

UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA
FACULTAD DE INGENIERIA



HIDROLOGIA PARA
CONTROL DE CRECIENTES
DEL RIO MANZANARES

OFRA COHEN COHEN
JOSE L. PEREZ M.

UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA

Tes
0161
E: 3

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA

HIDROLOGIA PARA CONTROL DE CRECIENTES

DEL RIO MANZANARES



Trabajo Especial presentado
ante la Ilustre Universidad
Central de Venezuela, para
optar al título de:

INGENIERO HIDROMETEOROLOGISTA

Ofra Cohén Cohén
José L. Pérez M.

Caracas, 1.968

A G R A D E C I M I E N T O

Deseamos dejar constancia de la labor realizada por nuestro Prof. Guía Angel A. Guerra Yáñez, quien mantuvo en todo momento una perseverante actuación en la realización de la presente Tesis.

En todo momento hemos contado con el asesoramiento del Ing^o Guido Posewitz, quien por su larga y valiosa experiencia ha sido mano rectora en la elaboración del presente Trabajo.

De una manera especial deseamos manifestar nuestro agradecimiento al desinteresado aporte de nuestro amigo y colega Humberto Cartaya Di Lena.

Damos las gracias por la espontánea colaboración del Prof. Roberto J. Alvarez y de nuestros compañeros y colegas Emerson Romero, Esther Cerviño y Graciela Rivero, quienes de una manera u otra estuvieron presentes en el desarrollo de este estudio, aportando ideas que tenemos en gran estima; también queremos destacar la labor imprescindible de la Sra. Elba Contreras de Amaya y de la Srta. Milagros Rodríguez y del Br. Igal Cohén C.

Hacemos extensivo nuestro agradecimiento al Prof. Rafael Convit, Jefe de la División de Hidrología del Instituto Nacional de Obras Sanitarias, y a la Sección de Estadística de la misma dependencia; así como al Prof. Arnoldo José Gabaldón, Jefe de la División de Planeamiento, al igual que a la Sección

de Estudios y Archivo de la División de Hidrometeorología -
del Ministerio de Obras Públicas y demás personas que aporta
ron su colaboración para la culminación de este Trabajo Espe
cial.

INTRODUCCION

El problema de las inundaciones ha sido quizás el primero que ha llamado la atención del hidrólogo, y no en vano, pues ellos han constituido el azote de pueblos y comarcas enteras a lo largo de muchas generaciones.

Como quiera que una avenida es el producto del escurrimiento ocasionado por las lluvias tormentosas que no se pueden encauzar en el lecho natural por los niveles bajos, las relaciones entre las precipitaciones y el escurrimiento deberá ser uno de los objetivos primordiales que ha de plantearse el hidrólogo.

El problema de las crecientes es uno de los que atañe a muchas ramas de la Ingeniería y entre uno de sus principales aspectos se considera el control de las avenidas.

Se creyó conveniente estudiar la cuenca del río Manzanares debido a las grandes crecientes ocurridas en ella, y en especial por las del año 1.966, las cuales ocasionaron inundaciones que, dados los perjuicios que acarrearán, se debe hacer lo posible por mitigar estos desastres en un futuro.

Es oportuno aclarar que se puede hacer muy poco para evitar una gran creciente, pero sí se puede reducir los daños a las propiedades y tierras agrícolas en las planicies de inundación del río.

Controlar las avenidas es prevenir los daños ocasionados por desbordamiento o derrames de las corrientes naturales; este control demanda no solamente un profundo estudio de la Hidrología, sino también del diseño y construcción de los proyectos que reduzcan los daños, de ningún modo se debe entender que todas las inundaciones se pueden

evitar, ya que los bordos pueden fallar, los vasos pueden estar llenos cuando se presente una avenida, los sedimentos acumulados pueden crear niveles inesperados o pueden ocurrir avenidas mayores que la de diseño.

Los beneficios del control de crecientes que resultan de la prevención de las pérdidas motivadas por las avenidas, aumentan el valor y la utilidad de la propiedad o bienes protegidos, las pérdidas directas por crecientes pueden ser debidas a la inundación o a la velocidad de arrastre del agua. En el primer caso causará daños en sembrados y toda clase de propiedades, también pueden ser debidas a la deposición de arena o grava, lo cual cambiará la fertilidad de los terrenos aumentándola o disminuyéndola, y en el segundo caso porque el agua arrastra consigo construcciones, árboles, sembrados y la capa vegetal del suelo, causando su erosión.

Como pérdidas económicas indirectas ocasionadas por las crecientes se pueden considerar las interrupciones de los servicios públicos, transporte, comunicaciones y servicios extras por las actividades de socorro, etc.

Situación geográfica

La cuenca del río Manzanares se encuentra ubicada en su totalidad en el Estado Sucre, en la vertiente Norte del tramo oriental de la Cordillera del Interior, entre las coordenadas:

10º 05' 15" y 10º 29' 00" de latitud Norte y entre

63º 45' 06" y 64º 19' 20" de longitud Oeste

El sector del valle del río Manzanares que recibe el nombre de "Valle de Cumanacoa" se inicia en San Juan, donde dicho río se desarrolla en meandros que persisten hasta la cercanías de Cumaná. Entre San Juan y el lugar de Macarapana el valle es abierto; pero, a partir de este último poblado se estrecha considerablemente. Las laderas del valle son más pendientes por el lado Sur que por el Norte.

En el valle que se encuentra en las cercanías de Cumaná no se observan terrazas fluviales.

Hidrografía

El río Manzanares nace en el cerro Peonía del Macizo de Bergantín situado en los límites de los Distritos Freites y Montes, de los Estados Anzoátegui y Sucre respectivamente.

Este río, a partir de su nacimiento, recorre el valle con fuerte pendiente hasta Cumanacoa, donde la pendiente comienza a disminuir rápidamente. El río tiene una pendiente media del orden de 9 m/km.

La longitud total del río es de aproximadamente 82 km. y recorre desde su nacimiento hasta el sitio de presa en las mediaciones de la estación hidrológica "Guaripa", unos 57 km., deslizándose por el fondo de un surco tectónico hasta llegar a la llanura costera de Cumaná.

Sub-Cuencas

Para fines de este trabajo se consideraron dos sub-cuencas, las cuales son:

- a) La considerada sobre el mismo Manzanares hasta el sitio de Guaripa y
- b) la del río Cancamure con su afluente el Guaranache.

Orografía

La hoya en estudio posee una región en etapas de juventud fisiográfica y en la que cabe destacar el Valle de Cumanacoa que se encuentra - ya en la fase de juventud avanzada.

Este Valle está cubierto por aluviones del período reciente que - descansan sobre rocas del Cretáceo; estas rocas son predominantemente - areniscas y calizas.

En relación con la vegetación de esta hoya se distinguen, en forma general, tres tipos de formaciones vegetales: la porción más septentrional de la hoya se caracteriza por tener una vegetación xerofítica del - tipo de bosque deciduo semiseco. A esta formación le sigue el bosque - tropófilo que ocupa gran parte de la hoya y por último, en las porciones más elevadas de la misma, existe un bosque nublado propio de las regiones montañosas.

Además debe mencionarse que gran parte de la sierra está invadida por conuqueros que con las quemas y talas favorecen la erosión e influye desfavorablemente en el régimen del río, aumentando la sedimentación contribuyendo así al aumento de los picos de las crecientes.

En lo que respecta a los suelos, los de esta cuenca pertenecen al grupo N^o 9, según la clasificación que ha hecho el Dr. Avilán, del Centro de Investigaciones Agronómicas del Ministerio de Agricultura y Cría.

Este grupo abarca a los litosoles, afloramientos rocosos, podzólicos - amarillos rojizos y a los latosoles rojos.

Todos estos suelos son de escaso valor agrícola salvo los de los valles, que se han enriquecido por los detritus provenientes de las - partes montañosas adyacentes.

Area

De acuerdo a las cartas geográficas de la Cartografía Nacional en escala 1:100.000 y 1:25.000, y con la ayuda de autofotografías de la - región, se delimitó la hoya hasta el sitio Guaripa y hasta su desembocadura al mar Caribe. La integración planimétrica de éstas, dió valores de 875 km² y de 1.149 km² respectivamente.

CLIMATOLOGIA

Como no se dispone de datos suficientes que permitan conocer la Climatología de la cuenca con cierta exactitud, fué necesario hacer un análisis de mapas climatológicos generales de la región del Estado Sucre y del texto "Aspectos Geográficos del Estado Sucre", de Marco Aurelio Vila.

El relieve de esta hoya da origen a las siguientes diversidades de climas, según la clasificación de Koeppen:

Cumaná y sus alrededores tienen un clima árido del tipo BWA, lo cual significa que la altura de la lluvia es inferior que el límite de sequedad, es desértico y que el mes más frío es superior a 18°C.

Hacia Cumanacoa se encuentra un clima semi-árido del tipo BSA, que presenta las mismas características que el anterior, solo que el clima es estepario y no desértico.

En la parte alta de la cuenca hay un cinturón con características monzónicas, o sea, clima intermedio (AM), donde el mes más frío es superior a 18°C y que el clima es de bosque tropical, a pesar de que existe una temporada de sequía, y por último en las porciones más elevadas el clima es de selva tropical (Af), que se diferencia con el anterior porque es constantemente húmedo ya que presenta suficientes lluvias en todos los meses.

Vientos

Los vientos antes de llegar a la hoya pasan por un mar cálido, o sea, de alta evaporación.

Sobre la ciudad de Cumaná dominan plenamente los vientos alisios y alrededor de Cumanacoa se registran vientos del NE, los cuales son

los mismos alisios que han remontado las laderas hasta una altitud de unos 1.000 mts. En este caso, la masa eólica elevada por el relieve se ha enfriado un tanto y por consiguiente, ha aumentado su densidad; al encontrarse con el "vacío" del Valle de Cumanacoa que por su poca altitud tiende a ser cálido, se precipita en el mismo.

Temperatura

La ciudad de Cumaná, situada al nivel del mar, presenta una media térmica de 26,0°C; y de temperaturas extremas de 35,6°C y 17°C. La acción de los alisios motiva que la media no sea más alta. Las madrugadas no suelen ser demasiadas frescas, debido a los vientos procedentes del mar que reciben el calor de las aguas del Golfo, que estos han acumulado durante las horas del día.

Tanto en Cancamure como en Cumanacoa la temperatura varía de 20°C a 24°C. En estos sitios se registran temperaturas extremas de 34°C y 12°C; los meses cálidos van de mayo a octubre.

Evaporación

Pocos datos se tienen referente a la evaporación. En Cumaná alcanza un promedio de 1.826 mm, mucho más alto que el promedio de precipitación que es de 375 mm; en cambio, en Cumanacoa el promedio es de 965 mm, inferior a la precipitación que es de 1.525 mm.

C U A D R O N º 2

ESTACIONES EVAPORIMETRICAS

<u>NOMBRE</u>	<u>SERIAL</u>	<u>PERIODO DE REGISTRO</u>	<u>OBSERVACIONES</u>
Guatacaral	IAN 1710	1.963-67	no es cercana al mar
Cumaná (granja)	OP 1736	1.942-63	es cercana al mar
Las Maticas	IAN	1.963-66	es cercana al mar
Cerro Sabino	OP 1749	1.961-67	es cercana al mar
Brazil Canal L	IAN	1.963-67	es cercana al mar

NOTA.- Estas estaciones están situadas a la sombra

PLUVIOMETRIA

Puede decirse que la información pluviométrica disponible es relativamente escasa (cuadro N^o 1a), solo seis estaciones están dentro de la cuenca, las cuales no se encuentran uniformemente distribuidas ya que cinco de ellas están ubicadas en la parte baja de la hoya y - solamente una en la parte media de la cuenca, desconociéndose por - completo de esta información en las partes altas de la cuenca. Con - el fin de determinar la precipitación media de la cuenca fué necesar-io considerar las estaciones que son vecinas a ella, disponiéndose de esta forma de datos de doce estaciones, pero con un registro no - homogéneo por lo que fué necesario hacer ciertos ajustes con el fin de uniformizar estos datos para el trazado del mapa isoyético adjun-to para un período de 15 años.

Mediante la integración planimétrica del mapa isoyético mencio-nado, se obtuvo una precipitación media, hasta la estación hidrológi-ca Guaripa, con un valor de 1.351 mm, y la correspondiente a toda la hoya de 1.434 mm. En el cuadro 1c se muestra el procedimiento que se siguió para el cálculo de este último valor.

De dicho mapa se pueden sacar las siguientes conclusiones:

Se observan tres grandes núcleos, entre los cuales el mayor es - de 2600 mm y está al SE del río Cancamure. En esta misma dirección pero hacia las cabeceras del río Manzanares tenemos el segundo, de - 1800 mm y hacia el Oeste de la cuenca queda el último de estos nú-cleos, también con 1800 mm.

En el sector cercano a Cumaná las precipitaciones son escasas y las extremas oscilan entre 852 y 106 mm; según este último valor el clima en Cumaná puede considerarse, en algunos años, como desértico. De aquí la importancia que tiene, para los vecinos de la localidad, el río Manzanares.

En lo que a precipitaciones se refiere se destacan fuertes contrastes en esta cuenca. En distancia de tan solo 20 km, en línea recta, se pasa de las medias de 375 mm (Cumaná) a 1580 mm (Cancamure).

Las lluvias, en el Valle del río Manzanares, se presentan, por lo general, en forma de rápidos aguaceros; a veces lo suficientemente fuertes para dar lugar a que éste se desborde e inunde a Cumaná. En el Valle de Cumanacoa las lluvias comienzan en abril y disminuyen considerablemente a partir de diciembre.

Como datos complementarios presentamos a continuación la siguiente información tomada del Atlas Climatológico de las Fuerzas Aéreas (1.951-55):

.- Promedio de los totales anuales de precipitación

Cumaná: hasta 400 mm

Cumanacoa: desde 1600 mm hasta 2000 mm

.- Promedio de los totales de precipitación del invierno (mayo-noviembre)

Cumaná de 400 a 800 mm

Cumanacoa de 800 a 1200 mm

Cancamure de 1200 a 1600 mm

.- Promedio de los totales de precipitación del verano (diciembre-abril)

Cumaná de 100 a 400 mm

Cumanacoa de 400 a 800 mm

Cancamure de 100 a 400 mm

.- Porcentaje de la precipitación del invierno respecto al año:

Cumaná de 80 a 90

Cumanacoa de 70 a 80

Cancamure de 70 a 80

CUADRO Nº 1a

<u>INFORMACION PLUVIOMETRICA</u>						
<u>EST.</u>	<u>PERTE- NENCIA</u>	<u>SERIAL</u>	<u>COORDENADAS</u>		<u>PERIODO DE REGISTRO</u>	<u>TIPO</u>
			<u>LATITUD</u>	<u>LONGITUD</u>		
Cancamure	MOP	1748	10º 21'	64º 11'	1940-67	PC
Guaripa	MOP	1742	10º 22'	64º 10'	1940-45	PC
	MOP	1870			1949-67	PR
Cumanacoa	MOP	1862	10º 15'	63º 55'	1942-67	PC
	MOP	1869			1964-67	PR
	INOS	1863	10º 15'	63º 55'	1957-67	PR
Cocollar	MOP	1873	10º 10'	63º 49'	1941-67	PC
Guatacaral	MOP	1710	10º 24'	64º 09'	1963-67	PRm
Fila de Botalón	MOP	1854	10º 16'	63º 42'	1961-67	PRm
Cerro Sa- bino	MOP	1749	10º 27'	64º 08'	1961-67	PRs
Brazil	MOP	1709	10º 27'	64º 10'		PRm
Las Mati- cas	MOP	1711	10º 28'	64º 10'	1963-67	PRm
Sabana de Neverí	MOP	1780	10º 07'	64º 18'	1961-67	PR
Las Cunetas	MOP	1778	10º 09'	64º 20'	1961-67	PR
Cumaná	INOS	1737	10º 30'	64º 10'	1948-67	PR

CUADRO 1c

ISOYETAS	P.M. POR ISOYETAS	AREA NETA	AREA ACUM.	VOL. NETO	VOL. ACUM.	P.M. AREAL
2800						
	2700	11,6	11,6	31.320	31.320	2700,0
2600						
	2500	35,3	46,9	88.250	119.570	2549,5
2400						
	2300	29,6	76,5	68.080	187.650	2452,9
2200						
	2100	28,4	104,9	59.640	247.290	2357,4
2000						
	1950	21,4	126,3	41.730	289.020	2288,4
1900						
	1800	123,5	249,8	222.300	511.320	2046,9
1700						
	1600	214,7	464,5	343.520	854.840	1840,3
1500						
	1400	233,3	697,8	326.620	1.181.460	1693,1
1300						
	1200	209,9	907,7	251.880	1.433.340	1579,1
1100						
	1000	147,9	1055,6	147.900	1.581.240	1498,0
900						
	800	64,9	1120,5	51.920	1.633.160	1457,5
700						
	600	15,3	1135,8	9.180	1.642.340	1446,0
500						
	400	10,0	1145,8	4.000	1.646.340	1436,9
300						
	250	3,0	1148,8	750	1.647.090	1433,8
200						
SUMA		114,9		1.647.090		

$$PM = \frac{1.647.090}{1149} = 1.434 \text{ mm}$$

FLUVIOMETRIA

El área tributaria de la cuenca en estudio se ha limitado hasta el sitio Guaripa, situado en el propio río Manzanares. Esta estación hidrológica del Ministerio de Obras Públicas estuvo ubicada en el si tío denominado "Corozal" donde funcionó, con un limnógrafo, desde el año climático 1.940-41 al 1.950-51, fecha en que debido a su mal fun cionamiento fué trasladada al sitio denominado "Guaripa", situado a unos 500 mts. aguas arriba del anterior, funcionando hasta principios de 1.954-55. Desde mayo de 1.957 hasta la actualidad las observaciones del río están basadas en dos o tres lecturas diarias de mira a - horas prefijadas.

Desde los comienzos del funcionamiento de la estación hasta la actualidad se han efectuados aforos esporádicos con bastante regularidad.

Se disponen también de dos estaciones pertenecientes al Institu to Nacional de Obras Sanitarias, ubicadas en Cancamure y Guaranache, como se observa en el mapa adjunto, las cuales comenzaron a funcionar en época muy reciente y con un registro continuo.

En el cuadro N^o 1b se presentan algunas informaciones de las es taciones hidrológicas que funcionan o han funcionado en la cuenca del río Manzanares.

CUADRO N^o 1b

CORRIENTE	SITIO DE REF.	COORDENADAS GEOGRAFICAS		PERIODO DE FUNC.	TIPO DE OBSERV.
		LATITUD	LONGITUD		
Manzanares	Corozal			1940-51	Limnigrafo
Manzanares	Guaripa	102 22'	64' 10'	1951-55	Limnigrafo con lecturas de mira y aforos
	Guaripa			1957-67	
Macarapana	Cancamure	102 20' 10"	64 12' 02"	1965-67	Limnigrafo registro semanal
Cancamure	Guaranache	102 19' 47"	64 12' 43"	1965-67	Limnigrafo registro semanal

INFORMACION HIDROLOGICA

Area de la hoya hasta el sitio Guaripa	875 Km ²
Precipitación media anual en Cancamure	1.782 mm.
Precipitación media anual en Guaripa	1.179 mm.
Precipitación media anual en Cumanacoa	1.448 mm.
+ Coeficiente de escorrentía	34,6 %
Rendimiento anual (en 26 años)	523,3 Mm ³
+ Coeficiente de variación de la precipitación	0,24 %
+ Coeficiente de variación de la escorrentía	0,32 %
Evaporación media anual (Guatacaral)	2.000 mm.
Creciente máxima observada con:	
Período de retorno	26 años
Pico máximo	610 m ³ /seg
Volúmen	32,1 Mm ³
Gasto mínimo	1,2 m ³ /seg

Estos datos han sido confrontados con los del estudio realizado por el Ing^o Guido Posewitz, de la División de Planeamiento del Ministerio de Obras Públicas, los cuales se ajustan dentro de un rango - aceptable al cálculo que hemos efectuado.

+ Los datos precedidos con esta llamada son extraídos del trabajo - mencionado.

MISCELANEAS HIDROLOGICAS DE LA
CUENCA DEL RIO CANCAMURE

El río Cancamure, que se encuentra aguas abajo del sitio de presa "Guaripa", recibe a su vez el aporte del Guaranache.

Dicho río es el único, de todos los tributarios del Manzanares, del que se lleva registro aunque de fecha muy reciente; razón por lo cual, consideramos conveniente aprovechar esta información, motivada también por la importancia que tiene esta fuente para el abastecimiento de agua potable de la ciudad de Cumaná.

El Valle del río Cancamure presenta un sitio favorable para la construcción de una presa, el cual se encuentra a unos 2,3 km aguas arriba de su unión con el río Manzanares.

La razón de esta presa sería para poder controlar las crecientes y también suministrar al agua que en un futuro necesitaría Cumaná.

El actual acueducto de esta ciudad aprovecha las aguas limpias de Cancamure mediante tuberías y canales por gravedad; pero el gasto conducido (60 lts/seg.) es insuficiente para el desarrollo pujante de esta ciudad oriental, por lo cual el Instituto Nacional de Obras Sanitarias tiene entre sus proyectos aumentar la extracción a 740 - litros por segundo y luego ampliarla en un futuro a 1100 lts/seg.

