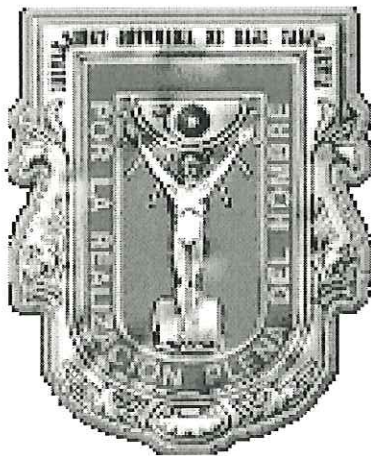


UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BAJA CALIFORNIA

FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD ENSENADA



**“ESTUDIO HIDROLÓGICO DE LA CUENCA ARROYO
ENSENADA”**

**TESIS
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA:
IRMA DELGADILLO SÁNCHEZ.**

ENSENADA, B. C. DICIEMBRE DE 2001.

ESTUDIO HIDROLOGICO CUENCA ARROYO ENSENADA

TÉSIS
QUE PRESENTA

IRMA DELGADILLO SANCHEZ


APROBADA POR:



Presidente del Jurado
Ing. Joel Hernández Blanket



Sinodal Propietario
Ing. Oswaldo Rivas Paya



Sinodal Propietario
Ing. Pablo A. Rousseau Figueroa



Sinodal Propietario
Ing. Herminio Estrada Alvarado



Sinodal Propietario
Ing. Héctor Ayón Ramírez

AGRADECIMIENTOS

Mi más sincero agradecimiento a :

El Director de esta tesis, Ing. Joel Hernández Blanket, por el constante apoyo y disposición a través del desarrollo de este trabajo. Gracias por su amistad.

A los Sinodales: Ing. Pablo A. Rousseau Figueroa, Ing. Héctor Ayón Ramírez, Ing. Oswaldo Rivas Paya, Ing. Herminio Estrada Alvarado; Por sus comentarios para el mejoramiento de este trabajo.

A mi Alma Mater, la Universidad Autónoma de Baja California, por darme la oportunidad de realizarme como Ingeniero civil.

INDICE

CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN

	Página.
1.- Introducción	1
1.2.- Antecedentes	3
1.3.- Objetivo	5
1.4.- Justificación Técnica	6
1.5.- Justificación Social	6
1.6.- Justificación Económica	7

CAPÍTULO II OBTENCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS FISIAGRÁFICAS DE LA CUENCA

2.- Area de la Cuenca	8
2.1.- Elevación de la Cuenca	8
2.2.- Red de Drenaje	8
2.2.1.- Orden de Corrientes	8
2.2.2.- Longitud de Tributarios	9
2.2.3.- Densidad de Corrientes	9
2.2.4.- Densidad de Drenaje	9
2.3.- Pendiente Media del Cauce Principal	9
2.4.- Pendiente de la Cuenca	9
2.5.- Longitud del Cauce principal	9

CAPÍTULO III ESTUDIO HIDROLÓGICO CUENCA ARROYO ENSENADA

3.- Características Fisiograficas de la Cuenca	10
3.0.1.- Datos Fisiograficos	10
3.0.2.- Tipos de Suelo	11
3.0.3.- Tipo de Vegetación	11
3.0.4.- Coeficiente de Encurrimiento	12
3.1.- Calculo de Tiempo de Concentración	12
3.2.- Periodo de Retorno	14
3.3.- Coeficiente de Escurrimiento	14
3.4.- Calculo Parámetros Estadísticos Método de Gumbel	15
3.5.- Factores de Ajuste por Intervalos Fijos de Observación	16
3.6.- Estimación de Avenidas Máximas	17
3.6.1.- Formulas Empíricas	17
3.6.2.- Envolverte de Creager y Lowry	19
3.6.3.- Método Empírico del U.S. Soil Conservation Service	19
3.6.4.- Métodos Racionales	20
3.7.- Estimación Avenida Máxima Métodos Hidrológicos	21

3.7.1.- Hidrograma Unitario Sintético de D.M.Gray	21
3.7.2.- Hidrograma Unitario Triangular	24
3.7.3.- Hidrograma Unitario Adimensional	25
3.8.- Resumen de Resultados Calculo de Avenidas Máximas	
3.9.- Tablas de Coeficientes Utilizados (Anexos).	
4.0.- Planos de la Cuenca.	
CAPÍTULO IV	
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	26
BIBLIOGRAFÍA.	27

I.- INTRODUCCIÓN

1.- INTRODUCCIÓN

En devenir de la humanidad queda plenamente demostrado que para vivir y desarrollarse, las grandes culturas se asentaron en el lecho de los ríos, lagos, litorales, etc. México no ha quedado fuera de este contexto, y es bien sabido que las principales culturas mexicanas se han asentado donde existen recursos hidráulicos.

