

A.V.H.I.M.E

GASTO (m³/seg/mm.)

HIDROGRAMAS UNITARIOS
DE RIOS DE VENEZUELA

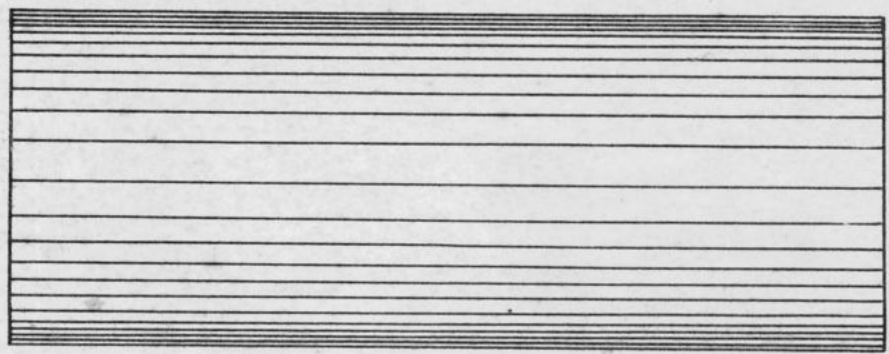
TIEMPO (horas)

ENERO 1970

AUTORES:

Francisco Avellán Vegas

Leopoldo Ayala Useche



REPUBLICA DE VENEZUELA
COMISION DEL PLAN NACIONAL
DEL APROVECHAMIENTO
DE LOS RECURSOS HIDRAULICOS

**HIDROGRAMAS UNITARIOS
DE RIOS DE VENEZUELA**

PUBLICACION N.º 6 (DIVULGATIVA)

FECHA ENERO 1970

REVISION Y CORRECCION:

Victor Figuera Pérez
Pedro Porras González
Fradique Chacón Mendoza
Graciela Rivero Pantoja

AUTORES:

Francisco Avellán Vegas
Leopoldo Ayala Useche

Reconocimiento

Esta segunda edición de la publicación "Hidrogramas Unitarios de Ríos en Venezuela" ha sido posible por la entusiasta colaboración brindada por el personal de la Sala de Dibujo: señores José A. Montenegro y Gonzalo Rodríguez B; de la Sala de Reproducción: señores Rafael A. González y Luis Barreto; del señor César Augusto Briceño del Grupo de Aprovechamiento de Aguas Superficiales; y de las señoras Celina de Bermúdez y Lesbia M. de Csibi, y la señorita Morella Rodríguez por su labor mecanográfica.

A todos se les reconoce su espíritu de colaboración.

PRESENTACION

La Comisión del Plan Nacional de Aprovechamiento de los Recursos Hidráulicos, consciente de la necesidad que tiene el país de incrementar la divulgación de trabajos especiales que contribuyan al mejor conocimiento de las técnicas utilizadas en los estudios relacionados con los recursos hidráulicos, además de difundir la experiencia adquirida en los últimos años, en especial la obtenida en nuestro medio, ha adoptado la política de sacar a la luz pública una serie de publicaciones de carácter divulgativo como contribución al conocimiento y la aplicación de esas técnicas por los profesionales venezolanos dedicados al estudio y análisis de los problemas relacionados con los recursos hidráulicos en nuestro país.

El trabajo titulado HIDROGRAMAS UNITARIOS DE RIOS EN VENEZUELA, realizado en 1965 en la Sección de Estudios de la División de Hidrometeorología y publicado en el mismo año por la mencionada División, es una experiencia netamente venezolana sacada de los registros de datos de los ríos controlados por esa División y constituye un valioso aporte al conocimiento real de comportamiento de nuestros cauces, y es por ello que COPLANARH, con el consentimiento correspondiente para su revisión y reedición, ha resuelto añadir a su lista de publicaciones divulgativas este excelente estudio sobre la característica hidrológica más importante de las cuencas venezolanas.

III

I N D I C E

	<u>Pág.</u>
INTRODUCCION	1
DESARROLLO TEORICO DEL METODO	3
ESTIMACION DE PICOS UNITARIOS	11
RESUMENES DE CRECIENTES	21
RELACION ENTRE VOLUMENES DE CRECIENTES Y SUS GASTOS MAXIMOS	39
ESTIMACION DE LA FORMA APROXIMADA DE LOS HIDROGRAMAS DE CRECIENTES, MEDIANTE LA DURACION DE LOS TIEMPOS BASE Y DE OCU- RRENCIA DEL GASTO MAXIMO	43
ESTUDIO DE LOS TIEMPOS DE RETARDO Y DE CONCENTRACION EN CUENCAS DE VENEZUELA	49
HIDROGRAMAS UNITARIOS	59

INTRODUCCION

En Venezuela, como en muchos otros países, en el aspecto hidrológico, los ingenieros encargados de efectuar estudios en determinados cuencas y más específicamente estudios de crecientes, se encuentran con el problema de la carencia total de datos de tipo fluviométrico o, en el caso más favorable, de registros cortos, y en algunos, dudosos por la falta de preparación que existía en las personas que se ocupaban de recolectar y procesar los datos que se obtenían del campo. Por esta razón se ha mantenido hasta hace apenas unos años la tendencia de utilizar en todos los casos que van a ser estudiados, métodos sintéticos o semisintéticos, para la estimación de crecientes que han de esperarse en ríos del país.

Hoy en día existe la preocupación por usar los métodos directos, obtenidos de datos de cierta confianza en los últimos años. Entre los métodos que tienden a seguirse existe el denominado "Determinación del Hidrograma Unitario", que no es más que la obtención de la tendencia que han seguido crecientes ocurridas en determinadas cuencas y para las cuales, de acuerdo a la teoría, debe obtenerse un hidrograma único que represente las características físicas de una cuenca, o sea, su forma, tamaño, pendientes, etc.

Es indudable que para este análisis, no bastará una sola creciente ocurrida, sino que por el contrario, se tendrá que analizar la mayor cantidad posible con el fin de determinar el hidrograma típico. Por esta razón en este trabajo se presentan los resultados para aquellas cuencas en las cuales se pudo obtener, de una manera acorde con la teoría usada en este tipo de estudio, un hidrograma representativo.

En esta segunda edición se quiere presentar en una forma más concreta y práctica los resultados obtenidos, aclarando que de todas formas éstos solo sirven de guía y no para estudios definitivos, ya que como puede desprenderse del trabajo, los datos no son completos y hoy día existen registros que ayudarían a completar los usados en el trabajo original; sin embargo, pueden ser usados para tener un orden de magnitud del evento.

1 - DESARROLLO TEORICO DEL METODO

En todos los cálculos hidrológicos fundamentales para el diseño de obras hidráulicas, tales como aliviaderos, sistemas de drenajes y defensas de un río, se hace necesario predecir el pico probable que pueda ocurrir para una frecuencia adecuada al tipo de estructura que se piensa construir. En el caso de contar con registros adecuados, este tipo de estimación se hace mediante estudios de probabilidades, pero comúnmente se tendrá que determinar por otros métodos.

1.1 Concepto del Hidrograma Unitario

El hidrograma de salida de una cuenca se define como la suma de los hidrogramas parciales de cada subcuenca, modificados por el efecto de almacenamiento y tiempo de viaje a través de la cuenca y del cauce principal. L.K. Sherman fue el primero en observar que si las características físicas de una cuenca, tales como forma, tamaño, pendientes, etc. no llegan a variar, las lluvias de características similares producirán hidrogramas también similares; por lo tanto "los hidrogramas resultantes de dos lluvias efectivas que tienen la misma distribución tanto en el área como en el tiempo, pero con diferentes láminas escurridas en la misma cuenca, poseerán la misma forma, con la diferencia de que los gastos instantáneos serán proporcionales a las láminas escurridas".

En cualquier tormenta, las principales características que afectan los hidrogramas resultantes son las siguientes:

- a) La duración de la lluvia
- b) El patrón intensidad-tiempo
- c) La distribución espacial de la lluvia
- d) El volumen escurrido

1.1.1 Duración de la lluvia

Por definición de hidrograma unitario, el escurrimiento producido será igual a una unidad (en sistema inglés = 1 pulgada y en sistema métrico = 1 mm. ó 1 cm., según la magnitud de los escurrimientos producidos). Si se aumenta la duración de la lluvia se aumentará el tiempo base y bajará el pico de la creciente. Así tendremos que para cada hidrograma que se analice tendrá que determinarse el período de lluvia efectiva que la produjo. Por lo tanto, cada hidrograma vendrá identificado por su duración que será igual a la de lluvia efectiva que lo produjo. Al final, al reunir los hidrogramas que van a ser analizados para obtener el hidrograma unitario, solo podrán ser considerados aquellos cuyas duraciones sean iguales.

1.1.2 Patrón intensidad-tiempo

Para cada patrón intensidad-tiempo debe escogerse el mayor número de hidrogramas posibles. Prácticamente los hidrogramas unitarios deben estar basados en la tesis de que producirán escurrimientos uniformes; sin embargo, variaciones grandes en intensidades de lluvia durante una tormenta son reflejadas en la forma del hidrograma. Así se tendrá que: lluvias

fuerzas esporádicas no dan picos claramente definidos en hidrogramas de cuencas pequeñas; en cambio, en las grandes, solamente cambios bruscos en las tormentas en tiempos de horas, causarán efectos distinguibles en la forma del hidrograma.

1.1.3 Distribución espacial de la lluvia

En caso de tener cerca de la salida el área afectada por la lluvia mayor, se tendrá: un ascenso rápido, pico de creciente agudo y descenso brusco de la curva de recesión. En cambio, si la lluvia mayor ocurrió en la parte superior, se nos producirá una subida y bajada lenta, además de un pico de creciente redondeado. Por esta razón la aplicación de hidrogramas unitarios, es más conveniente en aquellas cuencas cuyas áreas no son muy grandes, para que no se produzcan grandes cambios en la forma de los hidrogramas que van a ser analizados.

1.1.4 El volumen escurrido

El volumen escurrido para los casos que van a ser analizados deben ser aproximadamente iguales y cercanos a la unidad escogida, y los tiempos bases no deben discrepar en más de 25% uno de otro.

1.2 Datos básicos requeridos

1.2.1 Ante todo debe contarse con datos diarios de la estación en estudio para escoger las posibles crecientes que van a ser analizadas, así como el comportamiento del gasto medio para la determinación del tiempo base, de otra forma estos gastos bases son separados mediante tangentes a la curva de recesión hasta la ordenada al pico y unido este punto a la curva

de subida o por cualquier otro método conocido.

- 1.2.2 Luego de seleccionadas las crecientes que van a ser analizadas, se deben tomar las alturas de miras registradas en las bandas de los limnógrafos, hora por hora y en algunos puntos con intervalos menores, que luego mediante las curvas de gastos correspondientes nos dan los valores observados, tomando especial interés en la obtención de buenos datos para la determinación ajustada de la curva de recesión.

Por ser la curva recesión, una de las partes principales de los hidrogramas unitarios, se tendrá que para cada cuenca se plotean en papel milimetrado los valores q_0 vs. q_1 ; siendo q_0 un valor del gasto de la curva descendente (entre el pico y el gasto base) y q_1 un valor en la misma curva intervalo $-t-$ horas después. Este proceso se hace para todos los hidrogramas de crecidas limpias o bien definidas y nos servirá para la separación de hidrogramas producidos por tormentas complejas.

- 1.2.3 Los hidrogramas deben ser obtenidos junto con los datos de precipitación existentes en la cuenca para la determinación de la lluvia efectiva y su duración.
- 1.2.4 Un mapa de la cuenca donde se localicen las estaciones tanto fluviométricas como pluviométricas y si es posible con datos topográficos de toda la zona.
- 1.2.5 Para cada uno de los hidrogramas analizados debe recolectarse en la zona en estudio y en las cercanas, los datos de las estaciones pluviométricas con

el fin de reproducir la tormenta que ha producido el escurrimiento y si éste tiene origen en una o varias lluvias. Debe hacerse un mapa isoyético para determinar la lluvia efectiva en cada caso.

Al tener suficientes datos debe hacerse un plano con isócronas del comienzo de cada lluvia, para tener un conocimiento del tiempo de concentración de la cuenca. Este tipo de estudio debe hacerse sólo en los casos de que ya se tengan escogidos los hidrogramas que van a ser usados en el análisis final.

1.3 Restricciones

1.3.1 En principio, el hidrograma unitario es aplicable a cuencas de cualquier tamaño; sin embargo, es deseable en todos los casos que la lluvia que produjo el hidrograma se encuentre distribuida sobre toda el área y produzca escurrimientos que concurren de todas las zonas, condición que difícilmente se logra en grandes áreas.

1.3.2 El hidrograma no debe presentar ondulaciones o cambios en su forma que indiquen la presencia de variaciones en la uniformidad de la lluvia.

1.4 Consideraciones finales

De todo lo expuesto anteriormente, pueden tomarse como hipótesis básicas de la derivación de hidrogramas unitarios las siguientes reglas:

1.4.1 El efecto de todas las características físicas de una cuenca, incluyendo: su forma, pendiente media, permeabilidad, forma de drenaje y almacenamiento

en su cauce principal, es reflejado en la forma del hidrograma resultante.

1.4.2 En un punto dado, las ordenadas (gastos) de diferentes hidrogramas son proporcionales. Por lo tanto si las ordenadas de cada hidrograma son divididas por el volumen escurrido, en cada caso, se tendrá que las formas de los hidrogramas resultantes serán similares.

1.4.3 El hidrograma unitario resultante será aquel obtenido como promedio gráfico y analítico de varios hidrogramas de la misma duración.

1.5 Desarrollo práctico del método seguido

El primer paso fue la separación del gasto base y determinación del escurrimiento directo. Las ordenadas del hidrograma son divididas por el valor del escurrimiento, obteniéndose un hidrograma que tendrá una duración igual a la de la lluvia que la produjo.

Al hacer el análisis, se deben escoger varios hidrogramas que cumplan con las condiciones que se mencionan en los puntos expuestos anteriormente y tomar como hidrograma unitario el promedio de todos los analizados. Este promedio será: para el pico, el promedio de los picos en su valor de $m^3/seg.$ y sus tiempos de ocurrencia, la forma se ajustará por la tendencia predominante de la subida y bajada de los hidrogramas en estudio.

En el caso de existir hidrogramas de diferentes duraciones, se tendrán que utilizar algunos de los métodos conocidos para llevar aquellos a una sola duración. En este trabajo así como en el trabajo rutinario de la oficina

se utiliza para esta clase de análisis el método de "Curva S" o de sumas sucesivas. La "Curva S" será el hidrograma resultante de una serie indefinida de incrementos de escurrimientos unitarios. Se construye sumando una serie de hidrogramas desplazados cada uno un intervalo t horas con respecto al anterior.

Comúnmente la "curva S" tiende a fluctuar cerca del gasto de equilibrio, lo que significa que el hidrograma inicial no representa un escurrimiento uniforme para la duración asignada y presentará periódicas subidas y bajadas en formas de ondas. Por esta razón habrá que probar otra duración hasta obtener una "curva S" sin ondulaciones, sirviéndonos de aproximación de la duración de la lluvia efectiva que produjo el hidrograma.

Luego se procede a la separación y comparación de los hidrogramas obtenidos, para que mediante a lo antes citado se obtenga el hidrograma unitario promedio de la cuenca en estudio. Se determina el volumen escurrido por este hidrograma de tal forma que la lámina sea igual o un poco mayor que la unidad escogida.

A continuación se presentarán una serie de comentarios y conclusiones del trabajo efectuado con los datos de varias cuencas controladas por la División de Hidrología, perteneciente a la Dirección de Obras Hidráulicas del Ministerio de Obras Públicas.

Es de hacer hincapié que todos los puntos que trataremos de aquí en adelante

son solo estimaciones de tipo preliminar y que en ningún caso se consideran definitivos por la calidad y cantidad de datos analizados; sin embargo se cree que serán de gran utilidad para futuras estimaciones que se hagan en este tipo de trabajo. Como se expone al comienzo, no se han podido hacer hasta el momento consideraciones de tipo pluviométrico a fondo, por falta de datos y tiempo, pero se espera que en una segunda etapa de la investigación se tomarán en cuenta estos factores, que son indudablemente de gran importancia.

Todas las estimaciones están basadas en métodos usados en otros países y algunas se presentarán como un inicio de los resultados obtenidos hasta ahora, con relaciones válidas para Venezuela de los factores más importantes que intervienen en los hidrogramas representativos de una determinada cuenca y así obtener una idea preliminar de los picos y formas de una creciente.

2 - ESTIMACION DE PICOS UNITARIOS

2.1 Propósito

El propósito que persigue el siguiente análisis es la determinación de los gastos de diseño en las cuencas donde no se dispone de datos específicos de crecientes ocurridas ni del conocimiento de las características físicas de la cuenca, tales como la pendiente media, en base a la cual puedan adoptarse tiempos (acordes con los que ocurren en la realidad) de concentración y de retardo, para la determinación de hidrogramas unitarios mediante métodos sintéticos.

2.2 Fundamento

El desarrollo del presente método se fundamenta en la correspondiente relación encontrada para los picos de los hidrogramas unitarios de una hora de duración obtenidos a partir de las crecientes analizadas en la salida de las cuencas seleccionadas y sus áreas correspondientes. Estas cuencas fueron seleccionadas en consideración a sus buenos registros fluviométricos.