De la recopilación de todos los aforos efectuados en las estaciones hidrológicas situadas en Cancamure y Guaranache, y dada la situación de ellas, se hizo la diferencia de los gastos de Cancamure - menos Guaranache, a estos valores se añadieron, los 60 lts/seg. que se extrae por el acueducto y de este modo se obtuvo los gastos corres

pondientes de "Cancamure en la Toma".

A los aforos de Cancamure en Cancamure (o en Macarapana) se agregó los 60 lts/seg. ya mencionados, este resultado viene a ser el "Cancamure en el sitio de Macarapana" (o sea el gasto total de la cuenca).

En las gráficas anexas números 1a, 1b y 1c se han ploteado los gastos de verano correspondientes a "Cancamure en la Toma" y "Cancamure en el sitio de Macarapana". En ellas se destacan que los años más secos fueron: 1.959-60 y 61, por tal motivo se han estudiado dichos años. Este estudio comprende el cálculo de los volúmenes de agua faltantes para garantizar durante todo el verano, un gasto continuo de 740 y 1100 lts/seg. que exigen las demandas proyectadas por el Instituto Nacional de Obras Sanitarias.

En la siguiente tabla se resumen cuatro casos que se desprenden del razonamiento anterior.

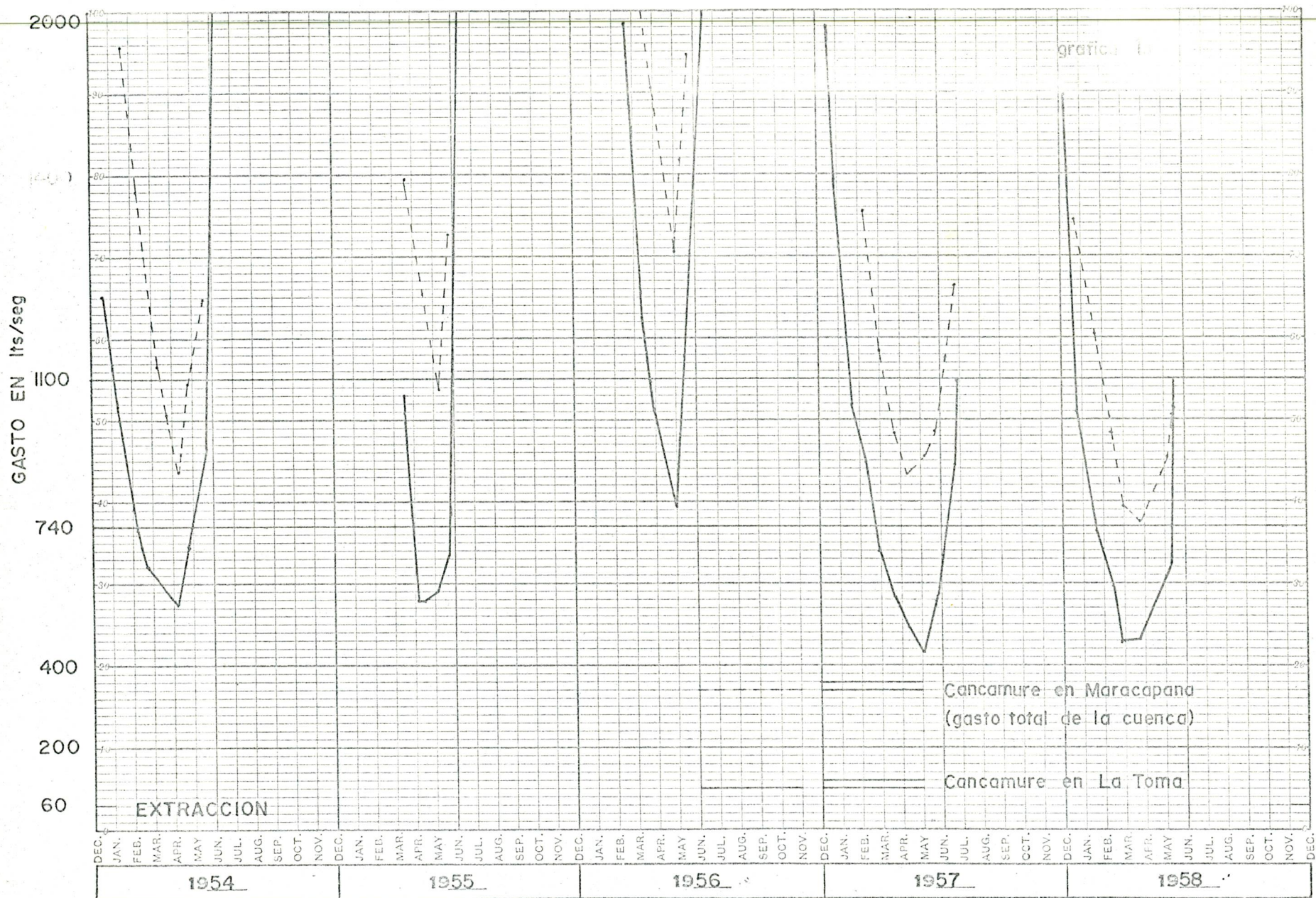
TABLA I

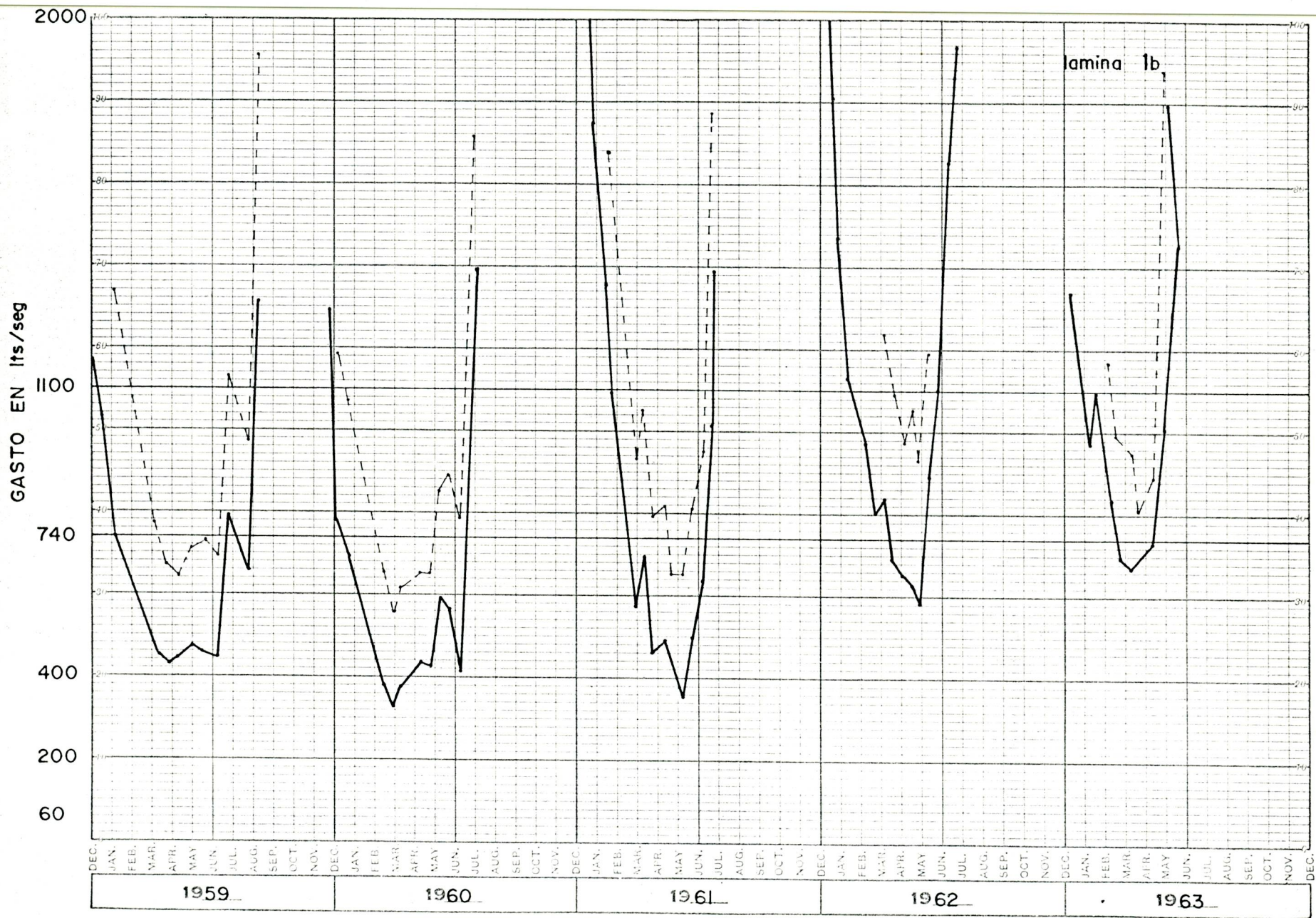
VOLUMENES FALTANTES PARA GARANTIZAR DURANTE TODO EL PERIODO DE SEQUIA, UNA EXTRACCION CONTINUA DE (10 ⁶ m ³)					
AÑOS	PERIODO DE RETORNO (AÑOS) (1)	CANCAMURE EN LA TOMA (2)		CANCAMURE EN MACARA- PANA (3)	
		740 lts/seg	1100 lts/seg	740 lts/seg	1100 lts/seg
1954		0.83	2.94	0.00	0.53
1955		0.69	2.85	0.00	0.01
1956		0.00	0.69	0.00	0.00
1957		1.73	5.88	0.00	1.12
1958		1.73	5.79	0.00	2.16
1959	7.0	3.37	9.68	0.39	4.06
1960	13.0	3.72	9.76	0.80	5.07
1961	5.0	2.16	5.96	0.16	2.42
1962		0.37	3.28	0.00	0.43
1963		0.18	2.96	0.00	0.95
1964		0.17	2.76	0.00	0.53
1965		0.17	1.21	0.00	0.27

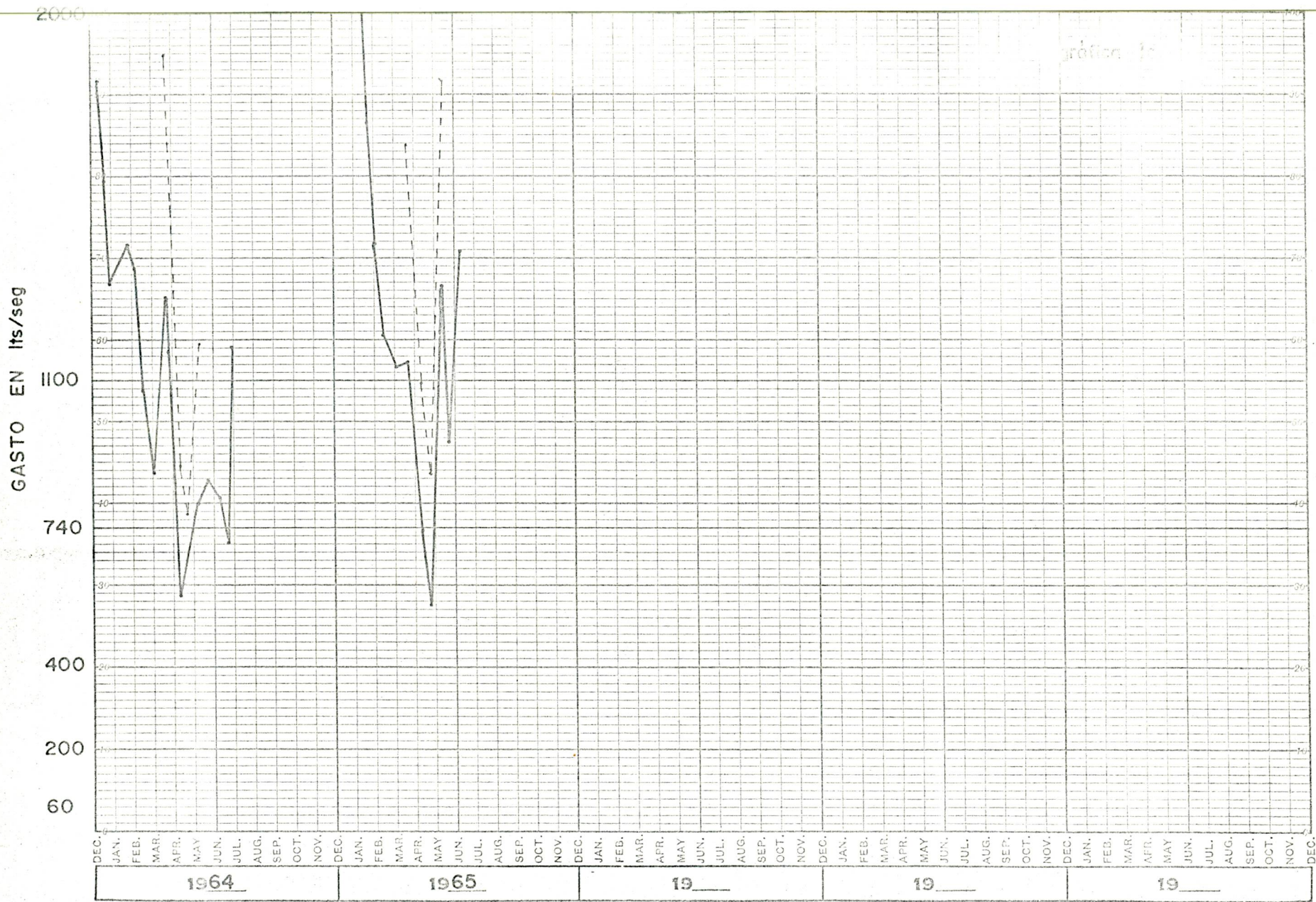
NOTA.- (1) El cálculo del período de retorno se detalla más adelante. Aquí se tomó en consideración solo los 3 años más secos.

(2) Conduciendo todo el agua por gravedad

(3) Conduciendo el agua por gravedad en el sitio de la toma del río Cancamure, y el faltante se bombea del río Guaranache.







Otro método utilizado para calcular los volúmenes faltantes que garantizan la extracción de 740 y 1100 lts/seg se detalla a continuación con ayuda de las gráficas N^o 2a, 2b, 2c, 3a, 3b y 3c.

Este método consiste en plotear los volúmenes escurridos acumulados v.s. los meses de verano de los años más secos ya mencionados.

El cálculo de los volúmenes escurridos acumulados se detalla en las Tablas II y III, en donde los gastos medios mensuales son obtenidos de la gráfica 1b.

Los dos métodos descritos se han resumido en los cuadros 3 y 4 en los cuales se puede observar que los valores obtenidos por ambos caminos son compatibles.

T A B L A II

CANCAMURE EN LA TOMA (sumados los 60 lts/seg.)

AÑOS	MES	GASTO MEDIO MENSUAL (lts/seg.)	VOLUMEN (10 ⁶ m ³)	VOLUMEN ACUMULADO (10 ⁶ m ³)
1.958	Dic	1.550	4,152	4,152
1.959	Ene	1.090	2,920	7,072
	Feb	665	1,608	8,680
	Mar	530	1,419	10,099
	Abr	430	1,115	11,214
	May	430	1,152	12,366
	Jun	460	1,192	13,558
	Jul	690	1,848	15,396
	Ago	660	1,761	17,167
1.959	Dic	1,280	3,428	3,428
1.960	Ene	730	1,955	5,383
	Feb	550	1,378	6,761
	Mar	380	1,018	7,779
	Abr	380	1,018	8,797
	May	420	1,125	9,922
	Jun	570	1,477	11,399
	Jul	690	1,848	13,247
	Ago	4,150	11,114	24,361
1.961	Ene	2,180	5,838	5,838
	Feb	1,380	3,338	9,176
	Mar	790	2,116	11,292
	Abr	600	1,552	12,844
	May	448	1,200	14,044
	Jun	440	1,141	15,185
	Jul	950	2,544	17,729
	Ago	5,000	13,390	31,119

T A B L A III

CAUCANURE EN MACARAPANA (sumados los 60 lts/seg.)

AÑOS:	MES	GASTO MEDIO MENSUAL (lts/seg.)	VOLUMEN (10 ⁶ m ³)	VOLUMEN ACUMULADO (10 ⁶ m ³)
1.958	Dic	2.310	6,187	6,187
1.959	Ene	1.650	4,419	10,606
	Feb	1.200	2,903	13,509
	Mar	930	2,491	16,000
	Abr	700	1,814	17,814
	May	645	1,728	19,542
	Jun	720	1,866	21,408
	Jul	819	2,194	23,602
	Ago	985	2,638	26,240
1.959	Dic	1.900	5,089	5,089
1.960	Ene	1.220	3,268	8,357
	Feb	885	2,217	10,574
	Mar	660	1,768	12,342
	Abr	615	1,594	13,936
	May	650	1,741	15,677
	Jun	870	2,255	17,932
	Jul	1.050	2,812	20,744
	Ago	5.550	14,865	35,609
1.961	Ene	3.200	8,571	8,571
	Feb	2.100	5,080	13,651
	Mar	1.250	3,348	16,999
	Abr	935	2,424	19,523
	May	730	1,955	21,478
	Jun	750	1,944	23,422
	Jul	1.580	4,232	27,654
	Ago	6.400	17,142	44,796

CUADRO Nº 3

CANCAMURE EN LA TOMA

<u>VERANO:</u>	Volúmenes faltantes para garantizar una extracción continua de:			
	740 lts/seg.		1100 lts/seg.	
	METODO (1) (en $10^6 m^3$)	METODO (2) (en $10^6 m^3$)	METODO (1) (en $10^6 m^3$)	METODO (2) (en $10^6 m^3$)
1.959	3,37	3,30	9,68	10,00
1.960	3,72	3,60	9,76	10,00
1.961	2,16	1,90	5,96	6,00

CUADRO Nº 4

<u>VERANO:</u>	<u>CANCAMURE EN MACARAPANA</u>			
	Volúmenes faltantes para garantizar una extracción continua de:			
	1100 lts/seg.		740 lts/seg.	
METODO (1) (en $10^6 m^3$)	METODO (2) (en $10^6 m^3$)	METODO (1) (en $10^6 m^3$)	METODO (2) (en $10^6 m^3$)	
1.959	4,95	4,9	0,39	0,40
1.960	5,07	5,00	0,80	0,80
1.961	2,42	2,40	0,16	inapreciable

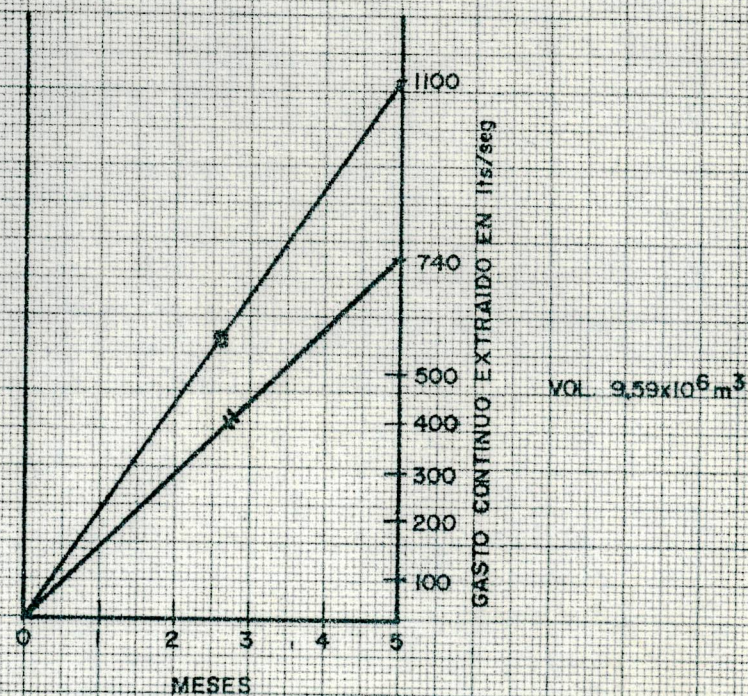
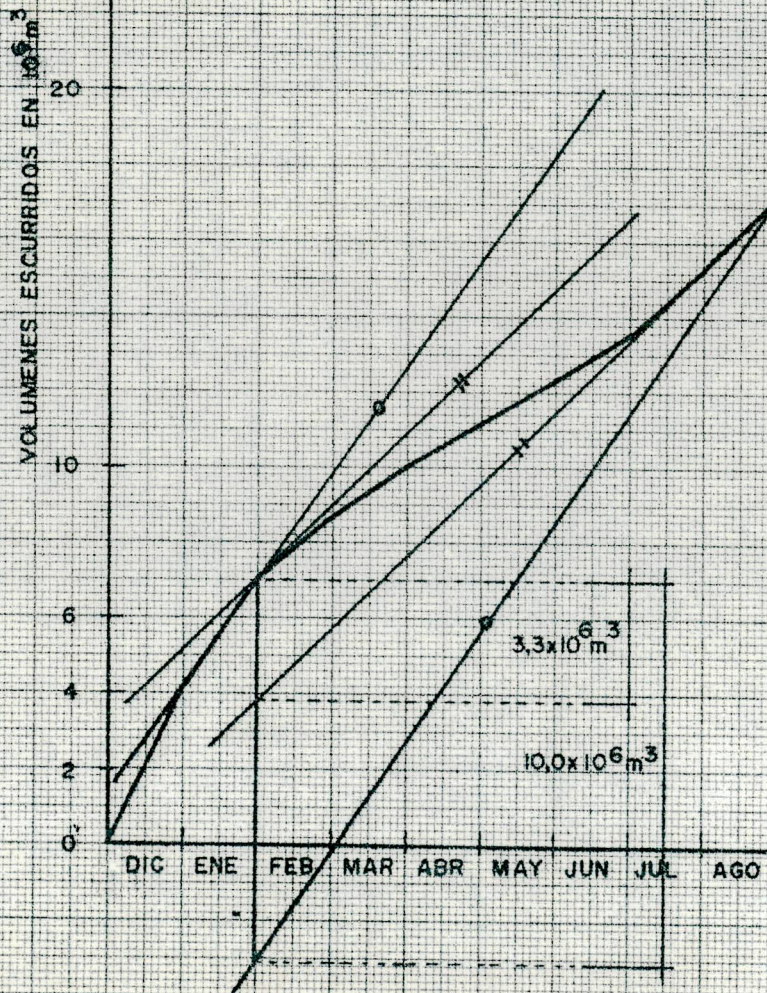
Método (1) Los volúmenes faltantes se han obtenido planimetrando la gráfica 1b según cada caso.

