de precipitación hp (mm) Duración (minutos)										
	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120	1440
10	17.90	16.27	20.90	24.85	28.36	31.16	32.46	34.18	35.05	35.66	76.37
50	17.79	22.43	28.82	34.77	40.40	42.97	44.77	47.14	48.33	49.17	105.31
100	19.89	25.09	32.73	38.32	45.18	48.05	50.06	52.71	54.04	54.99	117.77
500	24.78	31.25	40.15	47.74	56.28	59.86	62.37	65.67	67.33	68.50	146.71
1 000	26.88	33.90	43.56	51.79	61.06	64.94	67.66	71.24	73.04	74.32	159.17
10 000	33.88	42.77	54.90	65.27	76.94	81.80	85.26	89.28	92.04	93.65	200.57

T A B L A 6

Tr (años)	Intensidad de la lluvia en (mm/hr)										
	Duración (minutos)										
	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120	1440
10	154.80	97.62	83.60	74.55	58.60	41.55	32.46	25.64	21.03	17.83	3.18
50	213.48	134.58	115.78	102.81	80.80	57.29	44.77	35.36	29.00	24.59	4.39
100	238.68	150.54	128.92	114.96	90.36	64.07	50.06	39.53	32.42	27.50	4.91
500	297.36	187.50	160.60	143.22	112.56	79.81	62.37	49.25	40.40	34.25	6.11
1 000	322.56	203.40	174.24	155.37	122.17	86.59	67.66	53.43	43.82	37.16	6.63
10 000	406.56	256.32	219.60	195.81	153.88	109.11	85.26	67.34	55.22	46.83	8.36

III. DETERMINACION DEL GASTO MAXIMO DE DISEÑO.

Para determinar la magnitud de la avenida máxima que se pudiera presentar en el sitio de la presa y posteriormente definir la altura de la cortina y las dimensiones del vertedor de excedencias, se debe conocer el riesgo que se quiera correr de que esta avenida se presente. Definido el período de retorno como el número de años promedio en que un evento puede ser igualado o excedido, entonces el riesgo tiene una relación inversamente proporcional con el período de retorno.

Dada la magnitud de la obra, y considerando que una falla de la presa, ocasionaría pérdidas de vida humana, se asignará a la avenida de diseño un período de retorno de 10,000 años.

Para determinar el gasto máximo de la avenida con un período de retorno de 10,000 años, se utilizaron varios métodos que según sus características se agrupan en:

- 1) Métodos estadísticos
- 2) Métodos basados en relaciones lluvia-escorrentamiento

Los métodos estadísticos son los más precisos cuando se cuenta con un número suficiente de años de registro y no se tienen datos simultáneos de lluvia y escurrimiento, pero dado que para su aplicación se requiere de una estación de aforo, solamente podrán ser utilizados en la cuenca del Arroyo Los Castillos.

Los métodos basados en la relación lluvia-escurrimiento se ajustaron con los resultados obtenidos a partir de los métodos estadísticos.

El gasto máximo en el sitio Duarte se calculó con el siguiente procedimiento:

- a) Con los métodos estadísticos, se calculó el gasto máximo asociado a un período de retorno de 10,000 años, en la estación Los Castillos.
- b) Se obtuvo con los métodos de Chow, I-Pai-Wu y Gregory-Arnold, que están basados en relaciones empíricas entre lluvia y escurrimiento, el gasto máximo en el Arroyo Los Castillos.
- c) Considerando que los métodos estadísticos son más confiables que los basados en relaciones empíricas entre lluvia y escurrimiento, se obtuvo el factor de corrección que permite ajustar el valor de los coeficientes involucrados en los últimos métodos.

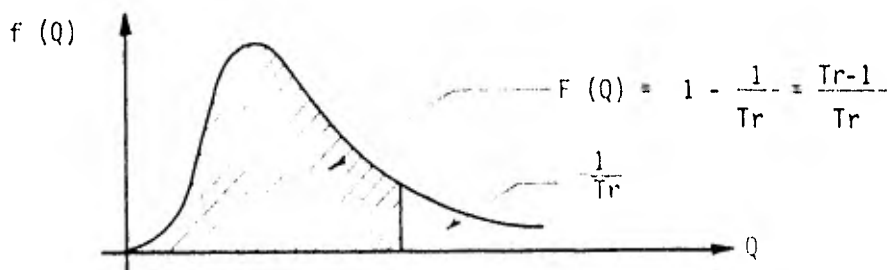
- d) Se obtuvo el gasto asociado a un $T_r = 10,000$ años en el sitio Duarte con los métodos de Chow, I-Pai-Wu y Gregory-Arnold.
- e) Se determinó el gasto máximo en la cuenca del Arroyo Duarte, corrigiendo los gastos obtenidos en el inciso anterior, el multiplicarlos por el factor de ajuste obtenido en el inciso c).

3.1 METODOS ESTADISTICOS.

3.1.1 METODO DE GUMBEL.

De los métodos estadísticos, el de Gumbel es el de uso más frecuente en México; en él se parte de la hipótesis de que los valores de los gastos máximos anuales pueden representarse estadísticamente con una función de distribución de probabilidades de la forma.

$$F(Q) = e^{-e^{-A(Q-B)}} \quad (\text{ec. 3.1})$$



Con media Q_m y desviación estándar SQ iguales a:

$$Q_m = B + \frac{\bar{y}_n}{A} \quad (\text{ec. 3.2})$$

$$SQ = \frac{c_n}{A} \quad (\text{ec. 3.3})$$

De donde:

$$A = \frac{c_n}{SQ} ; \quad B = Q_m - \frac{\bar{y}_n}{A} \quad (\text{ecs. 3.4 y 3.4.5})$$

En las expresiones anteriores:

$F(Q)$	Probabilidad de no excedencia del gasto Q
Q	Variable que representa a los gastos máximos anuales.
A, B	Parámetros de la función.
c_n, \bar{y}_n	Constantes función del número de años de registro, N . (se obtienen de la tabla No. 1 de la referencia 1).
Tr	Período de retorno.

Por otra parte:

$$SQ = \sqrt{\frac{\sum Qi^2 - NQ}{N - 1}} \quad (\text{ec. 3.6})$$

$$y \quad Qm = \frac{\sum Qi}{N} \quad (\text{ec. 3.7})$$

Al tomar dos veces logaritmos naturales en la ec. 3.1 se tiene que:

$$\text{Ln } F(Q) = - e^{-A(Q-B)} \quad (\text{ec. 3.8})$$

$$- \text{Ln } F(Q) = e^{-A(Q-B)} \quad (\text{ec. 3.9})$$

$$\text{Ln } F(Q)^{-1} = e^{-A(Q-B)} \quad (\text{ec. 3.10})$$

$$\text{Ln } \frac{1}{F(Q)} = e^{-A(Q-B)} \quad (\text{ec. 3.11})$$

$$\text{Ln } \text{Ln } \frac{1}{F(Q)} = -A(Q-B) \quad (\text{ec. 3.12})$$

$$y \text{ como: } F(Q) = \frac{\text{Tr} - 1}{\text{Tr}} \quad (\text{ec. 3.12})$$

La ec. 3.1 se puede expresar como:

$$Q = B - \frac{1}{A} \ln \ln \frac{T_r}{T_r - 1} \quad (\text{ec. 3.14})$$

La ec. 3.14 permite obtener el gasto máximo asociado a un período de retorno, cuando se conocen los parámetros A y B.

Para obtener el valor del gasto máximo asociado a diferentes períodos de retorno en la estación Los Castillos se hizo lo siguiente:

De acuerdo a las ecuaciones 3.6 y 3.7 la media y desviación estándar de los gastos son:

$$Q = 76.47 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$SQ = 52.46 \text{ m}^3/\text{s}$$

De la tabla 1 de la referencia 1, para 20 años de registro se obtienen los valores:

TABLA No. 6
GASTOS MAXIMOS ANUALES EN LA ESTACION
LOS CASTILLOS

A Ñ O	Q máx. anual (m ³ /s)	$(Q_i/Q_m - 1)^2$	$(Q_i/Q_m - 1)^3$
1957	88.60	0.03	0.004
1958	135.00	0.58	0.448
1959	26.20	0.43	0.248
1960	37.00	0.27	0.138
1961	43.30	0.19	0.082
1962	14.40	0.66	0.535
1963	32.80	0.33	0.186
1964	76.92	0.00	0.000
1965	101.36	0.11	0.034
1966	171.00	1.53	1.889
1967	97.72	0.08	0.021
1968	31.63	0.34	0.202
• 1969	14.68	0.65	0.528
1970	79.50	0.00	0.000
1971	88.60	0.03	0.004
1972	71.00	0.01	0.000
1973	118.00	0.29	0.160
1974	27.13	0.42	0.269
1975	65.90	0.02	0.003
1976	208.70	2.99	5.170
Σ	1529.44	8.94	5.506

$$\begin{aligned}\bar{y}_n &= 0.52355 \\ \sigma_n &= 1.06283\end{aligned}$$

Sustituyendo los valores de Q_m , SQ , \bar{y}_n y σ_n en las ecuaciones 3.4 y 3.5 se tiene que:

$$A = \frac{1.06283}{52.46} = 0.0203$$

$$B = 76.47 - \frac{0.52355}{0.0203} = 50.63$$

Definidos los parámetros A y B, la ecuación 3.14 toma la forma siguiente:

$$Q = 50.63 - 49.26 \ln \ln \frac{Tr}{Tr - 1} \quad (\text{ec. 3.15})$$

De donde, el valor de Q para diferentes períodos de retorno es:

Tr (años)	Q (m ³ /s)
2	69
5	125
10	161
20	197
50	243
100	277
1000	391
10000	504

3.1.2 METODO DE NASH.

Considera que el valor del gasto máximo para un período de retorno, se puede calcular con la ecuación propuesta por Gumbel.

$$Q \text{ máx.} = a + c \ln \ln \frac{T_r}{T_r - 1} \quad (\text{ec. 3.14})$$

En este método los valores de los parámetros a y c se determinan efectuando un análisis de correlación lineal entre los diferentes valores de $Q \text{ máx.}$ y de $\ln \ln \frac{T_r}{T_r - 1}$.

La ecuación 3.14 se puede presentar en la forma:

$$y = mx + b \quad (\text{ec. 3.16})$$

donde:

$$y = Q \text{ máx.}$$

$$m = c$$

$$x = \ln \ln \frac{T_r}{T_r - 1}$$

$$b = a$$

De acuerdo a esto, las constantes a y c se valúan en función de los registros utilizando las siguientes ecuaciones:

$$a = y_m - c X_m \quad (\text{ec. 3.17})$$

$$c = \frac{\sum X_i y_i - N X_m y_m}{\sum X_i^2 - N X_m^2} \quad (\text{ec. 3.18})$$

donde:

N	número de años de registro
$y_i = Q_i$	gastos máximos anuales registrados, en m^3/s
$y_m = Q_m =$	$\sum y_i / N$, gasto medio, en m^3/s
X_i	constante para cada gasto "y" registrado, en función de su período de retorno correspondiente.
$X_m =$	$\sum X_i / N$, valor medio de las X .

Para calcular los valores de a y c que permiten expresar el valor del gasto máximo en función del período de retorno en la estación

Los Castillos, se utilizó la tabla No. 7, de la cual se obtuvo lo siguiente:

$$\bar{y} = \frac{\sum y_i}{N} = \frac{1529.44}{20} = 76.47 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\bar{X} = \frac{\sum X_i}{N} = \frac{-10.51}{20} = -0.53$$

$$\sum X_i y_i = -1875.51 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\sum X_i^2 = 28.03$$

Sustituyendo estos valores en las ecuaciones 3.17 y 3.18.

$$c = \frac{-1875.51 - 20(-0.53)(76.47)}{28.03 - 20(-0.53)^2} = -47.32$$

$$a = 76.47 - (-47.32)(-0.52) = 51.87$$

TABLA No. 7
METODO DE NASH

y_i (m^3/s)	m	Tr (años)	X_i	$y_i^2 \times 10^{-4}$	$X_i y_i$	X_i^2
208.70	1	21	- 3.02	4.3556	- 630.32	9.12
171.00	2	10.5	- 2.30	2.9241	- 393.60	5.30
135.00	3	7.0	- 1.87	1.8225	- 252.43	3.50
118.00	4	5.25	- 1.55	1.3924	- 183.42	2.42
101.36	5	4.20	- 1.30	1.0274	- 131.99	1.70
97.72	6	3.50	- 1.09	0.9549	- 106.44	1.19
88.60	7	3.00	- 0.90	0.7850	- 79.98	0.81
88.60	8	2.63	- 0.74	0.7850	- 65.32	0.54
79.50	9	2.33	- 0.58	0.6320	- 46.00	0.33
76.92	10	2.10	- 0.44	0.5917	- 33.54	0.19
71.00	11	1.91	- 0.30	0.5041	- 21.24	0.09
65.90	12	1.75	- 0.17	0.4343	- 10.92	0.03
43.30	13	1.62	- 0.04	0.1875	- 1.75	0.00
37.00	14	1.50	+ 0.09	0.1369	3.48	0.01
32.80	15	1.40	0.23	0.1076	7.39	0.05
31.63	16	1.31	0.37	0.1000	11.56	0.13
27.13	17	1.24	0.50	0.0736	13.46	0.25
26.20	18	1.17	0.66	0.0686	17.21	0.43
14.68	19	1.11	0.84	0.0215	12.30	0.70
14.40	20	1.05	1.11	0.0207	16.03	1.24
1529.44			-10.51	16.9254	- 1875.51	28.03
			r = 0.988			

El coeficiente de correlación que se obtuvo es:

$$r = 0.998$$

Sustituyendo a y c en la ecuación 3.14

$$Q_{\text{máx}} = 51.87 - 47.32 \ln \ln \frac{Tr}{Tr-1}$$

De donde para diferentes períodos de retorno se obtiene

TR (años)	Q (m ³ /s)
1.1	10
2	69
5	123
10	158
20	192
50	237
100	270
1000	379
10000	488

3.1.3 METODO DE LEBEDIEV.

El gasto máximo se obtiene a partir de la fórmula:

$$Q_{\text{m} \acute{\text{a}}\text{x}.} = Q_m (K C_v + 1) \quad (\text{ec. 3.16})$$

donde:

$Q_{\text{m} \acute{\text{a}}\text{x}.}$ gasto máximo probable en m^3/s , obtenido para un período de retorno determinado.

Q_m gasto medio en m^3/s

C_v coeficiente de variación, que se obtiene de la ecuación:

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum (Q_i/Q_m - 1)^2}{N}}$$

N número de años de observación

K coeficiente que depende de la probabilidad "p" expresada en porcentaje, de que se sobrepase el gasto máximo (tabla 3 de la referencia No. 1) y del coeficiente de asimetría C_s (figura 7 de la referencia No. 1).

Q_i gastos máximos anuales observados, en m^3/s .

El coeficiente de asimetría C_s se calcula como sigue:

$$C_s = \frac{\sum (Q_i/Q_m - 1)^3}{N C_v^3} \quad (\text{ec. 3.17})$$

O bien, según como lo recomienda Lebediev:

$C_s = 2 C_v$ para avenidas producidas por deshielo
 $C_s = 3 C_v$ para avenidas producidas por tormentas
 $C_s = 5 C_v$ para avenidas producidas por tormentas
 encuencas ciclónicas.

Entre estos valores y el que se obtiene de la ecuación No. 3.17, se escoge el mayor.

Para calcular el gasto máximo en la estación Los Castillos asociado a diferentes períodos de retorno con el método de Lebediev, se hizo lo siguiente:

Con los valores obtenidos de la tabla No. 6, se calculó el coeficiente de variación Cv como:

$$Cv = \sqrt{8.9426/20} = 0.66868$$

El coeficiente de asimetría Cs se calculó con la ecuación No. 3.17.

$$Cs = \frac{5.506}{20 (0.66868)^3} = 0.9207$$

Y también de acuerdo a lo propuesto por Lebediev, considerando que la avenida es producida por tormenta:

$$Cs = 3 (0.66868) = 2.006$$

Se eligió el valor de Cs propuesto por Lebediev dado que es mayor.

El valor de la probabilidad "p" es igual al recíproco del período de retorno T_r y se muestra en la tabla No. 8.

En esta misma tabla se anotó el valor de "K" correspondiente a cada período de retorno, que se obtuvo de la tabla No. 7 de la referencia No. 1, en función de p y de Cs.

El gasto máximo en la estación Los Castillos para diferentes períodos de retorno se calculó con la ecuación No. 3.16, y está anotado en la última columna de la tabla No. 8.

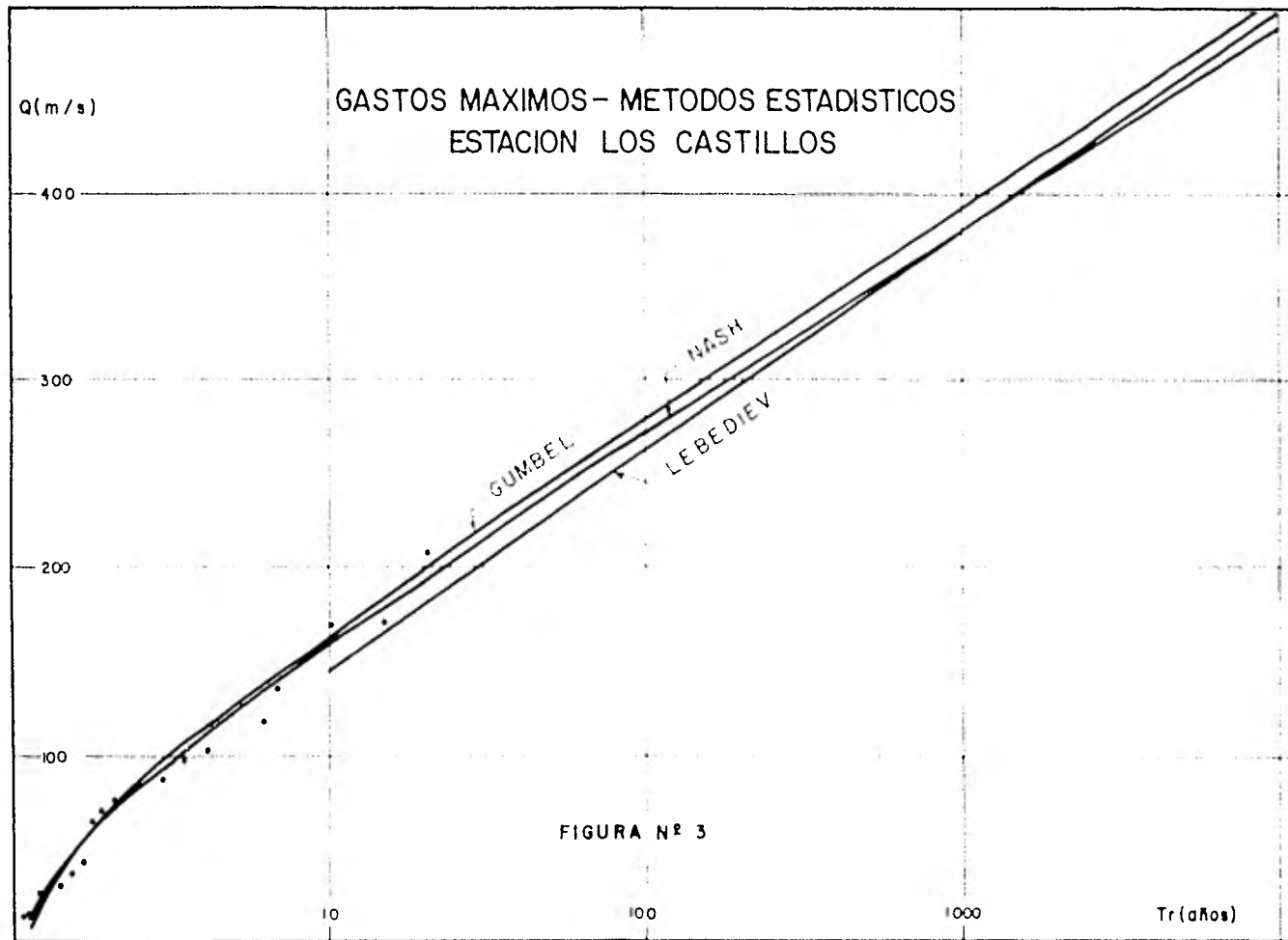
Dado que en la figura No. 3 se puede apreciar que, el ajuste de la distribución obtenido por el método de Nash a los gastos medidos es bueno, y dado que el coeficiente de correlación es muy alto $r = 0.988$, de aquí en adelante el valor del gasto obtenido por el método de Nash, será representativo de la estación Los Castillos.