CUENCAS ANALIZADAS

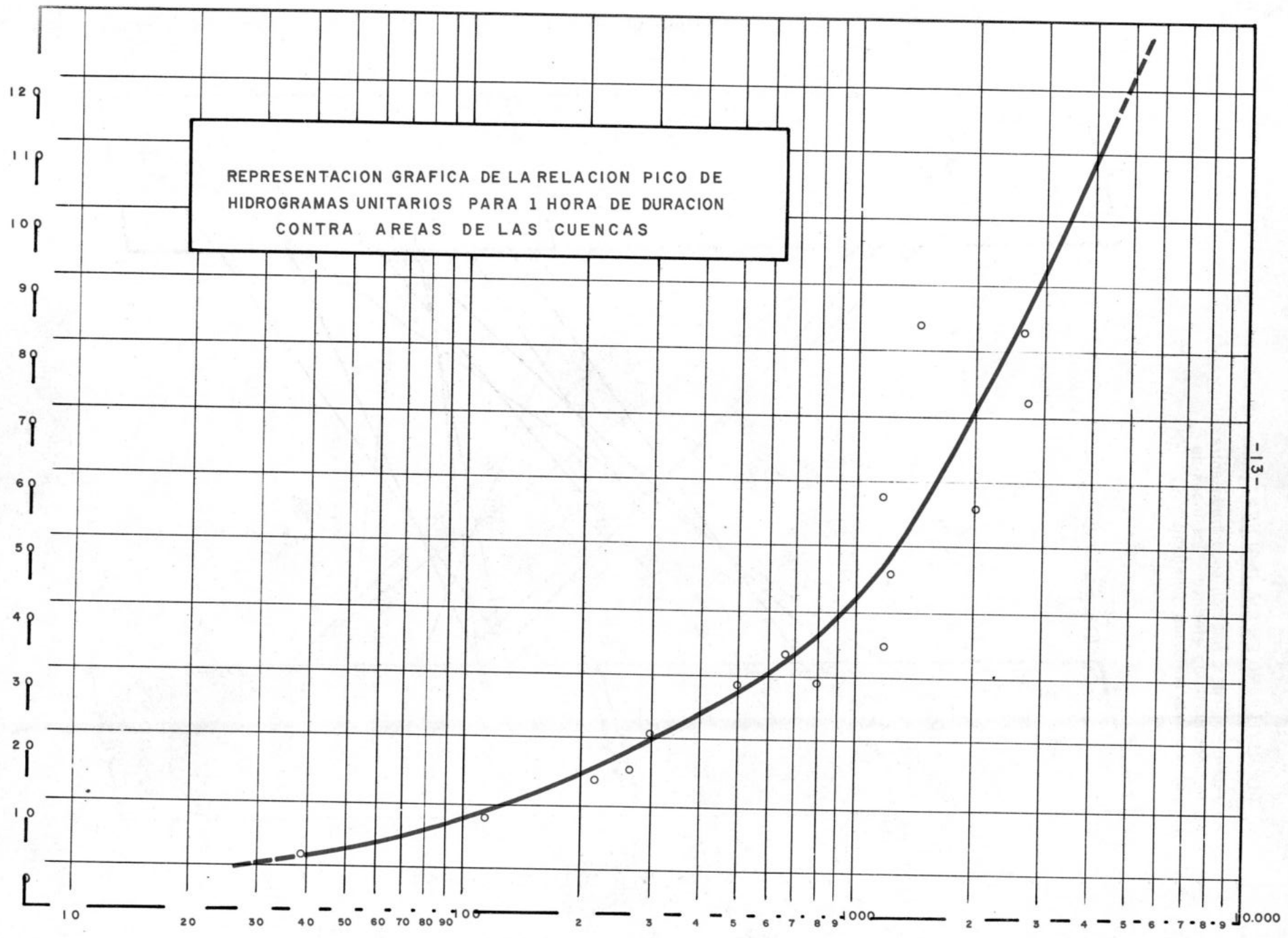
<u>Nº</u>	<u>Código</u>	<u>Río</u>	<u>Estación</u>	<u>Area (Km2)</u>
1	S/C	Guataparo	Compañía Inglesa	45
2	04A4911	Masparro	Puente Masparro	495
3	04B490107	Pao	La Balsa	2730
4	04B49010901	Tinaco	Puente Tinaco	680
5	06C16	Tocorón	Parcela Chavero	114
6	04B490119	Guache	Puente Viejo	300
7	04B490109010201	Tirgua	Paso Viboral	1563
8	06D18	Tuy	Hacienda Tazón	1180
9	04B49010907	Sarare	Sarare	220
10	04A4915	Santo Domingo	Santo Domingo	1215
11	06A68	Yaracuy	Puente Cumaripa	290
12	02A14	Matícora	Don Pancho	2490
13	04C470201	Guárico	Boca de Cagua	2040
14	04B490109	Cojedes	San Rafael de Onoto	4325
15	04B4901	Portuguesa	Puente Portuguesa	762

2.3 Resultados

Las relaciones encontradas, representadas gráficamente sobre un papel semi-logarítmico (Gráfico N° 1), dan origen a una curva que muestra un cambio de pendiente apreciable en un punto de abscisa aproximadamente igual a 800 Km². Sin embargo, esto no asegura que dicha relación pueda representarse por esta curva única; puesto que queda en evidencia que el número de cuencas estudiadas es muy pequeño para inferir, de forma definitiva, que existe una sola curva de relación para cuencas cuyas áreas varían aproximadamente entre 46 Km² y 4.300 Km². En nuestro caso, puede ser que en realidad existan dos curvas, las cuales hemos unido en el punto de abscisa mencionado mediante una transición gráfica, dejando aún la posibilidad de

PICO DEL HIDROGRAMA UNITARIO DE UNA HORA DE DURACION
m³/seg/mm.

REPRESENTACION GRAFICA DE LA RELACION PICO DE
HIDROGRAMAS UNITARIOS PARA 1 HORA DE DURACION
CONTRA AREAS DE LAS CUENCAS

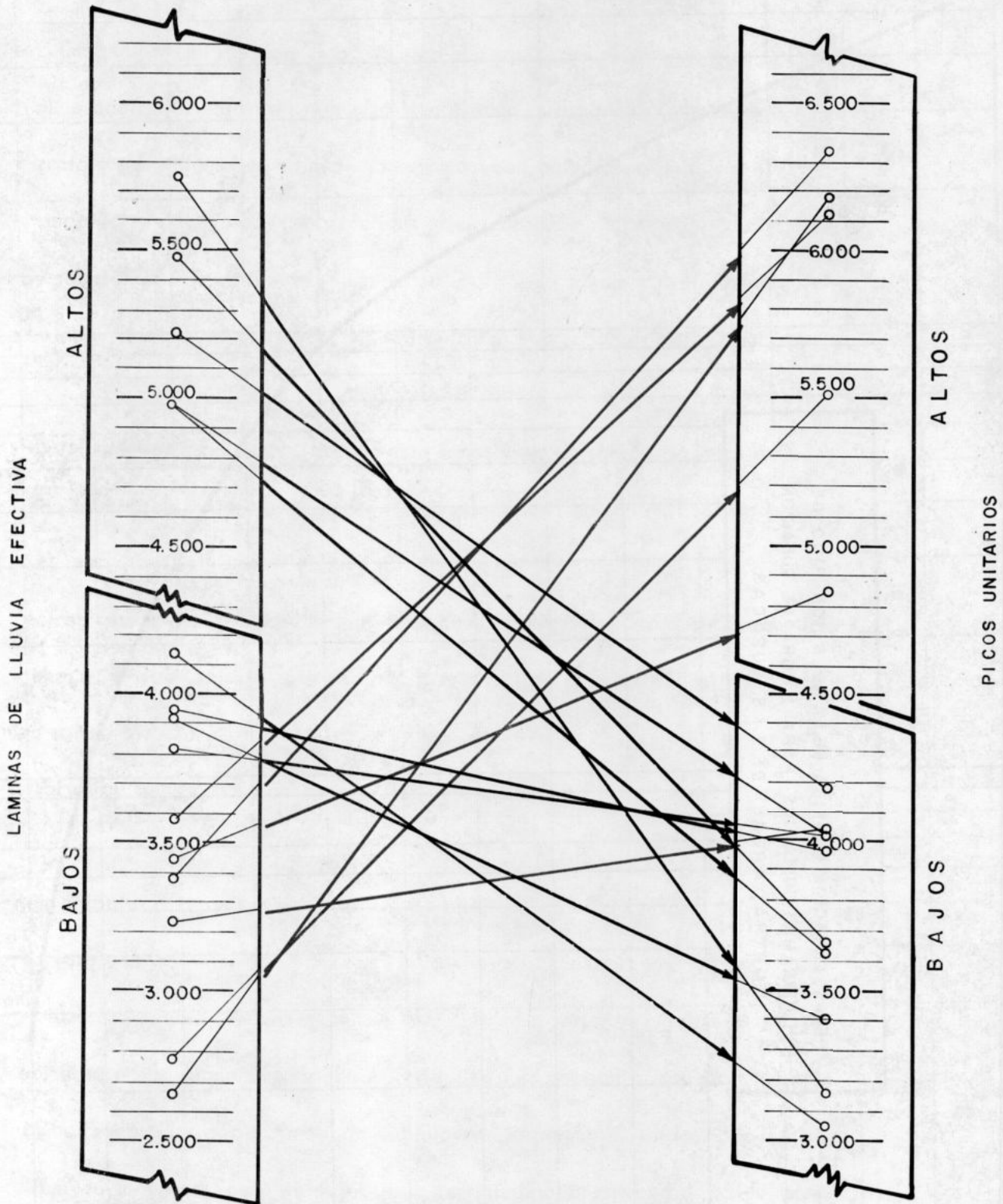


AREA (km²)

GRAFICO Nº 1

RIO GUATAPARO EN CIA. INGLESA

Representación de la relación encontrada entre las láminas de lluvia efectiva y los picos de los hidrogramas unitarios generados



existencia de otra u otras para cuencas de áreas mayores de 4.300 Km². En consecuencia esta curva deberá revisarse con cierta periodicidad a la luz de la incorporación de nuevos pares de valores pertenecientes a otras cuencas diferentes en sus áreas, pero de características similares que permitan definir con mayor exactitud la curva de relación a fin de obtener valores medios estadísticos que reflejen con mayor seguridad valores cada vez más cercanos a los de las condiciones reales.

A través del análisis se observó una correspondencia bastante particular entre las láminas de lluvia efectiva y los picos unitarios generados por las mismas. En efecto, los valores de láminas de lluvia efectiva, que se pueden considerar "altos", corresponden generalmente a los valores de los picos de los hidrogramas unitarios que generan esas lluvias, que se pueden considerar "bajos", y viceversa. Se vé pues, que en la mayoría de los casos las láminas "altas" de lluvia efectiva engendran hidrogramas unitarios de picos "bajos".

En el Gráfico N°2 se presenta en forma diagramática, la relación mencionada, perteneciente a la cuenca del río Guataparó en Cía. Inglesa, relación que es muy similar a la del resto de las cuencas. Se escogió este ejemplo por ser la cuenca más pequeña, donde se evidencia que a pesar de su tamaño la relación se mantiene aunque en menor grado. Este hecho da más fuerza a nuestro razonamiento, puesto que en áreas pequeñas es más fácil conseguir lluvias uniformemente distribuidas en el espacio.

Las dos situaciones anteriores son ocasionadas por la localización dentro de la cuenca de la lluvia que genera el escurrimiento superficial. De haberse podido analizar crecientes generadas por lluvias distribuidas uniformemente en el tiempo y en el espacio, se hubiesen obtenido teóricamente valores sensiblemente iguales de los picos unitarios de las diferentes crecientes analizadas. En virtud de lo antes expuesto, y como los picos de los hidrogramas unitarios adoptados, en cada caso, corresponden al promedio aritmético de cada grupo, se puede aceptar que la relación pico unitario de los hidrogramas vs área (Gráfico N° 1) puede ser utilizado para obtener un rango de magnitud aceptable en las estimaciones hidrológicas efectuadas en cuencas con información deficiente. Insistimos que esta relación se encontró en todas las cuencas estudiadas y es una respuesta al porqué existe una gran disparidad entre los valores de los picos correspondientes a las crecientes que se analizan para la obtención del hidrograma unitario, pudiéndose llegar casi a afirmar que es imposible obtener un número adecuado de hidrogramas unitarios pertenecientes a una misma cuenca, que difieran sus valores entre sí en una magnitud suficientemente pequeña, de forma que responda con suficiente fidelidad a la teoría universalmente aceptada para la obtención del hidrograma unitario, la cual fue básicamente desarrollada en climas de altas y medias latitudes, donde sí responde a cabalidad. Esto nos induce a pensar que esa relación tan marcada, es una característica propia de los climas o regiones tropicales. Por consiguiente, se debe alertar en

la escogencia de crecientes para la obtención del hidrograma unitario, ya que ésto obliga a considerar la variabilidad de los picos, para así obtener un hidrograma unitario de forma y magnitud estadísticamente medio que sea el producto no sólo de las altas lluvias efectivas, sino también de las medias y bajas. Conviene advertir que es razonable esperar hasta obtener un número mayor de datos, para poder llegar a una conclusión definitiva al respecto.

2.4 Conclusiones

Del Gráfico N° 1 se estimaría el pico unitario, correspondiente para una cuenca carente de información indispensable, que pueda adoptarse como representativo de las crecientes originadas por una lámina unitaria uniformemente distribuida sobre toda el área y de una lluvia efectiva de una hora de duración. La relación presentada debe ser tomada con ciertas reservas, en el sentido de que la presencia de problemas específicos en una cuenca (un sitio de toma ubicado aguas arriba del lugar en estudio o un tramo de curso del río donde se registre un desbordamiento apreciable) puede alterar la relación natural que existiría entre sus picos instantáneos y sus áreas correspondientes.

Por ejemplo, para la determinación del pico del hidrograma unitario en el río Camoruco hasta el sitio de presa, se encontró que no es válida la relación expresada según la curva del Gráfico N° 1; lo cual se debe a las zonas de desbordamiento localizadas antes del punto de salida de la cuenca en el sitio de presa, o sea, que en un caso como éste se deberá tomar en

cuenta el aumento del poder amortiguador que presenta la cuenca y su incidencia en la disminución de los picos unitarios, lo cual no está contemplado en el presente estudio.

2.5 Relación entre picos unitarios

Tratando de darle un mayor sentido práctico al uso de la relación encontrada para estas cuencas entre sus áreas y los picos unitarios de 1 hora de duración, se trató de encontrar, para el caso de una estimación de carácter muy preliminar, una relación entre picos unitarios de una hora de duración con picos unitarios correspondientes a hidrogramas unitarios de otras duraciones, la cual a pesar de no cumplirse absolutamente para todas las cuencas y en todos los casos se puede suponer que se cumple para la generalidad de ellas. Esta relación se encontró en forma analítica mediante el método de la "curva S", debido a la dificultad que se presenta en nuestro medio para el análisis de crecientes a las cuales correspondan duraciones diferentes de una hora y se considera que pueda servir de ayuda en la estimación de crecientes.

Si denominamos " ρ " a la relación entre los picos de los hidrogramas $(PU)_t$ de t horas de duración y $(PU)_1$ de una hora de duración, podemos escribir:

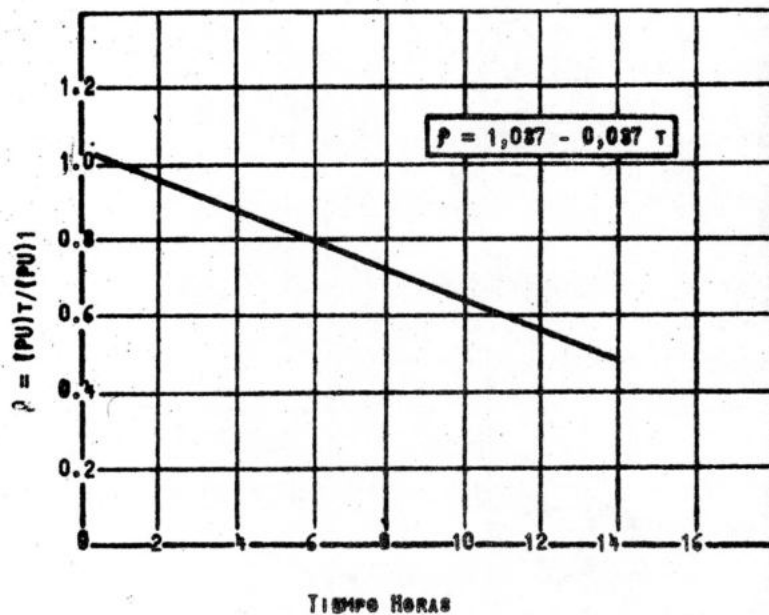
$$(PU)_t = \rho (PU)_1$$

En el intervalo estudiado (1h - 12h) se ha observado que ρ varía linealmente con el tiempo (t) (Gráfico N°3), según la siguiente ecuación:

$$P = 1,037 - 0,037t \quad (t \text{ en horas})$$

Las expresiones anteriores resultan prácticas para derivar, a partir del pico de un hidrograma unitario de 1 hora de duración, el correspondiente a otro de duración t .

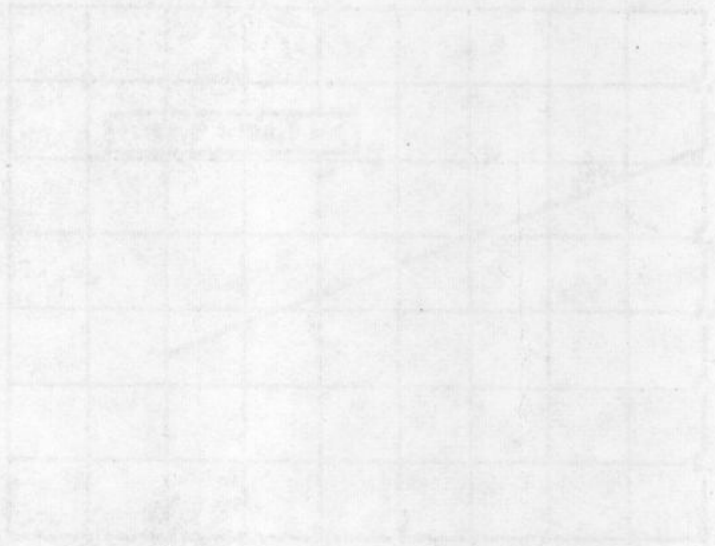
GRAFICO N°3



En consecuencia, una vez determinado un pico unitario de una hora de duración, se puede estimar la ordenada máxima del hidrograma unitario correspondiente a una duración igual a la de la lluvia que se va a aplicar, y por lo tanto obtendríamos el pico de las crecientes dependientes solamente de la profundidad de su lámina generadora.

2.6 Resumen de resultados

A continuación se presentan los cuadros con los resultados tabulados, obtenidos del análisis de crecientes para cada una de las cuencas estudiadas y los hidrogramas unitarios adoptados como representativos.