México es un país que debido a su topografía y extensión territorial, cuenta con distintos climas, que van desde tropicales hasta desértico, y esto hace que esté estrechamente ligado a la precipitación pluvial.

El Estado de Baja California se clasifica como la zona más árida del país por lo que trae como consecuencia, no contar con el suficiente recurso hidráulico, pero esto no ha sido obstáculo para el desarrollo de sus poblaciones que se encuentran en este Estado. Ya que cuando el hombre emigro a estas regiones, en donde el agua era escasa y por lo tanto imposible de subsistir sin ella, tuvo la necesidad de aprender a obtener agua del subsuelo. Tan pronto aprendió como y donde encontrar el vital liquido del subsuelo, su modo de vida se modifico y mejoro.

Hay que tomar en cuenta que Baja California (Ensenada) se encuentra dentro de la Región Hidrológica No.1, cuyos escurrimientos principales drenan hacia las costas del Océano Pacífico y que están dispuestos de manera subparalela debido a los diferentes tipos de rocas existentes y un número notable de fallas y fracturas orientadas primordialmente de NO a SE obligando así a las corrientes a encauzar su flujo en esta dirección.

El relieve predominante en la zona es montañoso que alcanzan alturas de hasta 900 msm; con algunos valles y lomeríos,

El agua superficial de que se dispone en esta zona no es abundante, ya que existen pocos arroyos permanentes cuyas aguas contienen importantes porcentajes de minerales que no les permiten alcanzar un grado de potabilidad adecuado , pero no obstante , son utilizadas para uso doméstico.

Una importante forma de reabastecer los mantos freaticos es principalmente por la precipitación que el Ciclo Hidrológico de la zona nos ofrece ya que este ciclo no tiene principio ni fin. En el intervienen varios elementos que trabajan consecutivamente los cuales se nombraran a continuación:

- Evaporación: fenómeno que tiene lugar en la superficie de los líquidos a cualquier temperatura, y consiste en su transformación lenta al estado gaseoso; esta evaporación es de gran significación en las regiones semiáridas como la nuestra.

Los únicos cuerpos de agua superficiales de gran importancia para nuestra zona, son : presa Abelardo L. Rodríguez, la presa Emilio López Zamora y la Laguna de Hanson las cuales tienen evaporación anual aproximado de 1.40m.

En las presas se tiene un promedio de evaporación de 20% del volumen almacenado; En las laguna llega hasta secarse completamente.

- Infiltración: introducir suavemente un liquido entre los poros de un sólido. La principal recarga de las aguas subterráneas será por esta cualidad de las rocas, ya sea a través de infiltración directa sobre la zona o bien indirectamente a lo largo de los contactos con los acuíferos. El nivel freático varia de acuerdo con las explotaciones y las recargas esporádicas que nos proporcionan las precipitaciones.

- Transpiración: Se le llama así a la perdida de agua en las plantas, que se efectúa en particular, a través de las estructuras llamadas estomas que tienen las células superficiales de las hojas.

- Precipitación: La temporada de precipitación de nuestra zona es principalmente en invierno variando de 50mm/año en el desierto y 300 mm/año a lo largo de la costa y hasta 450 mm/año en las zonas montañosas.

- Condensación: Es el resultado de la reducción de temperatura por la eliminación del calor latente de evaporación; ejemplos de esto son la formación de nubes, precipitación de rocío, lluvia y nieve.

Debido a la importancia que representa el evitar o al menos reducir los daños que se originan por la ocurrencia de eventos extraordinarios en las estructuras hidráulicas; se tiene la necesidad de contar con metodología modernas y adecuadas para la predicción hidrológica de avenidas y gastos de diseño, que nos permitan estimar con cierta contabilidad las crecientes máximas que se puedan presentar en estas y garantizar su seguridad.