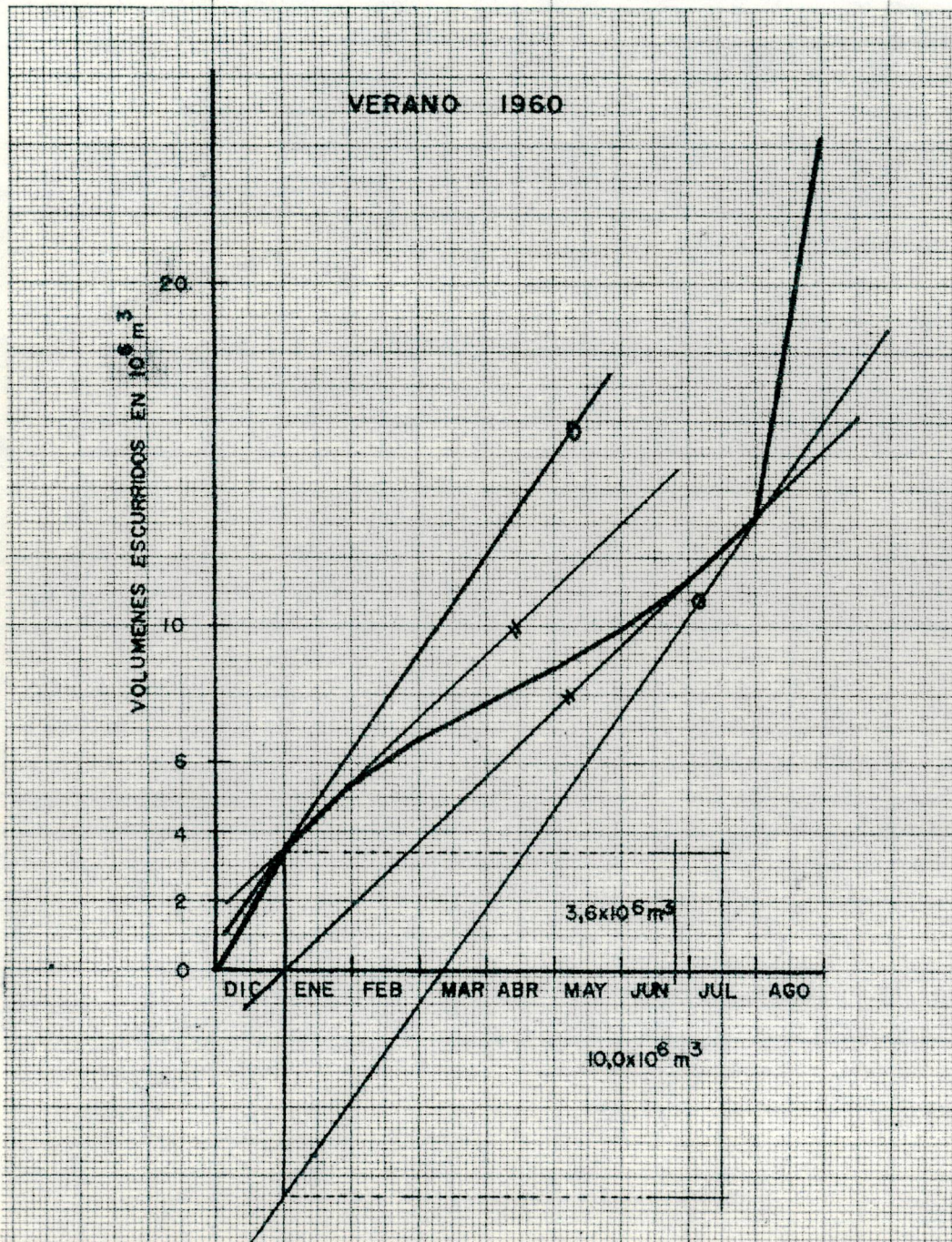
Método (2) Es el método analítico, según los volúmenes escurridos acumulados.

VERANO 1959

Río Cancamure en la Toma
 (incluidos los 60 lts/seg)
 Curva de los volúmenes
 escurridos acumulados.
 Cálculos de los volúmenes
 faltantes para garantizar
 una extracción continua de:
 740 y 1.100 lts/seg.

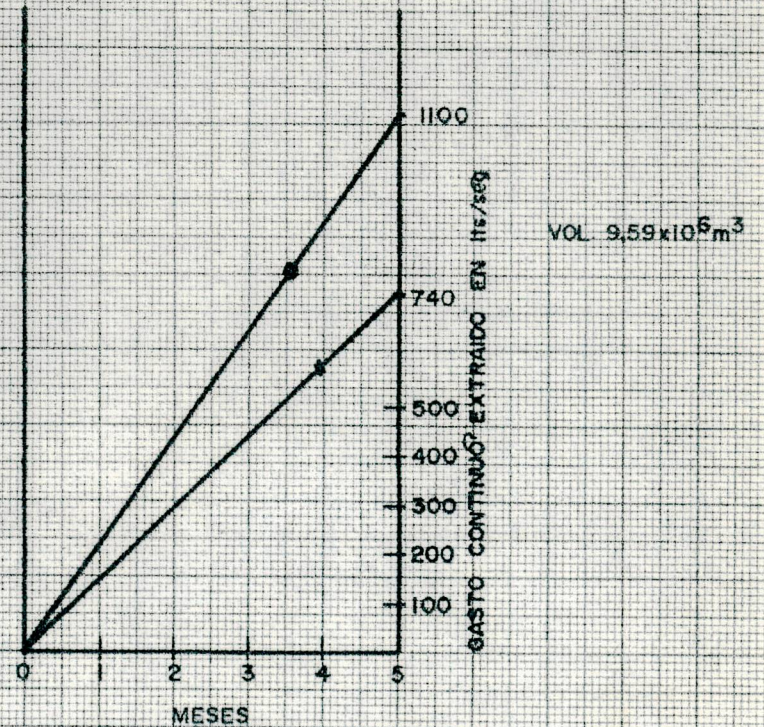
gráfico 2a

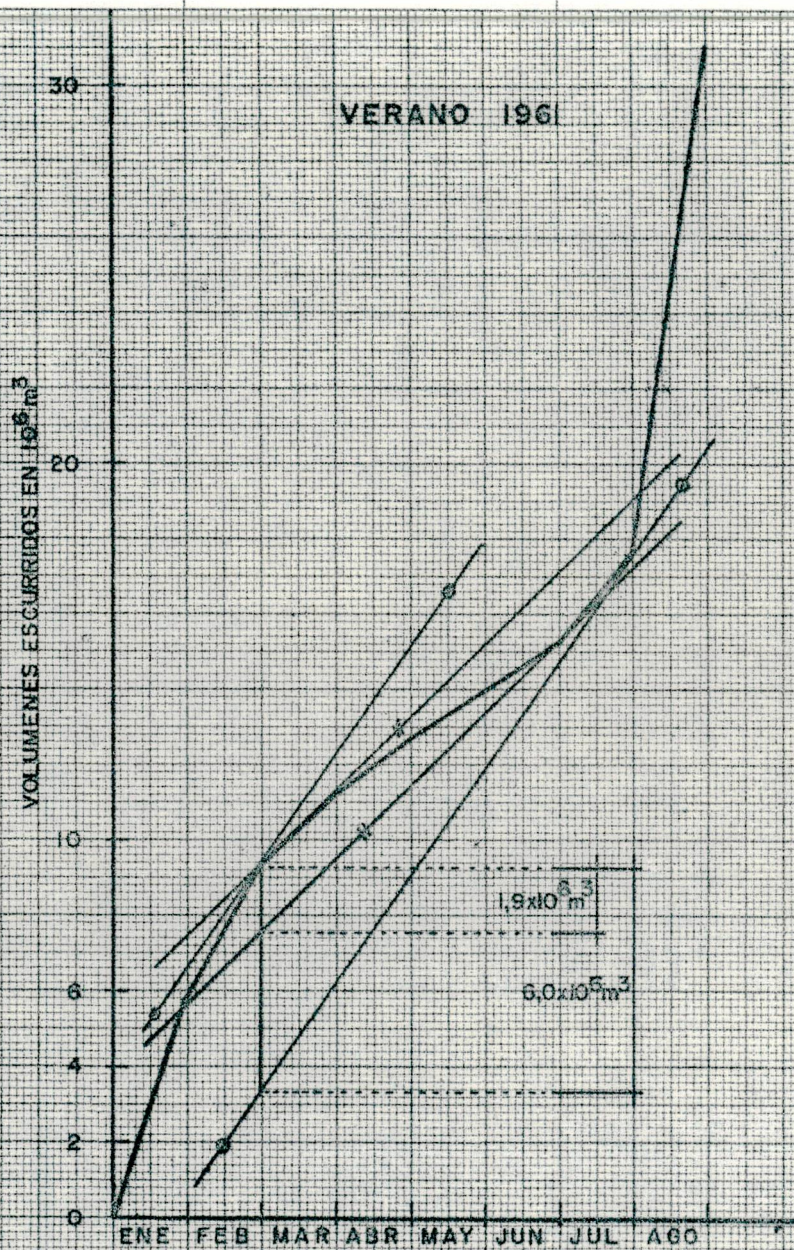




Río Cancamure en la Toma
(incluidos los 60 lts/seg)
Curva de los volúmenes
escurridos acumulados.
Cálculos de los volúmenes
faltantes para garantizar
una extracción continua de:
740 y 1.100 lts/seg.

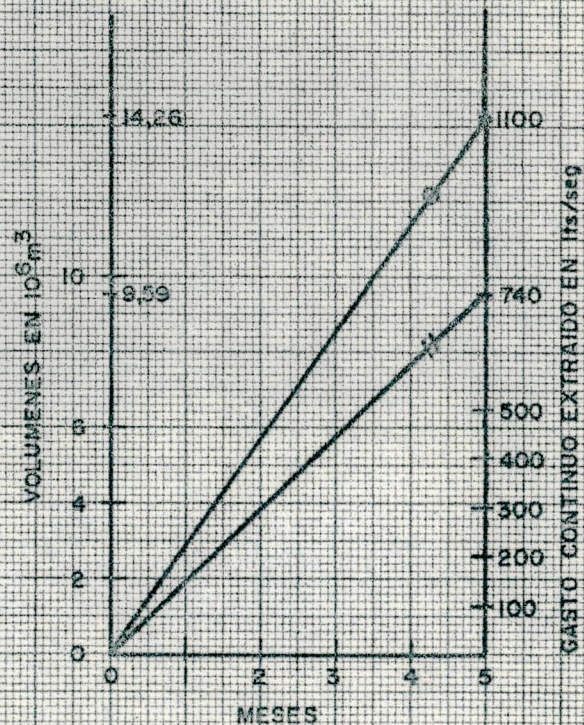
gráfico 2b

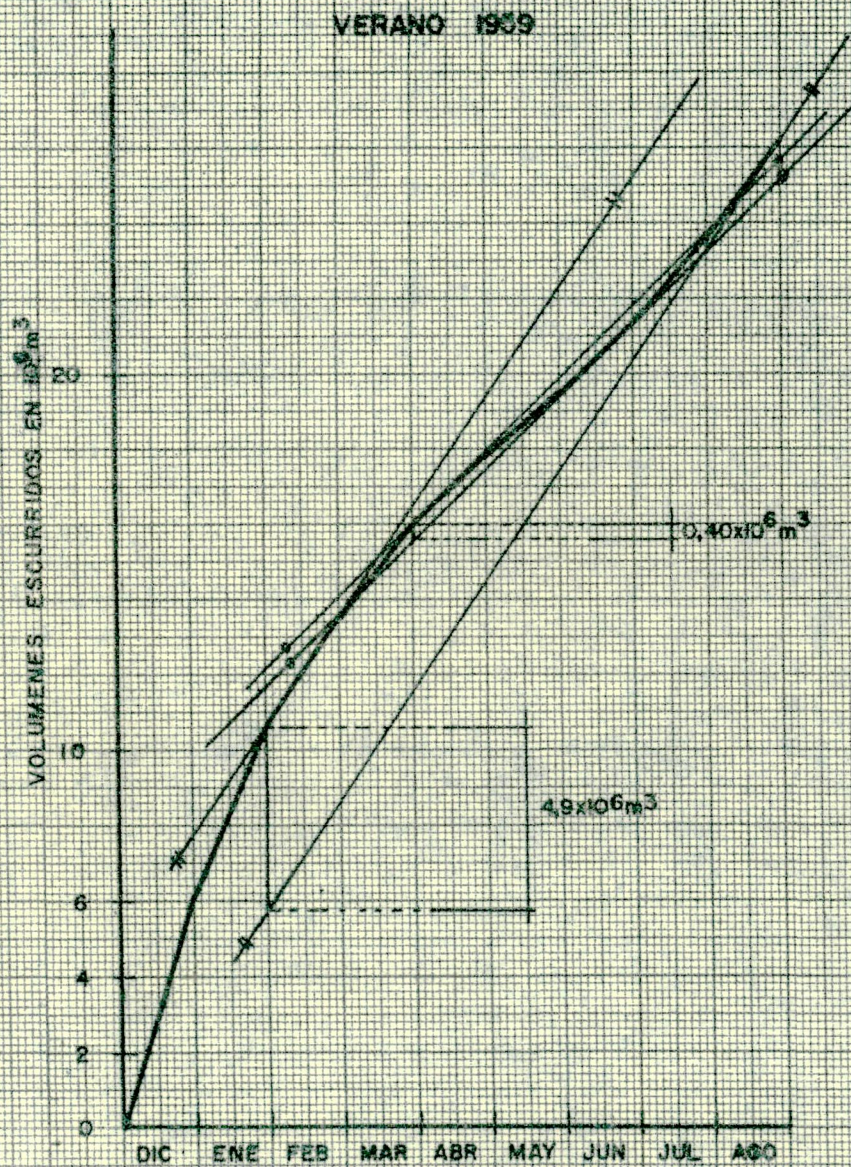




Río Cancamure en la Toma
(incluidos los 60 lts/seg)
Curva de los volúmenes
escurridos acumulados.
Cálculos de los volúmenes
faltantes para garantizar
una extracción continua de:
740 y 1.100 lts/seg.

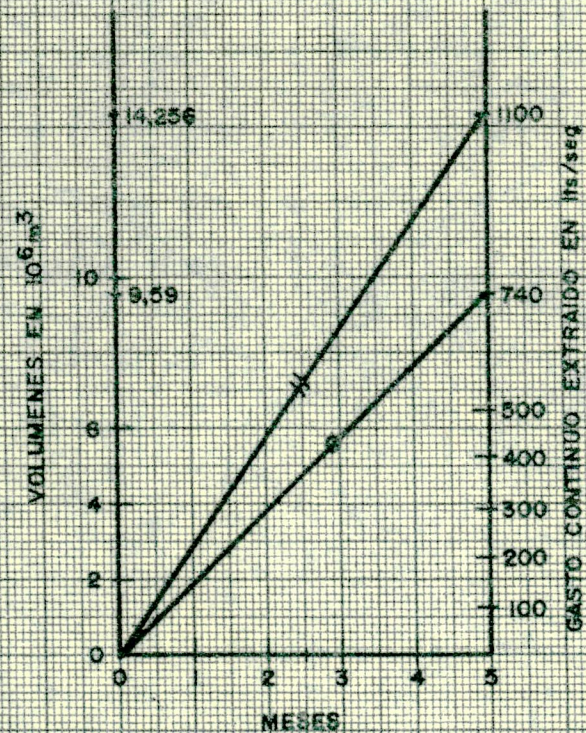
gráfico 2c

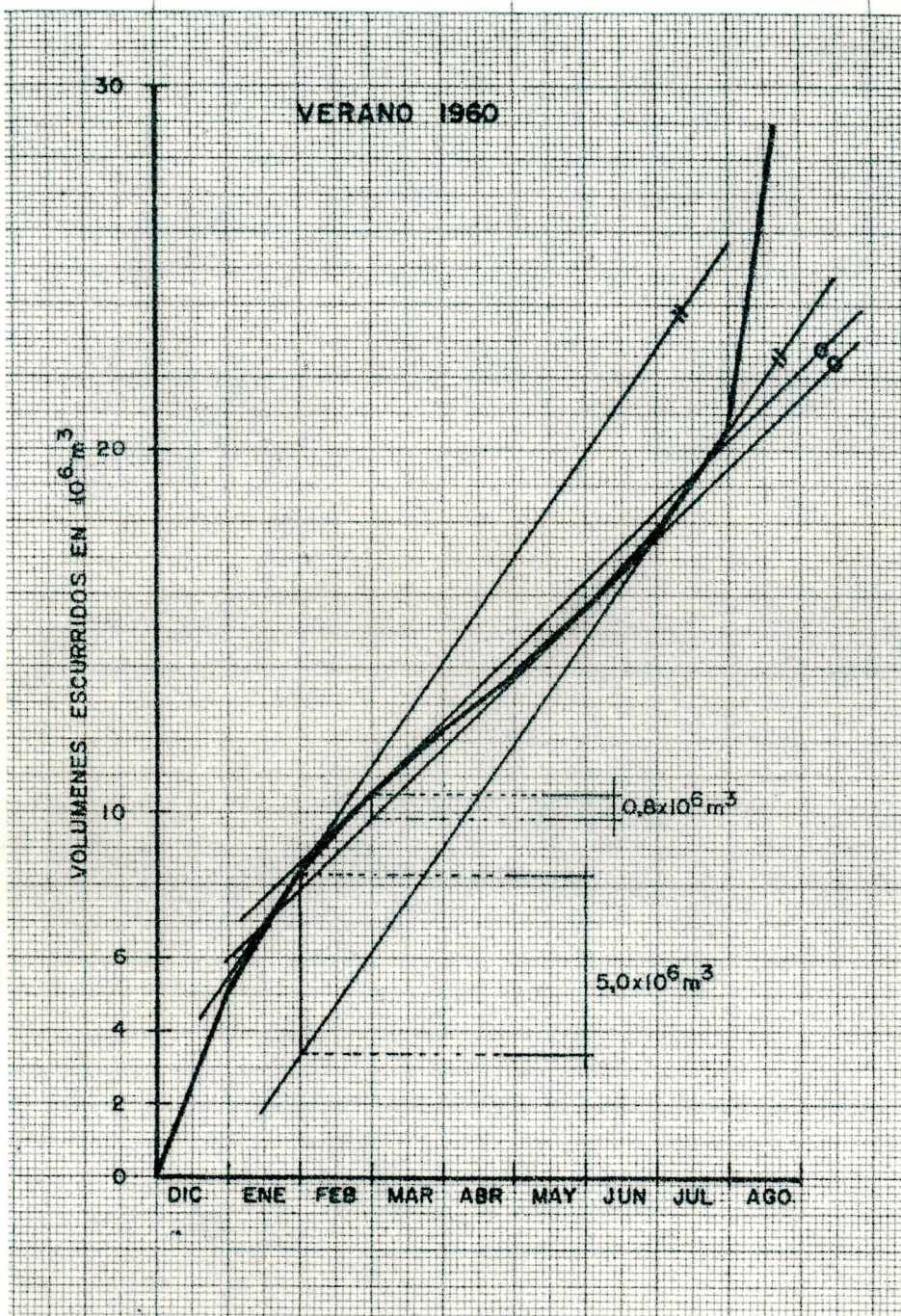




Río Cancamure en Macarapana
 Gasto total de la Cuenca
 (incluidos los 60 lts/seg.)
 Curva de los volúmenes
 escurridos acumulados
 Cálculo de los volúmenes
 faltantes para garantizar
 una extracción continua de:
 1.100 y 740 lts/seg.