RESUMENES DE CRECIENTES

ABREVIATURAS USADAS:

H.T.N: Pico del Hidrograma total neto

P.H.U: Pico del Hidrograma unitario

T.B: Tiempo base

RIO GUATAPARO
EN COMPAÑIA
INGLESA

$A = 39 \text{ km}^2$

FECHA	PICO HTN m^3/seg	VOLUMEN $\times 10^6 \text{ m}^3$	LAMINA m m.	P.H.U. $\text{m}^3/\text{seg}/\text{mm.}$	T.B. HORAS	DURACION lluvia efectiva HORAS
2-7-65	15.6	0.154	3.941	3.96	12	1
6-9-64	22.6	0.139	3.577	6.32	11	1
26-9-62	11.4	0.111	2.834	4.02	12	1
12-8-60	19.8	0.193	4.947	4.00	12	1
13-9-60	13.3	0.126	3.230	4.12	10	1
19-9-60	15.6	0.149	3.812	4.09	11	1
31-8-58	12.5	0.162	4.144	3.03	12	1
22-10-58	16.6	0.194	4.975	3.62	10	1
18-10-54	18.0	0.224	5.755	3.13	12	1
26-8-54	13.0	0.153	3.913	3.40	11	1
20-7-53	16.6	0.134	3.447	4.83	12	1
2-7-53	20.1	0.214	5.497	3.66	11	1
5-11-53	15.3	0.108	2.774	5.51	11	1
27-9-52	21.7	0.203	5.206	4.17	12	1
19-9-52	22.1	0.132	3.383	6.53	11	1
PROMEDIO				4.29	11	

RIO MASPARRO
EN PUENTE
MASPARRO

A = 495 km²

FECHA	PICO HTN m ³ /seg	VOLUMEN x10 ⁶ m ³	LAMINA m m.	P.H.U. m ³ /seg/mm	T.B. HORAS	DURACION lluvia efectiva HORAS
29-6-56	527	10.594	21.41	25.08	29	1
6-8-57	452	6.480	13.09	34.68	26	1
19-5-62	736	17.310	34.96	21.00	36	1
18-7-55	310	6.830	13.80	22.46	28	1
11-5-61	299	6.590	13.32	22.44	29	1
12-8-57	326	5.340	10.79	30.25	28	1
11-5-58	305	5.850	11.81	25.99	28	1
23-7-55	132	1.868	3.77	35.00	21	1
24-7-55	337	6.123	12.36	30.33	28	1
30-7-54	265	4.970	10.05	26.36	31	1
PROMEDIO				27.36	28	

RIO PAO
EN LA BALSA

$A = 2732 \text{ km}^2$

FECHA	PICO HTN m^3/seg	VOLUMEN $\times 10^6 \text{m}^3$	LAMINA m m.	P.H.U. $\text{m}^3/\text{seg}/\text{mm}$	T.B. HORAS	DURACION lluvia efectiva HORAS
14-5-52	110.5	4.760	1.740	63.50	31	1
23-11-53	263.0	19.260	7.050	37.30	54	1
18-10-52	167.0	6.130	2.240	74.55	39	1
19-6-60	72.0	2.260	0.830	86.64	30	1
4-6-53	121.5	5.870	2.150	56.50	42	1
16-6-61	110.7	2.910	1.065	103.98	34	1
19-5-56	82.0	2.480	0.910	90.11	31	1
28-9-55	139.5	4.190	1.540	90.57	37	1
24-7-54	143.5	7.440	2.720	52.75	45	1
PROMEDIO				72.88	38	

**RIO TINACO
EN
PUENTE TINACO**

$A = 672 \text{ km}^2$

FECHA	PICO HTN m^3/seg	VOLUMEN $\times 10^6 \text{ m}^3$	LAMINA m m.	P.H.U. $\text{m}^3/\text{seg}/\text{mm.}$	T.B HORAS	DURACION lluvia efectiva HORAS
3-11-62	162.40	2.398	3.563	45.62	19	1
29-11-54	42.90	0.592	0.881	48.02 *	17	1
20-7-58	60.00	1.613	2.400	25.00	24	1
8-7-53	81.50	1.633	2.430	33.53	22	1
27-9-51	156.00	3.353	4.990	31.20	21	1
7-11-55	56.00	0.759	1.130	49.28	19	1
20-10-52	52.50	0.719	1.070	49.06	18	1
23-9-53	42.00	0.658	0.972	43.17 *	15	1
24-7-58	61.00	1.582	2.280	26.62	20	1
3-10-57	222.00	3.999	5.452	37.29	22	1
7-6-60	117.00	2.318	3.450	33.91	20	1
1-8-64	42.70	1.322	1.968	21.70	24	1
13-10-60	53.00	0.876	1.304	40.64	19	1
23-6-57	22.00	0.495	0.736	30.50 *	16	1
18-10-57	116.00	3.580	5.328	31.14	24	1
14-6-63	30.50	0.584	0.870	35.07	15	1
11-8-51	82.00	2.097	3.120	26.32	23	1
20-10-54	163.00	2.871	4.272	38.14	19	1
PROMEDIO				34.96	20	1

* NO FUERON CONSIDERADAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL PROMEDIO.

RIO TOCORON
EN
PUENTE CHAVERO

A = 114 km²

FECHA	PICO HTN m ³ /seg	VOLUMEN x 10 ⁶ m ³	LAMINA m m.	P.H.U. m ³ /seg/mm.	T.B. HORAS	DURACION lluvia efectiva HORAS
19-7-64	50.4	0.857	7.522	6.70	21	1
17-10-55	19.6	0.156	1.368	14.31	15	1
16-9-64	22.8	0.287	2.520	9.05	16	1
21-9-61	15.1	0.204	1.787	8.45	14	1
24-8-63	63.6	0.666	5.842	10.88	18	1
27-8-62	26.9	0.433	3.796	7.08	21	1
10-8-60	26.3	0.332	2.911	9.03	17	1
25-9-54	26.8	0.283	2.482	10.80	17	1
13-9-58	7.2	0.127	1.118	6.44	16	1
3-6-58	10.8	0.182	1.598	6.76	16	1
29-6-55	62.5	0.785	6.884	9.07	21	1
3-10-57	9.6	0.182	0.941	10.62	14	1
28-11-55	99.0	0.947	8.305	11.92	14	1
11-10-55	57.8	0.474	4.162	13.88	18	1
PROMEDIO				9.64	17	

RIO GUACHE
EN
PUENTE VIEJO

300

$A = 30 \text{ @ km}^2$

FECHA	PICO HTN m ³ /seg	VOLUMEN x10 ⁶ m ³	LAMINA mm.	P.H.U. m ³ /seg/mm	T.B. HORAS	DURACION lluvia efectiva HORAS
6-12-52	120.5	1.830	6.01	20.05	20	1
29-3-53	50.5	0.814	2.71	18.63	15	1
28-7-55	123.5	1.148	3.83	32.25	16	1
17-11-55	234.5	2.848	9.50	24.68	22	1
4-8-55	70.0	0.902	3.00	23.33	14	1
PROMEDIO				23.79	17	

304

300

300

300

300

**RIO TIRGUA
EN PASO VIVORAL**

$A = 1468 \text{ km}^2$

FECHA	PICO HTN m^3/seg	VOLUMEN $\times 10^6 \text{ m}^3$	LAMINA m m.	P.H.U. $\text{m}^3/\text{seg}/\text{mm.}$	T.B. HORAS	DURACION lluvia efectiva HORAS
6-6-59	221.0	5.483	3.735	59.16	24	1
12-8-59	637.0	12.768	8.700	73.19	23	1
18-7-62	136.0	1.645	1.120	121.42	19	1
9-7-56	105.0	1.825	1.243	84.47	18	1
31-10-54	198.0	2.941	2.003	98.80	18	1
11-8-59	146.5	2.657	1.810	80.87	17	1
16-11-53	132.0	2.171	1.479	89.24	19	1
26-9-53	119.0	2.041	1.390	85.61	17	1
27-9-53	312.0	5.479	3.732	83.59	21	1
7-8-60	123.5	2.624	1.788	69.07	21	1
4-9-60	181.0	3.110	2.119	85.41	21	1
11-9-55	217.0	4.043	2.754	78.97	20	1
PROMEDIO				84.15	20	

RIO TUY
EN TAZON

$A = 1142 \text{ km}^2$

FECHA	PICO HTN m^3/seg	VOLUMEN $\times 10^6 \text{ m}^3$	LAMINA m m.	P.H.U. $\text{m}^3/\text{seg}/\text{mm}$	T.B. HORAS	DURACION lluvia efectiva HORAS
23-10-48	104	1.780	1.550	67.09	26	1
8-9-45	139	2.686	2.350	59.14	29	1
28-6-60	179	4.309	3.770	47.48	30	1
9-7-50	154	3.292	2.880	53.47	24	1
11-7-50	310	3.089	2.703	114.67	24	1
26-10-50	120	1.310	1.150	104.35	23	1
PROMEDIO				56.79	26	

**RIO SARARE
EN
SARARE**

A = 220 km²

FECHA	PICO HTN m ³ /seg.	VOLUMEN x 10 ⁶ m ³	LAMINA m m.	P. H. U. m ³ /seg./mm.	T. B. HORAS	DURACION lluvia efectiva HORAS
8-7-54	78.00	1.2852	5.840	13.35	18	1
3-1-56	107.50	1.9782	8.990	11.96	19	1
5-5-54	58.00	0.6291	2.860	19.93	16	1
20-8-60	27.00	0.5940	2.700	10.19	20	1
12-7-60	115.00	2.6600	12.080	9.52	24	1
26-11-50	41.00	0.4300	1.955	20.95	13	1
5-8-60	66.00	0.8154	3.706	17.94	18	1
9-7-52	81.00	0.5680	2.585	31.33 *	17	1
7-8-60	47.50	0.3600	1.665	28.50 *	14	1
15-5-63	57.50	0.3930	1.787	32.16 *	16	1
2-11-56	64.50	0.7938	3.608	17.87	19	1
29-6-51	68.00	1.0200	4.636	14.77	16	1
28-10-55	82.50	0.4900	2.237	36.87 *	10	1
PROMEDIO				15.16	17	

RIO SANTO DOMINGO
EN
SANTO DOMINGO

A = 1215 km²

FECHA	PICO HTN m ³ /seg	VOLUMEN x 10 ⁶ m ³	LAMINA m m.	P.HU m ³ /seg/mm.	T B HORAS	DURACION lluvia efectiva HORAS
10-8-59	588	17.538	14.48	40.75	31	1
22-4-60	334	5.315	6.14	54.40	22	1
19-7-60	288	7.989	6.58	43.62	39	1
25-5-60	242	5.839	4.80	50.42	26	1
PROMEDIO				47.30	27	

RIO YARACUY
EN PUENTE
CUMARIPA

A = 266

FECHA	PICO HTN m ³ /seg	VOLUMEN x10 ⁶ m ³	LAMINA m m.	P.H.U. m ³ /seg/mm.	T.B. HORAS	DURACION lluvia efectiva HORAS
8-7-55	126.5	2.440	9.173	14.36	23	1
12-7-51	147.5	1.926	7.240	20.37	21	1
17-7-51	65.5	0.903	3.394	12.29	16	1
16-10-59	73.0	1.215	4.567	15.97	17	1
28-6-62	46.0	0.653	2.454	18.74	17	1
22-7-51	133.5	2.041	7.673	17.39	16	1
23-7-51	241.0	4.005	15.056	16.01	22	1
PROMEDIO				17.44	19	

RIO MATICORA
EN
DON PANCHO

A = 2489

FECHA	PICO HTN m ³ /seg	VOLUMEN x 10 ⁶ m ³	LAMINA m m.	P.H.U. m ³ /seg/mm.	T. B. HORAS	DURACION lluvia efectiva HORAS
6-11-62	175	6.271	2.520	69.44	35	1
25-7-64	116	3.418	1.373	84.49	37	1
18-9-62	101	3.111	1.250	81.20	34	1
19-10-60	101	2.743	1.102	91.60	31	1
20-10-60	128	3.348	1.345	94.72	30	1
15-8-62	143	4.172	1.675	85.67	30	1
21-10-61	130	3.510	1.410	92.17	35	1
PROMEDIO				85.61	33	

2488

2489x

2489

2489

**RIO GUARICO
EN
BOCA DE CAGUA**

A = 2040 km²

FECHA	PICO HTN m ³ /seg	VOLUMEN x 10 ⁶ m ³	LAMINA mm.	PHU m ³ /seg/mm.	T. B. HORAS	DURACION lluvia efectiva HORAS
1-7-65	148.0	5.479	2.69	55.02	34	1
1-9-62	161.5	5.781	2.83	57.07	33	1
19-11-60	175.0	5.935	2.91	60.14	31	1
20-7-58	409.0	14.675	7.19	56.88	36	1
PROMEDIO				57.27	34	

2037
2043
2040
2041

**RIO COJEDES
EN SAN RAFAEL
DE ONOTO**

A = 4325 km²

FECHA	PICO HTN m ³ /seg	VOLUMEN x10 ⁶ m ³	LAMINA m m.	P.H.U. m ³ /seg/mm	T. B. HORAS	DURACION lluvia efectiva HORAS
3-4-54	450.0	15.453	3.573	125.95	40	1
12-9-54	100.0	2.310	0.534	187.26*	32	1
23-7-63	114.5	4.014	0.928	123.40	31	1
10-8-59	396.0	17.053	3.943	100.42	40	1
11-7-42	159.6	6.885	1.592	100.25	36	1
11-7-57	196.0	8.162	1.887	103.86	32	1
21-11-59	107.0	3.408	0.788	135.78	30	1
29-9-63	193.5	4.935	1.141	169.58	31	1
12-9-52	70.5	1.821	0.421	167.45*	30	1
17-9-63	105.5	2.785	0.644	163.82*	29	1
16-9-59	96.5	2.033	0.470	205.31*	28	1
21-11-56	60.5	2.080	0.482	125.51	30	1
6-9-54	85.5	1.920	0.444	192.52*	28	1
1-9-42	66.0	1.734	0.401	164.58*	26	1
PROMEDIO				123.09	32	

**RIO PORTUGUESA
EN PUENTE
PORTUGUESA**

$A = 810 \cdot \text{km}^2$

FECHA	PICO HTN m^3/seg	VOLUMEN $\times 10^6 \text{m}^3$	LAMINA m m.	P.H.U $\text{m}^3/\text{seg}/\text{mm}$.	T.B. HORAS	DURACION lluvia efectiva HORAS
16-8-58	225.00	12.231	10.71	21.01	36	1
22-8-58	229.00	6.251	7.72	29.66	37	1
7-10-58	92.00	1.317	1.63	56.44	20	1
30-5-59	101.50	3.577	4.42	22.96	28	1
18-7-60	273.00	8.904	10.99	24.84	38	1
25-8-61	149.50	2.370	2.93	51.02	19	1
16-7-62	163.00	5.715	7.06	23.09	30	1
18-8-62	140.00	3.519	4.34	32.26	24	1
5-9-62	98.00	2.441	3.01	32.56	29	1
26-8-63	147.50	3.409	4.21	35.04	26	1
15-6-64	164.00	5.136	6.34	25.87	36	1
17-6-64	193.00	4.744	5.86	32.94	26	1
27-8-64	225.00	9.339	10.71	21.01	35	1
PROMEDIO				31.43	29	1

1142 +
810
808
809
810
809
809
811
811
810
810
810
872 X

3 - RELACION ENTRE VOLUMENES DE CRECIENTES Y SUS GASTOS MAXIMOS

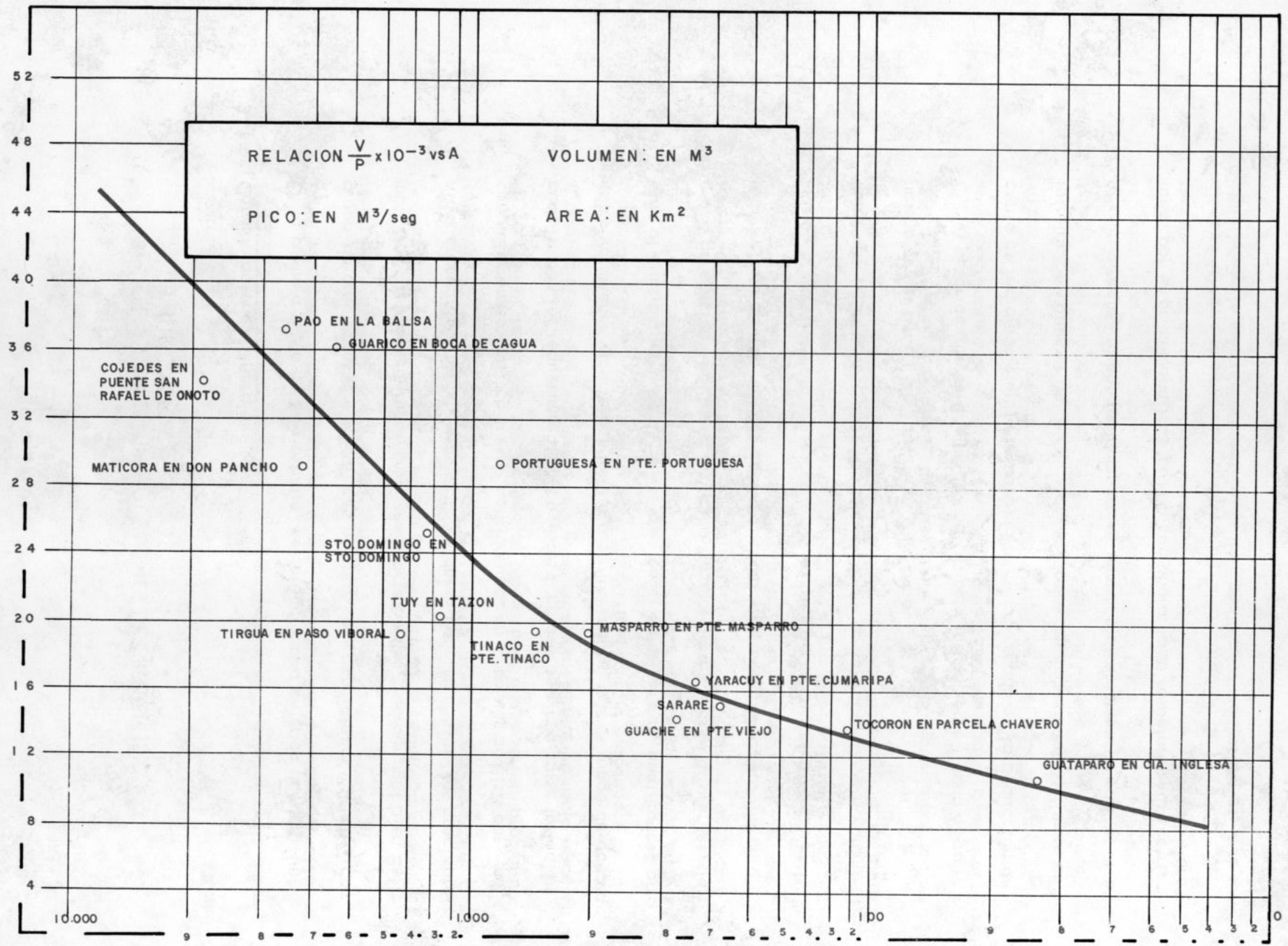
3.1 Consideraciones generales

En la primera parte de este estudio, se seleccionaba en cada cuenca, un grupo de crecientes que tenían que cumplir unas condiciones mínimas, como: tiempos base similares, volúmenes apreciables, hidrogramas bien definidos en cuanto a forma, etc. Esto evidencia que muchas de las crecientes con volúmenes altos, no fueron consideradas en el primer análisis por no cumplir con los requerimientos impuestos. En esta segunda parte (relación entre volúmenes y correspondientes picos) se amplió más el rango de aceptación al considerar, además de las crecientes anteriormente analizadas, otro grupo de crecientes que aún teniendo tiempos base bastante diferentes, tenían volúmenes con méritos de ser considerados, aún cuando sus hidrogramas no fuesen perfectamente definidos en forma. Es conveniente advertir que tanto en el primer análisis como en éste, se ha trabajado con volúmenes netos, es decir, sin considerar flujo base.