La principal utilidad de los modelos de predicción hidrológica radica en tener una idea anticipada de los eventos que podrían ocurrir, con el fin de proteger las obras hidráulicas y aprovechar al máximo los mecanismos de control de las mismas.

I.2.- ANTECEDENTES

El agua es un recurso natural en permanente movimiento determinado por el comportamiento del Ciclo Hidrológico, que no distingue fronteras de ningún tipo, salvo las determinadas por la orografía.

Las cuencas hidrológicas que integran a los acuíferos y a las aguas superficiales (cuenca del Río Colorado) constituye la principal corriente superficial de la región.

Esta región, es una de las mas áridas del país, donde la disponibilidad del agua por habitante por año se ubica por debajo de los 500m³.

La región se conforma de 45 cuencas hidrológicas, con 49 acuíferos. Baja California cuenta con 1,556 km. de litoral, de los cuales un poco mas de la mitad corresponden a las costas del Océano Pacífico y el resto a las costas del golfo de California; y representan el 12% del total de litorales del país. La peculiaridad del clima de esta región, están regidas por los factores de altitud, configuración superficial del terreno, así como la distribución de tierras y mares; se suma la circulación atmosférica y el sistema montañoso constituido por las sierras de Juárez y San Pedro Mártir; favorable para las variaciones de precipitación, temperatura y evaporación, que es lo que han dispuesto los distintos climas en la entidad. Se distinguen tres tipos: desértico (delta del Río Colorado, el sur y planicie oriental); templado (desde la frontera noroeste hasta el Valle de san Quintín) y templado húmedo (parte central montañosa).

Hay que tomar en cuenta que en Baja California no llueve con frecuencia. Sumando que en el estado no existe ningún río permanente (excepto el río Colorado), sino que son solo arroyos que en determinadas épocas del año tienen caudal. Esto limita mas la obtención de recursos, teniendo que desarrollar obras de gran magnitud y costo para dar dotación de agua a los habitantes de la región, algunas de estas obras son:

- Construcción de presas de almacenamiento
- Acueductos de grandes dimensiones, en cuanto a diámetro y longitud
- Pozos profundos para explotar acuíferos
- Redes de agua potable, tanto en poblaciones urbanas como en poblaciones rurales
- Tanques de almacenamiento
- Distritos de riego
- Canales a cielo abierto.

Por lo que dadas las bajas precipitaciones y las altas temperaturas que se presentan; además, la mayoría de los escurrimientos superficiales son intermitentes y torrenciales, lo cual torna difícil su aprovechamiento. La principal y segura fuente de aguas superficiales en la zona es la del Río Colorado; el cual esta controlado en grandes presas en los E.U.A.; con base en el Tratado Internacional de Límites y Aguas entre ambos países firmado en 1994, donde se le asignan a México 1,850 Mm³, de los cuales 1,678 Mm³ ingresan por el Lindero Internacional Norte aguas arriba de la presa Morelos, mientras que 172 M³ ingresan por el Lindero Internacional Sur en San Luis Río Colorado Son.

En total el escurrimiento medio anual asciende a 2,193 Mm³ correspondiendo al 84% al Río Colorado, los otros 342 Mm³ (16%) escurren por 13 corrientes, entre las que destacan: el Río Tijuana, arroyos Santo Domingo, Guadalupe, San Carlos, San Vicente y San Simón. El volumen aprovechado en estas corrientes es de 55 Mm³.

En base a lo dicho anteriormente se deben realizar estudios hidrológicos eficientes y confiables, es necesario seguir un procedimiento adecuado en el que se deben plantear las características específicas de la zona como son características hidroclimatológicas, topográficas, etc. Todo esto con la finalidad de conocer en el momento dado que se presente el gasto máximo de precipitación el rumbo que tomará el flujo del agua a través de los cauces, así como el comportamiento de cada una de las etapas del ciclo hidrológico que intervengan. Ya que esta es la base del análisis económico y social, que debe ser parte importante en el diseño de todos los proyectos hidráulicos.

Lo cual arroja como consecuencia el planear a futuro cualesquier tipo de obra civil en un programa organizado que nos lleve al beneficio de las áreas urbanas contemplando su crecimiento y buscando a su vez la conservación ecológica del medio ambiente.