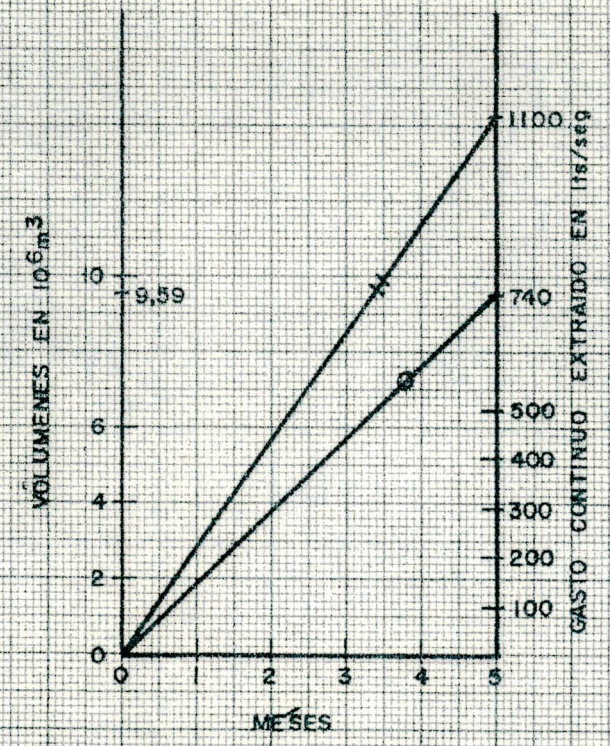
gráfica 3a

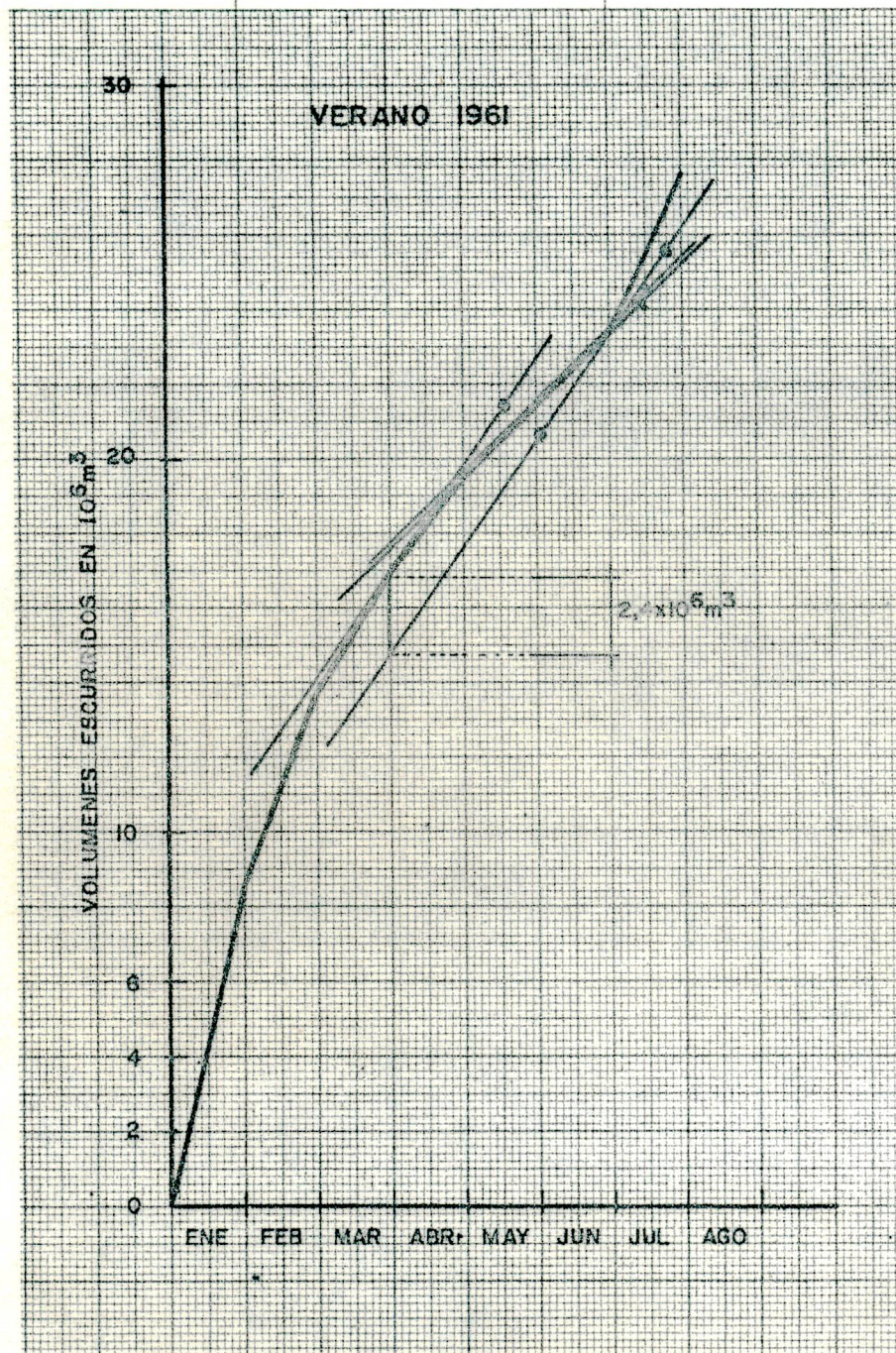




Río Cancamure en Macarapana
 Gasto total de la Cuenca
 (incluidos los 60 lts/seg.)
 Curva de los volúmenes
 escurridos acumulados
 Cálculo de los volúmenes
 faltantes para garantizar
 una extracción continua de:
 1.100 y 740 lts/seg.

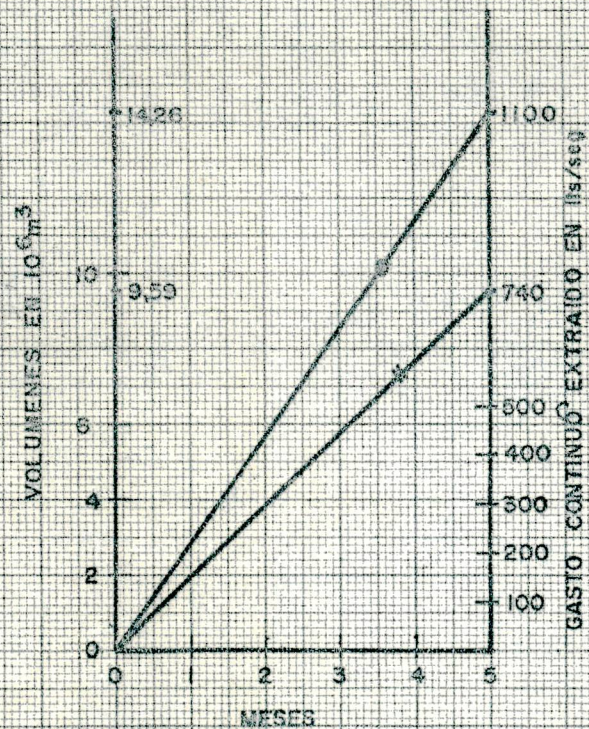
gráfico 3b





Río Cancamure en Macarapana
 Gasto total de la Cuenca
 (incluidos los 60 lts/seg.)
 Curva de los volúmenes
 escurridos acumulados
 Cálculo de los volúmenes
 faltantes para garantizar
 una extracción continua de:
 1.100 y 740 lts/seg.

gráfica 3c



PERIODO DE RETORNO DE LOS VOLUMENES FALTANTES ANUALES

A continuación se muestran las tablas Nº 5, 6, 7 y 8 en las cuales se tabularon los valores de los volúmenes faltantes anuales, de los períodos de estiaje, para garantizar un gasto continuo de 740 litros por segundo, que es la solución inmediata para el abastecimiento de la ciudad de Cumaná y, así mismo, la extracción continua de 1100 lts/seg. que aseguraría las exigencias proyectadas por el Instituto Nacional de Obras Sanitarias para un futuro.

La frecuencia fué calculada mediante el método racional, aplicando la fórmula:

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

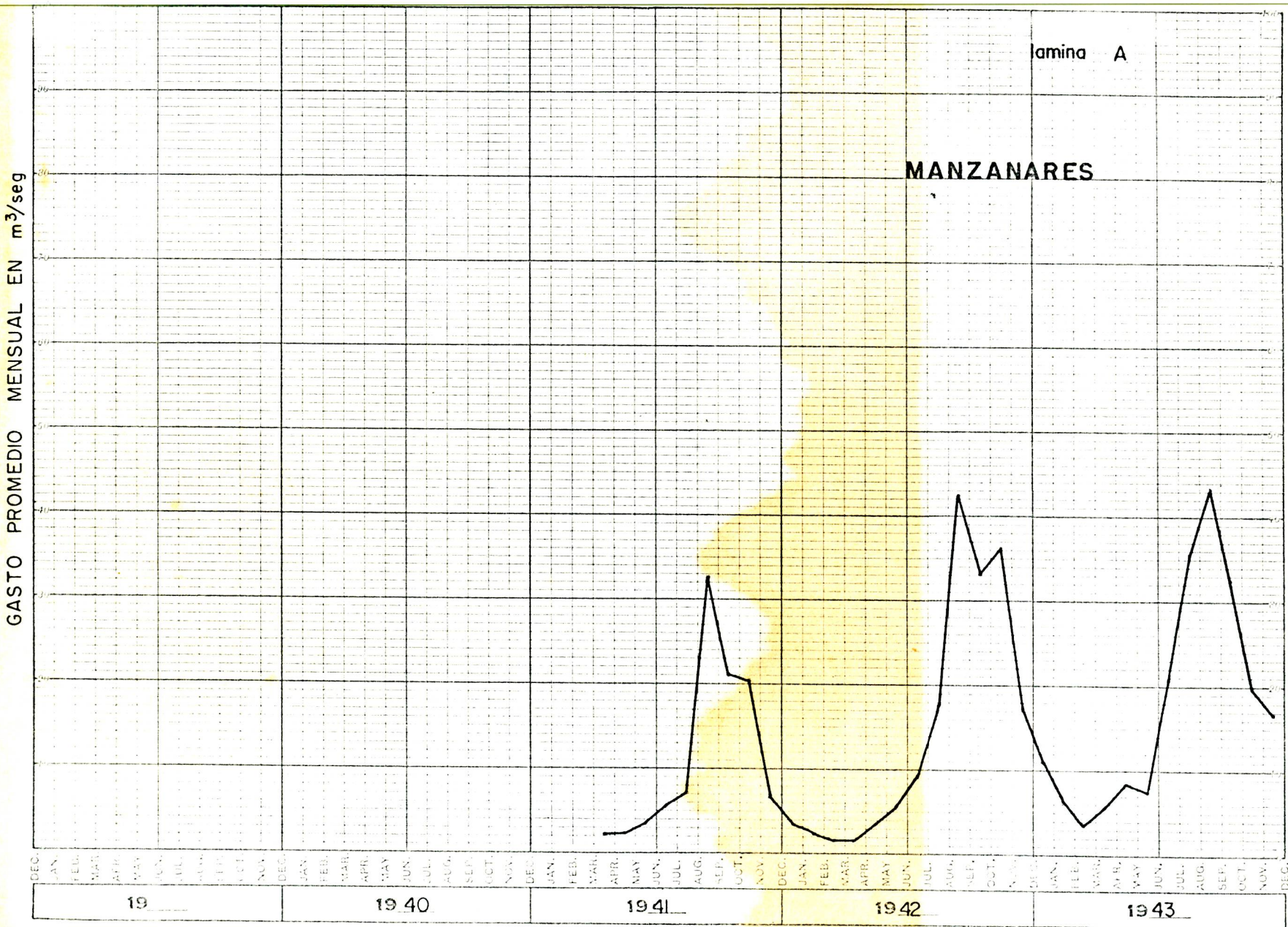
Siendo:

n = el número total del año y

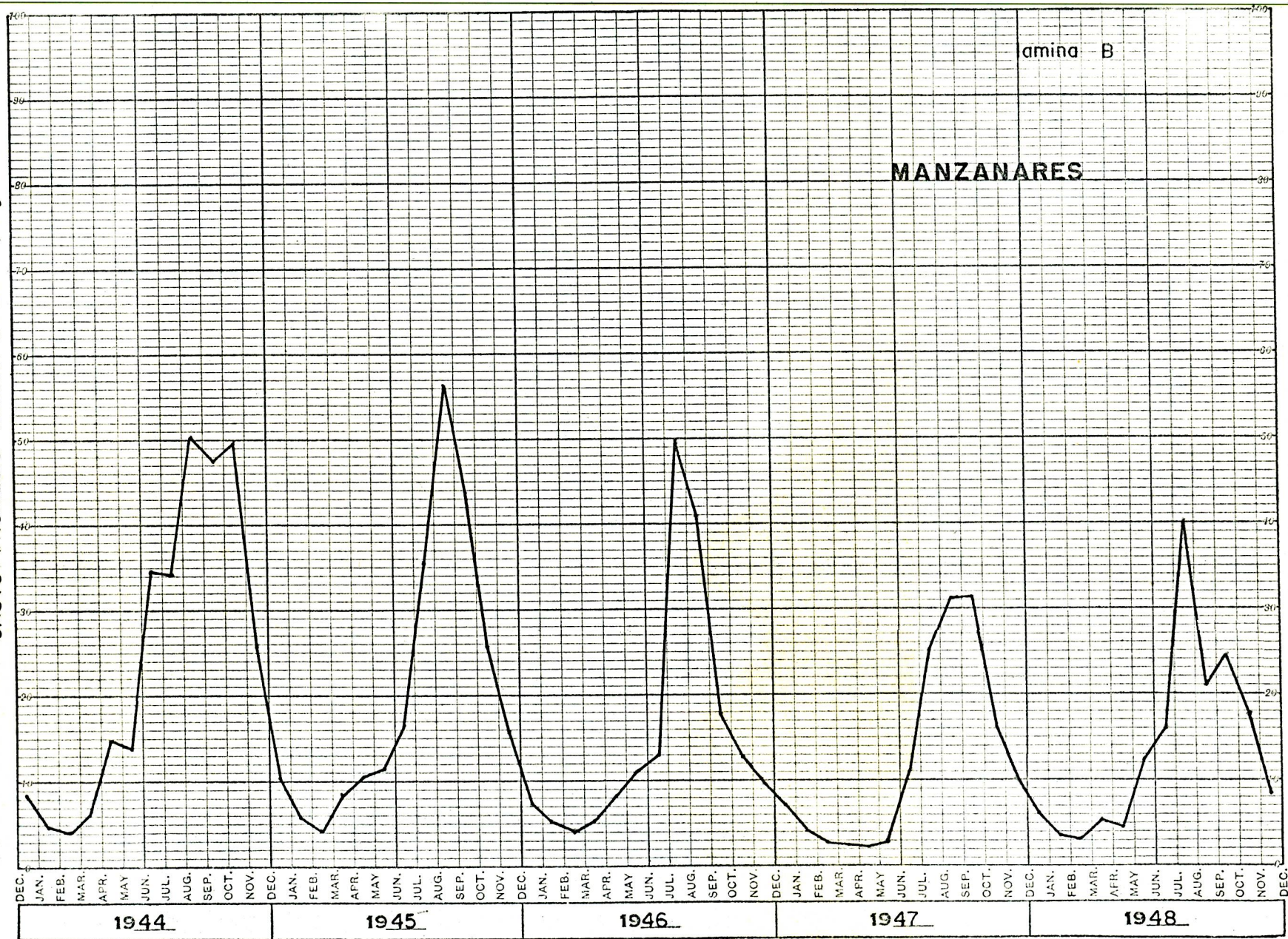
m = el número del año

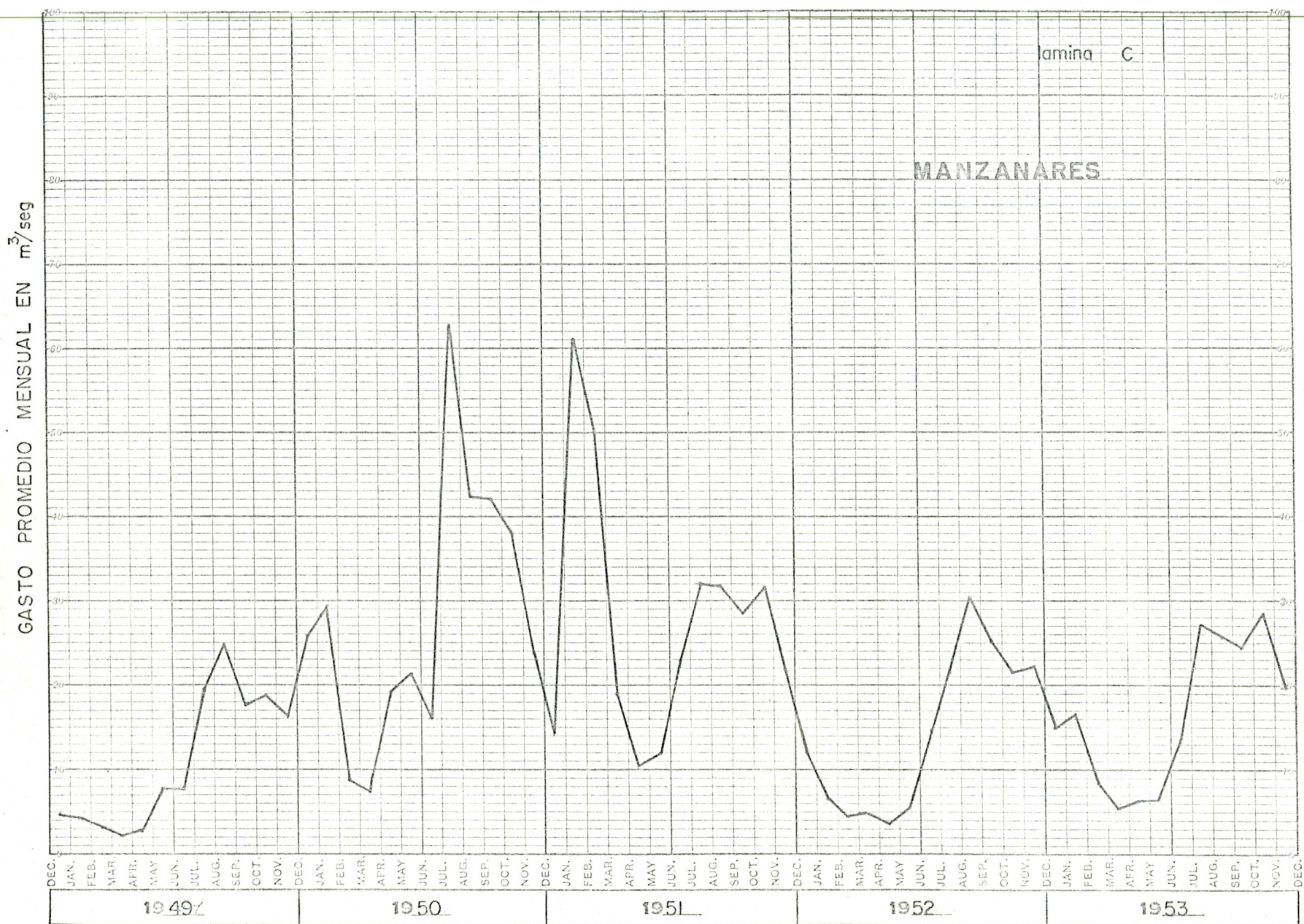
Dado a que el período de retorno obtenido es relativamente corto, por tener un registro de pocos años, se optó por alargarlo y para tal fin, se han considerado los gastos promedios mensuales del río Manzanares en Guaripa, (láminas anexas A, B, C, D, E y F) ya que esta estación tiene semejanza climática con la de Cancamure. En estas gráficas se destacan, una vez más, los veranos más desfavorables por tener escasos gastos de estiaje; estos veranos pertenecen a los años 1.959-60-61 y 1.942-47-49, entre los cuales se nota que el año más seco es el 1.942, el que se compara con los años 1.960 y 61, ampliando así la frecuencia en un rango entre 15 a 20 años.