A pesar de que este segundo análisis está íntimamente ligado al concepto de hidrograma unitario, debido al método usado en la deducción de la relación volumen vs pico, los resultados aquí obtenidos no tienen conexión directa, ni pueden compararse tampoco directamente, con los arrojados por el primer análisis, puesto que ahora no se respetaron las restricciones básicas que sirven de hipótesis en la formulación de la teoría de

-40-

$\frac{V}{P} \times 10^{-3}$



AREA (Km²)

GRAFICO N° 4

los hidrogramas unitarios.

3.2 Resultados

Los resultados obtenidos se presentan en el Gráfico N° 4, donde se ha dibujado una curva que representa la relación de volúmenes a pico en función de las áreas pertenecientes a las cuencas.

La importancia de este gráfico es que relaciona la condición media de los pares de valores (volumen, pico) correspondientes a crecientes tales como ocurren en realidad, con el área de las cuencas donde se han producido. Si bien es cierto que se pueda poner en duda lo representativo de la relación encontrada, debido a la posible falta de escrúpulo en la escogencia de las crecientes, también es cierto que las estimaciones que se logran haciendo uso de ella, caen dentro de un margen de confiabilidad bastante aceptable si son comparados con los valores correspondientes que se obtendrían mediante la aplicación de la primera relación, encontrada en base a una selección más rigurosa de crecientes. Esto parece ser una razón más en favor de la tesis asumida anteriormente, en la cual se afirmaba que la particularidad existente entre la variabilidad de los picos de crecientes y sus láminas generadoras son propias de regiones tropicales y por ende deben considerarse un suficiente número de crecientes que envuelven el mayor número de todas estas variaciones, sin que exista el predominio de un grupo sobre otro en cuanto a las características mencionadas; así se obtendría el hidrograma unitario más representativo de las condiciones medias reales, que son

las que a su vez resumen las verdaderas características físicas de la cuenca, unidas a las meteorológicas prevaletientes.

3.3 Confiabilidad de la relación

Lo que se dijo con respecto a la primera relación encontrada, en cuanto al grado de seguridad que ofrecía, es valedero también para el grado de seguridad que presenta esta segunda relación, en virtud de que se ha obtenido haciendo uso de relaciones medias. Esta curva también deberá revisarse y, mejor aún, rehacerse, cada vez que se cuente con un acopio de datos más extensos y de mejor calidad.

4 - ESTIMACION DE LA FORMA APROXIMADA DE LOS HIDROGRAMAS DE CRECIENTES, MEDIANTE LA DURACION DE LOS TIEMPOS BASE Y DE OCURRENCIA DEL GASTO MAXIMO

4.1 Objeto

Para todos los diseños de obras hidráulicas, en los cuales se hace necesario tener en cuenta la magnitud de las crecientes que van a adoptarse tanto en gasto máximo como en volumen, es de gran utilidad y en algunos casos imprescindible el conocer la forma del hidrograma de crecida. Son muchos los casos donde se confronta el problema de la forma de hidrograma. Hasta el presente no existe un método empírico de los conocidos en otros países, que se pueda adoptar con suficiente confianza en Venezuela.

Aún cuando las conclusiones que se han obtenido se consideran algo prematuras por la poca información disponible que se tiene en este tipo de investigación, se ha querido mostrarlas a los lectores como un adelanto de lo que se puede hacer respecto a un método basado en datos obtenidos en el país, para la construcción de la probable forma del hidrograma.

Si se supone triangular la forma de los hidrogramas de un río y se estiman los tiempos base y de ocurrencia de los picos respectivos en base a datos reales de crecientes, obtendríamos un hidrograma aproximado más real que cualquier otro teórico y que quedaría determinado por su tiempo base, tiempo de ocurrencia del pico y la magnitud de éste.

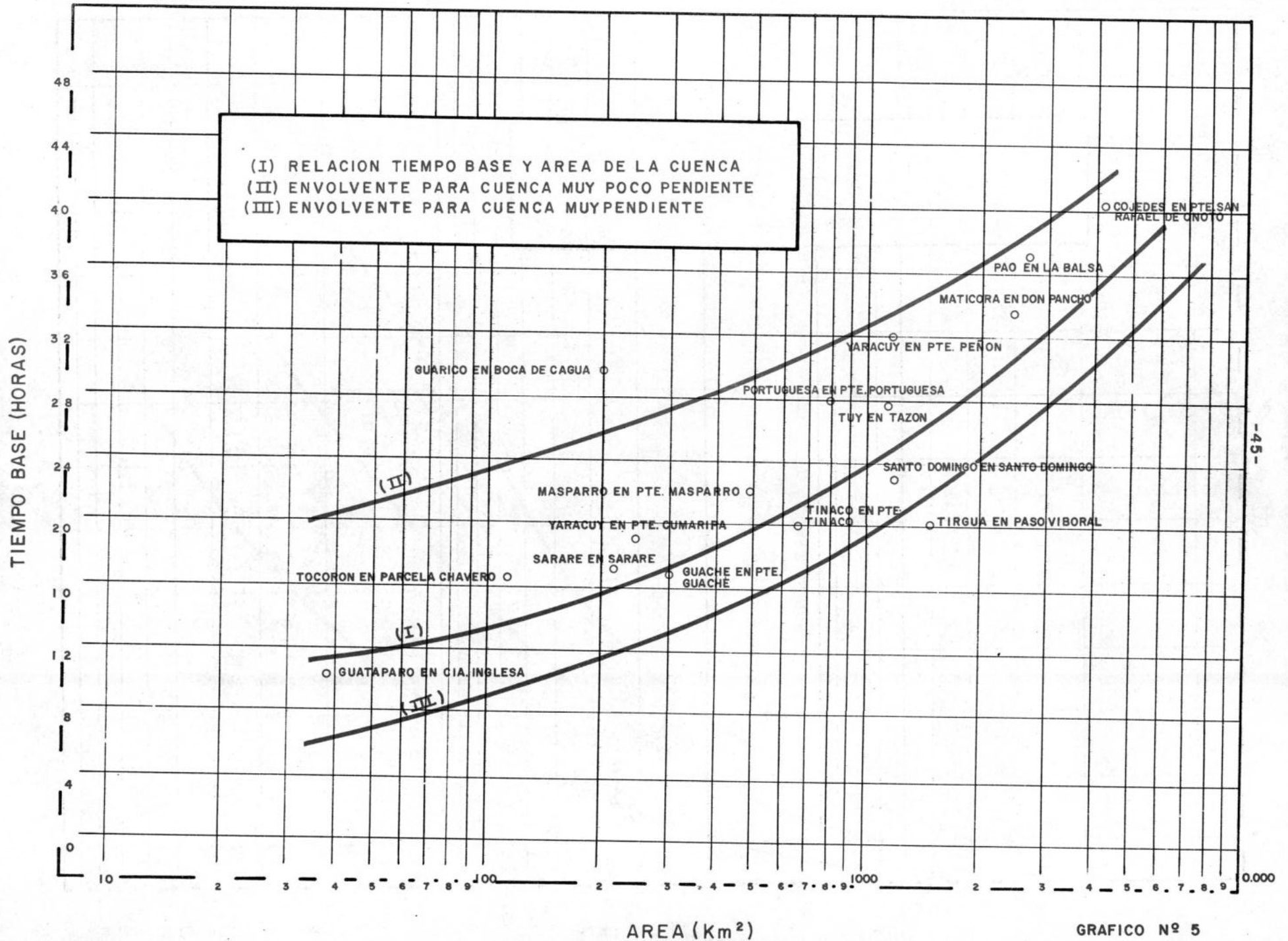
4.2 Relación entre área contribuyente y tiempos base y de ocurrencia de gastos máximos

Se conoce que el relieve de una cuenca incide sobre los tiempos base y de ocurrencia de los gastos máximos de las crecientes. Esto lo tomamos como hipótesis para determinar una relación entre el área contribuyente y los tiempos mencionados. Aún cuando la forma de la cuenca también incide, no se consideró en esta oportunidad este parámetro porque la semejanza del pequeño número de cuencas analizadas en este estudio, es decir, la poca variabilidad del parámetro, no permitió establecer la correspondencia entre los factores objeto de la relación; probablemente con mayor número de casos puedan obtenerse mejores resultados.

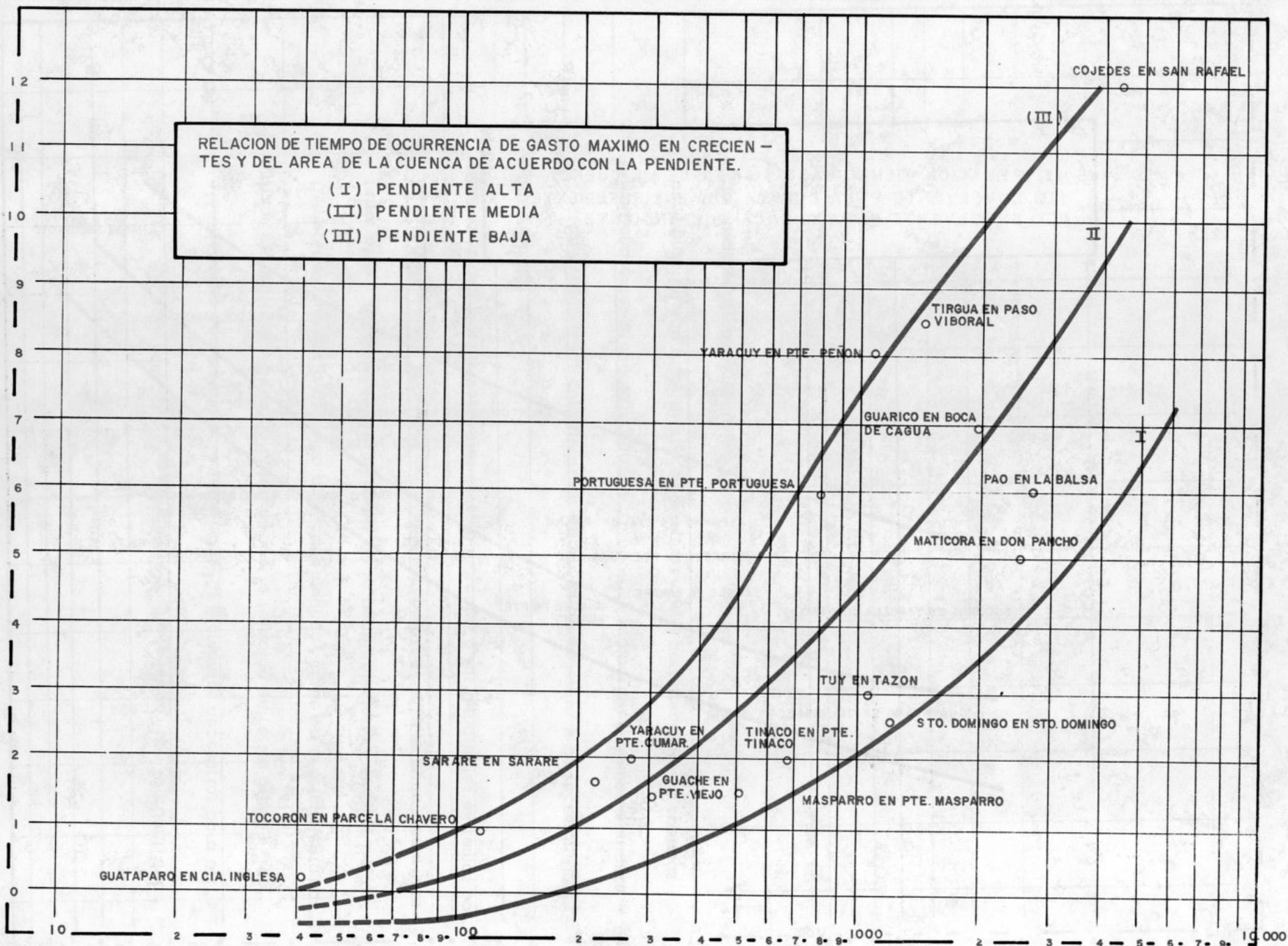
Contrariamente, la pendiente, en este mismo pequeño número de cuencas analizadas, permitió establecer claramente la relación buscada, por otra parte, por estar esta característica física íntimamente ligada a las otras de mayor influencia sobre la forma de los hidrogramas, en particular (en la mayoría de los casos), con la forma de la cuenca y ser, además, de fácil apreciación, fue la razón de preferirse a las otras.

En virtud de la casi total ausencia de este tipo de información en nuestro medio, se recurrió a una estimación cualitativa de las pendientes medias de las cuencas para usarlas en la determinación de la relación, la cual se muestra en los Gráficos 5 y 6.

Mediante una inspección ocular a una cuenca se puede calificar de



TIEMPO DE OCURRENCIA GASTO MAXIMO EN HORAS



AREA (Km²)

GRAFICO Nº 6

"alta", "media" o "baja" a su pendiente media y luego con la cuantificación del área correspondiente tendremos los elementos necesarios para utilizar los gráficos. Se pudo observar que la relación entre las áreas y el tiempo de ocurrencia del pico para cada cuenca, sigue un ordenamiento bastante claro, de acuerdo con el grado de la pendiente (alta, media y baja); mientras que en el caso de área contra tiempo base, sólo se pudo trazar una curva media y las envolventes correspondientes a las pendientes extremas bajas y altas.

En cuanto a las curvaturas de las ramas ascendentes y de recesión correspondientes a cada hidrograma triangular, se podrían delinear mediante comparación con otros hidrogramas conocidos y pertenecientes a cuencas de características similares.

5 - ESTUDIO DE LOS TIEMPOS DE RETARDO Y DE CONCENTRACION EN CUENCAS DE VENEZUELA

5.1 Objetivos y alcance

Cada vez que se quiere calcular una creciente de diseño se presenta, en casi todos los casos, el problema de la determinación de los tiempos de concentración y de retardo. Continuamente se ha venido utilizando una curva que relaciona ambos parámetros, determinada en 1950 por C.O. Clark, consultor de la Dirección de Obras Hidráulicas del Ministerio de Obras Públicas para ese año. Esta curva fue obtenida a base de una información muy deficiente y escasa y por comparación con resultados de otros países, por lo que hoy en día no se considera adecuada. Es este el motivo por el cual se creyó conveniente hacer un estudio en base a la información existente hasta ahora de los ríos controlados por la División de Hidrometeorología de la Dirección de Obras Hidráulicas. La existencia actual de datos permite ya hacer una mejor selección de la información en base a la calidad de los registros, lo que mejora notablemente la relación encontrada por Clark y hace que la estimación de los tiempos en cuestión sea más real en virtud de pertenecer a nuestro medio de datos utilizados. Es obvio, que esta nueva curva no será definitiva, sino que será objeto de ajuste y actualización a medida que aumente la información.

5.2 Comentarios

Esta publicación es un avance de las investigaciones efectuadas que cubre solamente lo relacionado con los tiempos de retardo, obtenidos en los casos analizados, dejando para un futuro cercano la investigación concerniente a la obtención de los tiempos de concentración y su relación con los de retardo.

El estudio se puede considerar subdividido en dos etapas: estimación, mediante procedimientos gráficos, de los valores del tiempo de retardo para flujo superficial, y estimación de los mismos tiempos de retardo en base a características físicas de las cuencas para hacer una comparación entre ambos resultados.

La estimación por el método gráfico fue efectuada en base al método que aparece publicado en "Hidrology for Engineers", de Linsley, Kohler y Paulhus, y el cual supone que existe una correspondencia en la forma de las curvas de recesión y las constantes de retardo para los diferentes tipos de flujo, y además supone que la forma de la curva de recesión es bastante independiente de las características de las tormentas que las originan. Sin embargo, en la aplicación de este método, se presenta en nuestro medio la dificultad de que las curvas de recesión de los hidrogramas para una misma cuenca varían considerablemente, como ya se ha anotado anteriormente, de acuerdo con la localización de la tormenta en el área de la cuenca. Además, se presenta el inconveniente de la selección de crecientes simples y que

posean un escurrimiento representativo de toda la cuenca hasta el sitio donde se desea obtener la característica del tiempo de retardo; ya que en las crecientes compuestas se presenta una deformación en las curvas de recesión debido a la precipitación que origina una creciente, la cual produce una perturbación en la creciente inmediatamente antecedente.

Para el caso nuestro y por este método, se obtuvieron unos valores de las constantes de retardo con un grado de gran variabilidad. Causa de esto fue la dificultad de poder seleccionar las crecientes representativas del escurrimiento en toda la cuenca, agravándose este problema a medida que las cuencas aumentaban en sus áreas. Se descartaron aquellos valores que se consideraron muy por debajo de los reales después de considerar las características físicas de las cuencas, como áreas, formas, pendientes y velocidades medias a través de los diferentes cauces.