Así, por ejemplo, para un $T_r = 10,000$ años, el gasto máximo en la estación Los Castillos será de:

$$Q_{\text{máx.}} = 488 \text{ m}^3/\text{s}$$

TABLA No. 8
GASTO MAXIMO EN LA ESTACION "LOS CASTILLOS"
METODO DE LEBEDIEV

Tr (años)	P % 1/Tr	K	Q máx (m ³ /s)
10	10	1.30	142.95
15	6.67	1.77	166.98
20	5	2.00	178.74
50	2	2.91	225.27
100	1	3.60	260.56
1000	0.1	5.91	378.68
10000	0.01	8.21	496.29



3.2 METODOS BASADOS EN LA RELACION LLUVIA-ESCURRIMIENTO.

3.2.1 METODO DE CHOW.

El Método de Chow fue deducido basándose en el concepto de hidrogramas unitarios sintéticos.

El gasto pico del escurrimiento directo puede calcularse como el producto de la lluvia en exceso por el gasto del pico de un hidrograma unitario, o sea:

$$Q_m = q_m P_e \quad (\text{ec. 3.18})$$

• donde:

Q_m gasto del pico del hidrograma del escurrimiento directo en m^3/s .

q_m gasto del pico del hidrograma unitario, en m^3/s por cm de escurrimiento directo, para una duración de d horas de lluvia en exceso.

P_e lluvia en exceso en la zona de estudio para una duración dada de d horas, en cm.

Haciendo varias transformaciones la ecuación 3.18 se puede escribir como:

$$Q_m = A X Y Z \quad (\text{ec. 3.19})$$

donde:

A área de la cuenca drenada en km^2 .

X factor de escurrimiento en cm^3/hora expresado como:

$$X = \frac{P_{eb}}{d} \quad (\text{ec. 3.20})$$

siendo:

P_{eb} lluvia en exceso en la estación base para una duración dada de d horas, en cm.

Y factor climático. Considerando que $P_e/P_{eb} = P/P_b$, este factor se puede representar por:

$$Y = 2.78 \frac{P}{P_b} \quad (\text{ec. 3.21})$$

donde:

P lluvia en la zona de estudio para una duración dada de d horas.

P_b lluvia en la estación base para una duración dada de d horas en cm.

Z factor de reducción del pico, que es igual a:

$$Z = \frac{q_m d}{2.78 A} \quad (\text{ec. 3.22})$$

Los factores que afectan al escurrimiento, considerados en este método, pueden dividirse en 2 grupos. Uno que afecta directamente a la cantidad de lluvia en exceso o escurrimiento directo, el cual consiste principalmente en el uso de la tierra, condición de la superficie,

tipo de suelo, y la cantidad y la duración de la lluvia. El otro grupo afecta la distribución del escurrimiento directo e incluye el tamaño y la forma de la cuenca, la pendiente del terreno y el efecto de retención del flujo por medio del tiempo de retraso. Esta distribución del escurrimiento directo está expresada en términos del hidrograma unitario, el cual se define como el hidrograma del escurrimiento directo resultante de 1 cm de lluvia en exceso, generada uniformemente sobre el área de la cuenca, en una cantidad también uniforme durante un período específico de tiempo o duración.

La precipitación en exceso en la estación base se calcula como:

$$P_{eb} = \frac{\left(P_b - \frac{508}{N} + 5.08\right)^2}{P_b + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad (\text{ec. 3.23})$$

donde:

N número de escurrimiento, es un coeficiente de peso del escurrimiento directo, y es función del uso del suelo y de las características de éste.

El valor de "N", se obtiene de la tabla No. 1 de la referencia No. 2.

Para determinar el factor de escurrimiento X, se requiere del valor de P_b , el cual se obtiene de la tabla 4, en la que se presentan: alturas de lluvia, duración y períodos de retorno de la tormenta de diseño. El valor de X se calcula para diferentes duraciones y en este caso para un período de retorno de 10,000 años con la ecuación 3.20.

El cálculo del factor climático Y, que sirve para transportar la tormenta, se hace con la ecuación 3.21. Este factor trata de tomar en cuenta, por una parte, la forma como se distribuye el escurrimiento, y por otra el hecho de que el sitio donde se quiere valuar el gasto está alejado de la estación base. Para tomar en cuenta la variación de P_b a P, o sea lo que llueve en la estación base a lo que llueve en la zona de estudio, se empleó un plano de isoyetas de precipitaciones diarias con un período de retorno de 50 años.

El factor de reducción del pico Z, es igual a la relación entre el gasto del pico de un hidrograma unitario debido a una lluvia de duración dada, d, y el escurrimiento de equilibrio, o sea el escurrimiento de la misma intensidad de lluvia pero de duración infinita.

El valor de Z se calcula como una función de la relación entre la duración de la tormenta d y el tiempo de retraso t_p . Dicho tiempo t_p se define como el intervalo de tiempo medido del centro de masa de un bloque de intensidad de lluvia al pico resultante del hidrograma. Para cuencas pequeñas y de configuración de drenaje simple, el tiempo de retraso se aproxima mucho al de concentración.

Según Chow el tiempo de retraso se calcula en función de las características fisiográficas de la cuenca como:

$$t_p = 0.0050 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64} \quad (\text{ec. 3.24})$$

donde:

L	longitud del cauce principal, en m.
S	pendiente media del cauce principal en porcentaje.
t_p	tiempo de concentración, en h.

Chow obtuvo una relación entre el valor de d/t_p y Z que se muestra en la figura 4, de la referencia No. 2.

Los valores de A, X, Y, y Z se sustituyen en la ecuación 3.19 para obtener el gasto máximo Q_m .

3.2.1.1 Cálculo del Gasto Máximo en el Arroyo Los Castillos Aplicando el Método de Chow.

De las características fisiográficas de la cuenca del Arroyo Los Castillos, sabemos que:

$$A_c = 128 \text{ km}^2$$

$$L = 21,000 \text{ m}$$

$$\Delta H = 740 \text{ m}$$

$$S = 3.52 \%$$

De acuerdo a la clasificación del tipo de suelo que se presenta en la Sierra de Comanja, y considerando el uso del mismo, se obtuvo de la tabla 1 de la referencia 2 el número de escurrimiento $N = 75$, que corresponde a bosques naturales, ralo, de baja transpiración, y tipo de suelo C.

Del plano de isoyetas se obtuvieron los valores de P/P_b que se utilizan para calcular el valor de Y con la ecuación 3.21.

$$Y = 2.78 \frac{(110)}{100} = 3.06$$

El valor del tiempo de retraso t_p de acuerdo con la ecuación 3.24, es el siguiente:

$$t_p = 0.0050 \left(\frac{21,000}{\sqrt{3.52}} \right)^{0.64} = 1.95 \approx 2 \text{ horas}$$

Se calcularon los gastos máximos para duraciones de 1, 2, 3, 4, y 24 horas. Los valores de d/t_p y su Z correspondiente se presentan en la tabla 11, asimismo se presentan los valores de P_b asociados a un período de retorno de 10,000 años y los valores de P_{eb} calculados con la ecuación 3.23. Los valores de X obtenidos con la ecuación 3.20 y por último el gasto máximo Q_m calculado con la ecuación 3.19 se muestran también en esta tabla.

TABLA No. 11
 GASTO MAXIMO EN LA ESTACION LOS CASTILLOS
 METODO DE CHOW
 Tr = 10,000 años

DURACION (horas)	d/tp	Z	Pb (cm)	Peb (cm)	X (cm ³ /hr)	Q m ³ /s
1	0.51	0.38	8.53	3.05	3.05	454.59
2	1.03	0.66	9.36	3.64	1.82	470.91
3	1.54	0.89	9.97	4.02	1.34	466.8
4	2.05	1.00	10.38	4.40	1.10	430.75
24	12.31	1.00	20.05	12.56	0.52	205.02

De la tabla 11, se puede determinar que el gasto máximo asociado a un período de retorno de 10,000 años se presenta para una duración de la lluvia de 2 horas, siendo $Q_{\text{máx.}} = 470 \text{ m}^3/\text{s}$.

El factor de ajuste para el Método de Chow es igual al cociente entre el gasto obtenido para la estación Los Castillos con el método de Gumbel y el gasto obtenido para la misma estación con el método de Chow.

$$f_1 = \frac{488}{472} = 1.03$$

3.2.1.2 Cálculo del Gasto Máximo en el Arroyo Duarte Aplicando el Método de Chow.

Las características fisiográficas de la cuenca del Arroyo Duarte que se requieren para aplicar este método son las siguientes:

$$A_c = 43.33 \text{ km}^2$$

$$L = 14,000 \text{ m}$$

$$\Delta H = 386.4 \text{ m}$$

$$S = 2.76 \%$$

Por las consideraciones hechas anteriormente al aplicar el método de Chow en la estación Los Castillos.

$$N = 75$$

Dado que la isoyeta de 110 mm pasa también por la cuenca del Arroyo Duarte, el valor del factor climático Y es igual a:

$$Y = 2.78 \frac{P}{P_b} = 2.78 \frac{(110)}{100} = 3.06$$

De la ecuación 3.24 el valor del tiempo de retraso se calcula como:

$$t_p = 0.0050 \left(\frac{14,000}{\sqrt{2.76}} \right)^{0.64} = 1.63 \text{ Hr.}$$

Los gastos máximos se calcularon de manera análoga a la de la estación Los Castillos y se presentan en la tabla 12.

TABLA No. 12
 GASTO MAXIMO EN EL ARROYO DUARTE
 METODO DE CHOW
 $T_r = 10,000$ años

DURACION (horas)	d/ t_p	Z	P _b (m)	P _{cb} (m)	X (cm ³ /hr)	Q (m ³ /s)
0.5	0.31	0.24	7.69	2.49	4.97	158.24
1	0.61	0.44	8.53	3.05	3.05	178.18
1.33	0.82	0.57	8.98	3.37	2.53	191.52
1.67	1.03	0.66	9.20	3.53	2.11	184.86
2	1.23	0.73	9.36	3.64	1.82	176.32
24	14.75	1.00	20.05	12.56	0.52	69.40

El gasto máximo calculado con el método de Chow para un período de retorno de 10,000 años, se presenta para una duración de lluvia de 1.33 hr. y es:

$$Q_{\text{máx.}} = 191.52 \text{ m}^3/\text{s}$$

que corregido por el factor de ajuste "f" obtenido en la cuenca del Arroyo Los Castillos es:

$$Q_{\text{máx.}} = 191.52 (1.03) = 197 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.2.2 METODO DE I-PAI-WU

Este análisis permite obtener el hidrograma de la avenida que puede presentarse en una cierta sección de una corriente, con una frecuencia determinada, a partir de datos climatológicos y fisiográficos de la cuenca en estudio.

El método se basa en el modelo lineal desarrollado por Nash para obtener hidrogramas instantáneos.

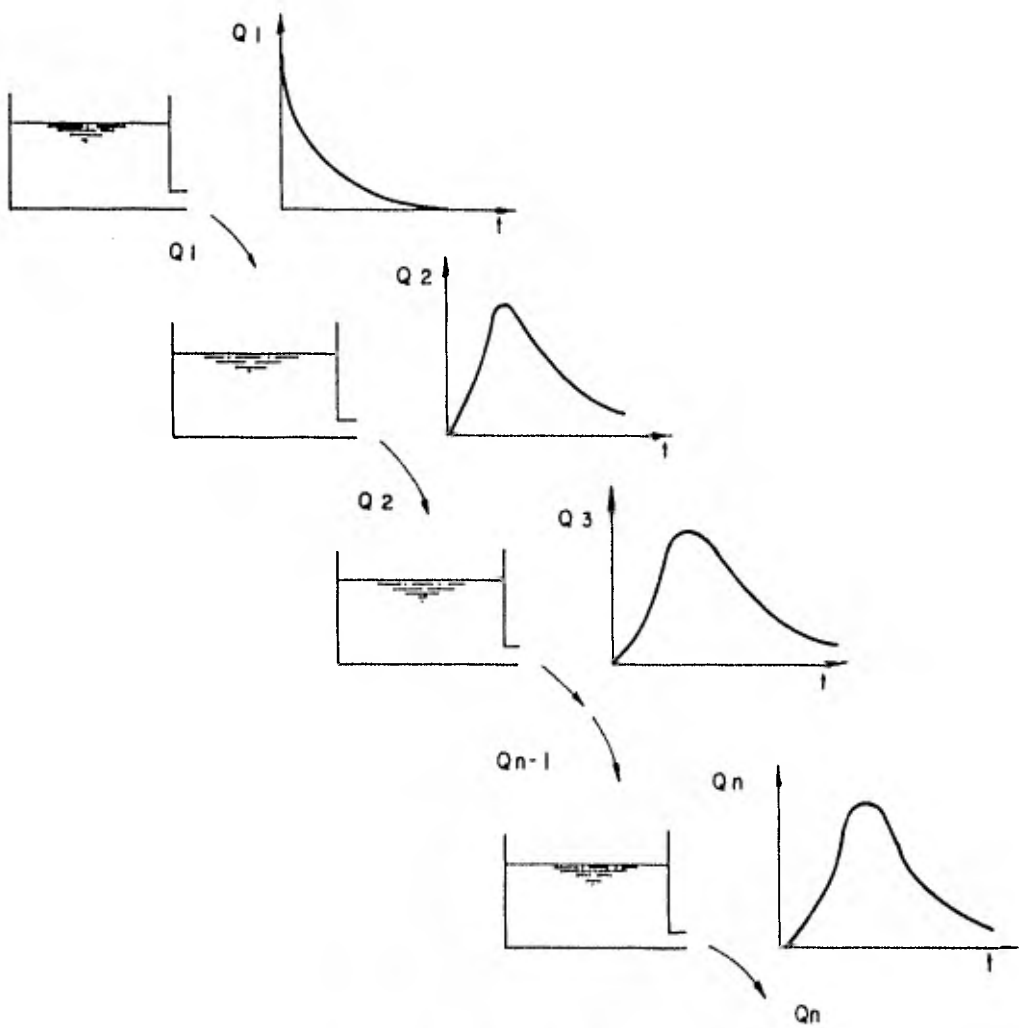
El modelo de Nash asimila una cuenca a un sistema de recipientes lineales iguales, con el mismo coeficiente de almacenaje k , colocados en serie. Solamente dos parámetros condicionan el funcionamiento del modelo: el coeficiente de almacenaje k , constante para todos los recipientes, y el número de recipientes considerado (n). Este modelo se representa esquemáticamente en la figura No. 3' y considera que

- a) Para un recipiente lineal, el almacenaje V , está relacionado con el gasto Q , mediante la expresión

$$V = K Q \quad (\text{ec. 3.25})$$

- b) Para una entrada instantánea, el gasto que sale de un recipiente lineal es

$$Q = \frac{2.78 V}{k} e^{-t/k} \quad (\text{ec. 3.26})$$



MODELO DE NASH

FIGURA N° 3'

Para un número n de recipientes lineales en serie con el mismo coeficiente de almacenaje, de acuerdo con la ec. 3.26, el gasto que sale es

$$Q = \frac{2.78V}{K} \frac{\left(\frac{t}{k}\right)^{n-1} e^{-t/k}}{\Gamma(n)} \quad (\text{ec. 3.27})$$

donde

- t tiempo en que ocurre el gasto Q , en horas
- k coeficiente de almacenaje de un recipiente lineal en horas
- K coeficiente de almacenaje de una cuenca, en horas
- $\Gamma(n)$ función gamma con argumento n
- n número de recipientes lineales

El hidrograma instantáneo queda así definido por una expresión que contiene un solo término con dos parámetros, n y k , los que determinan la forma del mismo. En las expresiones anteriores, el almacenaje V , para una cuenca real se expresa

$$V = Pe A \quad (\text{ec. 3.28})$$

El tiempo t_m para el cual se presenta el gasto máximo se obtiene derivando la ec. 3.27 respecto a t y es

$$t_m = (n-1) K \quad (\text{ec. 3.29})$$

tomando en cuenta las ecs. 3.28 y 3.29, podemos escribir la ec. 3.27 como

$$\frac{Q t_m}{A Pe} = \frac{2.78 (n-1) K^{n-1} e^{-R}}{\Gamma(n)} \quad (\text{ec. 3.30})$$

donde

$$R = \frac{t}{k} = \frac{t}{t_m} (n-1) \quad (\text{ec. 3.31})$$

recordando que para $t = t_m$, $Q = Q_m$, la ec. 3.30 puede escribirse, tomando en cuenta lo anterior, como

$$\frac{Q_m t_m}{A P e} = 2.78 f (n, t_m) \quad (\text{ec. 3.32})$$

donde

$$f (n, t_m) = \frac{(n-1)R^{n-1} e^{-R}}{\Gamma (n)} \quad (\text{ec. 3.33})$$

de acuerdo a la ec. 3.31 para $t = t_m$

$$R = n-1 \quad (\text{ec. 3.34})$$

entonces

$$f (n, t_m) = \frac{(n-1)^n e^{1-n}}{\Gamma (n)} \quad (\text{ec. 3.35})$$

y el gasto máximo Q_m se puede calcular como

$$Q_m = \frac{2.78 A P e}{t_m} f (n, t_m) \quad (\text{ec. 3.36})$$

Para aplicar la ec. 3.36, se necesita conocer, además del área de la cuenca, la lluvia en exceso P_e , el valor de n y t_m . Por lo que respecta a P_e , se puede calcular empleando el criterio propuesto por Chow. Tanto n como t_m dependerán de las características del hidrograma.

El valor de n se puede correlacionar con la curva de recesión de los hidrogramas de las cuencas. Por lo tanto, el valor de n se puede determinar de la curva de recesión y, recíprocamente, la curva de recesión puede determinarse del valor de n .