GASTO PROMEDIO MENSUAL EN m³/seg

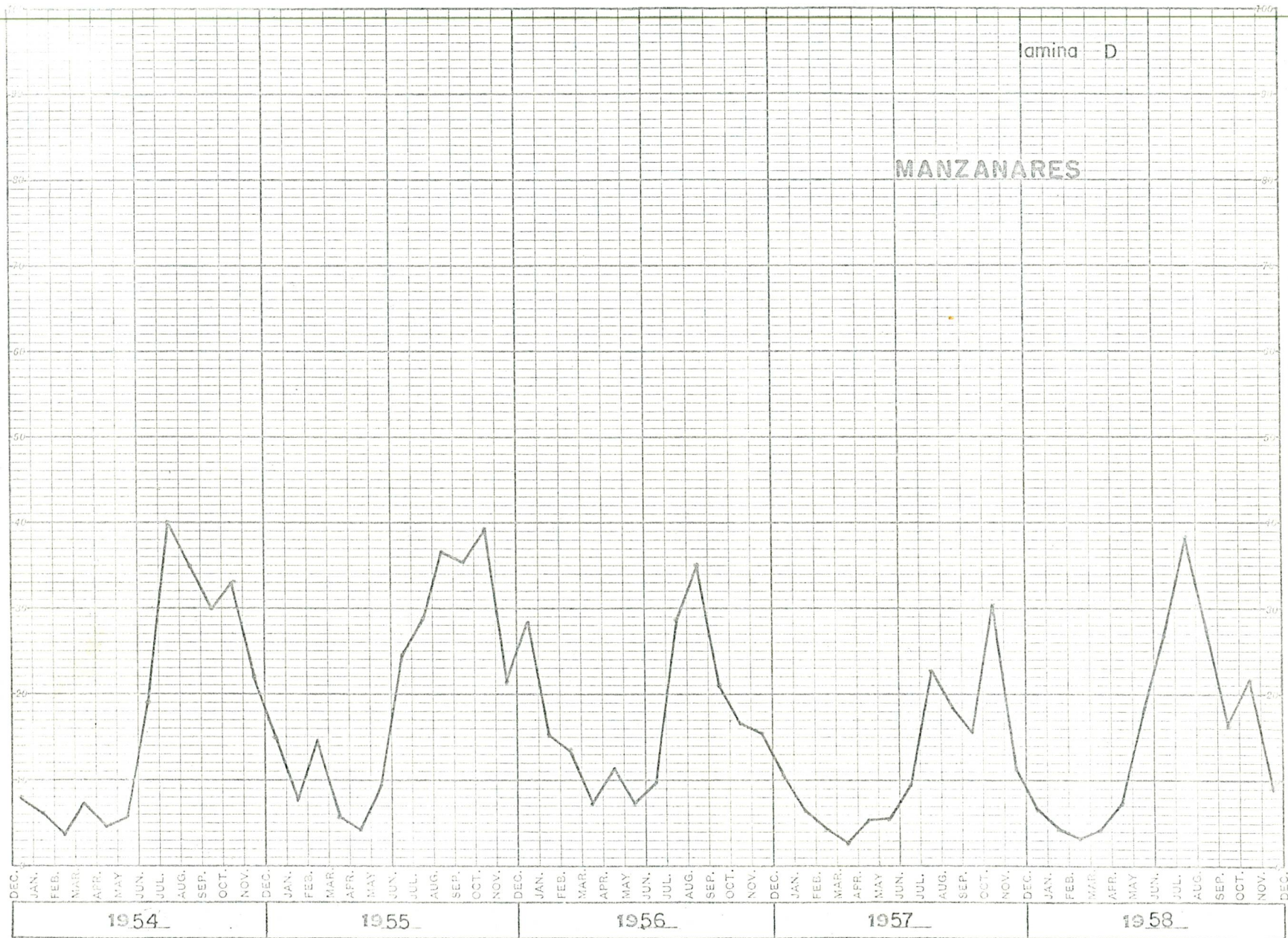


GASTO PROMEDIO MENSUAL EN m³/seg





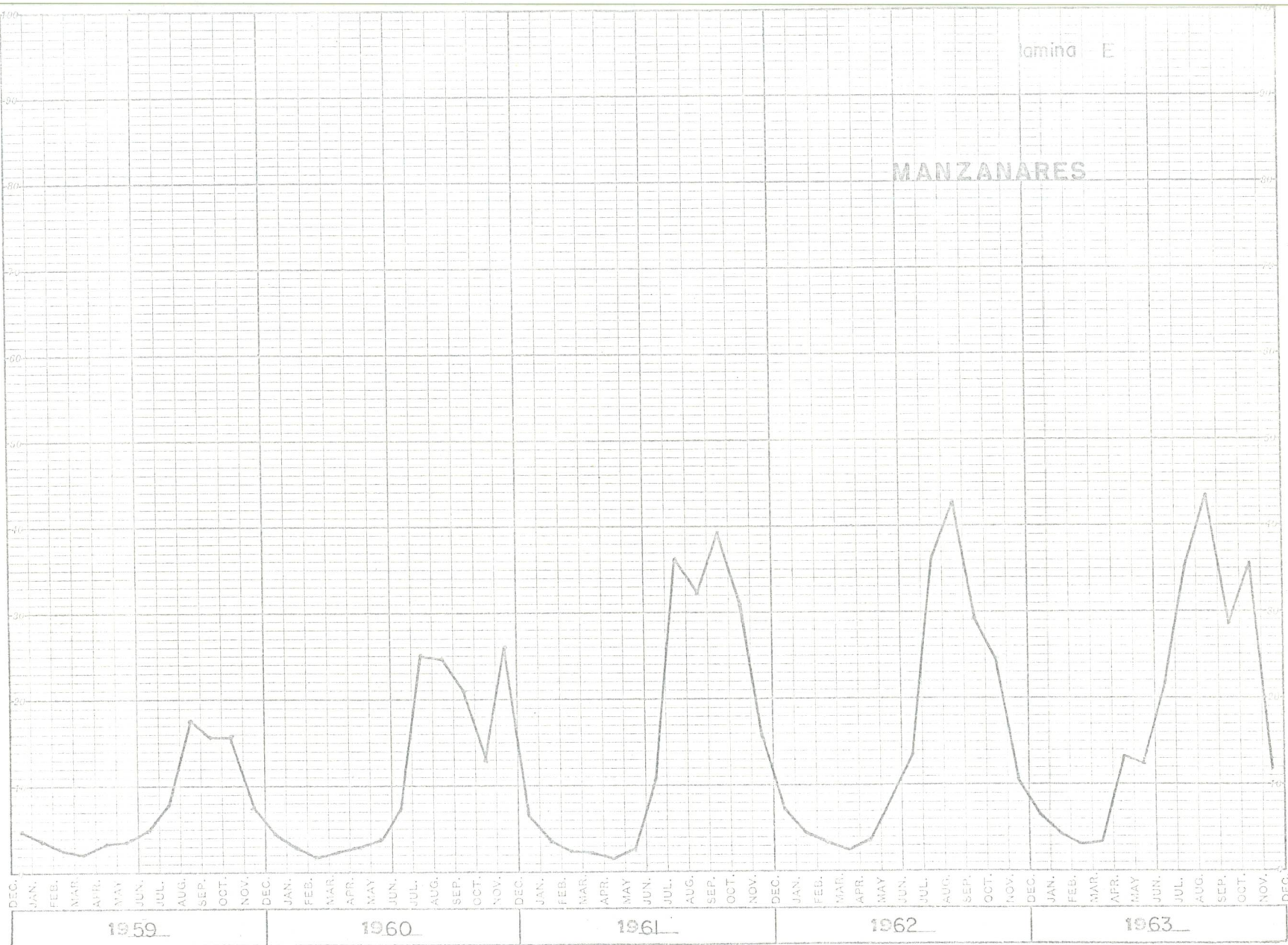
GASTO PROMEDIO MENSUAL EN m³/seg



GASTO PROMEDIO MENSUAL EN m³/seg

lamina E

MANZANARES



GASTO PROMEDIO MENSUAL EN m³/seg

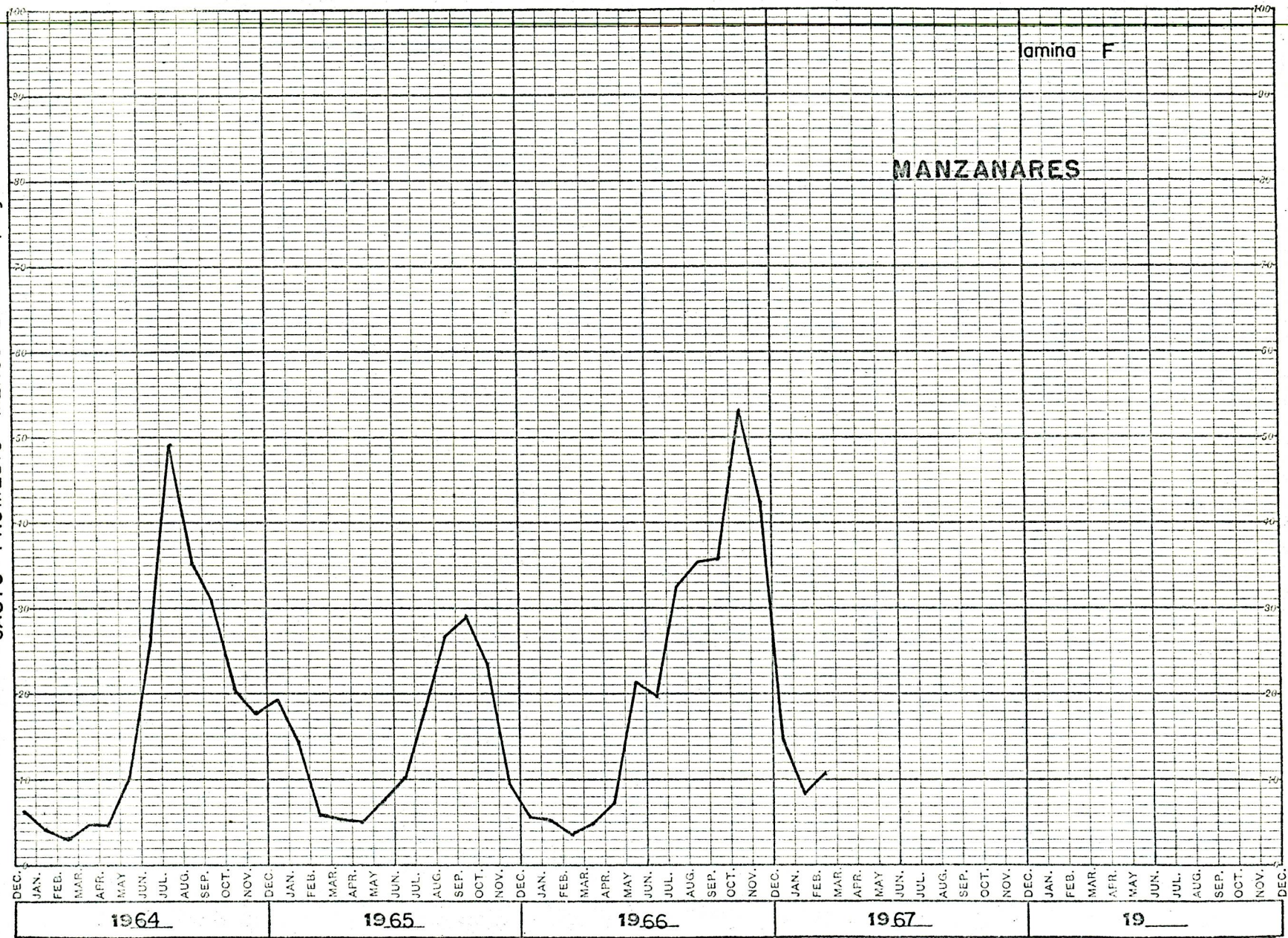


TABLA Nº 5

RIO CANCEMURE EN LA TOMA

VOLUMENES ANUALES FALTANTES, DURANTE LOS PERIODOS DE ESTIAJE, PARA GARANTIZAR UNA EXTRACCION CONTINUA DE 740 LTS/SEG. PARA EL ACUEDUCTO DE CUMANA, TOMADOS POR GRAVEDAD DE LA TOMA DEL RIO CANCEMURE

Nº DE AÑOS	AÑOS	VOLUMEN FALTANTE 10^6 m^3	ORDEN DE-CRECIENTE	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)
m = 1	1954	0.53	3.72	13.0
m = 2	1955	0.69	3.37	7.0
3	1956	0.00	2.16	5.0
4	1957	1.73	1.73	4.0
5	1958	1.73	1.73	3.4
6	1959	3.37	0.69	3.0
7	1960	3.72	0.53	2.7
8	1961	2.16	0.37	2.5
9	1962	0.37	0.18	2.3
10	1963	0.18	0.17	2.2
11	1964	0.17	0.17	2.1
n = 12	1965	0.17	0.00	2.0

TABLA Nº 6

RIO CANCAMURE EN MACARAPANA

VOLUMENES ANUALES FALTANTES, DURANTE LOS PERIODOS DE ESTIAJE, PARA GARANTIZAR UNA EXTRACCION CONTINUA DE 740 LTS/SEG. PARA EL ACUEDUCTO DE CUMANA, TOMADOS PARCIALMENTE POR GRAVEDAD DEL RIO CANCAMURE EN LA TOMA Y POR BOMBEO DEL RIO GUARANACHE

Nº DE AÑOS	AÑOS	VOLUMEN FALTANTE 10^6 m^3	ORDEN DE - CRECIENTE	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)
m = 1	1954	0	0.80	13.0
m = 2	1955	0	0.39	7.0
3	1956	0	0.16	5.0
4	1957	0	0.01	4.0
5	1958	0	0	3.4
6	1959	0.39	0	3.0
7	1960	0.80	0	2.7
8	1961	0.16	0	2.5
9	1962	0	0	2.3
10	1963	0	0	2.2
11	1964	0.01	0	2.1
n = 12	1965	0	0	2.0

TABLA Nº 7
RIO CANCAMURE EN LA TOMA

VOLUMENES ANUALES FALTANTES, DURANTE LOS PERIODOS DE ESTIAJE, PARA GARANTIZAR UNA EXTRACCION CONTINUA DE 1.100 LTS/SEG. PARA EL ACUEDUCTO DE CUMANA, TOMADOS POR GRAVEDAD DE LA TOMA DEL RIO CANCAMURE

Nº DE AÑOS	AÑOS	VOLUMEN FALTANTE 10^6 m^3	ORDEN DE CRECIENTE	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)
m = 1	1954	2.94	9.76	13.0
m = 2	1955	2.85	9.68	7.0
3	1956	0.69	5.96	5.0
4	1957	5.88	5.88	4.0
5	1958	5.79	5.79	3.4
6	1959	9.68	3.28	3.0
7	1960	9.76	2.96	2.7
8	1961	5.96	2.94	2.5
9	1962	3.28	2.85	2.3
10	1963	2.96	2.76	2.2
11	1964	2.76	1.21	2.1
n = 12	1965	1.21	0.69	2.0

TABLA N° 8

RIO CANCAMURE EN MACARAPANA

VOLUMENES ANUALES FALTANTES, DURANTE LOS PERIODOS DE ESTIAJE, PARA GARANTIZAR UNA EXTRACCION CONTINUA DE 1.100 LTS/SEG. PARA EL ACUEDUCTO DE CUMANA TOMADOS PARCIALMENTE POR GRAVEDAD DEL RIO CANCAMURE EN LA TOMA POR BOMBEO DEL RIO GUARANACHE

Nº DE AÑOS	AÑOS	VOLUMEN FALTANTE 10^6 m^3	ORDEN DE CRECIENTE	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)
m = 1	1954	0.53	5.07	13.0
m = 2	1955	0.09	4.06	7.0
3	1956	0.00	2.42	5.0
4	1957	1.12	2.16	4.0
5	1958	2.16	1.12	3.4
6	1959	4.06	0.95	3.0
7	1960	5.07	0.53	2.7
8	1961	2.42	0.53	2.5
9	1962	0.43	0.43	2.3
10	1963	0.95	0.27	2.2
11	1964	0.53	0.09	2.1
n = 12	1965	0.27	0.00	2.0

TENDENCIA DE LA RELACION "LLUVIA-ESCORRENTIA"
DE CANCAMURE Y GUARANACHE

Se hizo la relación de los gastos de estiaje de Guaranache v.s. Cancamure menos Guaranache (lo cual corresponde a la parte alta de Cancamure). En la gráfica N^o 5a se han ploteado los aforos de verano, del lapso correspondiente a 1.957-66; esta curva nos dió la pauta a seguir para el trazado de la curva en la gráfica N^o 5b; en ella se han relacionado los gastos de estiaje, considerándolos ahora como promedios anuales del mismo período. En esta última se podrá observar la tendencia favorable hacia Cancamure, de todos los puntos ploteados, con excepción del promedio anual del año 1.957 que más bien tiende hacia Guaranache. Del análisis de esta gráfica se concluye que hay una tendencia de la curva a inclinarse hacia Cancamure en los años venideros. Pudiéndose observar además que esta sub-cuenca no puede producir mayor rendimiento, pero que se puede mejorar si se toman medidas preventivas tales como cuidar mejor la vegetación ya que la deforestación empeorará las condiciones de ella.

En referencia a lo mencionado, a partir del año 1.953, dadas las gestiones realizadas por el Instituto Nacional de Obras Sanitarias para asegurar el abastecimiento de agua por el acueducto, el estado venezolano declaró esta zona como de defensa natural, desalojando a los conuqueros y reforestando esta zona con el fin de preservar esta fuente natural y así la cuenca defendida producirá más agua con una mejor distribución.

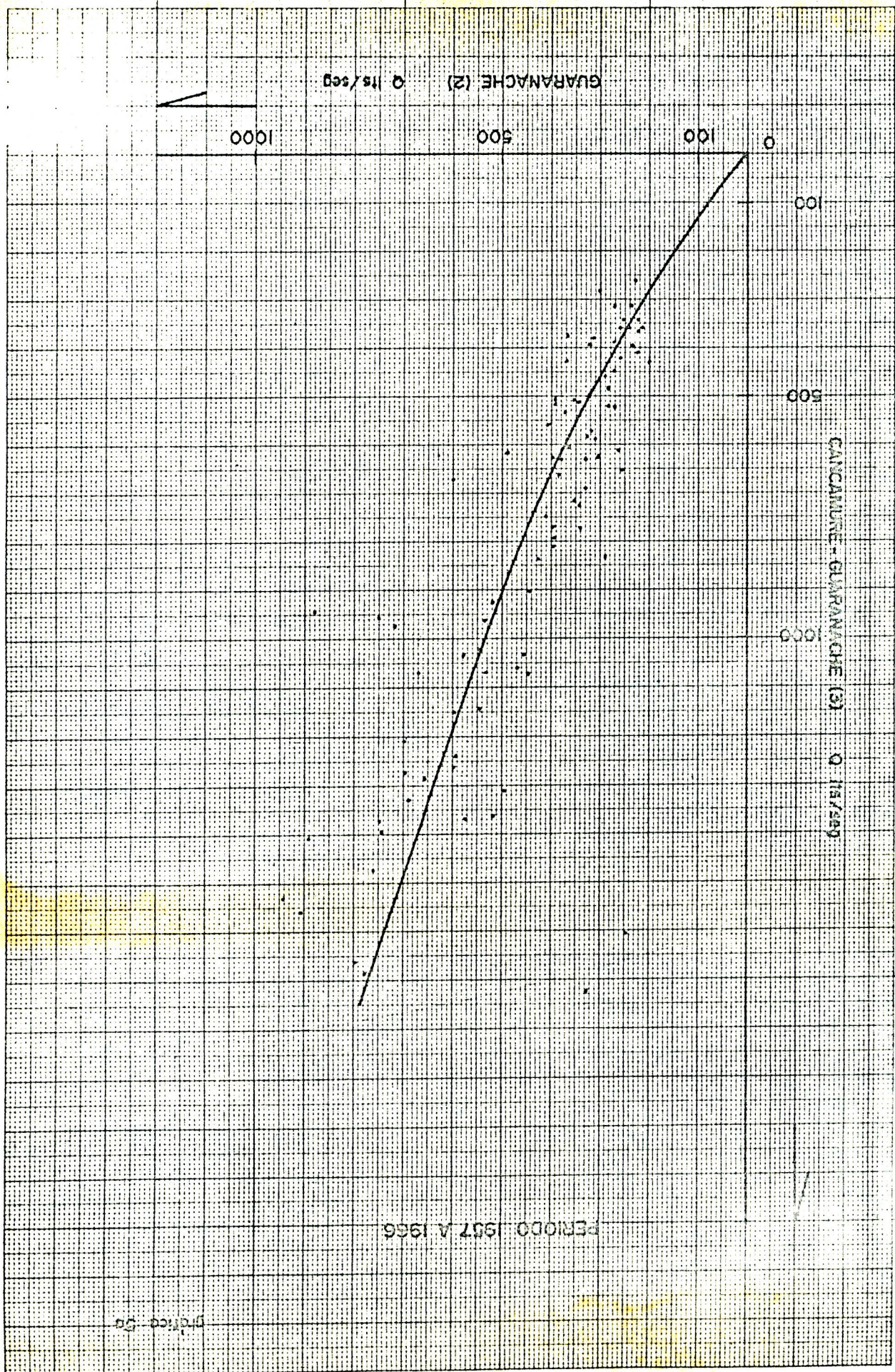
Será interesante que al disponer de un mayor registro, en un fu
turo, ampliar esta relación para asegurar la veracidad de las conclu
siones señaladas y de ver en que lapso la naturaleza se recupera.

GUARANACHE (2) Q l/s/seg

CANCAJURE - GUARANACHE (3) Q l/s/seg

PERIODO 1967 A 1966

Price 50



CRECIENTES DEL RIO MANZANARES

Las más grandes crecientes conocidas del río Manzanares ocurrieron en los años 1.892, 1.925, 1.956 y 1.966; las cuales han dado origen a múltiples daños, sobre todo, en el curso bajo del río inundando periódicamente parte de la ciudad de Cumaná, su zona de riego y también los fértiles suelos situados en las vegas del río.

Las consecuencias motivadas por estas crecientes tienden a agravarse en razón de las quemas y talas, empeorando así el régimen del río, ya que los aguaceros producen cada vez mayores picos en las crecientes y mayor cúmulo de sedimentos. Por otra parte, dado el desarrollo urbano, el problema se hace cada vez más crítico.