En cuanto a la determinación de los tiempos de retardo para cuencas de áreas relativamente pequeñas, dentro del grupo seleccionado, se observó que la variación de la distribución o cobertura de la lluvia efectiva generaba crecientes cuyos hidrogramas tenían curvas de recesión muy similares. En consecuencia, los tiempos de retardo deducidas para ellas, mostraron un menor grado de variabilidad, es decir, a mayor área contribuyente de la misma cuenca menor variabilidad en las constantes de recesión.

A continuación se presenta un resumen de las constantes de retardo obtenidas para cada una de las cuencas estudiadas y el tiempo de retardo

adoptado como representativo, de acuerdo con el procedimiento de determinación gráfica.

Se puede observar que en este conjunto de valores obtenidos, existe una disminución de los tiempos con respecto a los que correspondían para cada una de estas cuencas mediante la relación de tiempos de retardo y de concentración que obtuvo C.O. Clark para el cálculo de hidrogramas unitarios en ríos de Venezuela. De acuerdo con esto, se tendría que los tiempos de retardo que se han venido determinando para el cálculo de crecientes en Venezuela, están afectados de una sobre-estimación de sus valores; lo que constituye cierta peligrosidad para los diseños.

Al considerar las características de las crecientes en las cuales no se puede suponer a priori una contribución uniforme de toda la cuenca, que requeriría de una información detallada de las lluvias generadoras de cada creciente en cuanto a su distribución sobre el área, se comete un error por defecto en la determinación de los tiempos de retardo, al alejarse del valor teórico (contribución de toda la cuenca) los valores deducidos de estas crecientes. Con el presente trabajo lo que se ha efectuado es una evaluación de los verdaderos tiempos de retardo propios de esas crecientes y se presume, bajo la suposición de que las crecientes originadas por precipitaciones de mayor cobertura a las encontradas, ocurran con una distribución semejante, que los tiempos de retardo son mayores, pero no mucho, que los ya encontrados.

CONSTANTES K_f DE FLUJO SUPERFICIAL										Tiempo de retardo Adoptado
Guataparo en Cía Inglesa	0.280	0.259	0.340	0.250	0.303	0.270	0.265	0.304	0.263	0 ^h 50'
Tocorón en Parc. Chavéro	0.564	0.483	0.575	0.622	0.620	0.376	0.461	0.487	0.333	1 ^h 36'
Tinaco en Pte. Tinaco	0.630	0.610	0.660	0.609	0.709	0.614	0.625	0.780	0.707	2 ^h 30'
Masparro en Pte. Masparro	0.700	0.680	0.758	0.610	0.720	0.693	0.800	0.760	0.688	2 ^h 45'
Pao en La Balsa		0.815	0.840	0.848	0.833	0.850	0.810	0.794	0.846	5 ^h 15'
Tuy en Tazón		0.700	0.733	0.681	0.551	0.670	0.600	0.732	0.720	3 ^h 15'
Matícora en Don Pancho		0.820	0.812	0.726	0.659	0.728	0.667	0.809	0.671	4 ^h 37'
Yaracuy en Cumaripa		0.392	0.430	0.543	0.550	0.524	0.600	0.529	0.657	2 ^h 0'
Portuguesa en Portuguesa					0.823	0.756	0.500	0.830	0.812	4 ^h 30'
Guache en Pte. Viejo				0.617	0.640	0.550	0.683	0.725	0.557	2 ^h 07'

La segunda etapa de la determinación de los tiempos de retardo considerando las características físicas de la cuenca, consistió en hacer la estimación de los tiempos en términos del tiempo que tarda la ola de crecida en viajar desde un punto sobre el cauce principal, cercano al centroide de la cuenca, hasta el punto de salida en cada uno de los casos considerados. En esta estimación, se incluye un factor que puede estar afectado de errores al considerarse un valor de la velocidad que no corresponde a la verdadera velocidad media de viaje sobre el tramo del canal principal; pues se consideraron valores de velocidades máximas aforadas en los puntos de salida de las cuencas como correspondientes a velocidades medias, lo cual, en todos los casos, se cree están afectados de errores por defecto, pues la velocidad máxima en la parte inferior es menor que las velocidades medias, consideradas éstas como resultantes de la combinación de las velocidades máximas registradas en las partes altas de las cuencas y las máximas correspondientes a los tramos inferiores. De acuerdo con esto se obtuvieron los siguientes resultados:

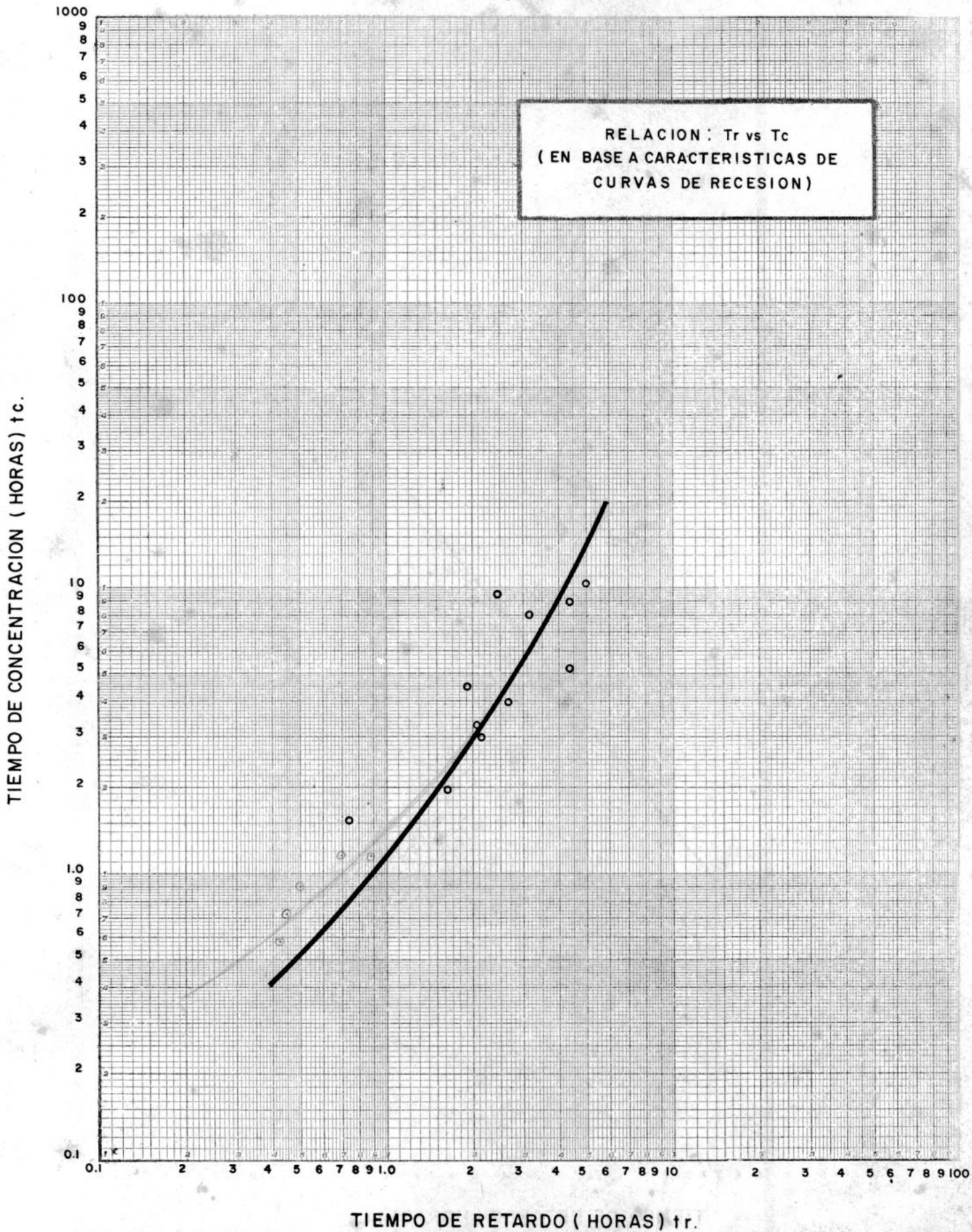
C u e n c a	Velocidad máxima aforada m/seg	Longitud LCDG Km.	Tiempo de retardo horas
Guataparo en Cía. Inglesa	1,425	4,2	0,82
Matícora en Don Pancho	1,881	57,0	8,42
Pao en La Balsa	2,124	42,0	5,49
Tinaco en Pte. Tinaco	1,877	28,0	4,14
Yaracuy en Cumaripa	2,334	20,0	2,38
Tocorón en Parcela Chavero	1,701	11,0	1,80
Masparro en Pte. Masparro	3,285	22,0	1,86
Tirgua en Paso Viboral	2,608	47,0	5,00
Guanare en Pte. Coromoto	2,885	37,0	3,56
Sarare en Puente Sarare	2,091	13,8	1,83
Cojedes en Puente San Rafael de Onoto	1,850	42,0	6,30
Portuguesa en Puente Portuguesa	2,160	4,2	0,54
Guárico en Boca de Cagua	1,743	46,0	7,33
Sto. Domingo en Santo Domingo	2,977	40,0	3,73
Tuy en Hacienda Tazón	2,667	29,0	3,02
Guache en Puente Viejo	3,463	22,0	1,76
Yaracuy en Puente Peñón	2,365	40,0	4,70

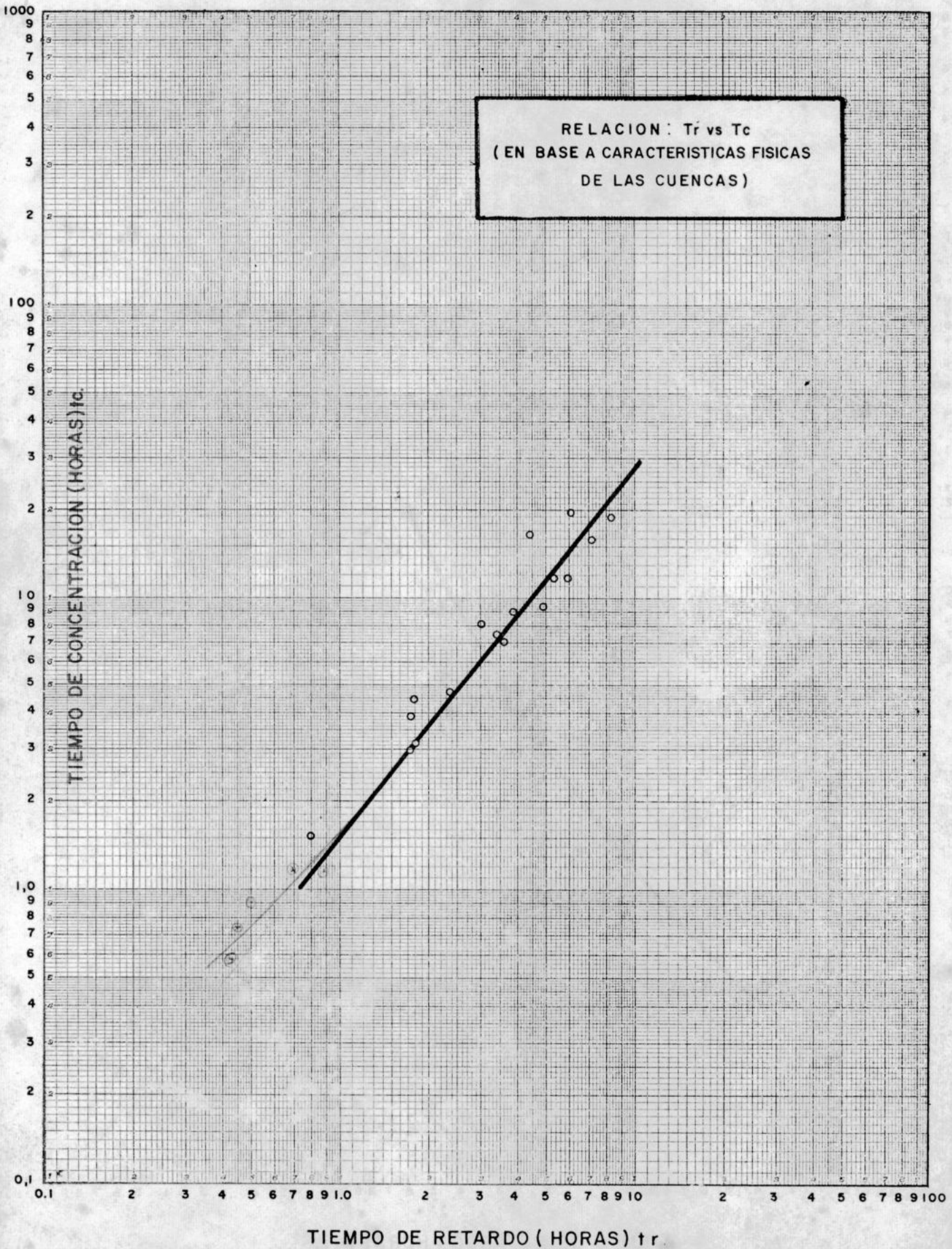
5.3 Comparación entre resultados

De la comparación de estos valores con los obtenidos gráficamente, se puede observar que no existe una divergencia apreciable entre ellos. Solamente para el caso del río Matícora en Don Pancho, se obtuvo un valor que es aproximadamente el doble del obtenido gráficamente; probablemente porque en este último río, todas las crecientes analizadas poseen un escurrimiento originado, acentuadamente, en áreas parciales de la cuenca, además de no pertenecer, como la mayoría de los ríos analizados, a la misma región hidrográfica.

En los Gráficos N° 7 y 8, se presentan las curvas que relacionan los tiempos de retardo y de concentración, considerando en cada caso los tiempos de retardo estimados por los dos procedimientos anteriormente mencionados y habiéndose tomado tiempos de concentración correspondientes a velocidades máximas aforadas.

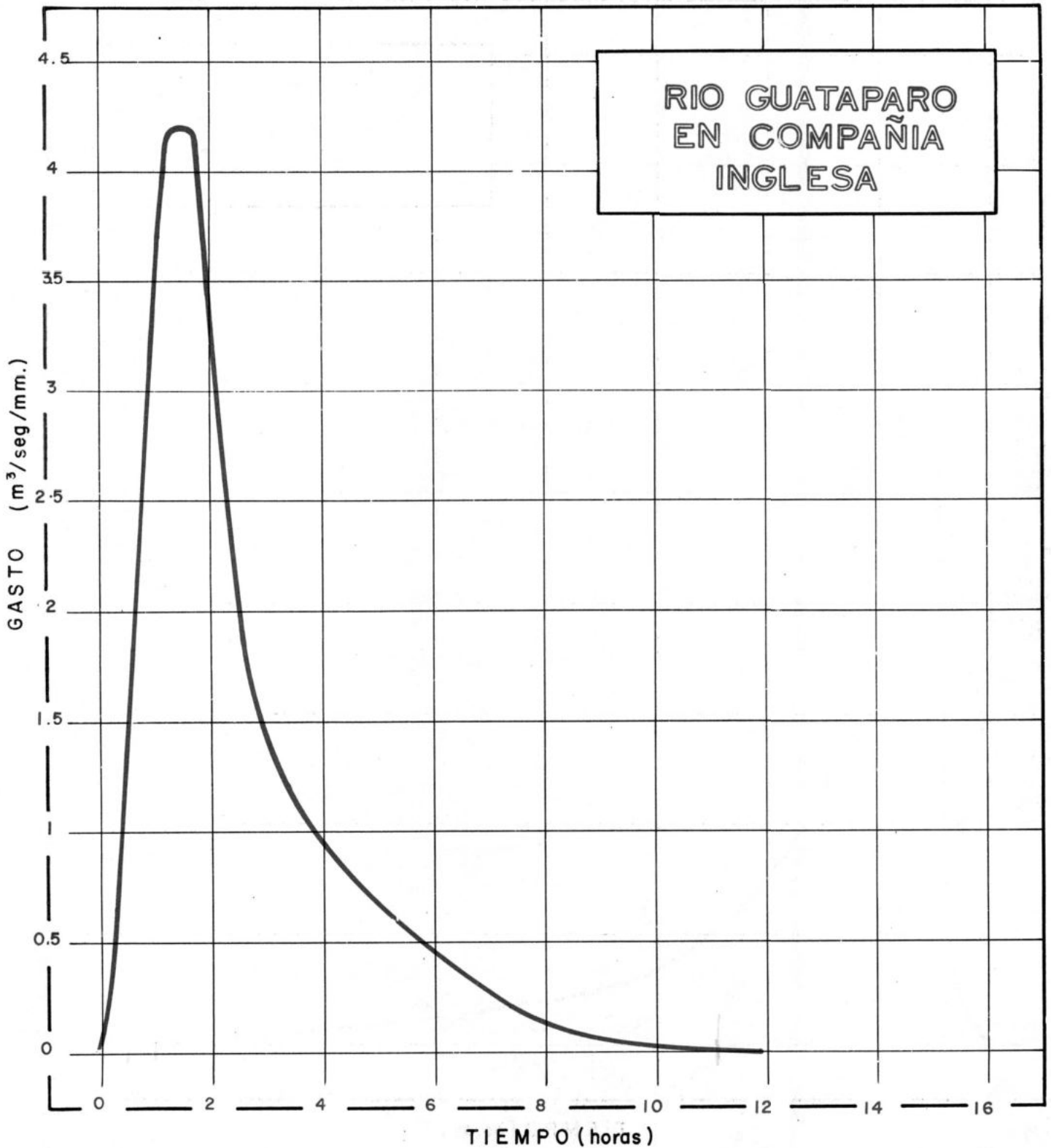
De una manera general se puede hacer constar que en todos los resultados derivados del estudio, los valores reales, o sea aquellos obtenidos con ayuda de datos de buena calidad en el aspecto fluviométrico, han sido siempre menores que los correspondientes a los obtenidos de la ^Rcueva adoptada por C. O. Clark para ríos de Venezuela; por consiguiente los valores correspondientes para el cálculo de crecientes que se han venido empleando están afectados de una estimación por exceso. Esta investigación constituye un punto de apoyo para estudios ulteriores que puedan efectuarse en base al conocimiento de los histogramas de las lluvias que ocasionan cada creciente.