La curva de recesión del hidrograma se inicia desde el punto en que la entrada superficial al cauce cesa y el flujo se deriva totalmente del agua almacenada en el mismo. El coeficiente de almacenaje K_I puede determinarse como

$$K_I = \frac{t_1 - t_0}{\ln \frac{Q_0}{Q_1}} \quad (\text{ec. 3.37})$$

La curva de recesión de un hidrograma adimensional puede expresarse

$$\frac{K_I}{t_m} = \frac{\frac{t_1 - t_0}{t_m}}{\ln \frac{Q_0/Q_m}{Q_1/Q_m}} \quad (\text{ec. 3.38})$$

y tomando en cuenta la ec. 3.30

$$\frac{k_1}{t_m} = \frac{1}{n-1} \frac{\log \frac{t_0}{t_1}}{\log \frac{Q_0}{Q_1}} \quad (\text{ec. 3.39})$$

La ec. 3.39 puede ser utilizada para calcular el valor de n . I-PAI WU efectuó una solución gráfica de la ecuación anterior que elimina la necesidad de conocer los gastos Q_0 y Q_1 en los tiempos t_0 y t_1 , respectivamente. La fig. 6 de la referencia 2 nos permite encontrar el valor de n conociendo la relación k_1/t_m .

Para calcular los valores de k_1 y t_m que se relacionan directamente con las características de la cuenca. I-Pai Wu hizo una serie de correlaciones tratando de ver cuáles eran los parámetros de la cuenca que más influían en la variación de k_1 y t_m , y llegó a la conclusión de que sólo era necesario incluir el área de la cuenca, A , la longitud del cauce principal, L , y la pendiente de éste, S . Encontró que

$$t_m = 4660 A^{1.035} L^{-1.233} S^{-0.668} \quad (\text{ec. 3.40})$$

y

$$k_1 = 19\,300 A^{0.937} L^{-1.474} S^{-1.473} \quad (\text{ec. 3.41})$$

3.2.2.1 Cálculo del Gasto Máximo en el Arroyo Los Castillos aplicando el Método de I-Pai-Wu.

Aplicando las ecs. 3.40 y 3.41 para la cuenca del arroyo Los Castillos y dado que

$$A = 128 \text{ km}^2$$

$$L = 21\ 000 \text{ m}$$

$$S = 3.52\%$$

se obtiene

$$t_m = 4660(128)^{1.085} (21000)^{-1.133} (3.52)^{-0.668} = 1.82 \text{ hr}$$

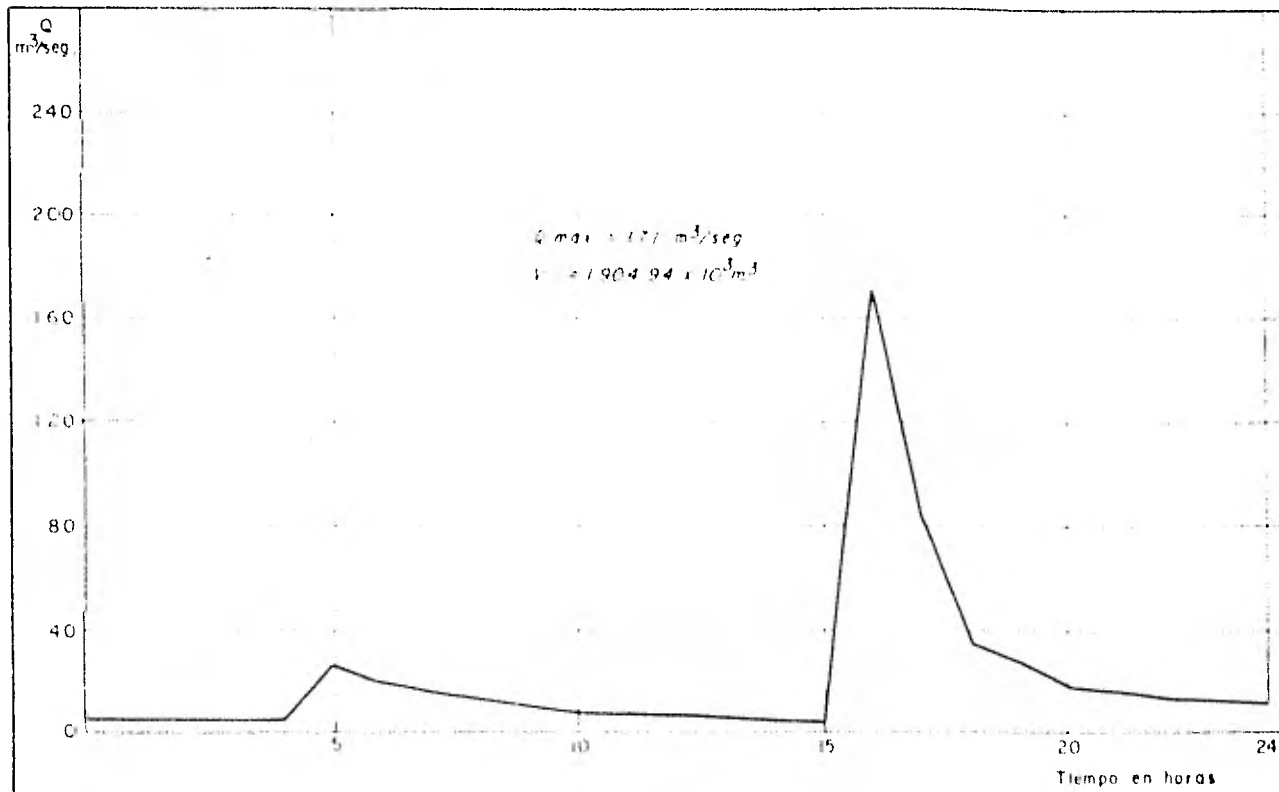
y

$$k_1 = 19\ 300 (128)^{0.937} (21\ 000)^{-1.474} (3.52)^{-1.473} = 0.1213$$

Por lo que la relación k_1/t_m es igual a

$$\frac{k_1}{t_m} = \frac{0.1213}{1.82} = 0.0666$$

En la fig. 5 de la referencia 2 se puede apreciar que este valor es muy pequeño; por lo que el valor de k_1 se obtendrá con la ec. 3.37, obteniendo los valores de t_1 , t_0 , Q_1 y Q_0 del hidrograma observado el 28 de agosto de 1966 en la estación Los Castillos.



HIDROGRAMA DE LA AVENIDA MAXIMA OBSERVADA EN EL ARROYO
"LOS CASTILLOS" EL 28 DE AGOSTO DE 1966

De este hidrograma se observa que para la curva de recesión

$$Q_0 = 170 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_1 = 80 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$t_0 = 16 \text{ hrs}$$

$$t_1 = 17 \text{ hrs}$$

sustituyendo en la ec. 3.37

$$k_1 = \frac{17-16}{\text{Ln} \frac{170}{80}} = 1.327$$

y

$$\frac{k_1}{t_m} = \frac{1.327}{1.82} = 0.73$$

- como el valor de la constante que permite obtener k_1 fue deducido por I-Pai Wu para su zona en estudio y se puede ver que no satisface las condiciones de las cuencas en la Sierra de Comanja, se modificará de tal manera que nos permita encontrar valores del gasto del orden de los que se presentan en la Sierra de Comanja.

El factor de corrección será

$$F = \frac{1.327}{0.1213} = 10.94$$

por lo que la ec. 3.41 queda como

$$k_1 = 211\,142 \text{ (A)}^{0.937} \text{ L}^{-1.474} \text{ S}^{-0.668} \quad (\text{ec. 3.42})$$

entrando con el valor de $\frac{k_1}{t_m} = 0.73$ en la figura 5 de la referencia 2

$$n \approx 5.2$$

conocido n se obtuvo el valor de la función gamma de la tabla 20 de la referencia 3

$$f(n, t_m) = \frac{(5.2-1)^{5.2} e^{-5.2}}{32.578} = 0.802$$

por último el gasto máximo se calcula con la ec. 3.36 como

$$Q_m = \frac{2.78(128)}{1.82} \text{ Pe}(0.802)$$

de la hipótesis hecha de que $t = t_m$ sabemos que el valor de Pe es el correspondiente a $t_m = 1.82$ por lo que de la tabla No. 5

$$P = 9.28 \text{ cm}$$

y de la ec. 3.23 $\text{Pe} = 3.59 \text{ cm}$

por lo que

$$Q_m = \frac{2.78 (128) (3.59) (0.802)}{1.82}$$

$$Q_m = 562.93 \text{ m}^3/\text{s}$$

Siendo el factor de ajuste para el método de I-Pai-Wu

$$f_2 = \frac{488}{563} = 0.87$$

El hidrograma en la estación Los Castillos no se calculó dado que no es de interés para este estudio.

3.2.2.2 Cálculo del Gasto Máximo en el Arroyo Duarte aplicando el Método de I-Pai-Wu.

Las características fisiográficas de la cuenca del arroyo Duarte necesarias para aplicar este método son las siguientes

$$A = 43.33 \text{ km}^2$$

$$L = 14 \text{ 000 m}$$

$$S = 2.76\%$$

al aplicar las ecs. 3.40 y 3.42 se obtiene

$$t_m = 4660 (43.33)^{1.085} (14 \text{ 000})^{-1.233} (2.76)^{-0.668}$$

$$t_m = 1.09 \text{ hr}$$

y

$$k_1 = 211 \text{ 142} (43.33)^{0.937} (14 \text{ 000})^{-1.474}$$

$$k_1 = 1.251$$

por lo que

$$\frac{k_1}{t_m} = \frac{1.251}{1.09} = 1.15$$

entrando con este valor en la figura 5 de la referencia 2 se obtiene

$$n \approx 3.5$$

y de la tabla No. 20 de la referencia 3

$$r(n) = r(3.5) = 3.32$$

sustituyendo en la ec. 3.35

$$f(n, t_m) = \frac{(3.5-1)^{3.5} e^{1-3.5}}{3.32} = 0.611$$

y de la ec. 23

$$P_e = 3.10$$

por lo que

$$Q_m = \frac{2.78(43.33)(3.10)(0.611)}{1.09} = 209.32$$

y multiplicando por el factor de ajuste f_c ,

$$Q_m = 209.32 (0.87) = 182 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.2.3 METODO RACIONAL DE GREGORY-ARNOLD

Este método fue desarrollado en base a la fórmula racional

$$Q = CiA \quad (\text{ec. 3.43})$$

donde

- Q gasto máximo en m³/s
- C coeficiente de escurrimiento
- i intensidad de la lluvia en mm/hr
- A área de la cuenca en km²

y permite tomar en cuenta factores tales como forma y pendiente de la cuenca, la configuración del sistema hidrográfico y las características hidráulicas del cauce.

Después de varias modificaciones que el método ha sufrido para adaptarlo a regiones con características hidrológicas diferentes, en 1941 la Comisión Nacional de Irrigación publicó la expresión general del método, complementada con tablas y gráficas que facilitan su aplicación a condiciones locales.

La expresión es la siguiente:

$$Q = 0.2086 (CAR_{i:FB})^{1.1409} H^{0.5714} S^{0.143} \quad (\text{ec. 3.44})$$

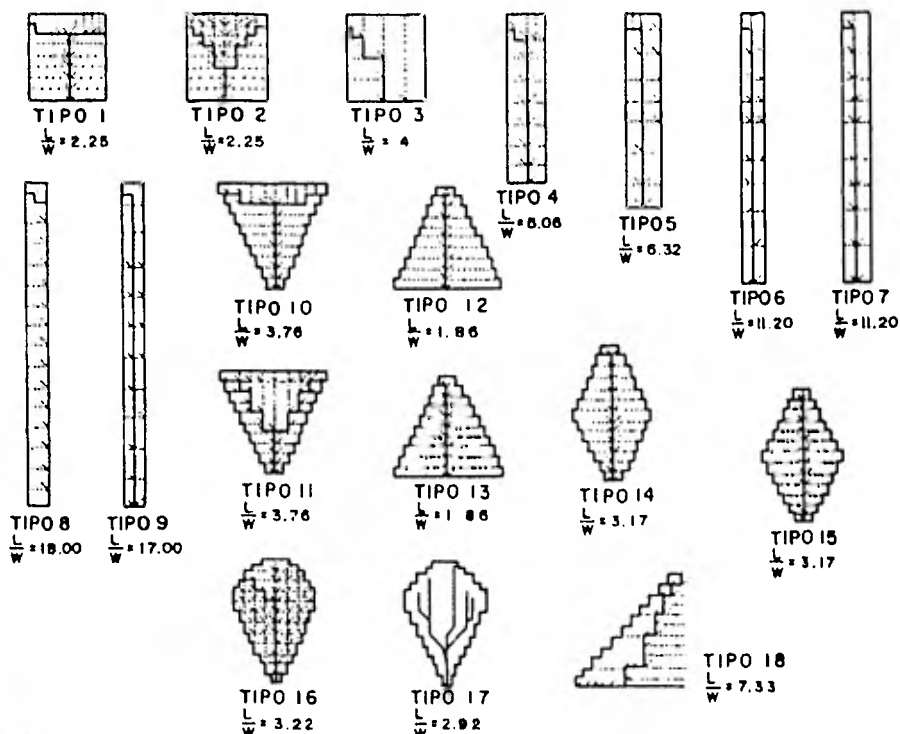
donde

- Q gasto máximo en m^3/s
- C coeficiente de escurrimiento
- A área de la cuenca en ha
- RH intensidad de lluvia en cm/hr , correspondiente a una duración de lluvia de H horas
- H duración de la lluvia en horas
- F factor que depende de la forma y naturaleza del cauce. Se obtiene de la tabla 13
- B se define como $\sqrt{P/L}$ siendo P el factor de forma de la cuenca y L la distancia máxima que recorre el agua en m.
- P factor que depende de la forma de la cuenca y de la forma de concentración. Para valuarlo se debe obtener la relación L/W , donde $W = \frac{10\ 000\ A}{L}$. El valor de P se obtiene de la figura 4
- S pendiente media del cauce, en miles.

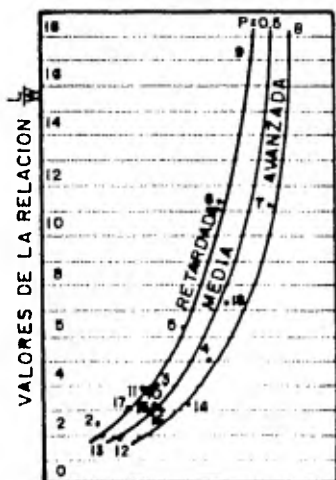
Dado que la precisión de este método depende en gran parte, de la determinación correcta del coeficiente de escurrimiento C y dado que las cuencas en estudio presentan características hidrológicas semejantes, se calibrará el valor de C en la cuenca del arroyo Los Catillos y posteriormente será trasladado a la cuenca del arroyo Duarte.

El valor del gasto máximo Q asociado a un período de retorno de 10 000 años calculado con el método de Gumbel para la estación Los Castillos fue de

$$Q = 480\ m^3/s$$



① FORMAS TÍPICAS DE CUENCAS Y SU MODO DE CONCENTRACION



② GRAFICA AUXILIAR

PARA DETERMINAR LA FORMA DE CONCENTRACION

③ VALORES DEL FACTOR "P"
PARA $P=0.5$ Y $\frac{A}{A_0} = 262144$

CONCENTRACION

L/W	TORRENTAS DE INTENSIDAD UNIFORME			CURVA DE PRECIPITACION DE LA FMA 12		
	RETR	MED	AVAN	RETR	MED	AVAN
2	0.42	0.44	0.47	0.47	0.49	0.52
3	0.44	0.47	0.49	0.50	0.53	0.56
4	0.46	0.49	0.51	0.53	0.55	0.58
8	0.50	0.53	0.57	0.58	0.61	0.64
16	0.56	0.59	0.62	0.64	0.67	0.70

METODO DE GREGORY - ARNOLD

IV VALORES DEL FACTOR "F" PARA SECCIONES ABIERTAS CON PAREDES INCLINADAS									
TA- LUD	ANCHO DEL FONDO POR LA ALTURA	VALOR DE "n" (KUTTER)							
		0.011	0.013	0.015	0.020	0.025	0.030	0.035	0.00
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	5.09	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	3.32
	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	4.58	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	4.97	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	6.90	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	2.88
	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	5.42	5.06	4.74	4.50	3.03
	8 POR 1	6.75	6.29	5.00	5.28	4.92	4.61	4.38	2.96
	16 POR 1	6.49	6.04	5.67	5.07	4.73	4.43	4.20	2.83
	30 POR 1	6.14	5.72	5.38	4.91	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

METODO DE GREGORY - ARNOLD

TABLA N° 13

Las características fisiográficas de la cuenca son las siguientes:

$$A = 128 \text{ km}^2$$

$$s = 3.52\%$$

$$L = 21\ 000 \text{ m}$$

El valor de la intensidad de lluvia RH para una duración de 2 horas que de acuerdo al método de Chow produjo el escurrimiento máximo, se obtuvo de la tabla (6) y es igual a

$$RH = \frac{9.36}{2} = 4.68 \text{ cm/hr}$$

Las características del cauce son las siguientes:

Taludes laterales 3:1

Forma en V

n (Kutter) = 0.030

Con estos datos se procede a calcular los valores de F y B como sigue

$$w = 10\ 000 \frac{A}{L} = 10\ 000 \left(\frac{12\ 800}{21\ 000} \right) = 6095.24$$

por lo que la relación L/w es igual a

$$\frac{L}{w} = \frac{21\ 000}{6095.24} = 3.45$$

y de la tabla III, se obtiene interpolando

$$P = 0.48$$

luego

$$B = \sqrt{P/L} = \sqrt{\frac{0.48}{21\ 000}} = 0.00478$$

con las características del cauce se obtiene de la tabla 13

$$F = 4.83$$

despejando el valor de C la ec. 3.44 queda como

$$C = \left(\frac{Q}{0.2086 H^{0.5714} S^{0.2143}} \right)^{1/1.1429} \left(\frac{1}{ARHFB} \right)$$

y sustituyendo

$$C = \left(\frac{488}{(0.2086) (2)^{0.5714} (35.2)^{0.2143}} \right)^{1/1.1429} \left(\frac{1}{12\ 800 (4.63) (4.83) (0.00478)} \right)$$

$$C = 0.233$$

que será el valor de C adoptado para utilizar el método de Gregory-Arnold en el arroyo Duarte.

Las características fisiográficas de la cuenca del arroyo Duarte son las siguientes

$$A = 43.33 \text{ km}^2 = 4333 \text{ ha}$$

$$s = 2.76\% = 27.6 \text{ m/km}$$

$$L = 14\ 000 \text{ m}$$

siguiendo el mismo procedimiento que se utilizó para determinar el gasto máximo en la cuenca del arroyo "Los Castillos", se calculó el gasto máximo que se presentaría en la cuenca del arroyo Duarte.