Para evitar o disminuir los daños de las avenidas se siguen en términos generales las siguientes medidas:

- 1º). Construcción de presas de regulación que permitan almacenar el volumen de las crecientes.
- 2º). Ampliar la capacidad hidráulica del cauce y así reducir los niveles máximos por aumento de las velocidades.
- 3º). Derivación de las aguas de avenidas por obras de desvío o cauces de alivio.
- 4º). Evacuación temporal o permanente de la planicie de inundación.
- 5º). Encauzamiento del escurrimiento dentro de la sección del cauce mediante bordos, muros o un conducto cerrado.
- 6º). Reducción del escurrimiento de avenidas con manejos de los terrenos.

CALCULO DE CRECIENTES

Hidrograma de la creciente

Para la obtención del Hidrograma Unitario representativo de la cuenca, se analizaron las gráficas del limnógrafo del río Manzanares en Guaripa. De todas las crecientes registradas se optó por examinar las que se presentaban con mayores picos y limpias, o sea, sin complicaciones precedentes o posteriores. De estas crecientes seleccionadas se elaboraron los hidrogramas de gasto base, a las cuales se aplicó el método de la curva "S" para definir la duración de la lluvia del hidrograma. Se promediaron los hidrogramas de aproximadamente igual duración determinando así el hidrograma unitario promedio de la cuenca.

Después de varios análisis se llegó a la conclusión de que este hidrograma unitario no es realmente representativo de la hoya del río Manzanares, ya que su tiempo de concentración y duración son muy cortos para una cuenca como la del río en estudio, aceptándose la idea de que los hidrogramas analizados registrados en Guaripa, son producidos por crecientes de los afluentes cercanos al sitio del limnógrafo.

Motivado a lo antes expuesto, se optó por calcular un hidrograma unitario sintético representativo de la cuenca. Para el cálculo de este hidrograma sintético se utilizaron los coeficientes de Muskingum y el mapa de isocronas calculados en la sección de Estudios de la División de Hidrometeorología del Ministerio de Obras Públicas; en la Tabla Nº 10 se presentan los cálculos del hidrograma unitario sintético.

CUADRO Nº 10

<u>HIDROGRAMA UNITARIO SINTETICO</u>									
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	
INTER-AREA VALO ACUM	% AREA	0.26 x(2)	$C_2 \times (5)$	(3)+(4)	(5)xf H.U.I	H.U.I DESF.	(6)+(7)	H.U. D=1hr	
0	0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0		0.0	0.0
1	29	3.5	0.91	0.00	0.91	2.1	0.0	2.1	1.05
2	82	6.4	1.66	0.67	2.33	5.4	2.1	7.5	3.75
3	151	1.9	0.49	1.72	2.21	5.1	5.4	10.5	5.25
4	215	14.1	3.67	1.64	5.31	12.3	5.1	17.4	8.70
5	294	9.7	2.52	3.93	6.45	14.9	12.3	27.2	13.6
6	356	7.5	1.95	4.77	6.72	15.5	14.9	30.4	15.2
7	459	12.4	3.22	4.97	8.19	18.9	15.5	34.4	17.2
8	602	17.3	4.50	6.06	10.56	24.4	18.9	43.3	21.75
9	718	14.1	3.67	7.81	11.48	26.5	24.4	50.9	25.45
10	830	13.1	3.41	8.50	11.91	27.5	26.5	54.0	27.0
					8.81	20.4	27.5	47.9	23.95
					6.52	15.1	20.4	35.5	17.75
					4.83	11.2	15.1	26.3	13.15
					3.57	8.3	11.2	19.5	9.75
					2.64	6.1	8.3	14.4	7.2
					1.95	4.5	6.1	10.6	5.3
					1.44	3.3	4.5	7.8	3.9
					1.07	2.5	3.3	5.8	2.9
					0.79	1.8	2.5	4.3	2.15
					0.58	1.3	1.8	3.1	1.55
					0.43	1.0	1.3	2.3	1.15
					0.32	0.7	1.0	1.7	0.85
					0.24	0.6	0.7	1.3	0.65
					0.18	0.4	0.6	1.0	0.50
					0.13	0.3	0.4	0.7	0.35
					0.10	0.2	0.3	0.5	0.25
					0.07	0.2	0.2	0.4	0.20

FACTOR DE MITIGACION: $f = \frac{10^{-3} \times 10^6 \times 830}{36 \times 100}$

$f = 2.31$

$T_c = 7$ horas

$C_o = C_1 = 0.13$

$C_2 = 0.74$

$C_o + C_1 = 0.26$

Determinación de la lluvia efectiva

En este estudio se consideraron las lluvias máximas anuales y la precipitación media anual de las estaciones Cumanacoa, Guaripa, Cumaná y Cocolar. Los datos de las dos últimas estaciones se han rechazado por presentar, respecto a las demás un valor muy alto de la relación porcentual de precipitación diaria v.s. precipitación media anual, esto es de esperarse ya que la estación Cocolar no queda dentro de la cuenca y la de Cumaná queda tan cerca a la desembocadura que las lluvias en ella registradas no tienen influencia en toda la hoya.

Con las lluvias máximas anuales de las estaciones ya seleccionadas, se calculó la máxima precipitación probable en 24 horas con períodos de retornos de 100, 50 y 25 años utilizando las gráficas calculadas por Hershfield. En vista de que este método no se ajusta a las lluvias orográficas, que son las comunes en esta cuenca motivando a que los valores obtenidos resultaran excesivamente altos, por lo que se optó descartar estos cálculos.

En la Tabla Nº 20 se hizo la relación media porcentual de la precipitación diaria y la precipitación media anual, además del cómputo de la máxima precipitación diaria sobre la cuenca hasta Guaripa que resultó de 114 mm.

A esta lluvia obtenida (114 mm) se le aplicó una corrección basada en la distribución del porcentaje de lluvia para una duración de 9 horas; dicha distribución fué obtenida del análisis de la tormenta del día 11 a 12 de diciembre de 1.966 (gráfica LL y Tabla LL).

A continuación se señalan los valores a los cuales nos hemos referidos:

(1) HORA	(2) <u>% DE LLUVIA ACUMULADA</u>	(3) <u>% LLUVIA X 114 mm</u>	(4) <u>INCREMENTO DE LLUVIA</u>
0	0.0	0.0	
1	0.1	0.1	0
2	25.2	28.7	29
3	30.5	34.8	6
4	33.0	37.6	3
5	40.5	46.2	8
6	40.5	46.2	0
7	69.0	78.7	33
8	75.5	86.1	7
9	79.0	90.0	4

SUMA = 90 mm

Mediante tanteo se hicieron varias distribuciones de los incrementos de lluvia hasta lograr la condición más desfavorable, asumiendo una pérdida inicial de 20 mm. y rata horaria de 4 mm/hora, obteniéndose una lluvia efectiva de 54 mm que representa casi el 40% de pérdidas.

Al multiplicar esta lluvia efectiva por el área de la cuenca hasta Guaripa se obtuvo el volúmen escurrido de $47 \times 10^6 \text{ m}^3$, valor igual al obtenido al planimetrar el hidrograma unitario de entrada.

Cálculo de las crecientes para el período de retorno de 25 y 100 años

Al hidrograma unitario sintético se le ha aplicado la lluvia efectiva con 40% de pérdidas (anteriormente calculadas) obteniéndose así el hidrograma unitario de entrada para Tr de 25 años como se ilustra en el cuadro N^o 12.

También se ha obtenido el hidrograma unitario de entrada para un T_r de 100 años, pero éste presenta un pico sumamente alto (quizás debido a que las lluvias aplicadas eran excesivamente elevadas), razón por la cual no se creyó conveniente aplicarlo en el estudio del tránsito de avenidas; sin embargo, se deja como una observación marginal. (cuadro Nº 11).

CUADRO Nº 11

CRECIENTE PARA T_R DE 100 AÑOS							
<u>HR.</u>	<u>H.U.</u>	<u>2</u>	<u>40</u>	<u>46</u>	<u>2</u>	<u>2</u>	<u>H.U. DE ENTRADA</u>
0	0.0	0.0					
1	1.0	2.0	0.0				2.0
2	3.8	7.6	40.0	0.0			47.6
3	5.3	10.6	152.0	46.0	0.0		208.6
4	8.7	17.4	212.0	174.8	9.0	0.0	413.2
5	13.6	27.2	348.0	243.8	34.2	2.0	655.2
6	15.2	30.4	544.0	400.2	47.7	7.6	1029.9
7	17.2	34.4	608.0	625.6	78.3	10.6	1356.9
8	21.7	43.4	688.0	699.2	122.4	17.4	1570.4
9	25.5	51.0	868.0	791.2	136.8	27.2	1874.2
10	27.0	54.0	1020.0	998.2	154.8	30.4	2257.4
11	24.0	48.0	1080.0	1173.0	195.3	34.4	2530.7
12	17.8	35.6	960.0	1242.0	229.5	43.4	2510.5
13	13.2	26.4	712.0	1104.0	243.0	51.0	2136.4
14	9.8	19.6	528.0	818.8	216.0	54.0	1636.4
15	7.2	14.4	392.0	607.2	160.2	48.0	1221.8
16	5.3	10.6	288.0	423.2	118.8	35.6	876.2
17	3.9	7.8	212.0	331.2	88.2	26.4	665.6
18	2.9	5.8	156.0	243.8	64.8	19.6	490.0
19	2.2	4.4	116.0	179.4	47.7	14.4	361.9
20	1.6	3.2	88.0	137.4	35.1	10.6	270.3
21	1.2	2.4	64.0	101.2	26.1	7.8	201.5
22	0.9	1.8	48.0	73.6	19.8	5.8	149.0
23	0.7	1.4	36.0	55.2	14.4	4.4	111.4
24	0.5	1.0	28.0	41.4	10.8	3.2	84.4
25	0.4	0.8	20.0	32.2	8.1	2.4	63.5
26	0.3	0.6	16.0	23.0	6.3	1.8	47.7
27	0.2	0.4	12.0	18.4	4.5	1.4	36.7

CUADRO N^o 12

CRECIENTE PARA T_R DE 25 AÑOS

<u>HR.</u>	<u>H.U.</u>	<u>19</u>	<u>29</u>	<u>4</u>	<u>2</u>	<u>H.U. DE ENTRADA</u>
0	0.0	0.0				0.0
1	1.0	19.0	0.0			19.0
2	3.8	72.2	29.0	0.0		101.2
3	5.3	100.7	110.2	4.0	0.0	214.9
4	8.7	165.3	153.7	15.2	2.0	336.2
5	13.6	258.4	252.3	21.2	7.6	539.5
6	15.2	288.8	394.4	34.8	10.6	728.6
7	17.2	326.8	440.8	54.4	17.4	839.4
8	21.7	412.3	498.8	60.8	27.2	999.1
9	25.5	484.5	629.3	68.8	30.4	1213.0
10	27.0	513.0	739.5	86.8	34.4	1373.7
11	24.0	456.0	783.0	102.0	43.4	1384.4
12	17.8	338.2	696.0	108.0	51.0	1193.2
13	13.2	250.8	516.2	96.0	54.0	917.0
14	9.8	186.2	382.8	71.2	48.0	688.2
15	7.2	136.8	284.2	52.8	35.6	509.4
16	5.3	100.7	208.8	39.2	26.4	375.1
17	3.9	74.1	153.7	28.8	19.6	276.2
18	2.9	55.1	113.1	21.2	14.4	203.8
19	2.2	41.8	84.1	15.6	10.6	152.1
20	1.6	30.4	63.8	11.6	7.8	113.6
21	1.2	22.8	46.4	8.8	5.8	83.8
22	0.9	17.1	34.8	6.4	4.4	62.7
23	0.7	13.3	26.1	4.8	3.2	47.4
24	0.5	9.5	20.3	3.6	2.4	35.8
25	0.4	7.6	14.5	2.8	1.8	26.7
26	0.3	5.7	11.6	2.0	1.4	20.7
27	0.2	3.8	8.7	1.6	1.0	15.1

TABLA LLANALISIS DE LA TORMENTA REGISTRADA

<u>DIA:</u>	<u>TIEMPO:</u>	<u>LLUVIA</u>	<u>LL ACUMUL.</u>	<u>% DE LL ACUMUL.</u>
11-12-66	13.00	0.0	0.0	0.0
	14.00	0.7	0.7	0.6
	14.25	2.3	3.0	2.6
	14.75	23.0	26.0	22.3
	15.00	3.5	29.5	25.3
	15.50	4.5	34.0	29.2
	16.00	1.4	35.4	30.4
	16.50	2.6	38.0	32.6
	17.00	0.4	38.4	33.0
	17.75	7.0	45.4	39.0
	18.00	2.0	47.4	40.7
	19.00	0.1	47.5	40.8
	19.15	0.7	48.2	41.4
	20.00	31.0	79.2	68.0
	20.15	4.7	83.9	72.1
	20.40	2.5	86.4	74.2
22.00	5.3	91.7	78.8	
22.30	0.4	92.1	79.1	
24.75	0.1	92.2	79.2	
12-12-66	1.00	0.4	92.6	79.6
	2.30	0.0	92.6	79.6
	3.00	5.0	97.6	83.8
	3.75	8.7	106.3	91.3
	4.15	3.5	109.8	94.3
	6.00	5.6	115.4	99.1
	6.30	0.5	115.9	99.6
	7.00	0.2	116.1	99.7
8.30	0.3	116.4	100.0	
SUMA		116.4		

TORMENTA DEL 11 AL 12/12/1966

GUARIPA

PATRON DE LLUVIA

100
50
30
20
10
0

% LL ACUMULADA

0 2 5 10 20

TIEMPO EN HORAS

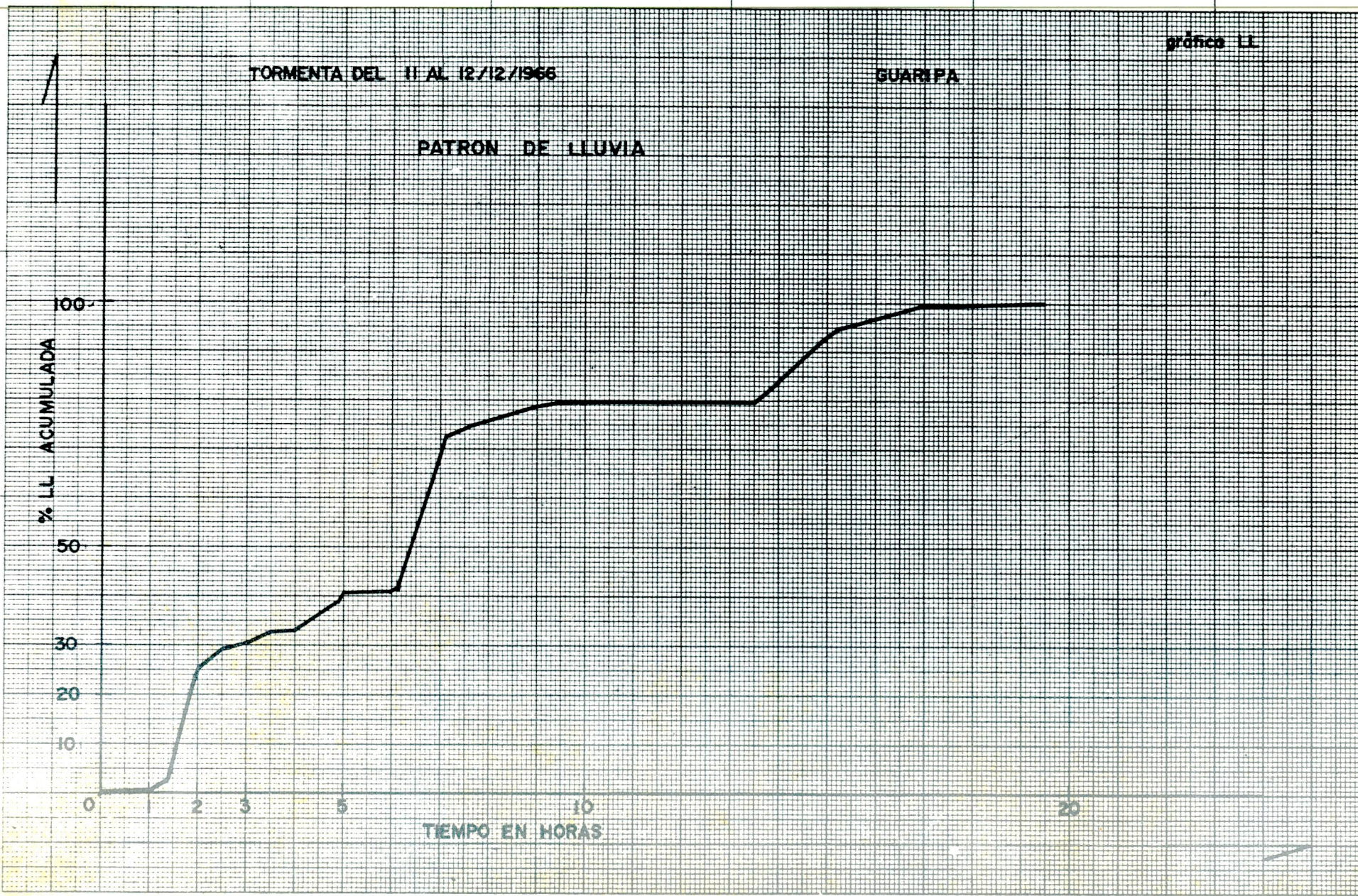


TABLA Nº 20

(1) Estación	(2) X_n (mm)	(3) K_{25}	(4) σ_n	(5) X_{25} (mm)	(6) P.M.A. (mm)	(7) $\frac{(5)}{(6)} \times 100$ (%)
Cumanacoa	67.1	2.63	14.8	106	1448	7.3
Guaripa	63.5	2.48	17.4	107	1179	9.1
Cancamure	75.5	2.44	33.7	157	1781	8.8
S U M A						25.3
P R O M E D I O						8.4

X_n = precipitación media de las lluvias máximas anuales para el período de "n" años.

K_{25} = coeficientes de ajuste que se han sacado de la Tabla de distribución de frecuencia hecha por Kendall.

X_{25} = precipitación máxima diaria para un T_R de 25 años
 $= X_n + K_{25} \sigma_n$

P.M.A. = precipitación media anual.

σ_n = desviación standard para el período de "n" años calculada por la fórmula:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{n-1}}$$

Tormenta con frecuencia de 1 : 25 años = 8.4% x 1351 = 113,5 mm
 ≈ 114 mm

este valor corresponde a la máxima precipitación diaria siendo - 1351 mm la precipitación media de la cuenca hasta Guaripa.

Tormenta con duración de 9 hr. = 0,79 x 114 = 90 mm (que es el promedio de la cuenca)

ESTUDIO PRELIMINAR PARA EL TRANSITO

El objetivo primordial del embalse en Guaripa será controlar las avenidas y, como función secundaria, el de almacenar agua para fines de riego.

Existe un sistema de riego en Cumaná que por medio de un dique - derivador, con capacidad de $2,5 \text{ m}^3/\text{seg.}$, se distribuye (mediante sus canales) agua para regar 2.500 Ha.

Se analizaron los gastos promedios mensuales correspondientes a todos los registros del río Manzanares (tanto en el sitio de Corozaal como en el de Guaripa) (Ver láminas desde A hasta F), con los cuales se comprobó que en la mayoría de los veranos los gastos del río superaban a los 2.500 lts/seg. , con excepción de los años 1942-60-61 y 1947-49-59, en los cuales la demanda de riego superó a los gastos de estiaje. Por tal motivo se han planteado los gastos medios diarios correspondientes a estos años, como se observa en las gráficas Nos. 15 y 16.