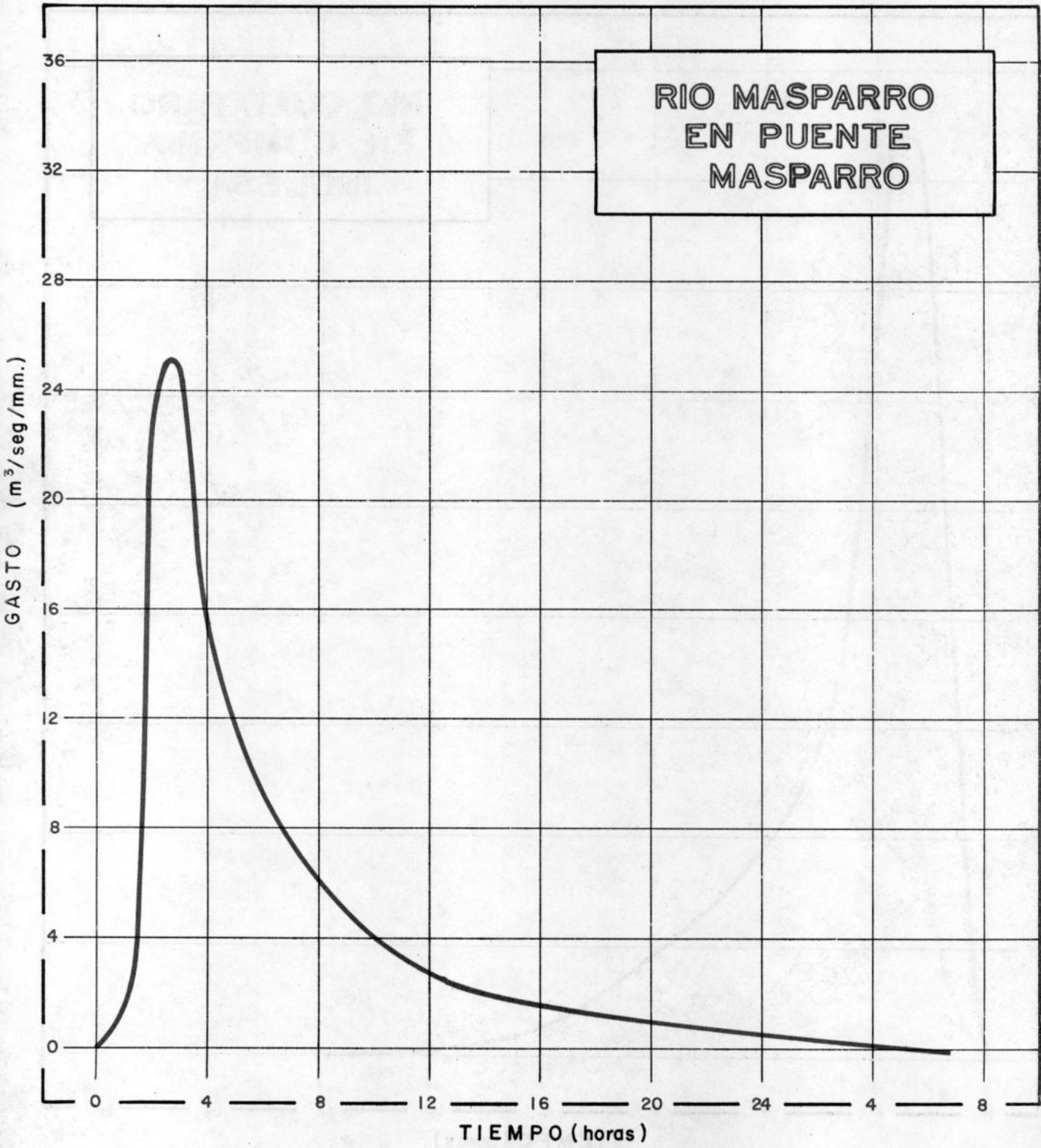
HIDROGRAMAS UNITARIOS

HIDROGRAMA UNITARIO ADOPTADO
(DURACION: UNA HORA)

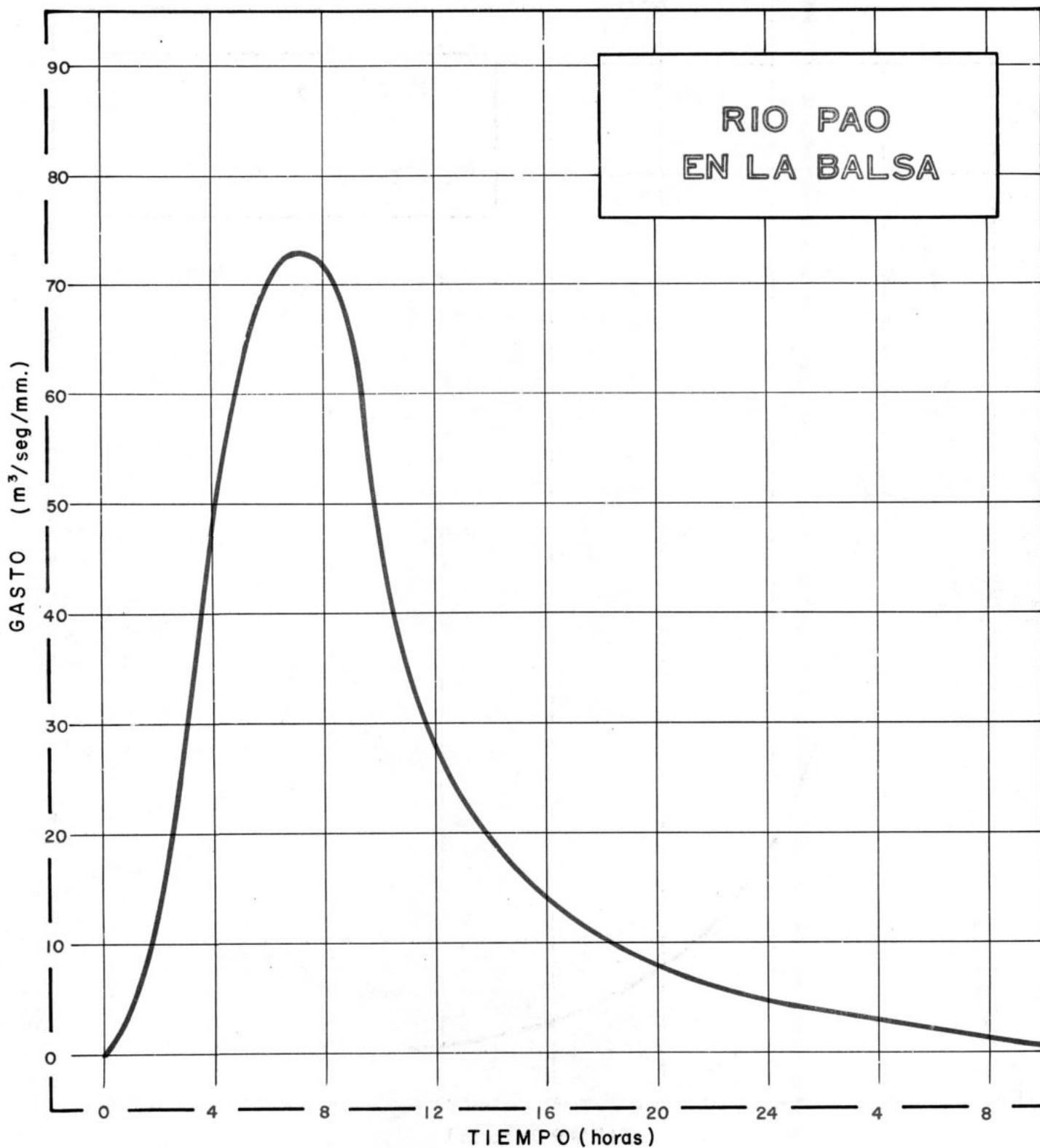


HIDROGRAMA UNITARIO ADOPTADO
(DURACION: UNA HORA)

RIO MASPARRO
EN PUENTE
MASPARRO

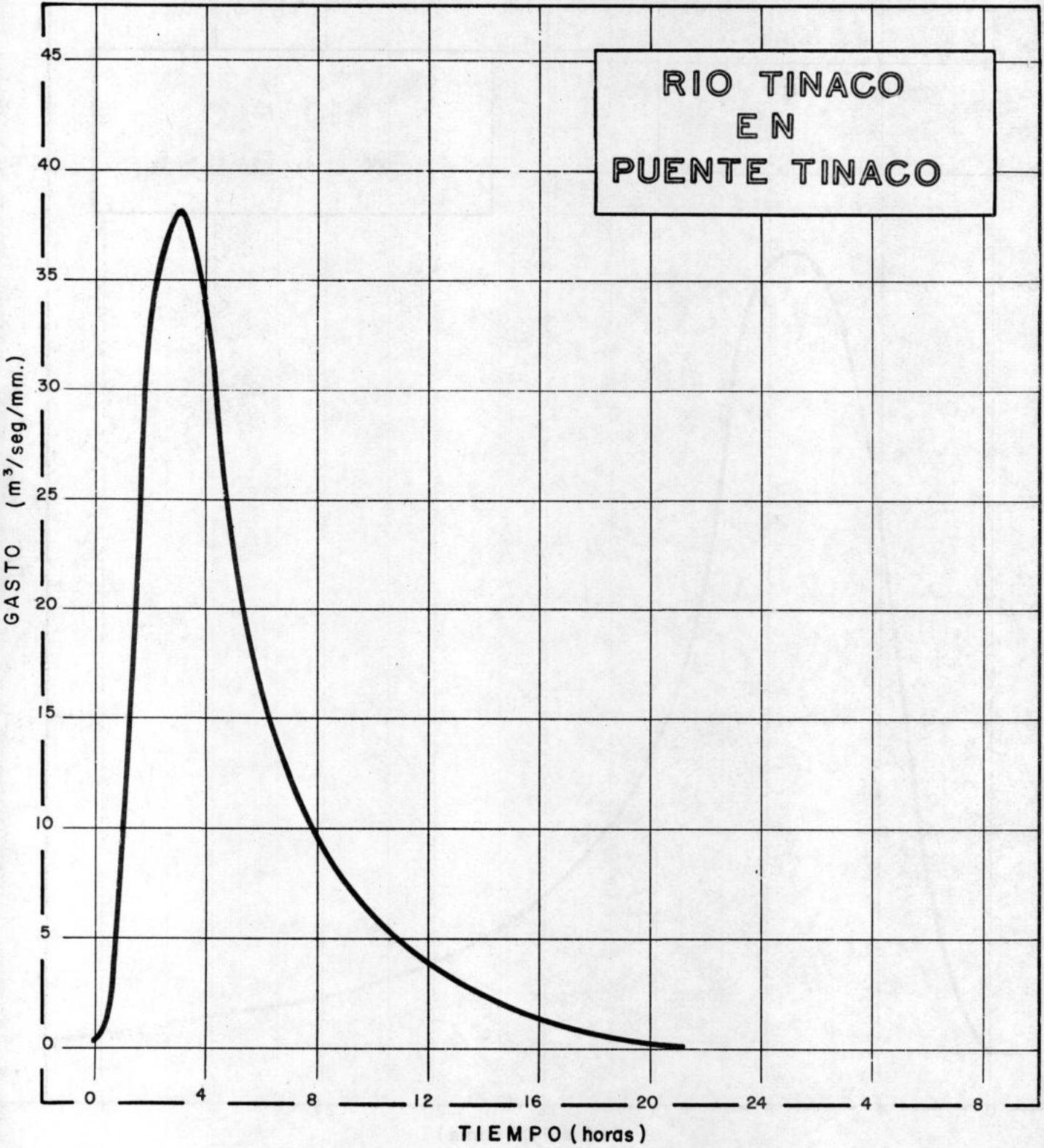


HIDROGRAMA UNITARIO ADOPTADO
(DURACION: UNA HORA)

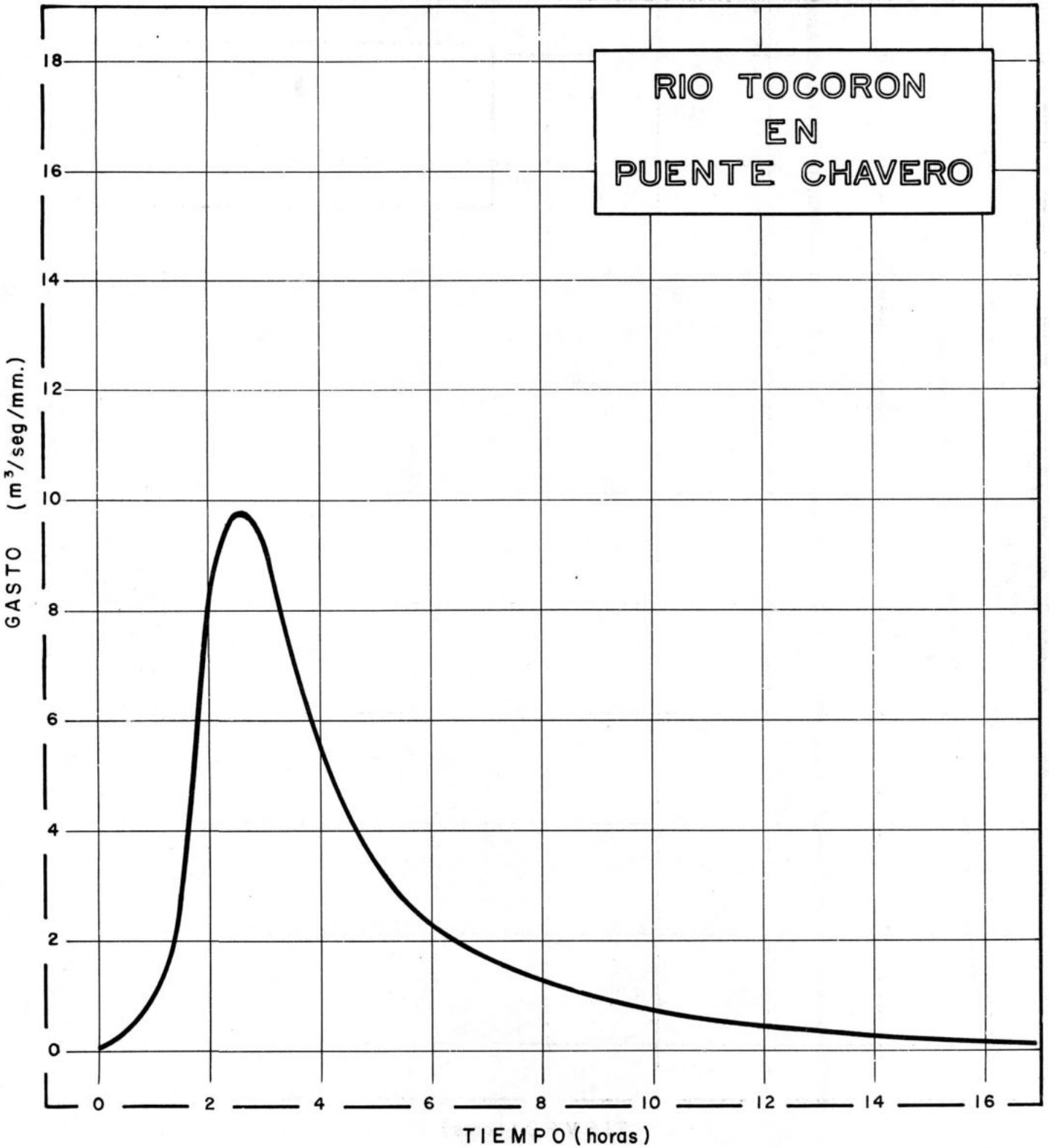


HIDROGRAMA UNITARIO ADOPTADO
(DURACION: UNA HORA)

RIO TINACO
EN
PUENTE TINACO

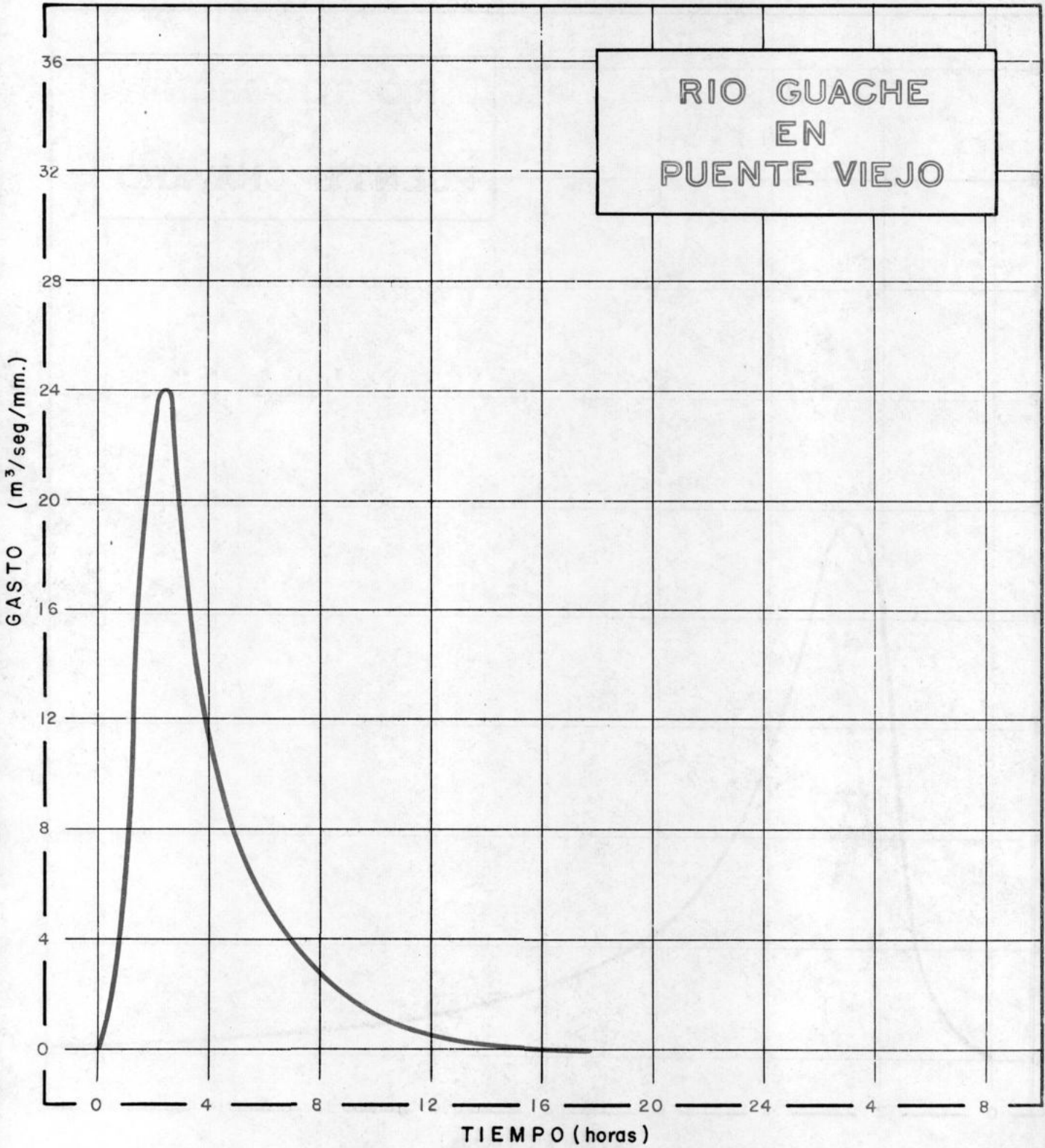


HIDROGRAMA UNITARIO ADOPTADO
(DURACION: UNA HORA)