Las características del cauce son las siguientes

Taludes laterales 3:1

Forma en V

$$n \text{ (Kutter)} = 0.030$$

entrando con estos datos en la tabla 13 obtenemos

$$F = 4.83$$

el valor de w es

$$w = 10\ 000 \left(\frac{4\ 333}{14\ 000} \right) = 3094.73$$

y

$$L/w = 4.52$$

para una forma de concentración media, de la tabla (III) interpolando para un valor de $L/w = 4.52$ se obtiene

$$P = 0.517$$

por lo que

$$B = \sqrt{\frac{0.517}{14\ 000}} = 0.0061$$

El valor de RH se obtuvo para $d = 1.33$ hr que de acuerdo al método de Chow produjo el escurrimiento máximo y fue de (ver tabla 12)

$$RH = \frac{8.99}{1.33} = 6.75 \text{ cm/hr}$$

De acuerdo a la ec (3.44) y tomando en cuenta los valores obtenidos

$$Q_{\text{máx}} = 0.2086 (0.233 \times 4333 \times 4.83 \times 0.0061 \times 6.75)^{1.1429} (1.33)^{0.5714} (27.6)^{0.2143}$$

$$Q_{\text{máx}} = 214 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.3 GASTO DE DISEÑO

Resumiendo, los valores obtenidos por cada uno de los métodos semiempíricos son los siguientes

Método	Gasto (m ³ /s)
Chow	197
I-Pai-Wu	182
Gregory Arnold	214

De acuerdo a lo anterior se considerará que el gasto de diseño en el Arroyo Duarte será de 200 m³/s.

3.4 HIDROGRAMA DE DISEÑO

En la figura 6 de la referencia 2 se presenta un hidrograma unitario adimensional obtenido por I-Pai-Wu. Con los valores de n , Q_m y t_m se determinó el hidrograma correspondiente a la cuenca del Arroyo Duarte que para un $T_r = 10\ 000$ años es el siguiente (Ver figura No. 4')

HIDROGRAMA EN EL ARROYO DUARTE

$$TR = 10\ 000\ \text{AÑOS}$$

$$Q_{\text{máx}} = 200\ \text{m}^3/\text{s}$$

$$n = 3.5 \quad t_m = 1.09\ \text{hr}$$

Q/Q_m	t/t_m	Q (m^3/s)	t (horas)
0	0	0	0
10	0.15	20	0.16
20	0.22	40	0.25
30	0.3	60	0.33
40	0.35	80	0.38
50	0.4	100	0.44
60	0.48	120	0.52
70	0.55	140	0.60
80	0.62	160	0.68
90	0.73	180	0.79
100	1	200	1.09
90	1.35	180	1.47
80	1.48	160	1.61
70	1.65	140	1.80
60	1.75	120	1.91
50	1.98	100	2.16
40	2.12	80	2.31
30	2.40	60	2.62
20	2.67	40	2.91
10	3.10	20	3.38
0	5	0	5.45

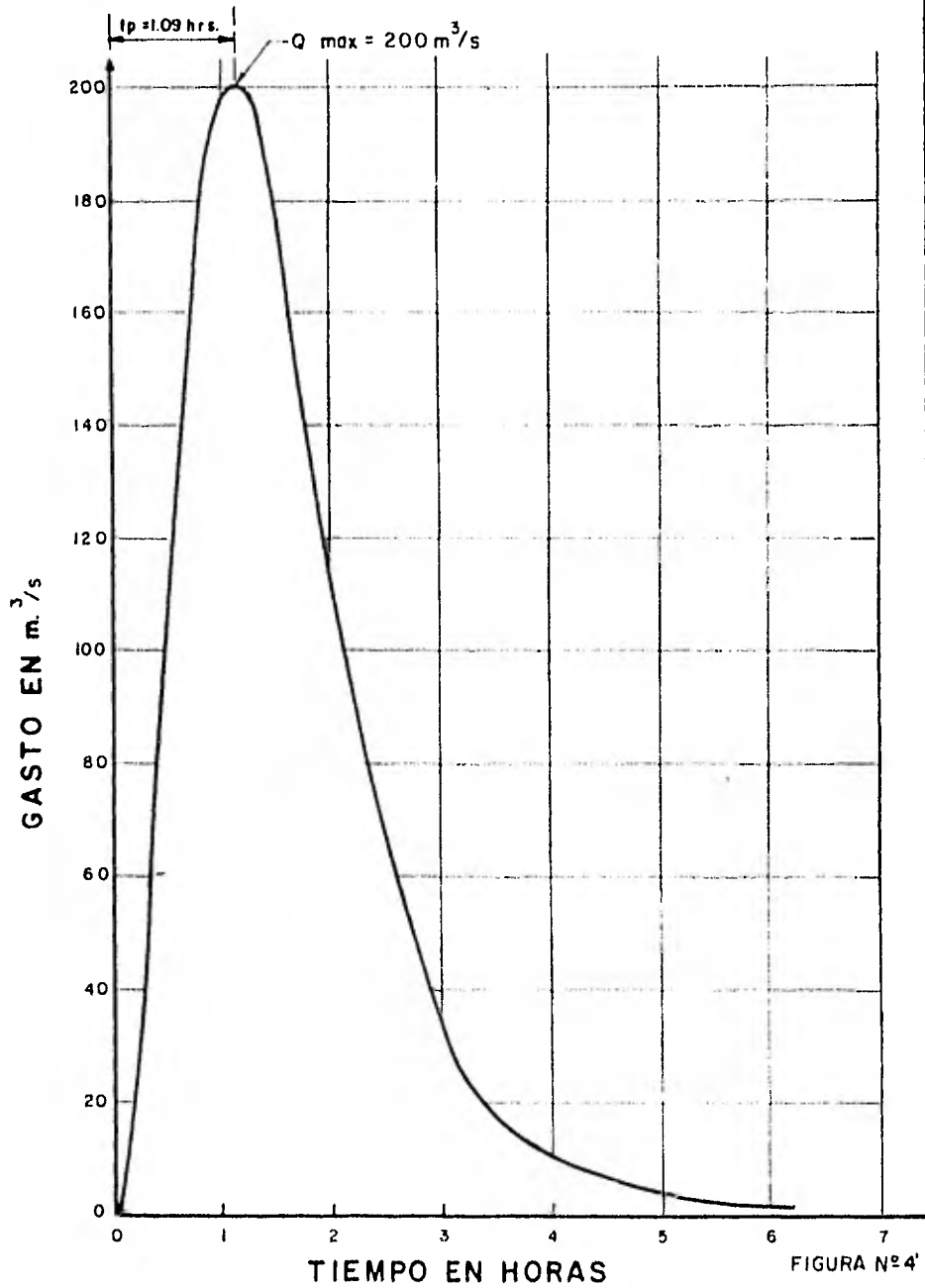


FIGURA N°4'

HIDROGRAMA DE LA AVENIDA DE DISEÑO

IV. FUNCIONAMIENTO DEL VASO

La simulación del funcionamiento del vaso tiene como objetivo contabilizar la evaluación de los volúmenes almacenados en función de la hidrología de la cuenca del proyecto a fin de conocer las consecuencias que produciría la adopción de cada una de las alternativas de diseño. Una vez realizada esta simulación se pueden seleccionar los niveles característicos de la presa NAMINO (nivel de aguas mínimas de operación), y NAMO (nivel de aguas máximas de operación).

Al simular el funcionamiento del vaso, se pueden presentar períodos en que el almacenamiento sea insuficiente para cubrir la demanda, lo cual ocurre si el nivel del agua es menor que el de la obra de toma para riego y, por lo tanto, no es posible utilizar el agua.

Por el contrario, en ocasiones el volumen que ingresa en el vaso rebasa la capacidad de regulación, siendo necesario desalojar el sobrante por la obra de excedencias, hasta disponer de un volumen que permita controlar futuras avenidas.

Las restricciones anteriores se toman en cuenta estableciendo un nivel de aguas mínimo de operación (NAMINO) tal que cuando el nivel del vaso

es menor, el agua no debe ser utilizada, y un nivel de aguas máximo de operación (NAMO) que no debe rebasarse durante la operación normal de la presa.

4.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

Para simular el funcionamiento del vaso se utiliza la ecuación de continuidad; para un intervalo de tiempo Δt se expresa:

$$E - S = \Delta V \quad (\text{ec. 4.1})$$

donde

E volumen de agua que entra al vaso durante el intervalo considerado.

S volumen que sale del vaso durante el mismo intervalo.

ΔV variación del volumen almacenado.

En la simulación se utilizarán intervalos de tiempo de un mes.

Cada uno de los términos del primer miembro de la ec. 4.1 incluye varios factores: Las entradas provienen del escurrimiento generado en la cuenca propia y de la precipitación pluvial directa sobre el vaso. Las salidas están formadas por los volúmenes que se extraen para satisfacer la deman

da, por las pérdidas debidas a evaporación e infiltración y por los derrames a través de la obra de excedencias.

Tomando en cuenta esos factores, la ecuación de continuidad toma la forma:

$$ICP + VLL - VDEM - VEVA - VINF - DERR = \Delta V \quad (\text{ec. 4.2})$$

donde

- ICP escurrimientos generados por la cuenca propia.
- VLL volumen de lluvia en el vaso.
- VDEM volumen extraído para satisfacer la demanda.
- VEVA volumen evaporado.
- VINF volumen infiltrado.
- DERR volumen derramado.

Antes de estudiar la solución de la ec. 4.2 se analizarán los factores anteriores.

4.2 APORTACIONES.

4.2.1 ESCURRIMIENTO POR CUENCA PROPIA (ICP)

Son los volúmenes de escurrimiento superficial generados dentro de la

TABLA 14

Datos de volumen de escurrimiento mensual ($M^3 \times 10^3$) Estación Los Castillos

Años	W.G. Alt.												Anual
	N. Long.						Estado:						
	E	F	M	A	M	Jun.	Jul.	Ag.	S	O	N	D	
1947	190	0	0	0	411	172	16	448	2420	297	176	149	4278
1948	0	0	0	0	0	2128	2599	2183	2623	373	0	0	9906
1949	0	0	0	0	0	873	409	319	228	0	0	0	1829
1950	0	0	0	0	0	682	707	269	772	9	0	0	2440
1951	0	0	0	0	0	1451	430	276	100	18	0	0	2275
1952	0	0	0	0	13	1753	153	314	1102	0	0	0	3335
1953	0	0	0	0	0	0	227	546	905	709	1448	32	3867
1954	0	0	0	34	219	161	1239	888	57	415	0	0	3013
1955	0	0	0	0	0	3398	2406	2612	1511	119	0	0	7046
1956	0	0	0	0	0	0	1350	1853	318	10	0	0	3531
1957	0	0	0	0	0	838	428	244	3047	605	0	0	5162
1958	0	0	0	0	0	1368	1957	412	7697	5740	3798	191	21163
1959	118	32	0	74	9	398	785	795	880	1653	308	122	5174
1960	52	0	0	0	0	0	77	1854	790	102	3	9	2888
1961	46	0	0	0	33	1268	447	587	546	14	74	0	3015
1962	0	0	0	0	0	424	256	237	1303	103	0	0	2323
1963	0	0	0	0	138	181	1279	504	218	143	0	67	2530
1964	98	22	0	0	82	977	636	1322	2047	719	78	12	5991
1965	0	0	0	0	0	257	1541	2800	5117	4595	68	58	14436
1966	31	111	19	38	3	26	1641	12776	1017	611	85	87	16445
1967	247	119	85	9	24	452	563	1139	10316	791	239	166	14148
1968	157	213	740	85	32	119	1611	1160	1356	185	8	0	5666
1969	0	0	0	0	0	134	1048	185	24	93	0	0	1485
1970	0	0	0	0	0	367	795	1958	2615	1035	5	0	6753

Tabla 15

Datos de lluvia mensual total (mm) Estación Los Castillos

Años	N. S. Alt. Estado												
	F	M	A	M	Jun.	Jul.	Ag.	S	O	N	D	Annual	
1948	11.71	6.0	6.1	2.3	28.8	751.7	183.7	169.8	69.3	39.0	9.0	7.0	778.4
1949	0.0	0.0	0.0	0.0	19.1	134.3	99.8	64.0	134.7	15.7	0.0	1.7	471.8
1950	0.0	0.0	0.0	0.0	68.6	89.8	140.5	51.0	85.0	7.5	1.5	0.0	459.3
1951	0.6	0.0	3.0	1.0	46.0	164.5	66.7	145.0	127.5	21.0	5.5	0.0	570.8
1952	8.5	0.0	0.5	25.0	31.5	190.3	96.4	79.6	107.7	3.0	19.5	10.5	587.5
1953	0.0	0.5	0.0	0.0	5.5	86.0	70.9	156.5	119.8	79.9	94.9	31.8	645.2
1954	0.0	0.6	0.0	12.5	68.7	107.9	128.0	73.3	56.5	65.5	4.0	0.0	519.0
1955	0.6	0.0	0.0	3.0	7.5	109.5	160.0	185.0	119.5	35.0	7.5	0.5	648.1
1956	0.0	1.0	0.0	74.0	191.5	71.0	137.6	158.1	7.6	29.5	11.5	1.0	542.8
1957	0.0	0.2	2.0	4.5	11.3	76.8	71.4	94.4	208.3	66.0	0.0	0.0	543.1
1958	73.3	1.5	2.8	0.0	27.6	89.7	179.3	136.1	221.6	132.3	53.1	13.9	931.7
1959	0.2	10.6	0.0	69.1	36.0	206.1	157.2	120.6	180.5	131.7	7.0	1.5	919.0
1960	6.0	0.0	0.0	4.8	23.9	11.9	109.4	164.4	57.7	21.4	23.5	18.9	441.9
1961	39.7	12.7	7.8	0.7	18.8	193.7	68.7	67.0	160.5	10.7	35.7	5.0	559.5
1962	0.2	1.0	0.0	20.0	1.0	95.8	157.4	114.9	71.1	34.3	6.0	3.3	492.9
1963	0.0	7.0	12.1	5.8	38.8	114.9	127.0	130.5	69.1	50.7	0.0	35.5	600.4
1964	52.8	0.5	3.0	9.5	43.8	82.0	64.0	94.4	270.9	34.9	30.4	12.6	648.8
1965	9.7	13.9	0.0	20.1	28.0	53.7	134.5	191.9	182.5	66.0	7.0	20.0	721.8
1966	8.2	44.5	17.3	30.0	54.6	147.3	234.7	267.5	42.4	101.9	0.0	9.8	958.6
1967	43.0	4.0	21.5	10.2	40.2	173.2	119.6	216.9	155.2	43.8	6.5	3.5	867.7
1968	0.0	35.5	72.2	12.2	31.0	120.2	90.2	89.2	166.9	35.8	10.0	20.5	691.7
1969	9.5	1.0	0.5	0.2	1.3	67.0	109.9	85.6	33.0	22.7	0.0	5.7	335.3
1970	0.0	15.9	0.0	0.0	1.7	338.6	49.3	177.6	200.5	20.7	7.2	0.5	675.2

Tabla 16
 Datos de libreta mensual total Estación (aerona del Apoyo Diaria)

Años	Lot.			V. Long.			K. 6 Alt.			Estado			Anual
	F.	M.	A.	M.	Jun.	Ag.	S.	O.	N.	D.	Anual		
1948	10.7	5.7	2.0	25.1	119.0	199.7	149.0	60.4	34.0	7.4	1.7	678.5	
1949	0.0	0.0	0.0	10.6	117.1	57.0	55.8	117.4	15.9	0.0	1.5	411.2	
1950	0.0	0.0	0.0	59.8	29.3	19.9	44.5	74.1	4.2	1.3	0.0	409.2	
1951	0.5	0.0	2.6	0.7	133.4	58.1	126.4	111.1	18.1	4.8	0.0	497.5	
1952	7.4	0.0	0.4	21.8	117.2	84.0	49.4	93.9	2.5	17.2	9.2	490.3	
1953	0.0	0.4	0.0	0.0	1.8	75.0	130.4	106.4	69.6	92.7	27.2	562.9	
1954	0.0	0.5	0.0	16.9	59.7	64.0	111.6	43.9	49.2	2.5	0.0	452.4	
1955	0.5	0.0	0.0	2.6	6.5	95.4	156.9	161.3	104.2	91.5	6.5	564.9	
1956	0.0	0.0	29.9	24.5	91.9	119.9	137.8	64.6	75.7	10.0	0.0	473.1	
1957	0.0	0.2	1.7	3.9	66.9	67.7	97.3	181.6	52.5	0.0	7.1	473.4	
1958	63.9	1.4	2.4	0.0	24.1	78.2	156.2	119.0	193.2	115.3	46.3	811.7	
1959	9.2	9.2	0.0	60.2	33.0	131.4	137.0	108.1	157.3	114.4	1.7	801.0	
1960	5.2	0.0	0.0	4.2	20.9	10.4	95.4	153.3	50.3	19.7	28.5	385.2	
1961	34.0	10.6	6.8	0.0	16.4	163.8	59.0	53.4	82.6	5.9	30.7	467.7	
1962	0.2	0.0	0.0	17.4	0.0	83.5	117.0	100.2	67.0	29.8	5.2	435.7	
1963	0.0	0.1	10.0	5.1	33.8	109.2	119.7	113.7	69.2	52.0	0.0	523.3	
1964	46.0	0.4	2.6	0.3	30.2	71.5	55.3	67.3	192.5	90.4	26.5	565.5	
1965	9.0	12.1	0.0	17.5	24.4	46.8	117.2	107.3	159.1	52.5	1.7	679.1	
1966	7.1	33.9	15.5	28.1	47.0	127.4	204.0	73.2	37.0	98.7	9.0	835.5	
1967	17.5	3.5	18.2	8.9	52.5	111.0	104.2	129.1	135.3	98.7	5.7	747.6	
1968	0.0	30.9	67.3	10.6	27.0	104.8	78.6	77.2	145.8	31.1	8.7	602.9	
1969	8.3	0.9	0.4	9.2	1.1	68.4	95.8	74.6	28.9	19.3	0.0	592.3	
1970	0.0	12.9	0.0	0.0	1.5	171.0	43.0	164.6	174.8	17.6	0.0	592.7	

cuenca. Se cuantificaron a partir de las mediciones realizadas en la cuenca del arroyo Los Castillos, extrapolando esta información hacia la cuenca del arroyo Duarte. Para ello se multiplicó el volumen de escurrimiento superficial, medido en la estación Los Castillos, por un factor F que se calculó como:

$$F = \frac{\bar{h}_{pD} A_D}{\bar{h}_{pC} A_C} = \frac{(550) (43.33)}{(630.7) (128)} = 0.295$$

donde:

- \bar{h}_{pD} altura de precipitación media anual en la cuenca del arroyo Duarte. Se obtuvo del plano de isoyetas medias anuales del período 1941-1970, publicado por la SARH en el boletín climatológico No. 1.
- \bar{h}_{pC} altura de precipitación media anual en la cuenca del arroyo Los Castillos. Se obtuvo de la tabla 14.
- A_D y A_C área de la cuenca del arroyo Duarte y del arroyo Los Castillos respectivamente.

Así el volumen de escurrimiento en el arroyo Duarte (ICP) se calcula como:

$$ICP_i = F V_{ci}$$

donde

V_{ci} volumen de escurrimiento total en el mes i , en la cuenca del arroyo Los Castillos. tabla 14

El volumen de escurrimiento mensual en el arroyo Duarte se presenta en la columna de entradas del resultado del funcionamiento de vaso.

4.2.2 VOLUMEN DE LLUVIA EN EL VASO (VLL).

Se calculó multiplicando la altura de lluvia en la cuenca del arroyo Duarte (h_{pD}) registrada en el mes, por el valor del área media (\bar{A}_D) que ocupa la superficie libre del agua durante el mismo intervalo; esto es:

$$V_{LL} = h_{pD} (\bar{A}_D)$$

Para calcular h_{pD} se extrapoló la información de la lluvia mensual en la estación Los Castillos hacia la cuenca del arroyo Duarte multiplicándola por un factor P que se calculó como:

$$p = \frac{\bar{h}_{pD}}{\bar{h}_{cD}} = \frac{550}{630.7} = 0.872$$

donde

\bar{h}_{pD} y \bar{h}_{pC} son los mismos términos definidos anteriormente.