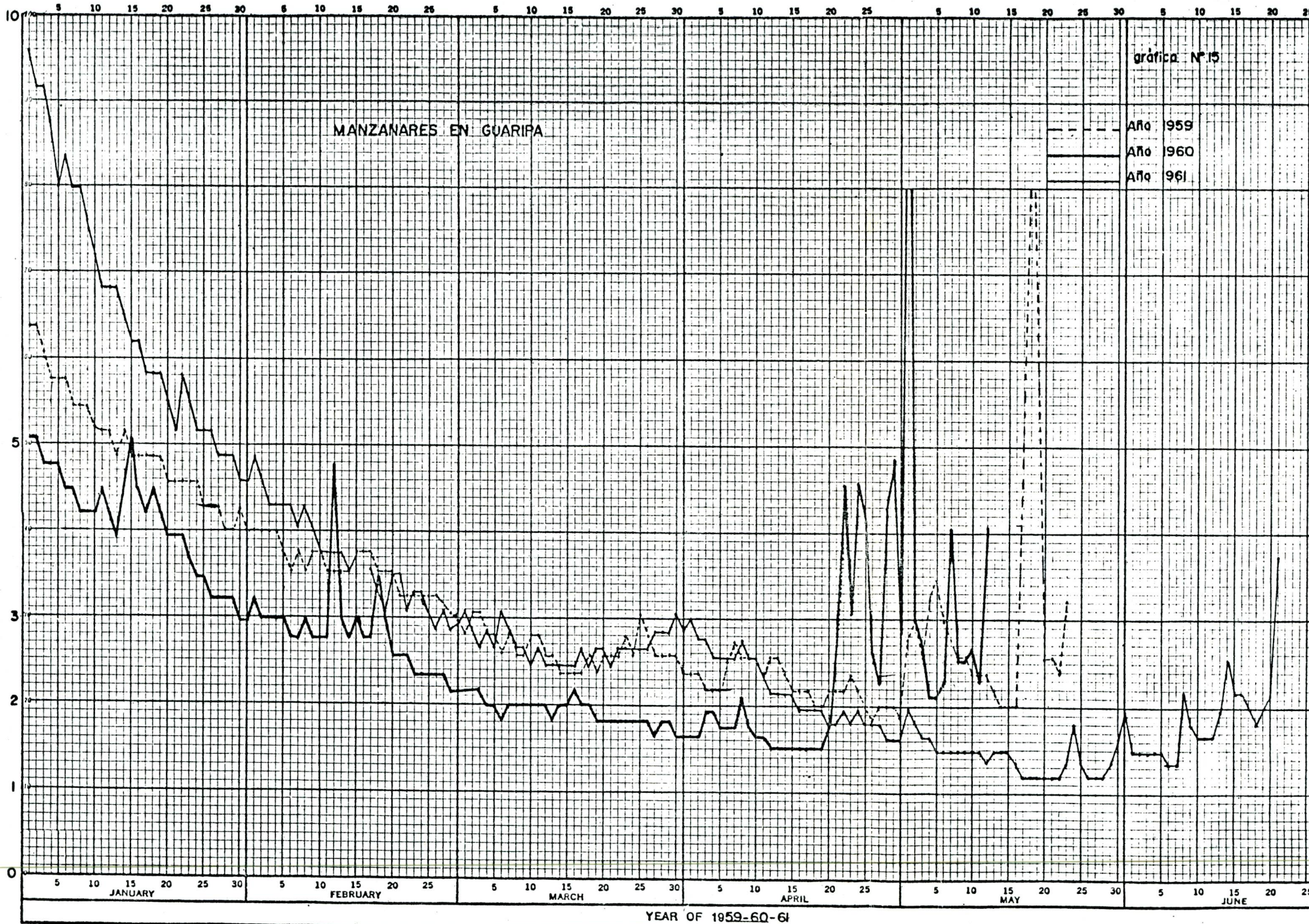
De los 6 años, anteriormente mencionados se optó por analizar - los correspondientes a los años: 1961-42 y 60, por ser en este orden los más secos; este análisis se puede apreciar en la siguiente tabla, del cual se desprende el valor de la cantidad de agua que es necesaria embalsar para garantizar las exigencias del riego.

Se concluye que para una frecuencia de 20 años se necesitará embalsar $5,195 \times 10^6 \text{ m}^3 \approx 5,2 \text{ M m}^3$.

Considerando las perdidas y este volumen faltante para satisfacer la mayor demanda de riego, en épocas de sequía, se requiere almacenar un volumen de $6,0 \times 10^6 \text{ m}^3$ para poder asegurar el sistema de riego existente.



Q MEDIO DIARIO EN m³/seg



gráfica N° 15

Año 1959

Año 1960

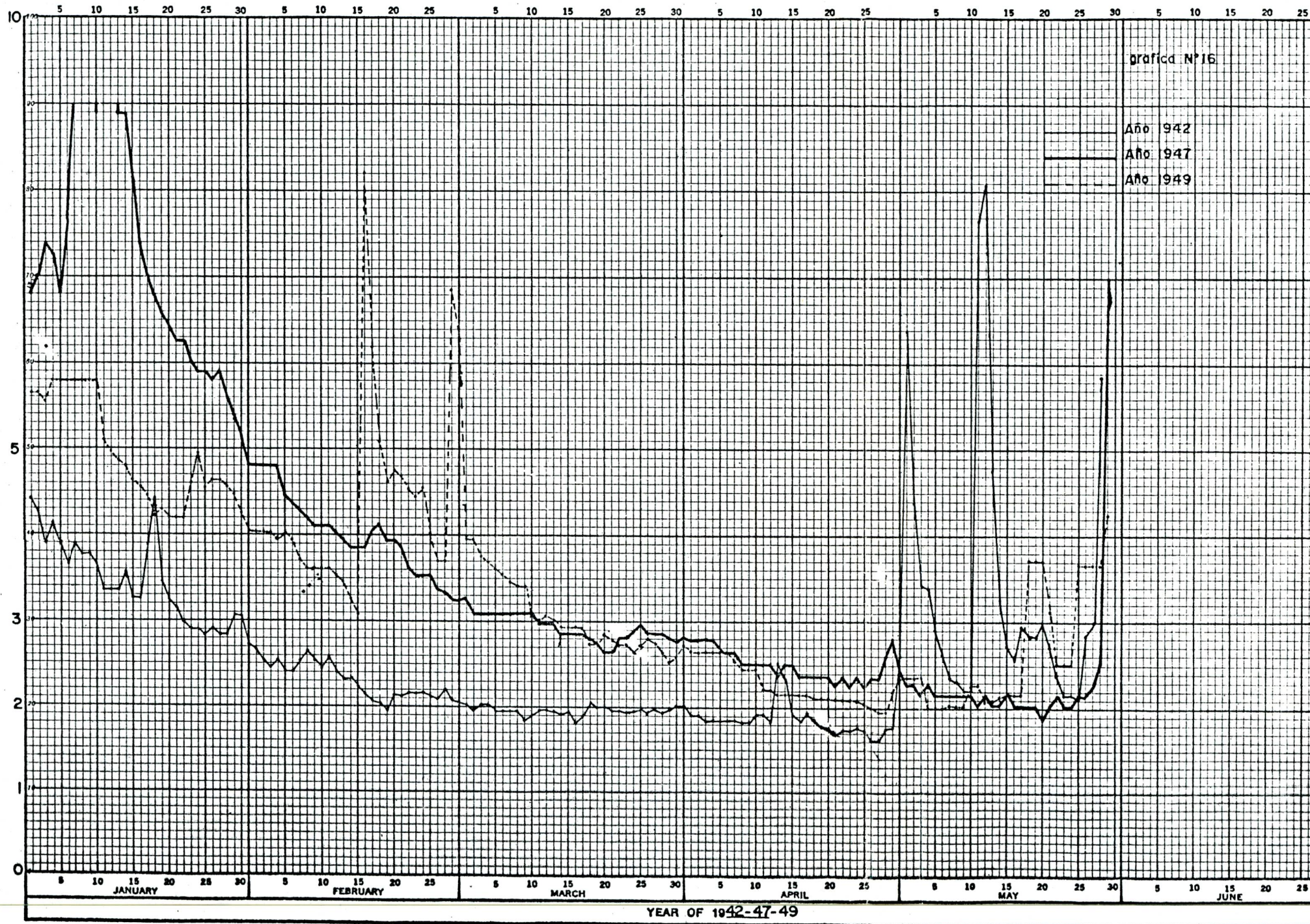
Año 1961

MANZANARES EN GUARIPA

YEAR OF 1959-60-61



Q MEDIO DIARIO EN m³/seg



grafica N° 16

Año	1942
Año	1947
Año	1949

YEAR OF 1942-47-49

Años	Meses	Número de días con gastos menores de:			Volúmenes faltantes en 10^6 m ³ para garantizar un gasto mínimo de:		
		1,5 (m ³ /seg.)	2,0 (m ³ /seg.)	2,5 (m ³ /seg.)	1,5 (m ³ /seg.)	2,0 (m ³ /seg.)	2,5 (m ³ /seg.)
1961	Abril	0	15	20	0	0,198	0,994
	Mayo	24	31	31	0,332	1,504	2,957
	Junio	7	15	19	0,038	0,479	1,244
	Anual	31	61	70	0,370	2,181	5,195
1942	Febrero	0	1	17	0	0,003	0,473
	Marzo	0	21	31	0	0,076	1,386
	Abril	0	28	29	0	0,441	1,664
	Mayo	0	0	8	0	0	0,188
	Anual	--	50	77	--	0,520	3,711
1960	Febrero	0	0	7	0	0	0,135
	Marzo	0	15	31	0	0,294	1,571
	Abril	0	19	20	0	0,572	1,343
	Anual	--	34	58	---	0,866	3,049

Pérdidas de Evaporación en el embalse.

De todas las estaciones que observan este parámetro y que se analizaron para este estudio (Ver cuadro Nº 2 del estudio de "Evaporación"), se consideraron los datos correspondientes a Guatacaral por estar más cerca del sitio de presa, la más alejada del mar (esta ubicada en el sitio donde el río sale de la sierra), por estar dentro de la hoya y por tener un registro continuo desde el año 1963 hasta la actualidad. Las demás estaciones se han rechazado por no reunir estas condiciones.

Para obtener las pérdidas por evaporación del embalse proyectado, se calculó la sumatoria de los promedios mensuales de la estación en estudio, la cual dió un valor de 2.002 mm; con este valor de la evaporación media anual del período mencionado, se entró a una tabla calculada por el Ing. Arnoldo José Gabaldón en su trabajo: "Información básica hidrológica sobre Evaporación Media Anual" (Enero 1965), se consiguió el factor 0,78, el cuál se multiplicó por cada uno de los promedios mensuales, del período analizado, que sumados nos dan la evaporación sobre la superficie del embalse, valor que resultó de 1.562 mm.

Datos con que se dispone para el Estudio del Tránsito de Avenidas para T_R de 25 años.

Para este fin nos hemos referido a la cruva de Elevación-Áreas-Capacidades hecho por el Ing. Guido Posewitz, para el estudio del an teproyecto de presas en la cuenca del río Manzanares.

Los datos tomados son los que a continuación se especifica:

- El eje de la toma estará a los $2/3$ partes de la altura de las aguas muertas, o sea, a 52 m.s.n.m.
- La capacidad muerta para 50 años es de $17,5 \times 10^6 \text{ m}^3$ de agua.
- Cota de aguas muertas = 55,6 m.s.n.m.
- Cota del aliviadero: 64.0 m.s.n.m.

También se ha usado para fines del cálculo una lluvia efectiva de 54 mm que corresponde a un volumen escurrido , de $47 \times 10^6 \text{ m}^3$ - (obtenidos con anterioridad).

Por encima de la cota de aguas muertas se dispondrá de $6,0 \times 10^6 \text{ m}^3$ de agua (la razón de este valor se explica detalladamente - en el estudio preliminar para el tránsito); por lo tanto, el nivel de aguas normales estará a 58 m.s.n.m., lo cuál corresponde a una - capacidad de $23,5 \times 10^6 \text{ m}^3$, en esta cota estará el nivel del agua al comienzo de la creciente y por ende, la toma trabajará con una - altura de 6,0 mts. de carga.

La capacidad total de la presa es de $42.3 \times 10^6 \text{ m}^3$ que corres ponde a la cota del aliviadero (64.0 m.s.n.m.).

La utilidad de la toma será además para poder regular las crecientes pequeñas o sea, las que no llegan a la cota del aliviadero.

Después de varios tanteos con la longitud de la cresta del ver

tedero, se consideró que la longitud más adecuada corresponde a 20 mts.

Cálculo de la curva de gasto sobre el vertedor.

En la tabla Nº 30 se tabularon valores de los gastos obtenidos con la fórmula $Q = C \times L \times H^{3/2}$. En dicha tabla, los diferentes valores de "C" para los correspondientes de "K" se han obtenidos, de la curva del vertedor con parámetro vertical, del texto de Hidráulica de Trueba Coronel. Estos valores junto con los previamente calculados de $L = 20$ mts. y $H = 6$ mts., sustituidos en la fórmula del gasto sobre el vertedor, nos dieron diferentes valores de "Q" para varios de "h" y con estos 2 últimos parámetros se construyó la curva citada.

Curva de gastos en la toma.

Se ha utilizado la fórmula $Q = A \times C_d \times \sqrt{2gh}$ en donde: A es el área de la tubería, con diámetro de 3 mts.

C_d es el coeficiente de descarga.

En la tabla Nº 31 se resumen los valores obtenidos para los gastos correspondientes a diferentes alturas.

Como el estudio del tránsito se comienza con el nivel de aguas normales, o sea, con la cota de 58 m.s.n.m., hubo que restar a los valores de los gastos el correspondiente a esta cota y así tener el origen de ordenadas de dicha curva en 58 mts. como se puede observar en la gráfica.

TABLA Nº 30

K	C	h = KH mts.	$h^{3/2}$	$L \times h^{3/2}$	Q $m^3/\text{seg.}$
0.1	1.789	0.6	0.147	2.94	5.3
0.2	1.810	1.2	1.32	26.4	47.8
0.3	1.850	1.8	2.42	48.4	89.5
0.4	1.910	2.4	3.71	74.2	141.7
0.5	1.980	3.0	5.19	103.8	205.5
0.6	2.030	3.6	6.83	136.6	277.3
0.7	2.080	4.2	8.61	172.2	358.2
0.8	2.125	4.8	10.51	210.2	446.7
0.9	2.160	5.4	12.54	250.8	541.7
1.0	2.180	6.0	14.7	294.0	640.9

Fórmula empleada:

$$Q = C \times L \times h^{3/2}$$

$$Q_T = 1384.4 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{54\%} = 640.9 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$H = 6 \text{ mts.}$$

$$L = 20 \text{ mts.}$$

TABLA N^o 31

Cota (m.s.n.m.)	h (mts.)	\sqrt{h}	Q m ³ /seg.
52.0	0.0	0.0	0.0
52.5	0.5	0.71	14.8
53.0	1.0	1.00	20.8
53.5	1.5	1.22	25.3
54.0	2.0	1.41	29.3
55.0	3.0	1.73	35.9
56.0	4.0	2.00	41.5
57.0	5.0	2.24	46.5
58.0	6.0	2.45	50.9
59.0	7.0	2.65	55.0
60.0	8.0	2.83	58.8
61.0	9.0	3.00	62.3
62.0	10.0	3.16	65.6
63.0	11.0	3.32	69.0
64.0	12.0	3.46	71.9
65.0	13.0	3.61	75.0
66.0	14.0	3.74	77.7
67.0	15.0	3.87	80.4
68.0	16.0	4.00	83.1
69.0	17.0	4.12	85.6
70.0	18.0	4.24	88.1

Fórmula Aplicada:

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

$$A = 71 \text{ mts.}^2$$

$$C_d = 0,65$$

$$A \times C_d \times \sqrt{2g} = 20,77$$

TRANSITO DE LA AVENIDA

En el desarrollo del tránsito se han utilizado las dos gráficas adjuntas que contienen:

- Curva de almacenamiento sobre la cresta.
- Curva de gasto sobre el vertedor.
- Curva de gasto en la toma.
- Curvas de $\left(\frac{S}{T} + \frac{Q}{2}\right)$ y $\left(\frac{S}{T} - \frac{Q}{2}\right)$

Obtención de los valores para construir dichas curvas:

Antes que todo, se toma un intervalo de aproximadamente el 20% del tiempo de concentración (7 horas), para el valor del tiempo (T) a usar.

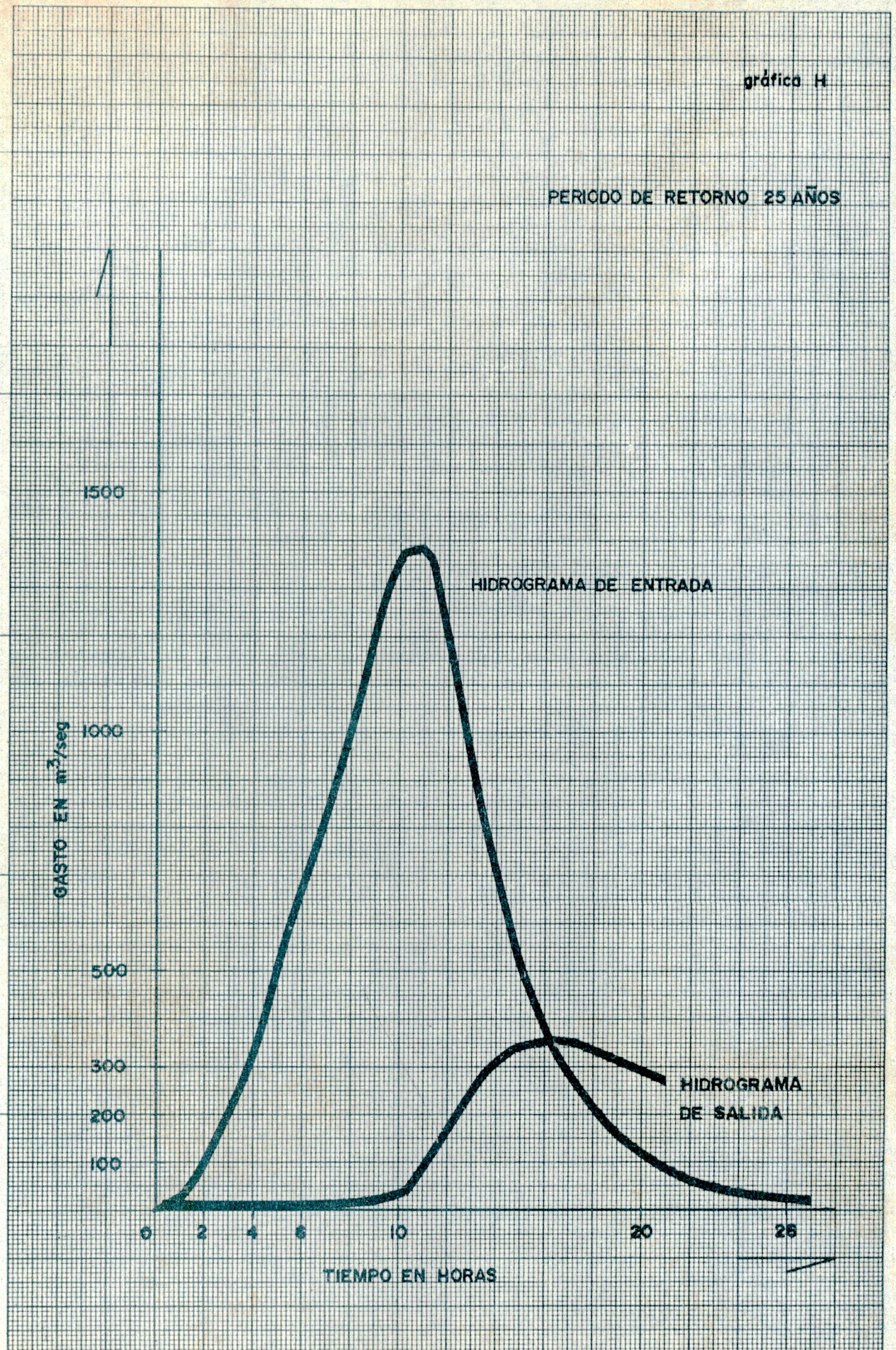
Se comienza con la cota correspondiente a la capacidad total del embalse, e incrementando ésta en un valor que esté comprendido en el rango de variación de los valores de "h" calculados en el cuadro N° 30; por diferencias de los valores sucesivos de cotas se obtiene los de carga sobre la cresta.

Entrando con las cotas a la curva de "Áreas-Capacidades", se obtienen las capacidades correspondientes, a las que se resta la capacidad total del embalse para obtener los valores de almacenamiento sobre la cresta (S).

Con los valores de almacenamientos obtenidos y con los de las cargas sobre la cresta, se construye la primera curva, ya que es conveniente leer los almacenamientos en ella para así evitar la dispersión de los puntos en las curvas: $\left(\frac{S}{T} + \frac{Q}{2}\right)$ y $\left(\frac{S}{T} - \frac{Q}{2}\right)$.. Los valores leídos de la gráfica se dividen por el intervalo de tiempo

gráfico H

PERIODO DE RETORNO 25 AÑOS



(T) calculado anteriormente y así se obtiene la relación $\frac{S}{T}$.

Los valores de Q son los correspondiente a las curvas de gastos sobre el vertedor y en la toma, las cuales se dividen entre 2 para sumarlos y restarlos a los valores de $\frac{S}{T}$; obteniéndose así los valores de $\left(\frac{S}{T} + \frac{Q}{2}\right)$ y $\left(\frac{S}{T} - \frac{Q}{2}\right)$ respectivamente, que ploteados v.s. la carga nos dan las curvas restantes.

El cuadro N^o T₁ contiene los valores referidos para la construcción de dichas curvas.

Cálculo Gráfico y Numérico del Tránsito.

El cálculo del tránsito está basado en el método de Wisler en la cual se utiliza la siguiente expresión:

$$S_1 + \left(\frac{I_1 + I_2}{2}\right) t - \left(\frac{Q_1 + Q_2}{2}\right) t = S_2$$

en donde:

S_1 = almacenamiento sobre la cresta del vertedor al comienzo de un intervalo Tn.

S_2 = almacenamiento sobre la cresta del vertedor al final del intervalo Tn.

I_1 = gasto de entrada (gasto afluente) en un tiempo t_1 (tomado del hidrograma).

I_2 = gasto de entrada en un tiempo t_2

Q_1 = gasto de salida (gasto efluente) en el tiempo t_1 .

Q_2 = gasto de salida en el tiempo t_2 .

Procedimiento.

Del hidrograma se leen los gastos de entrada correspondientes al comienzo y al final del intervalo de tiempo (calculado anteriormente); se calculan los gastos medios que multiplicados por el intervalo T en segundos dan los volúmenes de entrada.