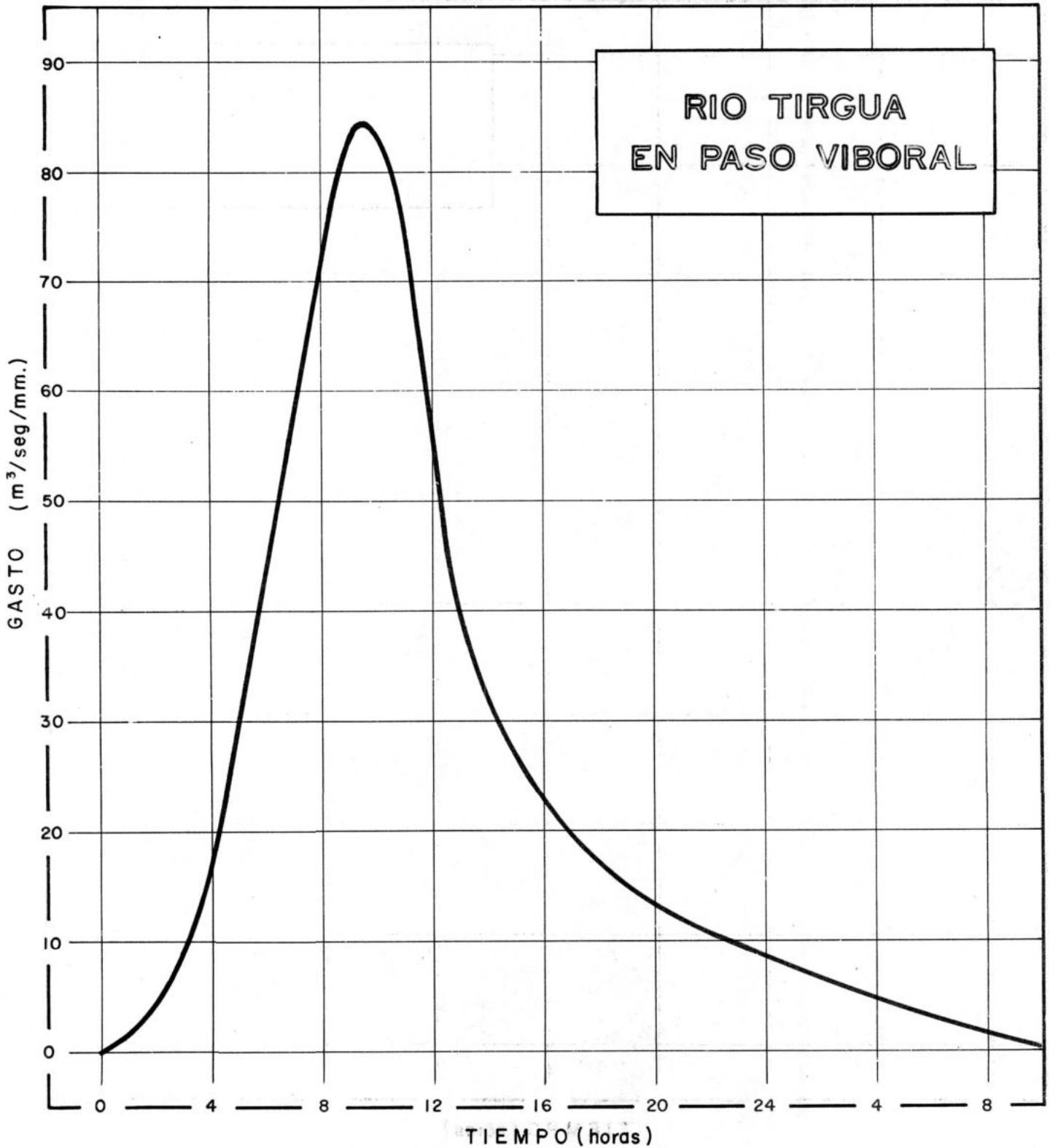


HIDROGRAMA UNITARIO ADOPTADO
(DURACION: UNA HORA)

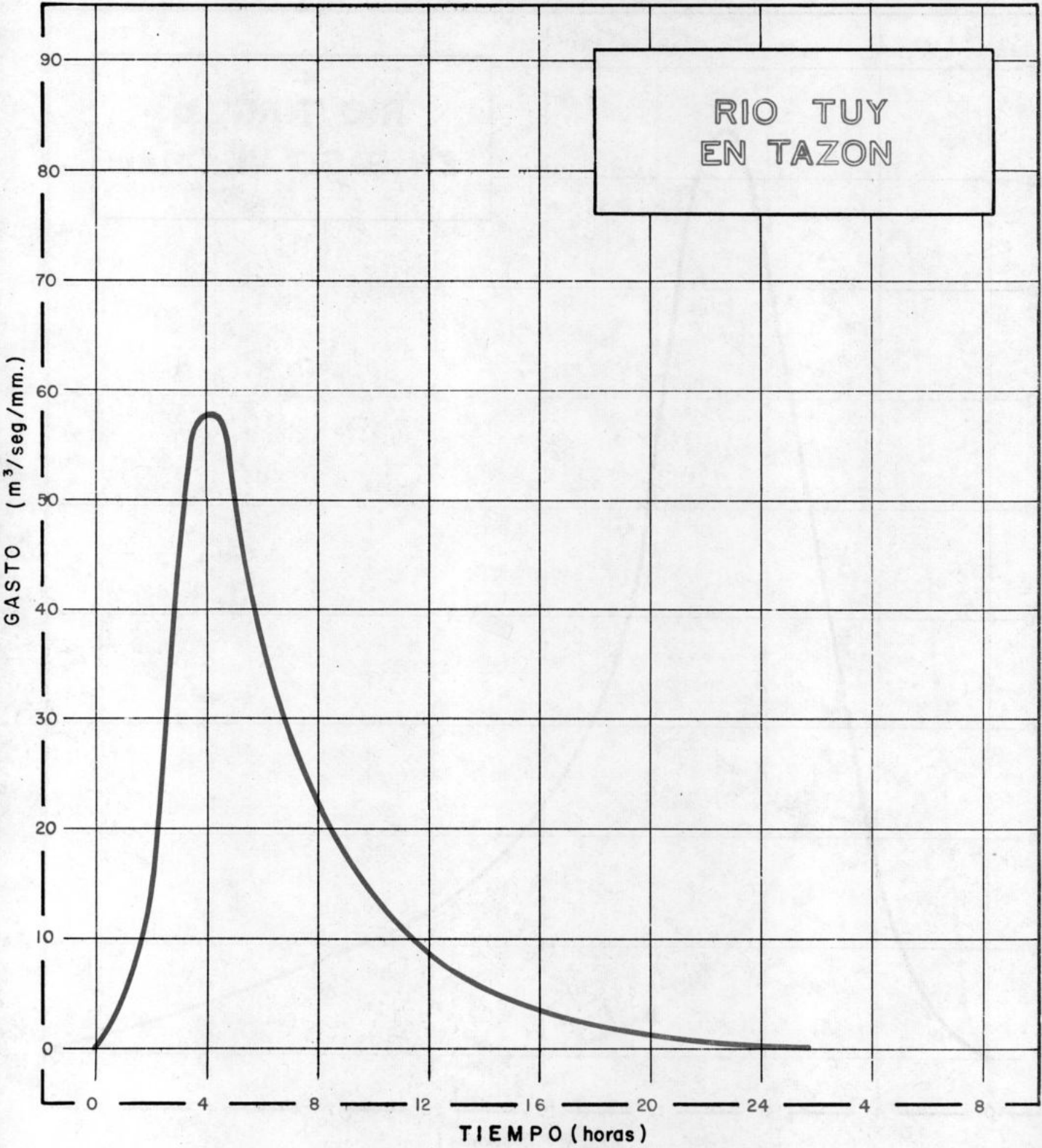
RIO GUACHE
EN
PUENTE VIEJO



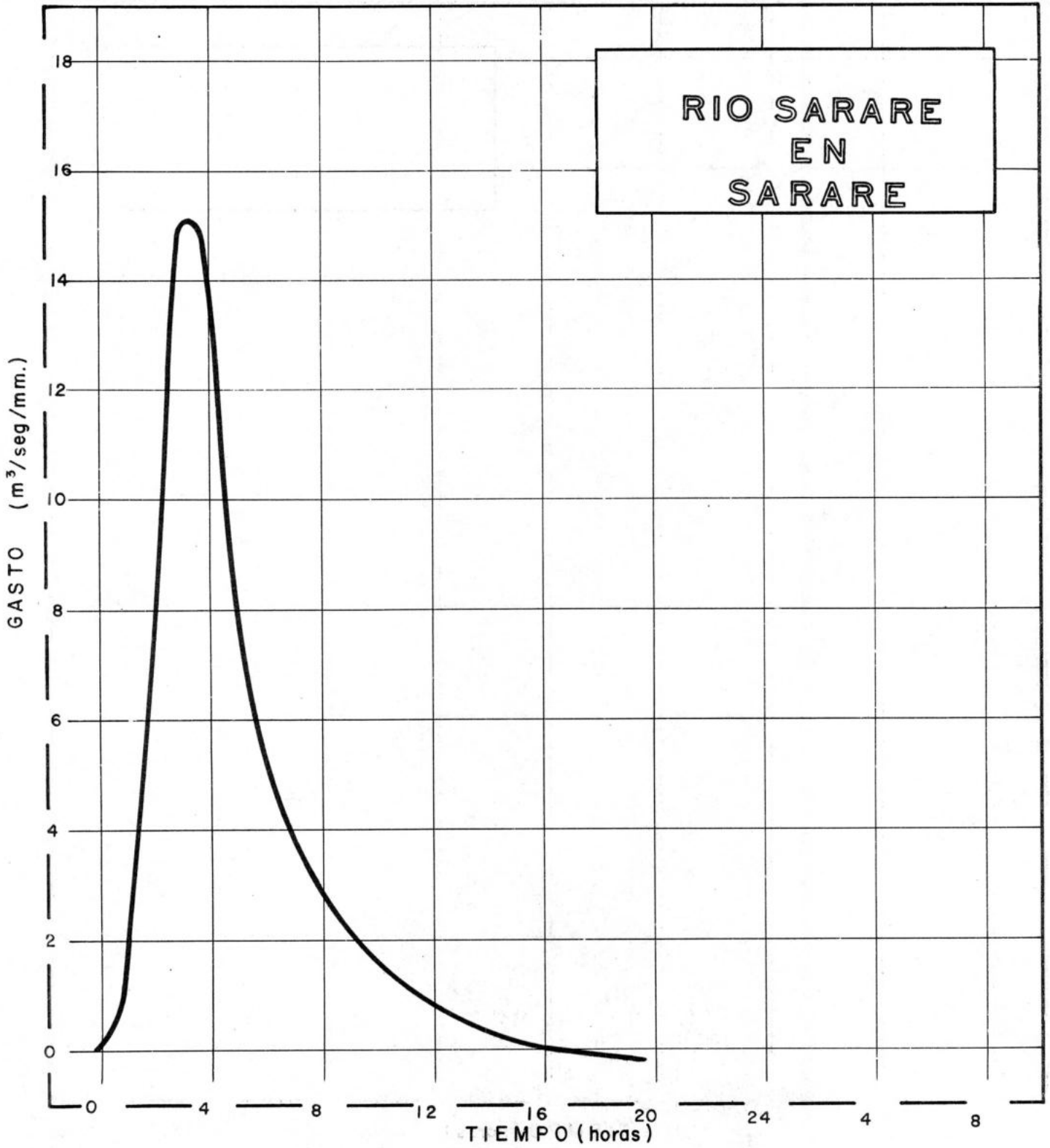
HIDROGRAMA UNITARIO ADOPTADO
(DURACION: UNA HORA)



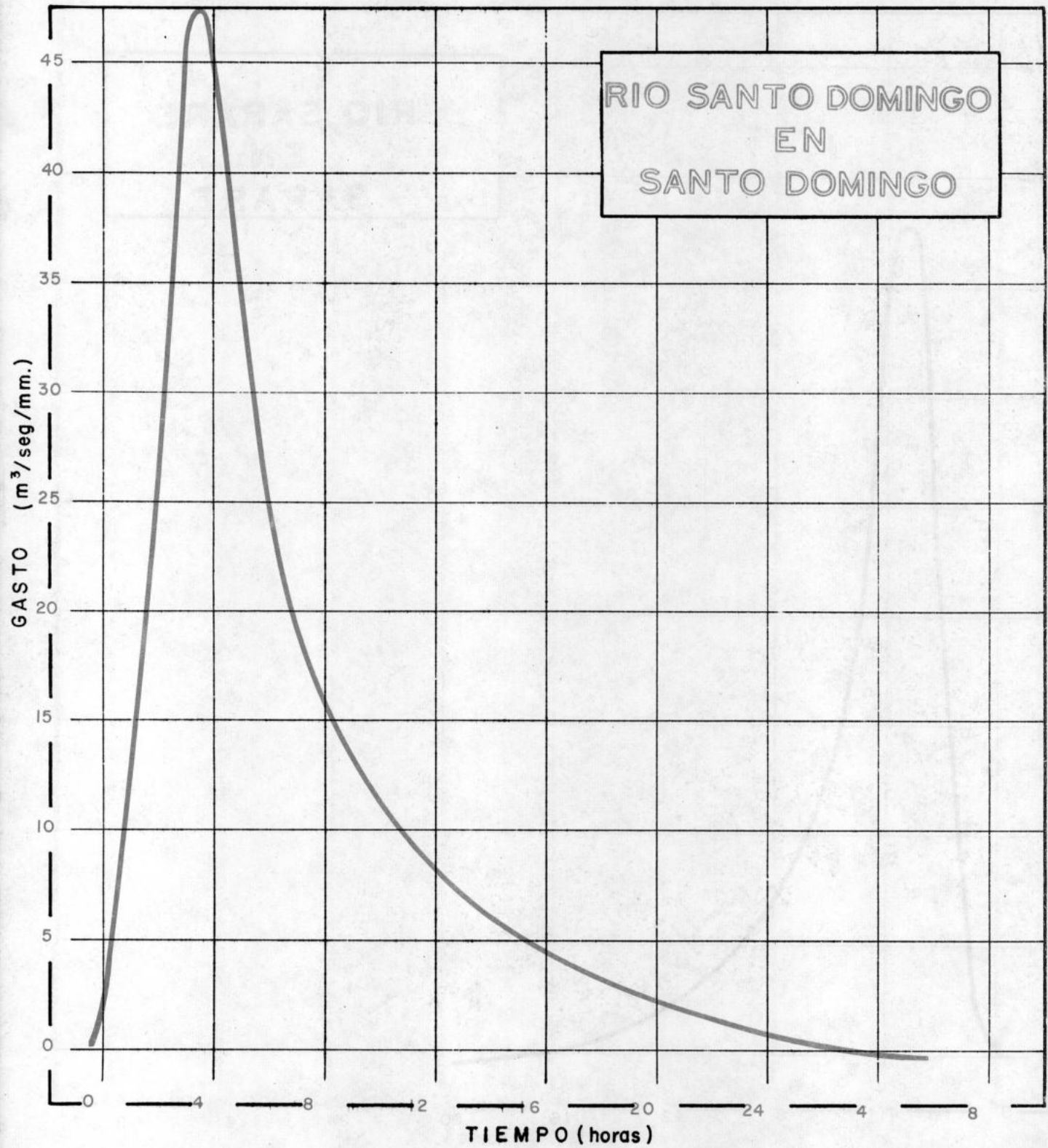
HIDROGRAMA UNITARIO ADOPTADO
(DURACION: UNA HORA)