4.3 PERDIDAS

4.3.1 VOLUMEN EXTRAIDO (VDEM).

Se destina a satisfacer la demanda de riego y se supone de acuerdo a la ley de demandas correspondiente a cada alternativa.

Para conocer la demanda, se determinan los cultivos que se adaptan a las condiciones del suelo y clima de la zona, determinándose los porcentajes de cada uno que es conveniente considerar en el futuro aprovechamiento.

De acuerdo con la información proporcionada por un estudio agrológico realizado previamente, se determinaron las láminas de agua requeridas mensualmente para el desarrollo de los cultivos programados.

Los calculos requeridos para determinar la demanda de riego se presentan en la tabla 17 . En la columna 1 se anotaron los cultivos seleccionados. En la columna 2 aparecen los siguientes conceptos:

Precipitación efectiva. Se calcula como el 50% de la precipitación media mensual y corresponde al agua de lluvia que puede ser aprovechada por la planta para su desarrollo. Se obtuvo del registro de la estación León Calzada que es representativa de las condiciones de la zona de riego.

Lámina de Uso Consuntivo.- Es el consumo de agua que requiere la planta para su desarrollo y funciones de evapotranspiración. Se calculó en el estudio agrológico por el método de Blaney - Criddle.

Lámina Neta.- Es la diferencia entre las láminas de uso consuntivo y la precipitación efectiva.

Lámina Neta Ajustada.- Por el procedimiento de aplicación del agua en el riego por gravedad, se estima que no es conveniente aplicar láminas netas inferiores a 10 cm., por lo que los ajustes a la lámina anotada en el tercer renglón, se harán en la siguiente forma:

Láminas menores de 5 cm. en el mes, se consideran cero.

Láminas entre 5 y 10 cm. se consideran de 10 cm.

Lámina Bruta.- En este término se incluyen los conceptos de eficiencia de conducción y aplicación. Se obtiene multiplicando la lámina neta ajustada por el recíproco de la eficiencia total, siendo esta:

Eficiencia Total = Eficiencia de conducción por Eficiencia de aplicación.

TABLA 17

CÁLCULO DE LA LÁMINA BRUTA DE RIEGO.

Proyecto: Presa Cuarte. Municipio: León. Estado: Guanajuato

CULTIVOS	MES	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	
MAIZ	Proc. Efect.	0.608	0.236	0.239	0.513	1.13	6.17	5.20	6.28	9.67	7.38	10.68	11.47	
	L.U.C.						7.7	7.3	13.7	16.1	14.9	11.8		
	L.U.C+P.E.						1.07	1.13	7.18	9.77	9.74	10.85		
	L.V.A.						0	0	13.77	10.0	10.00	10.85		
	L.B.						0	0	20.41	20.41	20.41	21.53		
TRIGO	L.U.C.	4.5	10.5	17.1	15.2									
	L.U.C+P.E.	4.25	10.06	16.36	14.59									
	L.V.A.	0	10.06	16.36	14.59									
	L.B.	0	20.41	20.41	20.78									
ALGARROBA	L.U.C.	4.9	6.5	9.9	13.1	17.5	15.5	16.4	15.1	17.5	19.4	17.4	4.9	
	L.U.C+P.E.	4.70	6.06	9.66	12.59	16.70	11.33	13.50	10.77	6.74	8.56	6.06	4.70	
	L.V.A.	0	10.00	10.00	10.59	15.61	11.33	10.50	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	0
	L.B.	0	20.41	20.41	20.79	21.39	21.10	21.61	20.41	20.41	20.41	20.41	20.41	0
	L.U.C.		3.9	8.5	11.7	11.0	2.7							
FRÍJOL	L.U.C+P.E.		6.66	8.26	11.19	9.37	41.47							
	L.V.A.		0	10.00	11.19	10.00	0							
	L.B.		0	20.41	21.14	20.41	0							
	L.U.C.		1.7	6.8	10.4	16.2	7.7							
CANA	L.U.C+P.E.		1.4	6.56	10.43	10.57	1.5							
	L.V.A.		0	10.00	10.43	10.57	0							
	L.B.		0	20.41	21.01	21.06	0							
	L.U.C.		2.6	5.5	7.7	7.5	6.7							
TOMATE	L.U.C+P.E.		1.93	5.7	7.19	6.77	10.47							
	L.V.A.		0	10.00	10.00	10.00	0							
	L.B.		0	20.41	20.41	20.41	0							

En este caso se consideró lo siguiente:

Eficiencia de conducción = 0.8

Eficiencia de aplicación = 0.75

El cálculo de la ley de demandas se hizo considerando una superficie de 100 Ha., utilizando la tabla 18 que se describe a continuación:

En la columna 1, se enlistan los cultivos seleccionados.

En la columna 2, se especifica la superficie correspondiente a cada cultivo.

En las 12 columnas siguientes se anotó el volumen demandado en el mes correspondiente de acuerdo a las láminas brutas calculadas y a las superficies especificadas en la columna 2, (los valores se anotaron en miles de m^3).

En la última columna se anotó la demanda anual de cada cultivo y se calculó la demanda total mensual y el total anual.

Por último se expresó la demanda mensual como un porcentaje de la demanda anual.

Para conocer el volumen extraído del vaso, se multiplicó el porcentaje de

Tabla 18
 CALCULO DE LA LEY DE DEMANDAS

Proyecto: Presa Duarte Municipio: León Estado: Guanajuato

Volumen en miles de m³.

CULTIVO	HA.	F	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total
Maíz	20							40.82	40.82	40.82	41.66			165.52
Trigo	20	41.06		48.82	59.56									169.44
Alfalfa	20	40.82	40.82	51.38	63.96	46.74	43.22	40.82	40.82	40.82	40.82	40.82	0	349.72
Frijol	25			51.03	57.13	51.03								159.16
Papa	10			20.41	31.61	31.62								85.84
Tomate	5			10.21	10.71	10.21								30.63
Suma:	100	0	81.88	191.29	209.56	159.02	46.24	84.04	81.64	81.64	83.96	40.82	0	1060.31
Dens. FHa. 1:		0.0	0.02	0.18	0.70	0.15	0.04	0.08	0.08	0.08	0.02	0.04	0.0	1

la demanda por la superficie supuesta en cada una de las alternativas (columna de demandas en el resultado del funcionamiento de vaso).

4.3.2 EVAPORACION (VEVA).

El volumen que se pierde por evaporación se calculó multiplicando la lámina evaporada (EVAP), en el mes, por el área media de la superficie libre del agua en el mismo intervalo de tiempo; esto es:

$$VEVA = EVAP (\bar{A})$$

La lámina evaporada se calculó multiplicando los valores medidos en el evaporímetro de la estación Los Castillos (el más cercano a la cuenca del arroyo Duarte) por la constante del aparato, que en este caso es de 0.7 .

4.3.3 VOLUMEN INFILTRADO (VINFI).

Se consideró nulo.

4.3.4 DERRAMES (DERR).

Cuando el volumen de las averías que ingresan al vaso alcanza tal magni

TABLA 19

Datos de evaporación mensual total Estación Los Castillos

Años	Lat.					N. Long.		W.G. Alt.		Estado:					Anual
	E	F	M	A	M	Jun.	Jul.	Ago.	S	O	N	D			
1948	104.0	126.2	185.3	212.6	223.4	271.8	154.9	143.0	121.0	121.8	113.3	110.3	1837.5		
1949	102.0	135.1	217.1	236.8	251.2	193.1	145.4	137.8	122.5	113.8	103.6	97.0	1850.3		
1950	104.0	126.2	185.3	213.5	224.9	184.6	123.9	161.3	121.9	152.6	137.7	116.4	1857.1		
1951	120.0	161.9	179.6	249.8	212.6	197.1	142.9	143.7	118.2	127.5	125.5	117.7	1896.4		
1952	133.9	145.7	225.6	208.0	229.6	151.8	157.8	145.5	119.3	159.6	121.3	97.0	1829.8		
1953	130.6	144.1	216.4	245.1	221.9	199.1	159.8	152.0	125.3	122.6	104.3	69.6	1930.6		
1954	113.7	129.8	220.7	198.3	207.9	184.8	132.8	135.8	139.3	127.5	121.0	113.8	1875.4		
1955	118.2	154.1	225.2	253.3	262.8	193.2	145.1	216.3	79.1	115.1	116.3	116.6	1824.9		
1956	122.5	150.0	214.5	221.6	200.4	165.7	122.1	129.0	127.0	149.9	118.4	103.2	1871.4		
1957	126.1	149.4	199.5	223.4	239.2	205.0	181.9	180.5	145.5	118.8	103.5	111.3	1905.0		
1958	74.9	113.7	190.5	233.2	211.9	145.4	140.2	130.6	92.2	32.4	28.4	59.6	1553.4		
1959	85.2	99.8	149.0	154.4	193.1	131.8	122.2	123.4	112.6	96.2	92.4	78.0	1428.3		
1960	93.9	127.7	190.9	216.2	229.2	248.3	161.6	131.3	112.9	102.1	116.9	72.1	1785.5		
1961	94.8	128.5	167.1	227.9	243.1	156.9	126.4	153.2	128.3	136.9	111.3	97.9	1778.0		
1962	117.6	146.5	201.3	202.0	225.0	205.2	153.8	145.6	100.6	112.6	112.2	77.5	1800.2		
1963	110.7	134.6	178.8	222.3	213.9	157.3	120.5	129.0	127.5	95.9	102.4	79.5	1679.0		
1964	70.1	122.7	164.0	214.9	205.0	182.9	146.2	133.3	99.2	36.5	83.4	76.2	1590.2		
1965	93.9	98.3	125.0	202.2	225.4	178.8	143.2	121.6	112.0	81.9	96.4	70.3	1581.4		
1966	66.4	76.1	126.2	154.6	192.1	152.5	140.3	116.8	109.4	29.5	87.3	69.4	1375.4		
1967	90.0	97.1	138.6	180.0	192.1	137.2	132.3	119.6	81.9	83.4	70.0	63.8	1382.4		
1968	79.8	79.5	116.7	148.2	192.4	168.6	115.3	111.5	103.4	93.4	64.6	51.0	1324.8		
1969	70.2	87.6	149.3	212.6	212.6	211.3	143.1	127.6	111.9	102.5	96.9	72.3	1584.2		
1970	92.0	95.6	173.4	206.1	224.4	162.9	131.6	122.2	74.1	88.4	36.6	15.3	1621.1		

tud que pone en peligro la presa, es necesario descargar parte del agua por la obra de excedencias. El volumen derramado es uno de los resultados que se obtiene de la simulación; depende de los niveles característicos y de la política de operación que se definió en cada una de las alternativas que se simularon (columna de derrames del resultado del funcionamiento del vaso).

4.4 PROCEDIMIENTO DE CALCULO.

Algunos términos de la ec. 4.2 se obtendrán como resultado de la simulación, y dependen en última instancia de la alternativa simulada. Para realizar el cálculo de manera más eficiente, conviene expresar la ec. 4.2 en forma diferente, esto es:

$$V_{i+1} = V_i + X_i - S_i - E_i \quad (\text{ec. 4.3})$$

sujeto a

$$V_m \leq V_{i+1} \leq V_u.$$

donde

V_{i+1} , V_i volúmenes almacenados al final y al principio del mes, respectivamente.

- X_i volumen que ingresó al vaso durante el mes.
Se toma del registro sintético (ICP).
- S_i salidas destinadas a satisfacer la demanda de riego (VDEM); están restringidas por la disponibilidad de agua (V_{i+1} debe ser mayor que un valor mínimo V_m).
- E_i evaporación en el mes i . Es función del nivel medio en el vaso durante el mes i .
- V_m volumen mínimo aceptable en el vaso.
- V_u volumen correspondiente al NAMO.

Debido a que algunos términos de la ec. 4.2 dependen de la elevación y del área del vaso al final del intervalo, es necesario utilizar además las ecuaciones que relacionan el nivel del vaso con el volumen y el área del mismo. Por eso, para cada intervalo de tiempo debe resolverse simultáneamente el sistema de ecuaciones formado por la ec. 4.3 y las ecuaciones:

$$A = f_1 (h) \quad (\text{ec. 4.4})$$

$$y \quad V = f_2 (h) \quad (\text{ec. 4.5})$$

donde

A área del vaso.

h nivel del agua en el vaso.

f_1, f_2 funciones que relacionan el nivel del agua en el vaso con el área de la superficie libre y el volumen almacenado respectivamente. (se obtienen del plano topográfico).

Las curvas de elevaciones -áreas- capacidades que representan la variación del volumen almacenado y de la superficie del embalse con respecto al nivel en el mismo se presentan en la fig. No. 5

El cálculo se desarrolló de la manera siguiente:

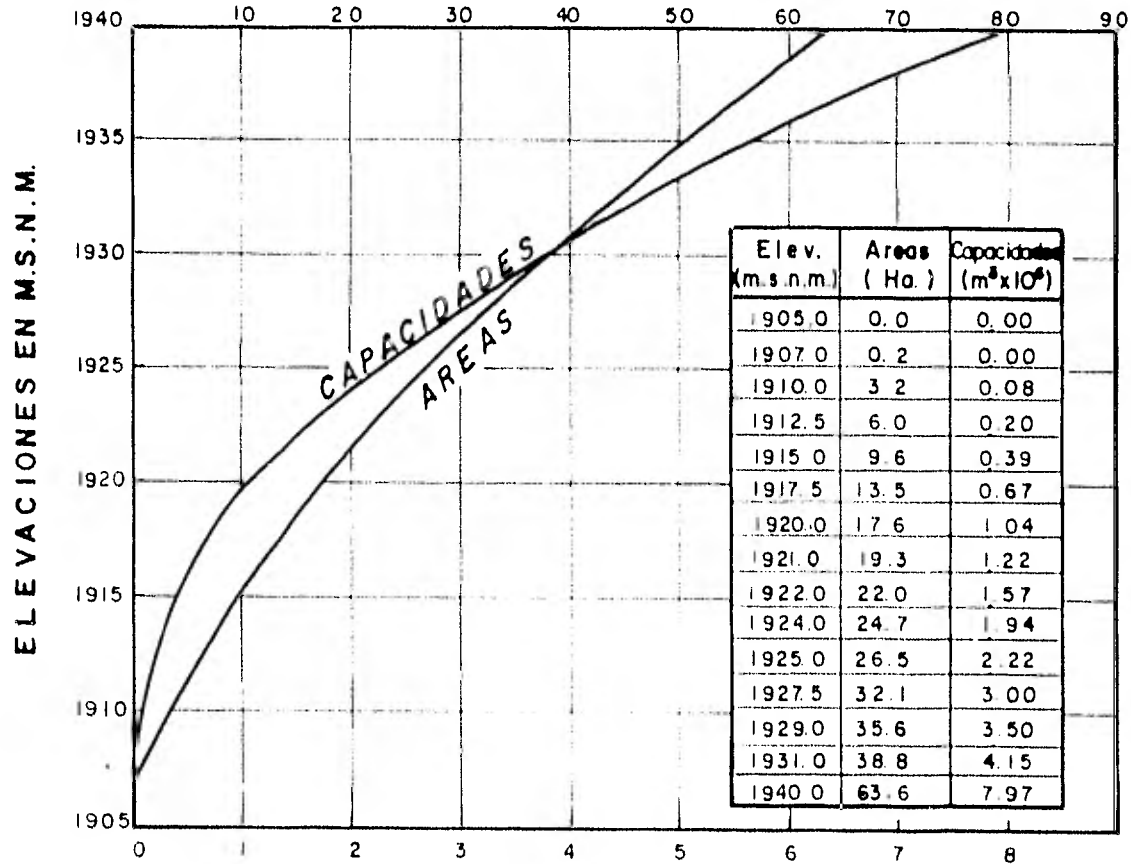
- 1) Se inicia a partir de un nivel inicial h_i y de los valores correspondientes del volumen almacenado, V_i , y el área de la superficie libre A_i .
- 2) Con las entrada y salidas que no dependen del nivel en el vaso, se calculó el volumen al final del intervalo, o sea:

$$V_{i+1} = V_i + ICP - VDEM$$

- 3) Con el volumen obtenido en el paso anterior, se determinan los valores correspondientes de h_{i+1} y A_{i+1} y se calculan los valores medios.

PRESA DUARTE

AREAS EN HECTAREAS



Elev. (m.s.n.m.)	Areas (Ha.)	Capacidades (m³ x 10⁶)
1905.0	0.0	0.00
1907.0	0.2	0.00
1910.0	3.2	0.08
1912.5	6.0	0.20
1915.0	9.6	0.39
1917.5	13.5	0.67
1920.0	17.6	1.04
1921.0	19.3	1.22
1922.0	22.0	1.57
1924.0	24.7	1.94
1925.0	26.5	2.22
1927.5	32.1	3.00
1929.0	35.6	3.50
1931.0	38.8	4.15
1940.0	63.6	7.97

CAPACIDADES EN m³ x 10⁶
CURVA DE ELEVACIONES - AREAS - CAPACIDADES

FIGURA Nº 5

$$\bar{h} = 0.5 (h_i + h_{i+1})$$

$$\bar{A} = 0.5 (A_i + A_{i+1})$$

- 4) Cuando el resultado del cálculo se obtiene un volumen V_{i+1} mayor que V_u , se registra un volumen derramado igual a la diferencia y se considera que $V_{i+1} = V_u$; cuando V_{i+1} es menor que V_m , se consigna un volumen de déficit igual a la diferencia y se considera que $V_{i+1} = V_m$.

- 5) Se calculan las condiciones para el nuevo mes, a partir del paso 2.

Todos estos cálculos se efectuaron con la ayuda de un programa de computadora que toma en cuenta las siguientes restricciones especificadas por la S.A.R.H., en función del número de años de registro que para este caso es igual a 20.

Número de años permitidos con deficiencias	5 %
Número de años seguidos permitidos con deficiencias	3 %
Deficiencia máxima mensual permitida	100 %
Deficiencia máxima anual permitida	50 %
Deficiencia máxima permitida en el período	5 %
Deficiencia máxima en el primer año con deficiencias	50 %
Deficiencia máxima en el segundo año con deficiencias	45 %

Deficiencia máxima en el tercer año con deficiencias	40 %
Suma de deficiencias en 2 años seguidos con deficiencias	65 %
Suma de deficiencias en 3 años seguidos con deficiencias	70 %

Del funcionamiento del vaso se obtuvo que para regar una superficie de 130 Ha. se requiere de una capacidad total de la presa de 6 millones de m³. De esta capacidad 500 000 m³ corresponden al volumen de azolves.

Con estos datos podemos definir con la ayuda de la curva de elevaciones - capacidades las elevaciones del NAMO y del NAMIN que son:

NAMO = 1935.40 M.S.N.M.

NAMIN = 1916.00 M.S.N.M.

El porcentaje de aprovechamiento que se logra con la capacidad de 6 millones de m³ es del 73 % y es bastante bueno.