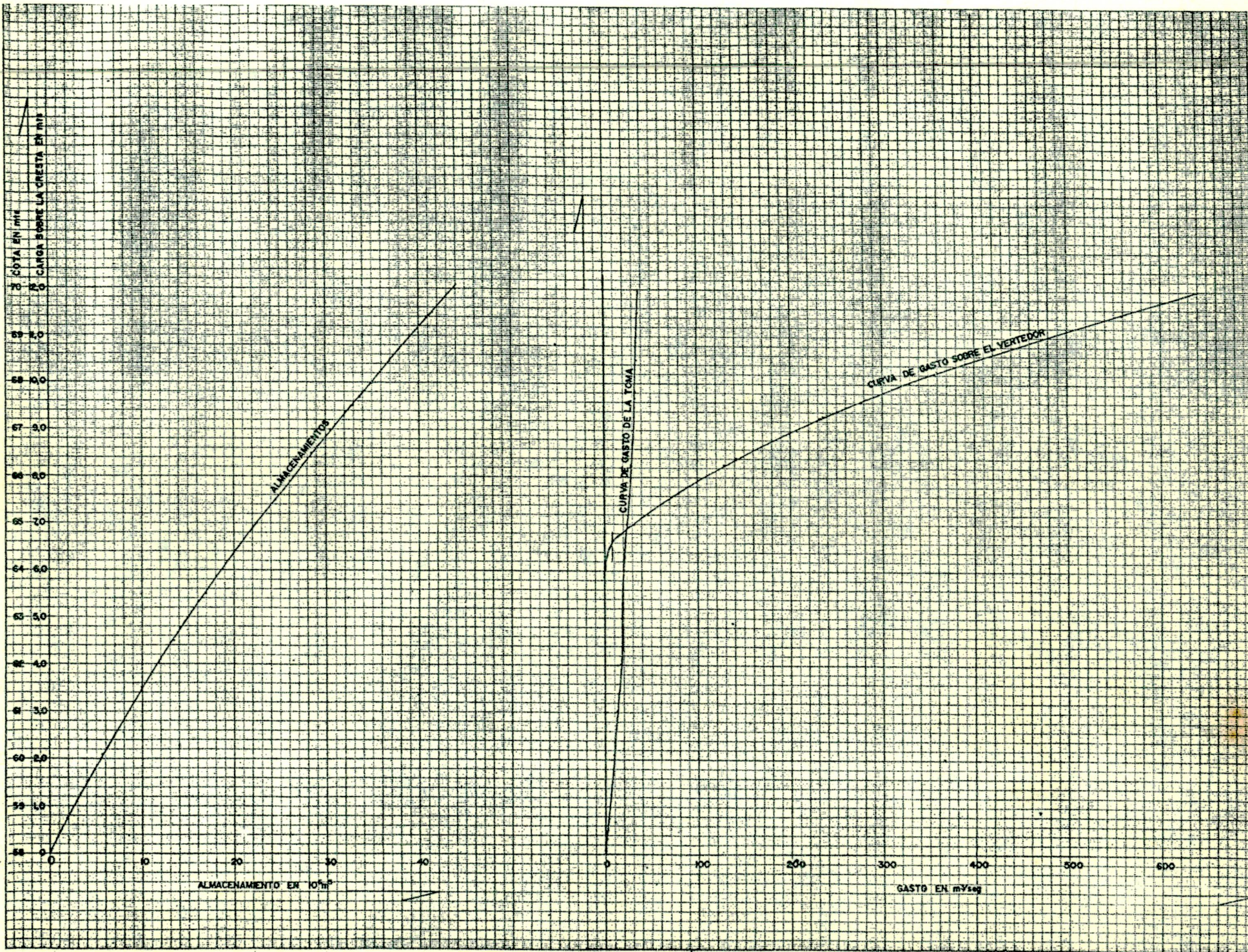
Se lleva el primer gasto medio de entrada a la curva $\frac{S}{T} - \frac{Q}{2}$ y se lee el valor correspondiente de la carga con el que se entra a las curvas de gastos y de almacenamiento, leyendo sobre estas los gastos y el almacenamiento respectivamente.

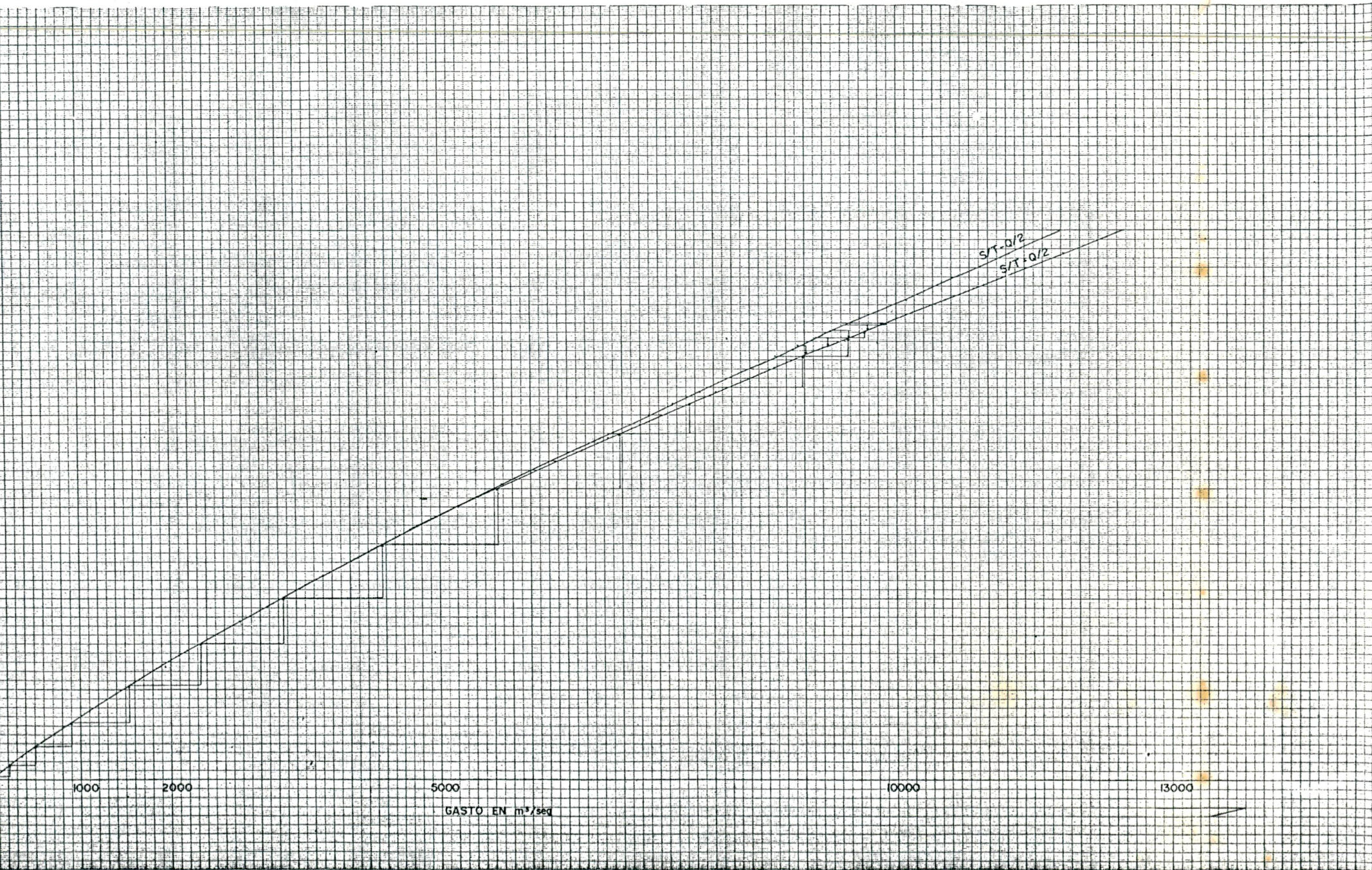
A partir del punto sobre la curva $\frac{S}{T} - \frac{Q}{2}$, trazamos una horizontal sobre la cual mediante una escala móvil se lleva el siguiente gasto medio de entrada y desde este punto se levanta una vertical hasta cortar a la curva $\frac{S}{T} + \frac{Q}{2}$, desde aquí se traza una horizontal hasta interceptar a la curva $\frac{S}{T} - \frac{Q}{2}$, se lee el valor de la carga con lo cual se entra a las otras gráficas para obtener los valores de los gastos de salida y los de almacenamiento.

El almacenamiento para este punto, analíticamente será igual al anterior más el volumen de entrada correspondiente al gasto actual, menos el volumen de salida del gasto medio de salida que se acaba de obtener. Si el valor de almacenamiento leído de la gráfica difiere apreciablemente del calculado analíticamente, se corrige entrando con el valor analítico a la curva de almacenamiento y leyendo la carga sobre la cresta que le corresponde; a esta altura se traza la nueva horizontal para que desde el punto de corte con la curva $\frac{S}{T} - \frac{Q}{2}$, se lleve el siguiente gasto medio de entrada (con la escala móvil) y seguir el proceso hasta que el gasto medio de sa

lida se iguale o supere al gasto medio de entrada del mismo intervalo, la carga correspondiente a este momento será la sobreelevación máxima del agua por efecto de la avenida máxima, o sea, la sobreelevación de la presa para el control de avenidas, el cual en nuestro caso es de 10,0 mts.

El cuadro N^o T₂ se resume el proceso del tránsito; en el --
 $\left(\frac{I_1 + I_2}{2}\right)$ y $\left(\frac{Q_1 + Q_2}{2}\right)$ representan los gastos medios de entrada y de salida respectivamente.





CUADRO T₁

Cota	Carga s/cresta	Almacenam. s/cresta (S)	Almacenam. s/cresta (leído de la graf.)	$\frac{S}{T}$	Q	$\frac{Q}{2}$	$\frac{S}{T} + \frac{Q}{2}$	$\frac{S}{T} - \frac{Q}{2}$
(m)	(m)	(10 ⁶ m ³)	(10 ⁶ m ³)	(m ³ /seg.)	(m ³ /seg.)	(m ³ /seg.)	(m ³ /seg.)	(m ³ /seg.)
58,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
58,5	0,5	1,3	1,3	361,1	2,5	1,25	362,5	359,85
59,0	1,0	2,5	2,6	722,2	4,5	2,25	724,47	719,27
59,5	1,5	4,0	4,0	1.111,1	7,0	3,50	1.114,60	1.107,6
60,0	2,0	5,5	5,2	1.444,4	9,0	4,50	1.448,9	1.439,9
60,5	2,5	7,0	7,0	1.944,4	11,0	5,50	1.949,9	1.938,9
61,0	3,0	8,5	8,5	2.361,1	13,0	6,50	2.367,6	2.354,6
61,5	3,5	10,0	10,0	2.777,8	15,0	7,50	2.785,3	2.770,3
62,0	4,0	11,8	11,6	3.222,2	16,5	8,25	3.230,45	3.213,95
62,5	4,5	13,5	13,3	3.694,4	18,0	9,00	3.703,4	3.685,4
63,0	5,0	15,0	15,0	4.166,7	19,0	9,50	4.176,2	4.157,2
63,5	5,5	17,0	16,8	4.666,7	20,5	10,25	4.676,95	4.656,45
64,0	6,0	18,8	18,7	5.194,4	22,0	11,00	5.205,4	5.183,4
64,5	6,5	20,5	20,5	5.694,4	26,5	13,25	5.826,9	5.681,15

CUADRO T₁ (continuación)

(m)	(m)	(10 ⁶ m ³)	(10 ⁶ m ³)	(m ³ /seg.)	(m ³ /seg.)	(m ³ /seg.)	(m ³ /seg.)	(m ³ /seg.)
65,0	7,0	22,5	22,5	6.250,0	54,0	27,00	6.277,00	6.223,0
65,5	7,5	24,5	24,5	6.805,6	92,0	46,00	6.851,6	6.759,6
66,0	8,0	26,5	26,5	7.361,1	135,0	67,50	7.498,6	7.293,6
66,5	8,5	28,5	28,6	7.944,4	180,5	90,25	8.034,65	7.854,15
67,0	9,0	30,5	30,8	8.555,6	233,0	116,50	8.672,1	8.439,1
67,5	9,5	32,8	32,8	9.111,1	292,5	146,25	9.257,35	8.964,85
68,0	10,0	35,0	35,0	9.722,2	358,0	179,00	9.901,2	9.543,2
68,5	10,5	37,0	37,2	10.333,3	430,0	215,00	10.548,3	10.118,3
69,0	11,0	39,0	39,3	10.916,7	511,0	255,50	11.172,2	10.661,2
69,5	11,5	41,5	41,5	11.527,8	595,0	297,50	11.825,3	11.230,3
70,0	12,0	44,0	43,7	12.138,9	678,0	339,00	12.477,9	11.799,9

CUADRO T₂

Tiempo	Gasto de entrada (i)	$\frac{I_1 + I_2}{2}$	Vol. de entrada	Gasto de salida	$\frac{O_1 + O_2}{2}$	Vol. de salida	Vol. Almacenado = s/cresta (analítico)	Carga	Vol. Almacenado
(hr.)	(m ³ /seg.)	(m ³ /seg.)	(m ³)	(m ³ /seg.)	(m ³ /seg.)	(m ³)	(m ³)	(m)	(10 ⁶ m ³)
0	0.0			0.0					
		9.5	34.200				34.200		
1	19,0			0.0					
		60,1	216.360		0.25	900	241.560	0,09	0.20
2	101,2			0,5					
		158,1	569.160		1,25	4.500	806.220	0.32	0,80
3	214,9			2,0					
		275,6	992.160		3,00	10.800	1.787.580	0.72	1,80
4	336,2			4,0					
		437,9	1.576.440		5,00	18.000	3.346.020	1,28	3,40
5	539,5			6,0					
		634,1	2.282.760		7,50	27.000	5.601.780	2,10	5,65
6	728,6			9,0					

CUADRO T₂ (continuación)

(hr.)	(m ³ /seg.)	(M ³ /seg.)	(m ³)	(m ³ /seg.)	(m ³ /seg.)	(m ³)	(m ³)	(m)	(10 ⁶ m ³)
		784,0	2.822.400		11,00	39.600	8.384.580	3,03	8,58
7	839,4			13,0					
		919,3	3.309.480		15,00	54.000	11.640.060	4,02	11,75
8	999,1			17,00					
		1.106,1	3.981.960		18,25	65.700	15.556.320	5,19	15,65
9	1.213,0			19,5					
		1.293,4	4.656.240		22,00	79.200	20.133.360	6,40	20,20
10	1.373,7			24,5					
		1.379,1	4.964.760		62,25	224.100	24.870.000	7,60	24,90
11	1.384,4			100,0					
		1.288,9	4.640.040		128,0	460.800	29.049.240	8,25 8,60	27,60
12	1.193,2			156,0					
		1.055,1	3.798.360		210,0	756.000	32.091.600	9,28	31,95
13	917,0			264,0					
		802,6	2.889.360		289,75	1.043.100	33.937.860	9,68	33,65

CUADRO T₂ (continuación)

(hr.)	(m ³ /seg.)	(m ³ /seg.)	(m ³)	(m ³ /seg.)	(m ³ /seg.)	(m ³)	(m ³)	(m)	(10 ⁶ m ³)
14	688,2			315,5				9,83	
		598,8	2.155.680		324,75	1.169.100	34.924.440	9,98	34,40
15	509,4			334,0					
		442,3	1.592.280		346,0	1.245.600	35.271.120	10,00	35,00
16	375,1			358,0					
		325,7	1.172.520		356,0	1.281.600	35.162.040	9,98	34,90
17	276,2			354,0					
		240,0	864.000		344,0	1.240.200	34.785.840	9,84	34,40
18	203,8			335,0					
		178,0	640.800		325,5	1.171.800	34.254.840	9,68	33,65
19	152,1			316,0					
		132,9	478.440		304,5	1.096.200	33.637.080	9,52	32,90
20	113,6			293,00					

CONCLUSIONES

Evaporación en el embalse = 1.562 mm

Precipitación media hasta el sitio de Guaripa = 1.351 mm

Capacidad útil = Capacidad total - Capacidad muerta
= $24,8 \times 10^6 \text{ m}^3$

Saldo de: Lluvia-Evaporación en el vaso = $1.562 - 1.351$
= 211 mm

De la curva de áreas-capacidades, el área correspondiente a la mitad del valor de la capacidad útil, o sea, a $12,4 \times 10^6 \text{ m}^3$ es igual a 182,5 Ha.. De donde la pérdida anual probable es igual al saldo obtenido por el área.

Pérdida anual probable = $(211 \times 10^{-3} \text{ m}) \times (182,5 \times 10^4 \text{ m}^2)$
= 386.130 m^3

El valor del gasto máximo del hidrograma de salida = $354 \text{ m}^3/\text{seg.}$ y el de entrada es de $1.380 \text{ m}^3/\text{seg.}$; lo cual quiere decir que se mitiga el 74%, valor realmente aceptable.

El gasto máximo de entrada (pico del hidrograma de entrada) resultó un valor alto en relación al calculado por la sección de Estudio de la División de Hidrometeorología del M.O.P., con respecto al mismo periodo, acercándose más al que ellos han calculado para un periodo de 50 años. Esta discrepancia se debe a que en el desarrollo de esta tesis se han considerado la distribución de lluvia lo más desfavorable posible. Quizás solo con el tiempo se aclararía estos resultados discordes si los organismos competentes instalarán estaciones hidrometeorológicas bien distribuidas.

Es de lamentar que los datos registrados en la estación hidrológica de Guaripa halla sido interrumpida, motivo por la cual se ha

hecho arduo este trabajo.

Así mismo no se ha sacado mayor provecho de la sub-cuenca "Cancamure" por falta de información pluviométrica, ya que las pocas existentes en la cuenca del río Manzanares no tienen influencia para los cálculos hidrológicos de Cancamure.

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

- 1) Recursos Hidráulicos para Ingenieros Linsley y Franzini
- 2) Hydrology for Engineers Linsley, Kohler and Paulhus
- 3) Hidráulica Aplicada Homero Xavier de Andrade Pedrosa
- 4) Aspectos Geográficos del Estado Sucre Marco Aurelio Vila
- 5) Diseño de Pequeñas Presas Bureau of Reclamation
- 6) Elements of Applied Hydrology Don Johnstone and William P. Cross
- 7) Crecientes, Estimación y Control Emerson Romero F. Luis Fco. López A.
- 8) Hidrología para la Canalización del Río Guaire Robert S. Wiese
- 9) Método de C. O. Clark para la Obtención de Hidrogramas Unitarios Juan B. Azpúrua y Juan J. Bolinaga
- 10) Estudios sobre la Cuenca del Río Manzanares, elaborado por el Ingeniero Guido Posewitz Ministerio de Obras Públicas
- 11) Informes de la Cuenca del Río Manzanares Sección de Estudios de Hidrometeorología Ministerio de Obras Públicas.

I N D I C E

	Página
INTRODUCCION	1
Situación Geográfica.....	3
Hidrografía.....	3
Orografía.....	4
Area.....	5
CLIMATOLOGIA.....	6
Vientos.....	6
Temperatura.....	7
Evaporación.....	7
PLUVIOMETRIA.....	9
FLUVIOMETRIA.....	14
INFORMACION HIDROLOGICA.....	16
MISCELANEAS HIDROLOGICAS DE LA CUENCA DEL RIO CANCAMURE.....	17
PERIODO DE RETORNO DE LOS VOLUMENES FALTANTES ANUALES.....	24
TENDENCIA DE LA RELACION "LLUVIA-ESCORRENTIA DE CANCAMURE Y GUARANACHE.....	29
CRECIENTES DEL RIO MANZANARES	31
CALCULO DE CRECIENTES.....	32
Hidrograma de la Creciente.....	32
Determinación de la Lluvia Efectiva.....	34
ESTUDIO PRELIMINAR PARA EL TRANSITO.....	40
Pérdidas de Evaporación en el Embalse.....	42
Cálculo de la Curva de Gasto Sobre el Vertedor	44
Curva de Gastos en la Toma.....	44
TRANSITO DE LA AVENIDA.....	47
Cálculo Gráfico y numérico del Tránsito.....	48
Procedimiento.....	49

	Página
CONCLUSIONES.....	56
BIBLIOGRAFIA.....	58

C U A D R O S

CUADRO N ^o 2.....	8
CUADRO N ^o 1a.....	12
CUADRO N ^o 1c.....	13
CUADRO N ^o 1b.....	15
CUADRO N ^o 3.....	23
CUADRO N ^o 4.....	23
CUADRO N ^o 10.....	33
CUADRO N ^o 11.....	36
CUADRO N ^o 12.....	37
CUADRO N ^o T1.....	51
CUADRO N ^o T2.....	53

T A B L A S

TABLA I.....	19
TABLA II.....	21
TABLA III.....	22
TABLA N ^o 5.....	25
TABLA N ^o 6.....	26
TABLA N ^o 7.....	27
TABLA N ^o 8.....	28
TABLA LL.....	38

Página

TABLA N^o 20.....

39

TABLA N^o 30.....

45

TABLA N^o 31.....

46