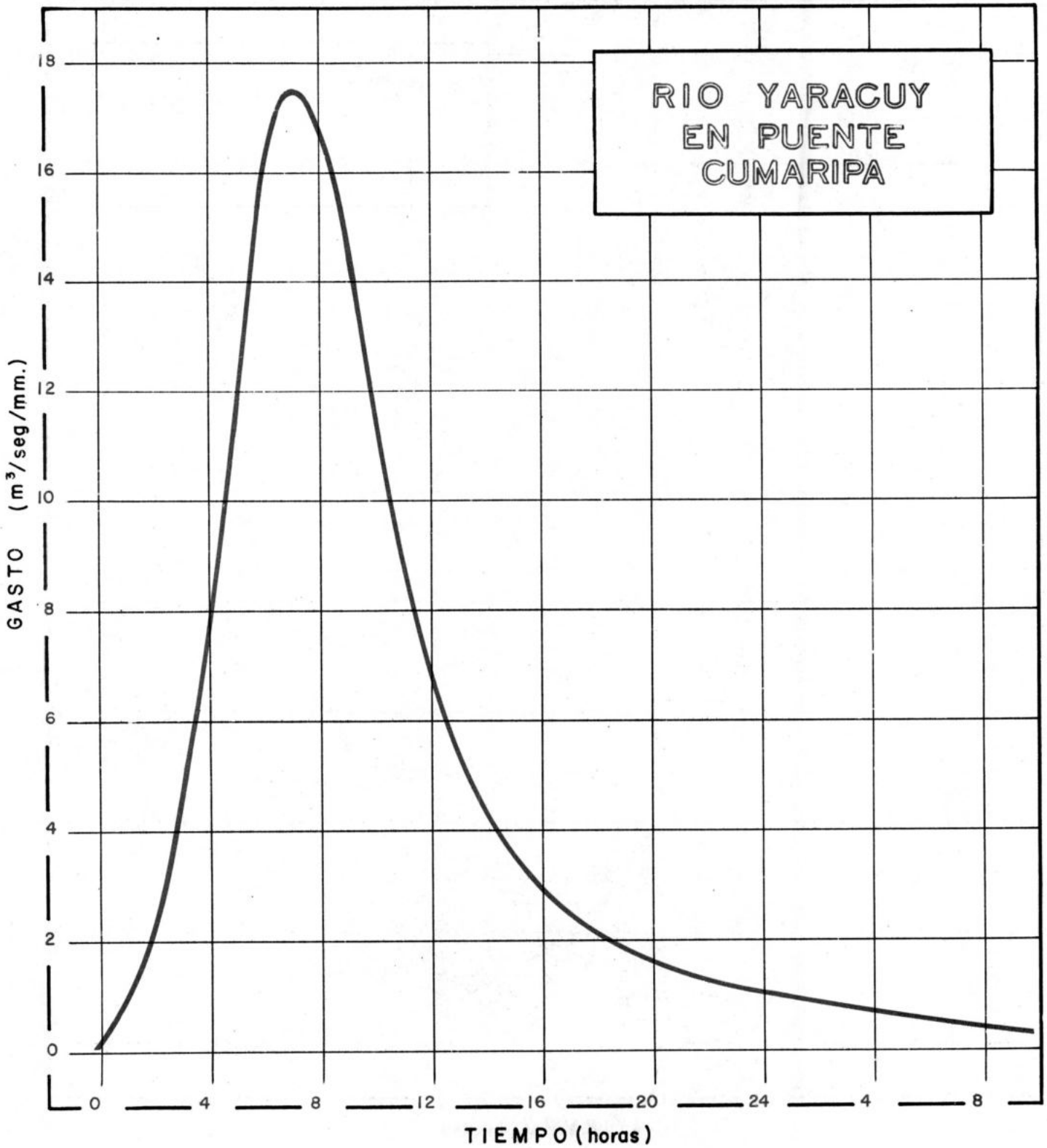
HIDROGRAMA UNITARIO ADOPTADO
(DURACION: UNA HORA)



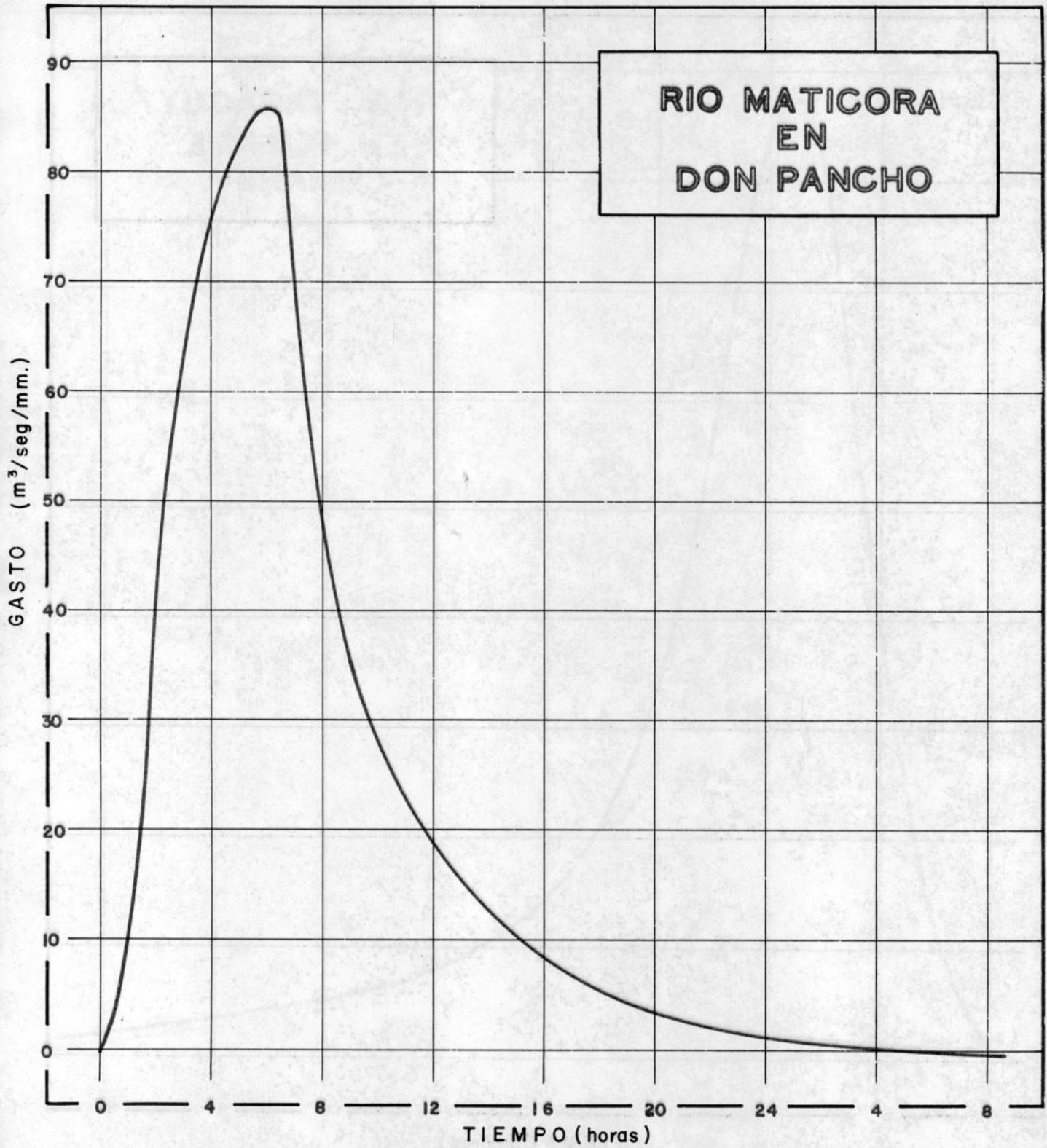
HIDROGRAMA UNITARIO ADOPTADO
(DURACION: UNA HORA)



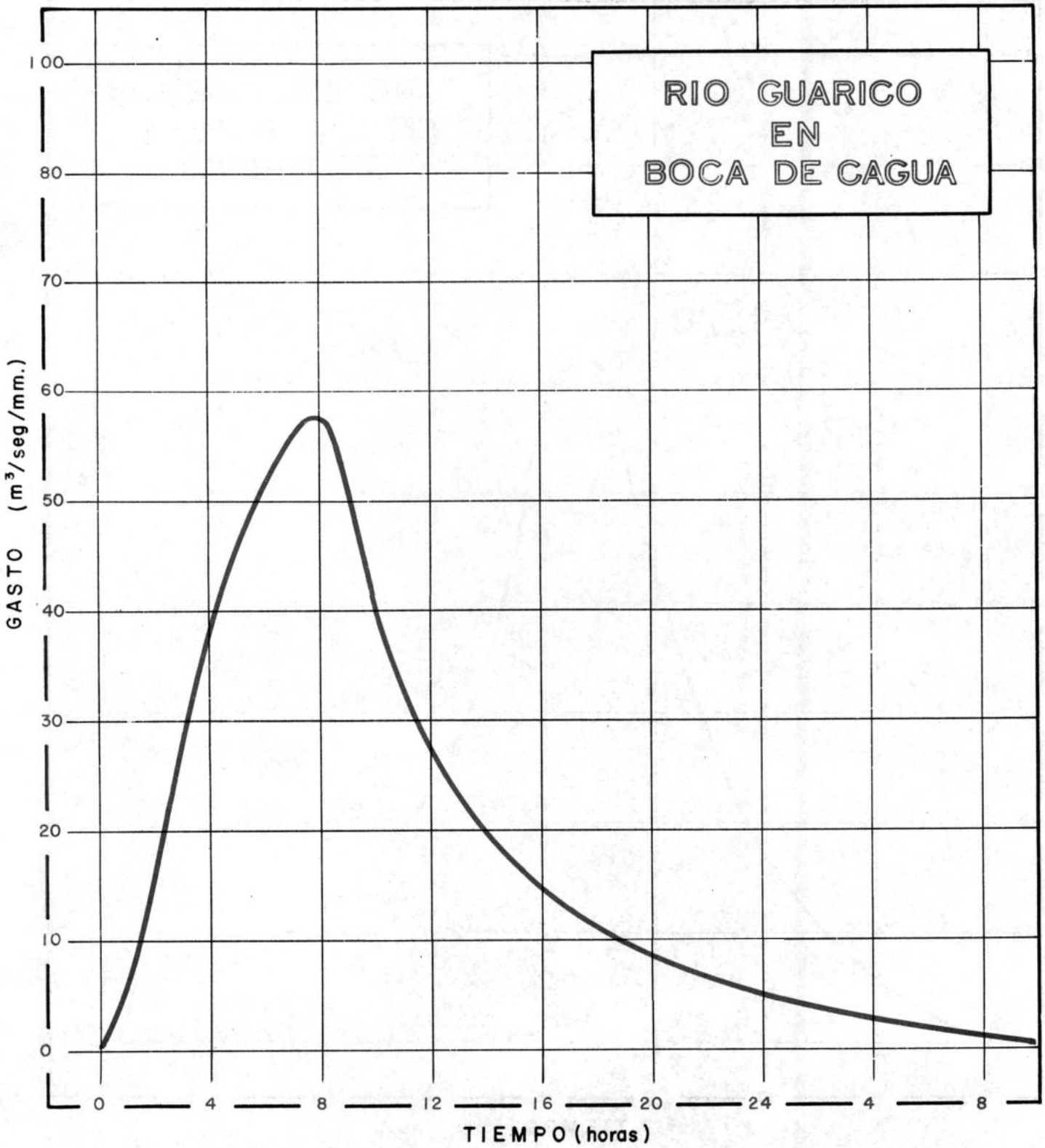
HIDROGRAMA UNITARIO ADOPTADO
(DURACION: UNA HORA)



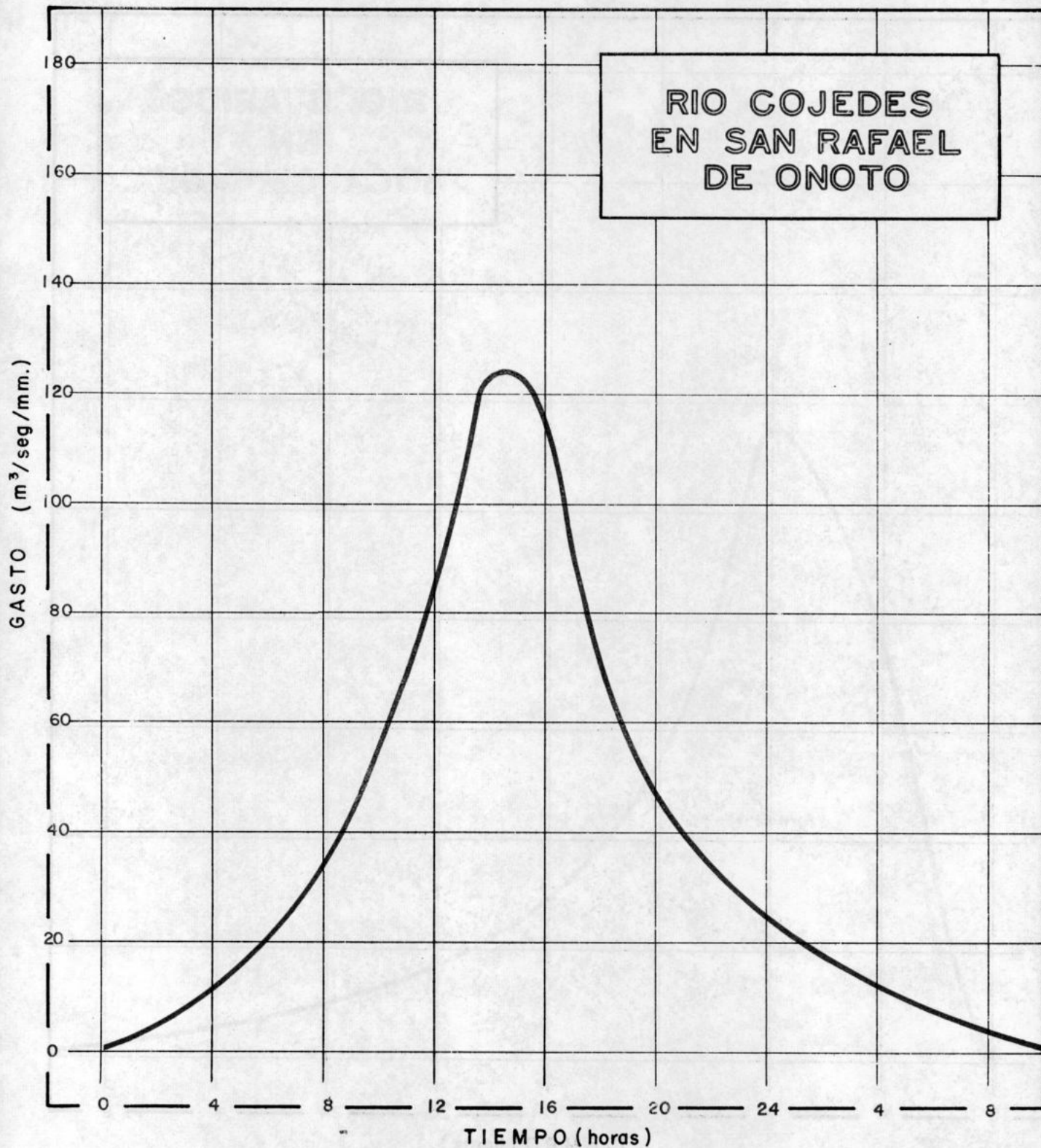
HIDROGRAMA UNITARIO ADOPTADO
(DURACION: UNA HORA)



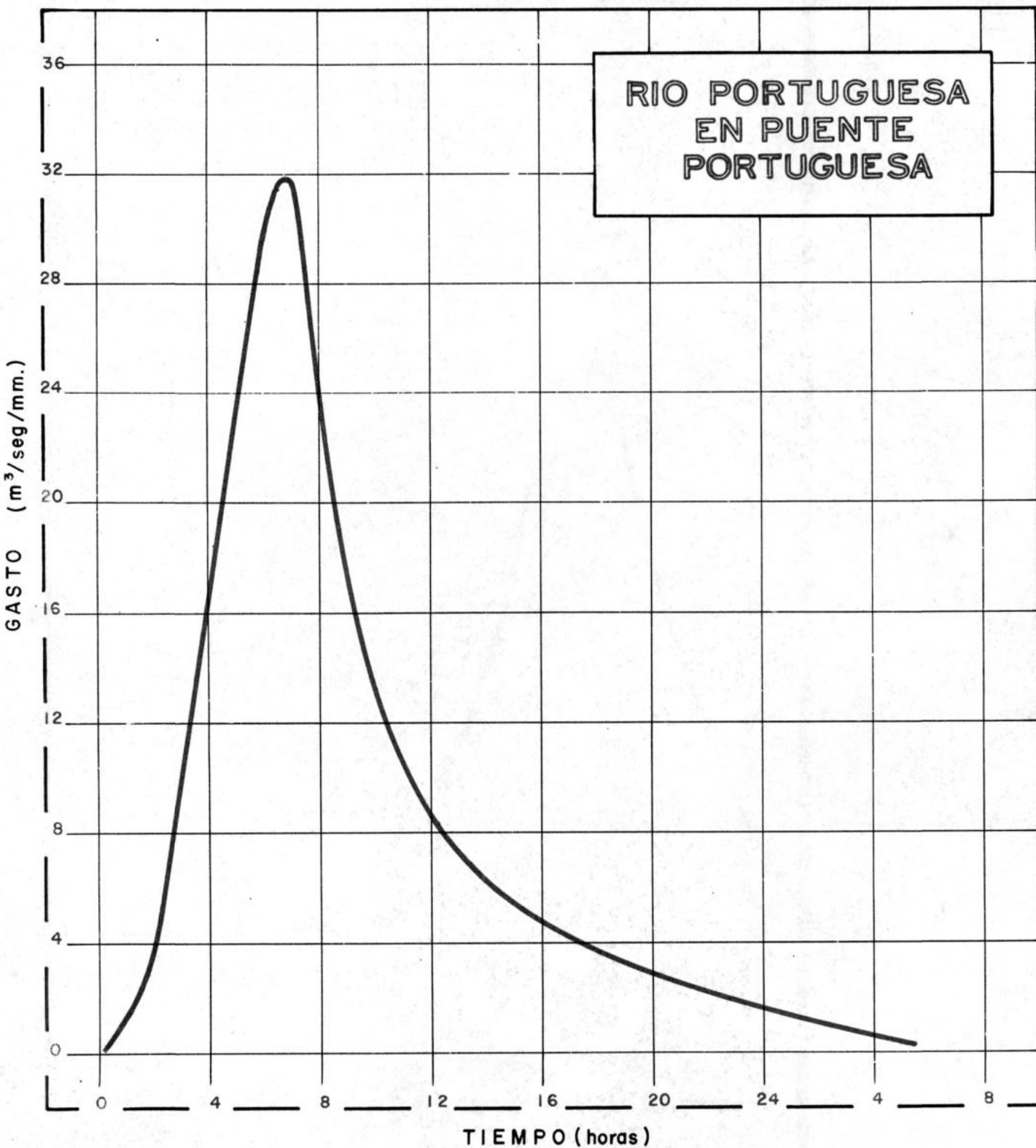
HIDROGRAMA UNITARIO ADOPTADO
(DURACION: UNA HORA)



HIDROGRAMA UNITARIO ADOPTADO
(DURACION: UNA HORA)



HIDROGRAMA UNITARIO ADOPTADO
(DURACION: UNA HORA)



IMPRESO EN COPLANARH