1743												
MESES	ALMAC.	ENTRADAS	AUXILIOS	DEMANDAS	SALIDA	FILTRACION	AREA MED.	EMPAQ.	DESPACHO	DEFICITO	POSCILINDRO	
ENE	5200.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	44.1	20.1	0.0	0.0	0.0	0.0
FEB	5271.9	0.0	0.0	109.6	109.6	0.0	44.1	15.7	0.0	0.0	0.0	0.0
MAR	5326.7	0.0	0.0	253.7	253.7	0.0	42.2	32.4	0.0	0.0	0.0	0.0
ABR	5332.0	0.0	0.0	278.3	278.3	0.0	39.4	47.9	0.0	0.0	0.0	0.0
MAY	5384.4	0.0	0.0	219.3	219.3	0.0	36.8	46.4	0.0	0.0	0.0	0.0
JUN	5425.3	239.0	0.0	61.3	61.3	0.0	36.7	-11.0	0.0	0.0	0.0	0.0
JUL	5302.7	767.0	0.0	111.5	111.5	0.0	43.6	-27.4	0.0	0.0	0.0	0.0
AGO	5335.0	644.0	0.0	109.3	109.3	0.0	46.6	-22.3	538.9	0.0	0.0	0.0
SEP	5001.0	774.0	0.0	139.3	139.3	0.0	46.7	11.3	554.4	0.0	0.0	0.0
OCT	5200.0	120.0	0.0	111.2	111.2	0.0	46.6	21.0	0.0	0.0	0.0	0.0
NOV	5274.9	0.0	0.0	54.1	54.1	0.0	46.1	32.9	0.0	0.0	0.0	0.0
DIC	5337.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	45.0	34.4	0.0	0.0	0.0	0.0
		2723.0	0.0	1406.1	1406.1	0.0		270.3	1193.2	0.0	0.0	0.0

1744												
MESES	ALMAC.	ENTRADAS	AUXILIOS	DEMANDAS	SALIDA	FILTRACION	AREA MED.	EMPAQ.	DESPACHO	DEFICITO	POSCILINDRO	
ENE	5223.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	45.1	15.3	0.0	0.0	0.0	0.0
FEB	5221.1	0.0	0.0	109.6	109.6	0.0	42.1	15.7	0.0	0.0	0.0	0.0
MAR	5272.4	0.0	0.0	253.7	253.7	0.0	42.5	32.4	0.0	0.0	0.0	0.0
ABR	5322.2	0.0	0.0	278.3	278.3	0.0	39.4	47.9	0.0	0.0	0.0	0.0
MAY	5308.2	0.0	0.0	219.3	219.3	0.0	37.0	46.7	0.0	0.0	0.0	0.0
JUN	5311.5	239.0	0.0	61.3	61.3	0.0	36.7	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0
JUL	5284.5	121.0	0.0	111.5	111.5	0.0	37.5	5.4	0.0	0.0	0.0	0.0
AGO	5232.4	94.0	0.0	109.3	109.3	0.0	37.4	15.7	0.0	0.0	0.0	0.0
SEP	5133.3	57.0	0.0	109.3	109.3	0.0	37.1	-11.3	0.0	0.0	0.0	0.0
OCT	5173.4	0.0	0.0	111.2	111.2	0.0	36.4	23.2	0.0	0.0	0.0	0.0
NOV	5233.3	0.0	0.0	54.1	54.1	0.0	35.5	32.9	0.0	0.0	0.0	0.0
DIC	5227.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	35.2	22.1	0.0	0.0	0.0	0.0
		341.0	0.0	1406.1	1406.1	0.0		330.3	0.0	0.0	0.0	0.0

1750												
MESES	ALMAC.	ENTRADAS	AUXILIOS	DEMANDAS	SALIDA	FILTRACION	AREA MED.	EMPAQ.	DESPACHO	DEFICITO	POSCILINDRO	
ENE	4637.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	34.3	20.4	0.0	0.0	0.0	0.0
FEB	4611.3	0.0	0.0	109.6	109.6	0.0	34.2	15.7	0.0	0.0	0.0	0.0
MAR	4622.7	0.0	0.0	253.7	253.7	0.0	32.5	32.4	0.0	0.0	0.0	0.0
ABR	4777.4	0.0	0.0	278.3	278.3	0.0	31.9	47.9	0.0	0.0	0.0	0.0
MAY	4841.6	0.0	0.0	219.3	219.3	0.0	33.9	35.1	0.0	0.0	0.0	0.0
JUN	4907.7	201.0	0.0	61.3	61.3	0.0	34.5	17.4	0.0	0.0	0.0	0.0
JUL	4721.7	207.0	0.0	111.5	111.5	0.0	33.7	-17.0	0.0	0.0	0.0	0.0
AGO	4847.7	79.0	0.0	109.3	109.3	0.0	33.2	22.7	0.0	0.0	0.0	0.0
SEP	4733.2	224.0	0.0	109.3	109.3	0.0	33.7	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0
OCT	4803.2	3.0	0.0	111.2	111.2	0.0	32.1	37.2	0.0	0.0	0.0	0.0
NOV	4755.1	0.0	0.0	54.1	54.1	0.0	34.0	32.9	0.0	0.0	0.0	0.0
DIC	4871.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	34.4	21.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		700.0	0.0	1406.1	1406.1	0.0		200.2	0.0	0.0	0.0	0.0

RESULTADO DEL FUNCIONAMIENTO DEL VASO

1951

MES	ENTRADAS	AUXILIOS	DEMANDAS	SALIDA	FILTRACION AREA MED.	EVAPOR.	DESBALANCE	DEFICIT	PORCENTO
ENE	3630.7	0.0	0.0	0.0	0.0	34.6	31.3	0.0	0.0
FEB	3619.3	0.0	0.0	100.6	0.0	35.3	39.7	0.0	0.0
MAR	3471.0	0.0	0.0	253.7	0.0	34.4	42.3	0.0	0.0
ABR	3175.0	0.0	0.0	278.3	0.0	32.2	33.9	0.0	0.0
MAY	3342.8	0.0	0.0	210.4	0.0	30.1	35.1	0.0	0.0
JUN	2596.7	428.0	0.0	61.3	0.0	30.5	-11.7	0.0	0.0
JUL	3358.0	137.0	0.0	111.3	0.0	31.9	13.4	0.0	0.0
AGO	2987.2	81.0	0.0	109.3	0.0	31.0	-0.2	0.0	0.0
SEP	2943.1	30.0	0.0	106.3	0.0	31.5	-3.7	0.0	0.0
OCT	2873.7	5.0	0.0	111.2	0.0	30.8	21.8	0.0	0.0
NOV	2750.7	0.0	0.0	54.1	0.0	30.0	24.9	0.0	0.0
DIC	2971.6	0.0	0.0	0.0	0.0	29.7	24.4	0.0	0.0
	6711.1	0.0	0.0	1406.1	0.0		160.4	0.0	0.0

1952

MES	ENTRADAS	AUXILIOS	DEMANDAS	SALIDA	FILTRACION AREA MED.	EVAPOR.	DESBALANCE	DEFICIT	PORCENTO
ENE	2647.1	0.0	0.0	0.0	0.0	29.5	23.4	0.0	0.0
FEB	2621.7	0.0	0.0	130.6	0.0	28.9	29.5	0.0	0.0
MAR	2483.7	0.0	0.0	253.7	0.0	27.3	43.0	0.0	0.0
ABR	2180.3	0.0	0.0	273.3	0.0	23.3	31.3	0.0	0.0
MAY	1677.3	0.0	0.0	210.8	0.0	21.4	11.1	0.0	0.0
JUN	1639.4	517.0	0.0	61.3	0.0	24.2	-12.3	0.0	0.0
JUL	2107.4	48.0	0.0	111.3	0.0	25.7	15.3	0.0	0.0
AGO	2030.0	93.0	0.0	103.3	0.0	23.2	0.2	0.0	0.0
SEP	2011.0	375.0	0.0	108.3	0.0	23.7	2.5	0.0	0.0
OCT	2233.0	0.0	0.0	111.2	0.0	26.1	28.5	0.0	0.0
NOV	2071.0	0.0	0.0	54.1	0.0	24.4	17.3	0.0	0.0
DIC	2019.6	0.0	0.0	0.0	0.0	23.2	14.8	0.0	0.0
	9867.2	0.0	0.0	1406.1	0.0		220.3	0.0	0.0

1953

MES	ENTRADAS	AUXILIOS	DEMANDAS	SALIDA	FILTRACION AREA MED.	EVAPOR.	DESBALANCE	DEFICIT	PORCENTO
ENE	2004.0	0.0	0.0	0.0	0.0	25.0	22.9	0.0	0.0
FEB	1761.7	0.0	0.0	100.6	0.0	24.2	24.9	0.0	0.0
MAR	1843.7	0.0	0.0	253.7	0.0	23.0	34.8	0.0	0.0
ABR	1550.2	0.0	0.0	273.3	0.0	21.7	25.5	0.0	0.0
MAY	1242.4	0.0	0.0	210.8	0.0	18.4	34.1	0.0	0.0
JUN	1001.5	67.0	0.0	61.3	0.0	16.8	0.0	0.0	0.0
JUL	929.3	0.0	0.0	111.3	0.0	16.1	9.1	0.0	0.0
AGO	873.8	151.0	0.0	103.3	0.0	14.1	-4.8	0.0	0.0
SEP	914.3	267.5	0.0	108.3	0.0	17.3	-3.7	0.0	0.0
OCT	1090.2	207.0	0.0	111.2	0.0	18.6	3.0	0.0	0.0
NOV	1190.7	477.0	0.0	54.1	0.0	20.5	-2.0	0.0	0.0
DIC	1562.5	0.0	0.0	0.0	0.0	22.4	14.6	0.0	0.0
	11500.0	0.0	0.0	1406.1	0.0		108.8	0.0	0.0

1954

MESES ALUAC.	ENTRADAS	AUXILIOS	DEMANDAS	SALIDA	FILTRACION AREA	AREA	EXTRAJ.	DEMANDAS	DEFICITS	PURIFICADO
ENE	17507.9	0.0	0.0	0.0	0.0	21.0	27.6	0.0	0.0	
FEB	11782.4	0.0	489.0	191.5	0.0	18.4	19.3	0.0	0.0	
MAR	1424.6	0.0	223.7	231.7	0.0	10.3	30.6	0.0	0.0	
ABR	1147.3	10.0	279.3	279.3	0.0	17.2	21.9	0.0	0.0	
MAY	650.1	50.0	210.9	210.8	0.0	14.6	0.0	0.0	0.0	
JUN	571.3	45.0	51.3	51.3	0.0	13.6	4.0	0.0	0.0	
JUL	573.6	33.0	131.5	111.5	0.0	18.0	-2.8	0.0	0.0	
AUG	320.9	20.0	170.3	170.3	0.0	17.2	2.8	0.0	0.0	
SEPT	473.3	12.0	40.3	40.3	0.0	17.5	3.8	0.0	0.0	
OCT	979.5	122.0	11.2	11.2	0.0	17.5	3.5	0.0	0.0	
NOV	986.3	0.0	38.1	38.1	0.0	16.6	13.5	0.0	0.0	
DIC	917.2	0.0	0.0	0.0	0.0	16.2	12.9	0.0	0.0	
	390.0	0.0	1409.1	1409.1	0.0		149.4	0.0	0.0	

1955

MESES ALUAC.	ENTRADAS	AUXILIOS	DEMANDAS	SALIDA	FILTRACION AREA	AREA	EXTRAJ.	DEMANDAS	DEFICITS	PURIFICADO
ENE	924.3	0.0	0.0	0.0	0.0	18.3	23.2	0.0	0.0	
FEB	131.1	0.0	131.1	131.1	0.0	18.3	13.7	0.0	0.0	
MAR	768.1	0.0	273.7	273.7	0.0	13.1	24.4	0.0	0.0	
ABR	202.0	0.0	273.3	0.0	0.0	10.9	13.0	0.0	0.0	
MAY	421.1	0.0	213.3	213.3	0.0	10.0	14.9	0.0	0.0	
JUN	513.0	11.0	51.3	51.3	0.0	10.0	4.0	0.0	0.0	
JUL	1129.3	74.0	111.5	111.5	0.0	15.1	-0.4	0.0	0.0	
AUG	1502.0	271.0	238.3	103.3	0.0	21.0	0.0	0.0	0.0	
SEPT	1491.9	32.0	111.2	111.2	0.0	24.7	-1.5	0.0	0.0	
OCT	2380.7	0.0	54.1	54.1	0.0	25.1	12.1	0.0	0.0	
NOV	1317.7	0.0	0.0	0.0	0.0	25.0	19.3	0.0	0.0	
DIC	1077.0	0.0	1409.1	1077.0	0.0	24.0	26.3	0.0	0.0	
							109.0	0.0	0.0	
								40.0	31.4	

1956

MESES ALUAC.	ENTRADAS	AUXILIOS	DEMANDAS	SALIDA	FILTRACION AREA	AREA	EXTRAJ.	DEMANDAS	DEFICITS	PURIFICADO
ENE	4907.4	0.0	0.0	0.0	0.0	24.1	21.3	0.0	0.0	
FEB	4969.1	0.0	131.6	131.6	0.0	24.1	21.3	0.0	0.0	
MAR	1111.1	0.0	251.7	251.7	0.0	23.7	34.2	0.0	0.0	
ABR	1226.7	0.0	273.1	273.1	0.0	22.2	27.2	0.0	0.0	
MAY	423.7	0.0	210.3	210.3	0.0	19.7	0.4	0.0	0.0	
JUN	739.2	0.0	61.3	61.3	0.0	16.7	1.4	0.0	0.0	
JUL	729.1	300.0	111.5	111.5	0.0	17.1	-0.2	0.0	0.0	
AUG	1221.0	547.0	103.3	103.3	0.0	21.0	0.0	0.0	0.0	
SEPT	1621.5	78.0	238.3	238.3	0.0	24.0	0.0	0.0	0.0	
OCT	4535.6	3.0	111.2	111.2	0.0	27.0	17.7	0.0	0.0	
NOV	1510.4	7.0	54.1	54.1	0.0	21.3	13.2	0.0	0.0	
DIC	1444.5	0.0	0.0	0.0	0.0	21.0	13.2	0.0	0.0	
			1409.1	1409.1	0.0		179.7	0.0	0.0	

1957



MESES AL AÑO	ENTRADAS	AUXILIOS	DEMANDAS	SALIDA	FILTRACION	AREA MED.	EVAPOR.	DEFRANES	DEFICIT	POPULICIT
ENE	1426.6	0.0	0.0	0.0	0.0	20.9	3.9	0.0	0.0	0.0
FEB	1422.8	0.0	108.9	108.9	0.0	20.9	20.0	0.0	0.0	0.0
MAR	1296.2	0.0	238.7	238.7	0.0	18.7	24.6	0.0	0.0	0.0
ABR	1015.6	0.0	278.3	278.3	0.0	19.7	23.2	0.0	0.0	0.0
MAY	713.9	0.0	210.3	193.7	0.0	12.6	16.0	0.0	10.9	0.0
JUN	509.0	0.0	61.3	61.3	0.0	12.3	9.4	0.0	0.0	0.0
JUL	676.3	126.6	111.5	111.5	0.0	13.6	7.8	0.0	0.0	0.0
AGO	683.9	72.0	104.3	103.3	0.0	13.4	5.7	0.0	0.0	0.0
SEP	638.0	80.0	108.3	103.3	0.0	17.6	-12.3	0.0	0.0	0.0
OCT	1442.0	17.0	111.2	111.2	0.0	21.3	5.5	0.0	0.0	0.0
NOV	1594.4	1.0	44.1	44.1	0.0	21.2	2.4	0.0	0.0	0.0
DIC	1439.1	0.0	1439.1	1395.3	0.0	20.9	146.0	0.0	16.7	0.0
TOTAL	1523.0	0.0	1439.1	1395.3	0.0					

1958

MESES AL AÑO	ENTRADAS	AUXILIOS	DEMANDAS	SALIDA	FILTRACION	AREA MED.	EVAPOR.	DEFRANES	DEFICIT	POPULICIT
ENE	1420.3	0.0	0.0	0.0	0.0	20.9	-2.4	0.0	0.0	0.0
FEB	1422.7	0.0	109.6	109.6	0.0	20.9	19.0	0.0	0.0	0.0
MAR	1298.1	0.0	251.4	251.4	0.0	18.7	21.8	0.0	0.0	0.0
ABR	1017.0	0.0	270.3	270.3	0.0	19.7	23.7	0.0	0.0	0.0
MAY	715.7	0.0	210.0	205.3	0.0	12.6	15.6	0.0	10.5	0.0
JUN	509.0	0.0	61.3	61.3	0.0	13.6	3.2	0.0	0.0	0.0
JUL	677.0	126.6	111.5	111.5	0.0	14.0	-10.4	0.0	0.0	0.0
AGO	682.4	72.0	104.3	103.3	0.0	13.4	-4.8	0.0	0.0	0.0
SEP	1334.8	257.0	108.3	103.3	0.0	21.1	-36.4	0.0	0.0	0.0
OCT	3533.4	1594.0	111.2	111.2	0.0	24.5	-16.7	0.0	0.0	0.0
NOV	5134.0	112.0	44.1	44.1	0.0	21.2	3.7	193.6	0.0	0.0
DIC	6002.0	0.0	1439.1	1395.6	0.0	20.9	13.8	62.2	0.0	0.0
TOTAL	6445.0	0.0	1439.1	1395.6	0.0				10.5	0.0

1959

MESES AL AÑO	ENTRADAS	AUXILIOS	DEMANDAS	SALIDA	FILTRACION	AREA MED.	EVAPOR.	DEFRANES	DEFICIT	POPULICIT
ENE	6000.0	35.0	0.0	0.0	0.0	66.7	37.7	7.2	0.0	0.0
FEB	6000.0	0.0	103.6	103.6	0.0	66.7	33.0	0.0	0.0	0.0
MAR	5022.5	0.0	233.7	233.7	0.0	64.3	40.2	0.0	0.0	0.0
ABR	5073.5	24.0	279.3	279.3	0.0	61.9	20.0	0.0	0.0	0.0
MAY	5295.5	34.0	216.3	216.3	0.0	30.0	20.0	0.0	0.0	0.0
JUN	5641.0	117.0	61.3	61.3	0.0	18.0	-34.7	0.0	0.0	0.0
JUL	5139.4	234.0	111.5	111.5	0.0	14.0	-20.2	0.0	0.0	0.0
AGO	5273.4	252.0	104.3	103.3	0.0	13.4	-7.7	0.0	0.0	0.0
SEP	7411.3	260.0	108.3	103.3	0.0	42.4	-53.3	0.0	0.0	0.0
OCT	5508.3	433.0	111.2	111.2	0.0	44.3	-21.0	0.0	0.0	0.0
NOV	5777.0	91.0	44.1	44.1	0.0	46.0	24.4	0.0	0.0	0.0
DIC	6022.0	30.0	1439.1	1395.6	0.0	46.7	54.9	13.1	0.0	0.0
TOTAL	1523.0	0.0	1439.1	1395.6	0.0				10.5	0.0

1963



MEZ	AL DIA	ENTRADAS	AUXILIOS	DEMANDAS	SALIDA	FILTRACION	AREA	RED.	EMBAR.	DEFICITS	PERCIENTE
JAN	2337.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	20.5	0.0	0.0
FEB	2321.0	0.0	0.0	108.2	101.5	0.0	0.0	0.0	39.7	0.0	0.0
MAR	3153.4	0.0	0.0	233.7	233.7	0.0	0.0	0.0	36.0	0.0	0.0
ABR	2862.8	0.0	0.0	278.3	278.3	0.0	0.0	0.0	62.1	0.0	0.0
MAY	2337.7	41.0	0.0	210.3	210.3	0.0	0.0	0.0	34.5	0.0	0.0
JUN	2337.7	21.0	0.0	0.0	51.3	0.0	0.0	0.0	2.7	0.0	0.0
JUL	2326.1	37.0	0.0	111.3	111.3	0.0	0.0	0.0	28.3	0.0	0.0
AGO	2599.2	14.0	0.0	108.3	108.3	0.0	0.0	0.0	-7.4	0.0	0.0
SEP	2645.2	64.0	0.0	108.3	108.3	0.0	0.0	0.0	29.6	0.0	0.0
OCT	2592.4	42.0	0.0	111.3	111.3	0.0	0.0	0.0	8.5	0.0	0.0
NOV	2513.4	0.0	0.0	54.1	54.1	0.0	0.0	0.0	20.9	0.0	0.0
DIC	2443.9	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	28.4	0.0	0.0
		745.0	0.0	1406.1	1406.1	0.0	0.0	0.0	201.1	0.0	0.0

1964

MEZ	AL DIA	ENTRADAS	AUXILIOS	DEMANDAS	SALIDA	FILTRACION	AREA	RED.	EMBAR.	DEFICITS	PERCIENTE
JAN	2450.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
FEB	2405.0	0.0	0.0	109.0	109.0	0.0	0.0	0.0	37.9	0.0	0.0
MAR	2351.5	0.0	0.0	233.7	233.7	0.0	0.0	0.0	20.5	0.0	0.0
ABR	2075.2	0.0	0.0	273.3	273.3	0.0	0.0	0.0	54.5	0.0	0.0
MAY	1761.3	0.0	0.0	210.3	210.3	0.0	0.0	0.0	32.0	0.0	0.0
JUN	1550.5	20.0	0.0	0.0	61.3	0.0	0.0	0.0	32.0	0.0	0.0
JUL	1594.5	18.0	0.0	111.3	111.3	0.0	0.0	0.0	23.7	0.0	0.0
AGO	1332.3	37.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0
SEP	2111.2	60.0	0.0	0.0	108.3	0.0	0.0	0.0	24.9	0.0	0.0
OCT	2640.9	212.0	0.0	111.3	111.3	0.0	0.0	0.0	-36.1	0.0	0.0
NOV	2730.4	23.0	0.0	34.1	34.1	0.0	0.0	0.0	41.4	0.0	0.0
DIC	2683.7	4.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	30.0	0.0	0.0
		1763.0	0.0	1476.1	1476.1	0.0	0.0	0.0	131.0	0.0	0.0
									339.0	0.0	0.0

1965

MEZ	AL DIA	ENTRADAS	AUXILIOS	DEMANDAS	SALIDA	FILTRACION	AREA	RED.	EMBAR.	DEFICITS	PERCIENTE
JAN	1974.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
FEB	2062.5	0.0	0.0	129.5	129.5	0.0	0.0	0.0	39.2	0.0	0.0
MAR	2571.3	0.0	0.0	233.7	233.7	0.0	0.0	0.0	37.0	0.0	0.0
ABR	2247.8	0.0	0.0	273.3	273.3	0.0	0.0	0.0	25.7	0.0	0.0
MAY	1911.3	0.0	0.0	210.3	210.3	0.0	0.0	0.0	32.0	0.0	0.0
JUN	1677.7	70.0	0.0	0.0	61.3	0.0	0.0	0.0	22.3	0.0	0.0
JUL	1600.0	45.0	0.0	111.3	111.3	0.0	0.0	0.0	15.4	0.0	0.0
AGO	2133.3	82.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-4.1	0.0	0.0
SEP	2723.0	120.0	0.0	0.0	108.3	0.0	0.0	0.0	27.7	0.0	0.0
OCT	4213.0	1390.0	0.0	111.3	111.3	0.0	0.0	0.0	-58.7	0.0	0.0
NOV	3433.2	23.0	0.0	34.1	34.1	0.0	0.0	0.0	27.5	0.0	0.0
DIC	5411.0	17.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	13.2	0.0	0.0
		4263.0	0.0	1476.1	1476.1	0.0	0.0	0.0	129.3	0.0	0.0

AGOSTO 1965

MES	ENTRADAS	AVUELLIS	DEMANDAS	SALIDA	FILTRACION	AREA MED.	EVAP.	DEMANDA	DEFICIT	EFICIENCIA
ENE	3400.0	3.0	0.0	0.0	0.0	41.2	19.4	0.0	0.0	0.0
FEB	1198.0	3.0	0.0	101.6	0.0	41.2	0.0	0.0	0.0	0.0
MAR	1311.0	6.0	0.0	373.7	0.0	39.6	0.0	0.0	0.0	0.0
ABR	3039.7	11.0	0.0	279.3	0.0	37.2	0.0	0.0	0.0	0.0
MAY	5742.1	1.0	0.0	310.3	0.0	38.1	0.0	0.0	0.0	0.0
JUN	5922.1	3.0	0.0	0.0	0.0	38.0	0.0	0.0	0.0	0.0
JUL	6455.4	6.0	0.0	0.0	0.0	38.0	0.0	0.0	0.0	0.0
AGO	8758.7	3.0	0.0	111.5	0.0	38.0	0.0	0.0	0.0	0.0
SEP	9000.0	3.0	0.0	0.0	0.0	38.0	0.0	0.0	0.0	0.0
OCT	6000.0	0.0	0.0	199.3	0.0	41.0	0.0	0.0	0.0	0.0
NOV	3000.0	0.0	0.0	109.3	0.0	41.0	0.0	0.0	0.0	0.0
DIC	2942.5	2.0	0.0	11.2	0.0	40.7	0.0	0.0	0.0	0.0
TOTAL	49531.0	2.0	0.0	3400.1	0.0	40.2	0.0	0.0	0.0	0.0

AGOSTO 1967

MES	ENTRADAS	AVUELLIS	DEMANDAS	SALIDA	FILTRACION	AREA MED.	EVAP.	DEMANDA	DEFICIT	EFICIENCIA
ENE	3750.0	3.0	0.0	0.0	0.0	46.4	11.0	0.0	0.0	0.0
FEB	3000.0	3.0	0.0	103.0	0.0	46.2	0.0	0.0	0.0	0.0
MAR	5000.0	2.0	0.0	273.7	0.0	44.0	0.0	0.0	0.0	0.0
ABR	2000.0	0.0	0.0	320.3	0.0	42.1	0.0	0.0	0.0	0.0
MAY	3161.4	7.0	0.0	210.9	0.0	39.7	0.0	0.0	0.0	0.0
JUN	5072.0	0.0	0.0	0.0	0.0	38.2	0.0	0.0	0.0	0.0
JUL	2600.0	0.0	0.0	0.0	0.0	38.0	0.0	0.0	0.0	0.0
AGO	5222.7	3.0	0.0	111.5	0.0	38.0	0.0	0.0	0.0	0.0
SEP	2000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	41.0	0.0	0.0	0.0	0.0
OCT	3000.0	0.0	0.0	199.3	0.0	44.2	0.0	0.0	0.0	0.0
NOV	3000.0	0.0	0.0	111.2	0.0	40.7	0.0	0.0	0.0	0.0
DIC	5000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	40.0	0.0	0.0	0.0	0.0
TOTAL	41751.0	0.0	0.0	3400.1	0.0	40.0	0.0	0.0	0.0	0.0

AGOSTO 1969

MES	ENTRADAS	AVUELLIS	DEMANDAS	SALIDA	FILTRACION	AREA MED.	EVAP.	DEMANDA	DEFICIT	EFICIENCIA
ENE	3000.0	3.0	0.0	0.0	0.0	46.7	0.0	0.0	0.0	0.0
FEB	3000.0	3.0	0.0	101.6	0.0	46.7	0.0	0.0	0.0	0.0
MAR	5000.0	3.0	0.0	273.7	0.0	44.0	0.0	0.0	0.0	0.0
ABR	2000.0	0.0	0.0	320.3	0.0	42.1	0.0	0.0	0.0	0.0
MAY	3000.0	7.0	0.0	210.9	0.0	39.7	0.0	0.0	0.0	0.0
JUN	5000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	38.2	0.0	0.0	0.0	0.0
JUL	2000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	38.0	0.0	0.0	0.0	0.0
AGO	5000.0	3.0	0.0	111.5	0.0	38.0	0.0	0.0	0.0	0.0
SEP	2000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	41.0	0.0	0.0	0.0	0.0
OCT	3000.0	0.0	0.0	199.3	0.0	44.2	0.0	0.0	0.0	0.0
NOV	3000.0	0.0	0.0	111.2	0.0	40.7	0.0	0.0	0.0	0.0
DIC	5000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	40.0	0.0	0.0	0.0	0.0
TOTAL	40731.0	0.0	0.0	3400.1	0.0	40.0	0.0	0.0	0.0	0.0

ANO	ENTRADAS	AUXILIOS	DEMANDAS	SALIDA	FILTRACION AREA	RED.	EVAPOR.	DEMANDAS	DEFICITS	PERCENTO
1969										
MES ALMAC.	3823.9	0.0	0.0	0.0	0.0	49.3	19.5	0.0	0.0	0.0
FEB	3835.4	0.0	0.0	103.6	0.0	44.7	27.0	0.0	0.0	0.0
MAR	5397.3	0.0	0.0	531.7	0.0	44.5	44.5	0.0	0.0	0.0
ABR	5461.6	0.0	0.0	273.3	0.0	40.1	49.7	0.0	0.0	0.0
MAY	5073.6	0.0	0.0	131.3	0.0	37.6	45.0	0.0	0.0	0.0
JUN	4817.7	40.0	0.0	61.3	0.0	36.3	32.3	0.0	0.0	0.0
JUL	4764.1	309.0	0.0	111.5	0.0	30.3	17.6	0.0	0.0	0.0
AUG	4999.9	55.0	0.0	109.3	0.0	37.5	27.0	0.0	0.0	0.0
SEP	4867.7	74.0	0.0	109.3	0.0	36.1	34.2	0.0	0.0	0.0
OCT	4784.3	27.0	0.0	111.2	0.0	34.3	19.4	0.0	0.0	0.0
NOV	4681.3	0.0	0.0	54.1	0.0	35.0	23.6	0.0	0.0	0.0
DIC	4603.5	0.0	0.0	0.0	0.0	34.4	27.4	0.0	0.0	0.0
	438.0	0.0	0.0	1406.1	0.0		266.4	0.0	0.0	0.0
1970										
MES ALMAC.	100.0	0.0	0.0	0.0	0.0	34.4	22.2	0.0	0.0	0.0
FEB	4586.4	0.0	0.0	103.6	0.0	33.4	17.9	0.0	0.0	0.0
MAR	4437.4	0.0	0.0	431.7	0.0	34.0	39.0	0.0	0.0	0.0
ABR	4144.3	0.0	0.0	273.3	0.0	37.0	45.2	0.0	0.0	0.0
MAY	3829.3	0.0	0.0	219.8	0.0	34.2	53.2	0.0	0.0	0.0
JUN	3525.3	109.0	0.0	64.3	0.0	35.0	47.4	0.0	0.0	0.0
JUL	3602.4	235.0	0.0	111.5	0.0	34.4	15.9	0.0	0.0	0.0
AUG	3742.1	578.0	0.0	109.3	0.0	32.2	22.3	0.0	0.0	0.0
SEP	4244.1	772.0	0.0	109.3	0.0	34.3	44.3	0.0	0.0	0.0
OCT	4909.2	305.0	0.0	111.2	0.0	36.1	18.9	0.0	0.0	0.0
NOV	5089.8	1.0	0.0	54.1	0.0	34.7	23.6	0.0	0.0	0.0
DIC	5010.1	1007.0	0.0	0.0	0.0	36.0	40.9	0.0	0.0	0.0
				1406.1	0.0		207.3	0.0	0.0	0.0

CAPACIDAD TOTAL 6000.000 CAPACIDAD RESERVA 500.000 CAPACIDAD INICIAL 1500.000

EXTRAS. AJUSTAL 1400.24
 PORCENTAJE APROXIMACION 77.21
 PORCENTAJE DE RESERVAS 10.56
 PORCENTAJE DE EVAPORACION 10.24
 PORCENTAJE FILTRACION 9.09
 PORCENTAJE DE DEFICIT 4.52

ENTRADAS TOTALES 42870
 SALIDAS TOTALES 32817
 DEFICITS TOTALES 7102
 EVAPORACION TOTALES 4649
 FILTRACIONES TOTALES 6

V. TRANSITO DE LA AVENIDA DE DISEÑO

El tránsito de avenidas es una técnica que se emplea para conocer el cambio de forma y el desplazamiento en el tiempo del hidrograma de entrada al vaso de una presa.

El tránsito de la avenida máxima a través del vaso de almacenamiento permite dimensionar la obra de excedencias y fijar el nivel máximo que alcanzará el agua en la presa (NAME).

En el cálculo teórico del cambio de forma del hidrograma se considera la ecuación de continuidad que para un cierto volumen es:

$$I - O = \frac{dv}{dt} \quad (\text{ec. 5.1})$$

donde

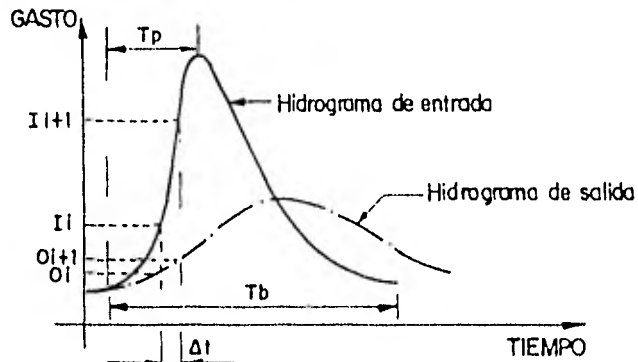
I gasto de entrada al vaso

O gasto de salida del vaso

$\frac{dv}{dt}$ variación del almacenamiento v en el tiempo t .

Para resolver la ec. 5.1 se puede utilizar el siguiente esquema de diferencias finitas

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} = \frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t} \quad (\text{ec. 5.2})$$



donde

Δt intervalo de tiempo seleccionado para efectuar los cálculos del tránsito.

$i, i+1$ subíndices que representan los valores de las variables al inicio y al final del intervalo de tiempo.

Para no afectar la precisión de los cálculos se utilizará un intervalo de tiempo pequeño

$$\Delta t \approx 0.1 t_p$$

A fin de alcanzar los objetivos al realizar el tránsito de la avenida, es necesario establecer una relación entre el almacenamiento en el vaso y los gastos de salida. Para esto es necesario manejar 2 tipos de curvas: la de elevaciones - volúmenes de almacenamiento del vaso, y la de elevaciones - gastos de salida por la obra de excedencias.

La primera curva se obtiene a partir de los planos topográficos del vaso; la segunda es la curva de descargas del vertedor, que está dada por la ecuación

$$Q = CL (h-H)^{3/2} \quad (\text{ec. 5.3})$$

donde

- H elevación de la cresta del vertedor
 - L longitud del vertedor
 - C coeficiente de descarga del vertedor
 - h elevación del espejo del agua en el vaso
- ($h > H$)

Mediante estas dos curvas se puede conocer, para cada volumen almacenado en la presa, la elevación del agua y con esta el gasto de salida, y de ahí la relación volumen de almacenamiento - gasto de salida.

Para llevar a cabo el tránsito de la avenida se hicieron las siguientes consideraciones

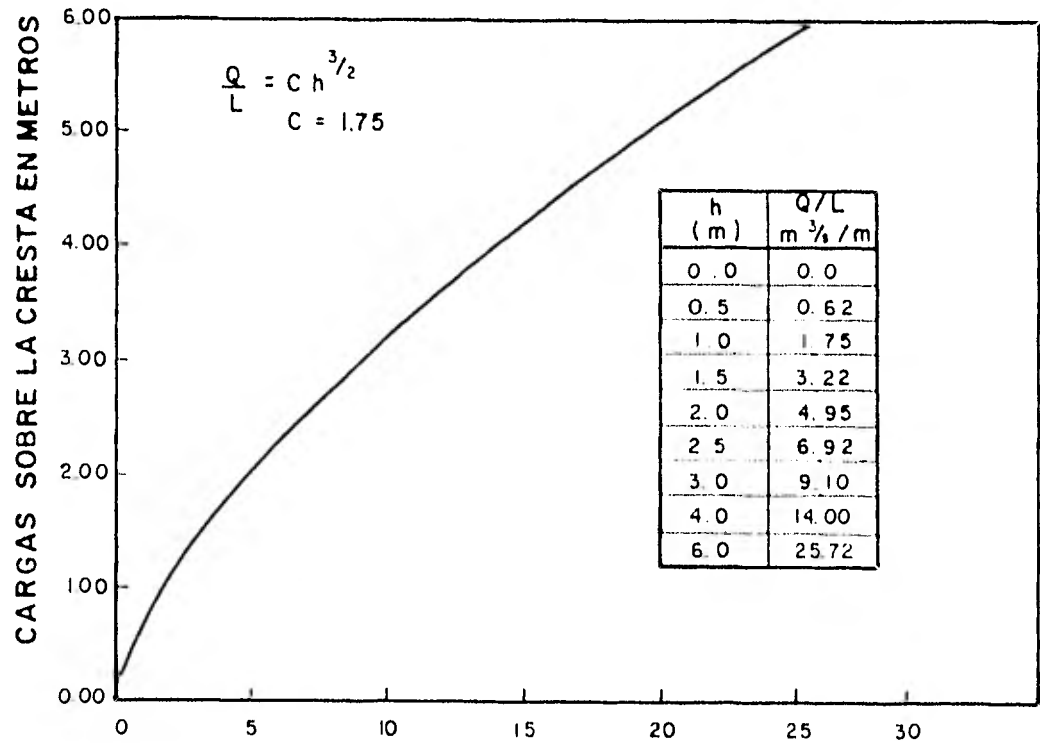
- a) Se transitó el hidrograma de la avenida máxima con un período de retorno de 10 000 años. (Ver figura 4)
- b) El nivel del agua en el vaso en el instante en que llega a la presa esta avenida es el NAMO y corresponde a la elevación 1935.40 m.
- c) El gasto de salida en el instante en que llega la avenida a la presa es de cero.
- d) El gasto de salida por la obra de toma se supuso nulo.
- e) Los datos de las curvas elevaciones - volúmenes de almacenamiento y elevaciones - gastos de salida se dieron en parejas de valores entre las cuales se hacen interpolaciones lineales para obtener valores intermedios. (figuras 5 y 6)
- f) Debido a las condiciones topográficas y geológicas del sitio se utilizará un vertedor de cresta ancha con $C \approx 1.75$.

5.1 METODO NUMERICO PARA RESOLVER EL TRANSITO DE AVENIDAS

Haciendo algunas transformaciones la ec. 5.2 se puede escribir como

$$I_i + I_{i+1} + \frac{2V_i}{\Delta t} - O_i = \frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1} \quad (\text{ec. 5.4})$$

en la cual se desconocen los valores de O_{i+1} y V_{i+1} .



CURVA DE CARGAS - DESCARGAS UNITARIAS
VERTEDOR DE CRESTA ANCHA, PRESA DUARTE

FIGURA Nº 6

Para resolver la ec. 5.4 se realiza el procedimiento siguiente:

- 1) Se conocen V_i , I_i , I_{i+1} , O_i , h_i (para $i=1$ son los datos iniciales) y se toma $k=0$.
- 2) Se calcula V_{i+1} de la ec. 5.4.
- 3) Con V_{i+1} se obtiene de la curva elevaciones - volúmenes de almacenamiento la elevación h_{i+1} .
- 4) Con h_{i+1} , utilizando la curva elevaciones - gasto de salida de la obra de excedencias, se obtiene O_{i+1} .
- 5) Se hace $k = k+1$ y si k es menor que 3 se regresa al paso (2), de otro modo se continúa con el paso (6).
- 6) El valor de O_{i+1} corresponde el gasto de salida del intervalo de tiempo en cuestión.
- 7) Se toma $i = i+1$ y se regresa al paso (1) tantas veces como se requiera para definir el hidrograma de salida.

El tránsito de la avenida se realizó con la ayuda de un programa de computadora que resuelve el método numérico presentado anteriormente y los resultados se muestran a continuación:

TRANSITO DE LA AVENIDA

L = 6 m

TIEMPO	GASTOS DE ENTRADA	GASTOS DE SALIDA		VOL ALMACENADO		ELEVACIONES	D COMP
		CONTROL	LIBRE	TOTAL			
HRS	M3/S		M3/S		LITROS	M	
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	6.018	1935.400	
0.2	40.000	0.000	0.000	0.000	6.035	1935.442	0
0.5	115.000	0.000	1.521	1.521	6.104	1935.603	0
0.7	171.579	0.000	3.756	3.756	6.231	1935.903	0
1.0	194.000	0.000	8.830	8.830	6.350	1936.222	0
1.2	171.579	0.000	15.091	15.091	6.553	1936.660	0
1.5	176.364	0.000	21.631	21.631	6.702	1937.011	0
1.8	146.061	0.000	27.645	27.645	6.824	1937.301	0
2.0	126.988	0.000	32.531	32.531	6.917	1937.520	0
2.3	94.098	0.000	36.239	36.239	6.984	1937.677	0
2.5	71.202	0.000	38.571	38.571	7.026	1937.775	0
2.8	57.244	0.000	39.838	39.838	7.048	1937.829	0
3.0	51.943	0.000	40.559	40.559	7.061	1937.859	0
3.3	43.643	0.000	40.986	40.986	7.069	1937.877	0
3.5	41.343	0.000	41.136	41.136	7.071	1937.884	0
3.7	38.042	0.000	41.812	41.812	7.070	1937.879	0
4.0	30.242	0.000	40.631	40.631	7.063	1937.862	0
4.3	25.442	0.000	40.014	40.014	7.052	1937.836	0
4.5	20.141	0.000	39.165	39.165	7.037	1937.800	0
4.8	14.841	0.000	38.100	38.100	7.018	1937.755	0
5.0	9.541	0.000	36.828	36.828	6.995	1937.702	0
5.3	4.240	0.000	35.359	35.359	6.969	1937.639	0

STOP

BYE

TRANSITO DE LA AVENIDA

L = 8 m

TIEMPO HRS	GASTOS DE ENTRADA MJS	GASTOS DE SALIDA		VOL. ALMACENADO 100 LMS	ELEVACIONES M	D COMP
		CONTROL	LIBRE			
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	6.018	1935.440
0.2	40.000	0.000	0.417	0.417	6.035	1935.442
0.5	115.000	0.000	2.021	2.021	6.104	1935.604
0.7	171.579	0.000	4.962	4.962	6.230	1935.900
1.0	194.000	0.000	11.650	11.650	6.307	1936.270
1.2	191.079	0.000	19.771	19.771	6.346	1936.645
1.5	176.364	0.000	28.105	28.105	6.690	1936.585
1.8	146.061	0.000	35.694	35.694	6.807	1937.259
2.0	120.488	0.000	41.482	41.482	6.892	1937.460
2.3	96.098	0.000	45.896	45.896	6.950	1937.597
2.5	71.707	0.000	48.269	48.269	6.983	1937.675
2.8	51.944	0.000	49.319	49.319	6.997	1937.708
3.0	51.943	0.000	49.662	49.662	7.002	1937.719
3.3	46.643	0.000	49.639	49.639	7.002	1937.719
3.5	41.343	0.000	49.261	49.261	6.997	1937.707
3.7	36.042	0.000	48.569	48.569	6.988	1937.685
4.0	30.742	0.000	47.576	47.576	6.974	1937.653
4.3	25.442	0.000	46.306	46.306	6.957	1937.613
4.5	20.141	0.000	44.772	44.772	6.937	1937.564
4.8	14.841	0.000	43.005	43.005	6.913	1937.508
5.0	9.541	0.000	41.004	41.004	6.886	1937.445
5.3	4.240	0.000	38.890	38.890	6.857	1937.374

STOP

TRANSITO DE LA AVENIDA

L = 10 m

TIEMPO HRS	GASTOS DE ENTRADA		GASTOS DE SALIDA		VOL. ALMACENADO		D. CORR.	
	MJ/S		CONTROL	LIBRE	TOTAL	ELERACIONES		
	MJ/S		MJ/S		10E6M3	M		
0.0	0.000		0.000	0.000	0.000	6.018	1935.400	
0.2	40.000		0.000	0.519	0.519	6.035	1935.442	0
0.5	115.000		0.000	2.517	2.517	6.104	1935.608	0
0.7	171.579		0.000	4.170	4.170	6.229	1935.898	0
1.0	194.000		0.000	14.407	14.407	6.384	1936.273	0
1.2	191.579		0.000	24.287	24.287	6.540	1936.631	0
1.5	176.364		0.000	34.236	34.236	6.679	1936.959	0
1.8	166.061		0.000	43.224	43.224	6.790	1937.219	0
2.0	129.488		0.000	49.611	49.611	6.860	1937.193	0
2.3	98.098		0.000	54.319	54.319	6.918	1937.522	0
2.5	71.707		0.000	56.695	56.695	6.944	1937.503	0
2.8	57.244		0.000	57.320	57.320	6.951	1937.599	0
3.0	51.943		0.000	57.094	57.094	6.948	1937.593	0
3.3	46.643		0.000	56.455	56.455	6.942	1937.577	0
3.5	41.343		0.000	55.440	55.440	6.931	1937.551	0
3.7	36.042		0.000	54.084	54.084	6.915	1937.516	0
4.0	30.742		0.000	52.410	52.410	6.898	1937.471	0
4.3	25.442		0.000	50.447	50.447	6.878	1937.424	0
4.5	20.141		0.000	48.372	48.372	6.851	1937.368	0
4.8	14.841		0.000	46.184	46.184	6.827	1937.304	0
5.0	9.541		0.000	43.773	43.773	6.797	1937.234	0
5.3	4.240		0.000	41.154	41.154	6.765	1937.159	0

STOP

.BYE

TRANSITO DE LA AVENIDA

L = 12 m

TIEMPO HRS	GASIOS DE ENTRADA		GASIOS DE SALIDA		VOL ALBACENADO		ELEVACIONES M	D. CONF
	M3/S	M3/S	CONTROL	LIPRE	TOTAL	1016M3		
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	6.018	1935.400	
0.2	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	6.015	1935.442	0
0.5	115.000	0.000	0.000	0.000	0.000	6.103	1935.692	0
0.7	121.527	0.000	0.000	0.000	0.000	6.228	1935.895	0
1.0	194.000	0.000	17.107	17.107	17.107	6.361	1936.256	0
1.2	191.579	0.000	20.640	20.640	20.640	6.534	1936.617	0
1.5	176.364	0.000	40.034	40.034	40.034	6.669	1936.934	0
1.8	156.061	0.000	50.262	50.262	50.262	6.773	1937.180	0
2.0	120.408	0.000	57.266	57.266	57.266	6.845	1937.348	0
2.2	76.098	0.000	61.959	61.959	61.959	6.889	1937.452	0
2.5	71.707	0.000	63.971	63.971	63.971	6.908	1937.497	0
2.8	57.244	0.000	64.029	64.029	64.029	6.908	1937.498	0
3.0	51.943	0.000	63.026	63.026	63.026	6.900	1937.478	0
3.3	45.343	0.000	61.743	61.743	61.743	6.888	1937.450	0
3.5	41.343	0.000	60.035	60.035	60.035	6.873	1937.413	0
3.7	36.042	0.000	58.153	58.153	58.153	6.855	1937.370	0
4.0	30.742	0.000	56.050	56.050	56.050	6.833	1937.318	0
4.2	25.442	0.000	54.483	54.483	54.483	6.809	1937.262	0
4.5	20.141	0.000	51.968	51.968	51.968	6.782	1937.199	0
4.8	14.841	0.000	49.729	49.729	49.729	6.754	1937.131	0
5.0	9.541	0.000	45.183	45.183	45.183	6.722	1937.058	0
5.3	4.240	0.000	41.745	41.745	41.745	6.689	1936.980	0

57

STOP

TRANSITO DE LA AVENIDA

L = 15 m

TIEMPO GASTOS DE ENTORNO GASTOS DE SOLIDA VEH. ALMACENADO
 CONTROL. LIBRE TOTAL ELEVACIONES D COMP

HRS	M3/S	M3/S	M3/S	TOTAL	M	H	D COMP
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	6.018	1935.400	
0.2	40.000	0.000	0.774	0.774	6.035	1935.147	0
0.5	115.000	0.000	3.710	3.710	6.103	1935.001	0
0.7	171.229	0.000	7.132	7.132	6.226	1935.091	0
1.0	194.000	0.000	21.044	21.044	6.377	1936.246	0
1.2	191.579	0.000	34.079	34.079	6.525	1936.596	0
1.5	176.364	0.000	48.198	48.198	6.654	1936.898	0
1.8	146.061	0.000	59.970	59.970	6.750	1937.125	0
2.0	120.488	0.000	67.629	67.629	6.813	1937.272	0
2.1	22.098	0.000	71.881	71.881	6.847	1937.354	0
2.5	71.707	0.000	73.141	73.141	6.857	1937.379	0
2.8	57.244	0.000	72.197	72.197	6.850	1937.360	0
3.0	51.743	0.000	70.309	70.309	6.835	1937.324	0
3.3	46.643	0.000	68.098	68.098	6.817	1937.281	0
3.5	41.343	0.000	65.570	65.570	6.797	1937.233	0
3.7	36.042	0.000	62.751	62.751	6.773	1937.178	0
4.0	30.742	0.000	59.672	59.672	6.749	1937.119	0
4.3	25.442	0.000	56.371	56.371	6.722	1937.056	0
4.5	20.141	0.000	52.855	52.855	6.693	1936.988	0
4.8	14.841	0.000	49.155	49.155	6.663	1936.917	0
5.0	9.541	0.000	45.743	45.743	6.631	1936.842	0
5.3	4.240	0.000	42.271	42.271	6.598	1936.761	0

STOP

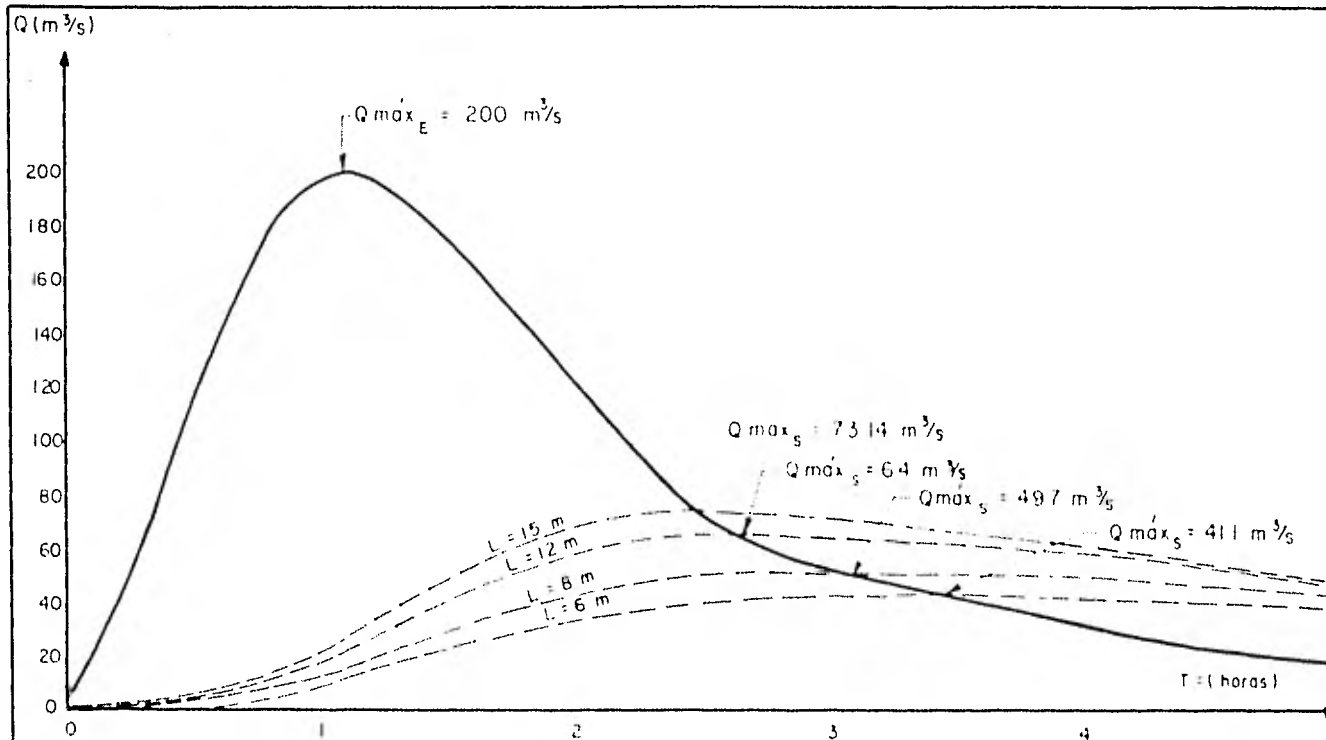
RDH1:LINK

Suponiendo varias longitudes de cresta, se obtuvieron los gastos máximos de descarga y el N.A.M.E. correspondientes a cada alternativa.

Longitud de cresta (L) (metros)	Gasto máximo de descarga (m ³ /s)	N.A.M.E. (m.s.n.m.)
6	41	1397.88
3	50	1937.72
10	57	1937.60
12	64	1937.50
15	73	1937.38

En los resultados del tránsito de avenidas, realizado para diferentes anchos del vertedor, se aprecia que la regulación en el vaso es muy buena para todas las longitudes de cresta analizadas y que únicamente en avenidas extraordinarias se rebasaría la capacidad del Arroyo Duarte aguas abajo de la presa, que es de aproximadamente 30 m³/s (Ver figura 7).

Como se puede apreciar en la tabla anterior, a cada longitud de cresta del vertedor le corresponde un N.A.M.E. y por lo tanto una altura de la cortina. Un estudio económico adicional permitiría conocer la longitud de cresta óptima, de tal manera que el costo de la obra cortina y vertedor sea mínimo.



HIDROGRAMAS DE ENTRADA Y SALIDA PARA DIFERENTES LONGITUDES DEL VERTEDOR, PRESA DUARTE (TR=10000 AÑOS)

FIGURA N° 7

VI. CONCLUSIONES

Debido a los problemas surgidos por la escasez del agua en la mayor parte del país, se debe buscar que todas las presas que en el futuro se construyan en México, no solo cumplan con la función de regulación, sino que también deben ser almacenadoras, de tal manera que el agua retenida pueda ser utilizada para satisfacer necesidades de riego, agua potable, etc.

En particular, la construcción de la Presa Duarte permitiría cumplir con ambos objetivos, ya que regularía las avenidas de tal manera que pudieran ser manejadas por el cauce del arroyo Duarte aguas abajo de la presa y además brindaría un apoyo de medio riego a cerca de 130 has., que actualmente son de temporal.

Los resultados obtenidos en los estudios hidrológicos donde se utilizan métodos semiempíricos, deben ser manejados con mucho cuidado, ya que debido a que estos métodos fueron deducidos en zonas con características fisiográficas específicas, si no se establece un punto de comparación se pueden obtener resultados muy alejados de la realidad.

En este trabajo la altura del N.A.M.O. se definió por medio del fun-

cionamiento de vaso, considerando que se deberían de satisfacer los requerimientos de agua de 130 hectáreas de medio riego, que son las que se desean beneficiar con la presa Duarte. Sin embargo, en otras circunstancias la superficie a beneficiar no está definida, y en ese caso se requiere de un estudio económico complementario para definir la altura óptima de la cortina, de tal manera que la relación entre el beneficio obtenido por la producción en la zona de riego y el costo de las obras, sea máxima.

Ya que en la zona no se cuenta con ninguna estación que realice la medición del gasto sólido en la corriente, el volumen de la presa destinado a la capacidad de azolves se consideró de 500 000 m³, tomando en consideración la capacidad de azolves de presas cercanas y que han tenido un funcionamiento aceptable.

Los resultados arrojados por el funcionamiento de vaso confirman que la adopción del sistema de medio riego, definido en el estudio agrológico es correcto, debido a que el aprovechamiento de la corriente es óptimo y no sobra agua para ser utilizada en la época de lluvias.

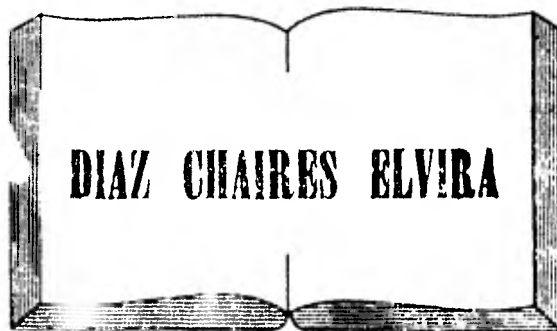
Una vez determinado el N.A.M.E. se debe considerar un bordo libre para definir la altura total de la cortina.

En este trabajo, los temas presentados se desarrollaron detalladamente teniendo siempre presente la posibilidad de que sirva como material de consulta en estudios similares.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1.- Springall Rolando, "Esgurrimento en Cuencas Grandes", Publicación 146, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1969.
- 2.- Springall Rolando, "Drenaje en Cuencas Pequeñas", Publicación 143, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1969.
- 3.- Comisión Federal de Electricidad, "Manual de Diseño de Obras Civiles", Hidrotecnia, A.1.9 Simulación del Funcionamiento de un Vaso, 1980.
- 4.- Comisión Federal de Electricidad, "Manual de Diseño de Obras Civiles", Hidrotecnia, A.1.8. Tránsito de Avenidas en Vasos, 1980.
- 5.- Secretaría de Recursos Hidráulicos, "Pequeños Almacenamientos", Plan Nacional de Obras de Riego para el Desarrollo Rural, 1980.

TESIS



Tesis por computadora

**Medicina 25 Local 2
Tel. 550-87-98**

**Frente a la Facultad de Medicina
Ciudad Universitaria**