Desde el punto de vista de la asignación del evento de diseño, las estructuras hidráulicas se pueden dividir en menores y mayores.

Dentro de las estructuras menores se tienen: los puentes, alcantarillas, sistemas de drenaje, bordos, desvíos, presas pequeñas. Las mayores corresponden a las presas intermedias y grandes. (se consideran como presas intermedias y grandes aquellas con altura de cortina mayor de 30 mts. y un almacenaje de 30 millones de m³).

Todas estas estructuras hidráulicas quedan comprendidas dentro de los siguientes grupos:

CLASE A).- Estructuras localizadas en áreas rurales o agrícolas cuya falla puede dañar rancherías, tierra dedicada a la agricultura y caminos secundarios.

CLASE B).- Estructuras localizadas en áreas predominantemente rurales cuya falla puede causar daños a caminos principales, vías de ferrocarril o interrupción del uso de servicios públicos.

CLASE C).- Estructuras ubicadas en zonas urbanas donde su falla puede causar pérdidas de vidas humanas, daños a casas habitacionales, industrias, comercios, servicios públicos y vías de comunicación.

En general se puede decir que la clasificación de las estructuras hidráulicas depende del daño que se producirá en caso de falla.

De acuerdo a la clasificación anterior la asignación del período de retorno del evento hidrológico requerido para el diseño de la estructura hidráulica estará en función de la vida operacional, del riesgo que se acepte y de los daños que pueda causar ésta en caso de falla, En el Anexo 4 se muestran los períodos de retorno correspondientes para diversos niveles de riesgo y vida de diseño esperada.

La asignación del período de retorno en estructuras menores se puede hacer con base en criterios preestablecidos. Para el caso de estructuras mayores en donde la falla no se puede tolerar se recomienda utilizar eventos de diseño ligados a períodos de retorno altos (5,000 y 10,000 años), o a la precipitación máxima probable (PMP).

1.3.- OBJETIVO

Se realizará el Análisis Hidrológico de la Cuenca Arroyo Ensenada, con el objetivo principal de hacer una revisión de las lluvias máximas en 24 horas, determinando la avenida máxima probable, asociadas a un periodo de retorno, seleccionando el método que mejor se ajuste.

Y de esa manera en base a los resultados poder proyectar de manera eficiente Obras de Encauzamiento.

1.4.- JUSTIFICACION TÉCNICA

Los proyectos de ingeniería a gran escala tuvieron su auge en las naciones desarrolladas a mediados del siglo XX, tiempo en el cual se hicieron posibles gracias a los avances tecnológicos. Estas obras normalmente implicaban la realización de diversas obras: Presas para almacenar el suministro de agua, generar energía hidroeléctrica, regular el caudal de los ríos y evitar inundaciones; embalses y canales fluviales para el riego; así como malecones para impedir inundaciones.

Podemos decir que la obras hidráulicas son un conjunto de estructuras construidas con el objeto de manejar el agua, cualquiera que sea su origen, con fines de aprovechamiento y defensa.

1.5.- JUSTIFICACION SOCIAL

Durante la mayor parte de la historia de la humanidad, las cuencas han sido controladas casi exclusivamente con el fin de incrementar su utilidad económica y reducir las amenazas más peligrosas para los habitantes de la zona: sequías y las inundaciones. El objetivo principal ha sido la mejora del drenaje de la tierra y el control del caudal fluvial para garantizar un suministro y aprovechamiento de agua suficiente para la población existente en determinado lugar, de esta manera se busca reducir los riesgos que plantean los desbordamientos de los ríos.

Como obra de defensa para protegernos de un flujo extraordinario se recomienda construir una presa de almacenamiento con vertedor aguas arriba, en donde se cambia el régimen natural del escurrimiento al régimen artificial de la demanda de acuerdo con el fin a que se destine como pueden ser: la base de un sistema de riego o abastecimiento a poblaciones.

Por lo que el estudio de las cuencas permite mejorar la evaluación de los riesgos de inundación y la gestión de los recursos hídricos gracias a que es posible medir entrada, acumulación y salida de sus aguas y planificar y gestionar su aprovechamiento analíticamente, esto para el desarrollo de los recursos hidrológicos y la regulación de ríos.

Todo esto con el fin de garantizar a la población un buen futuro y bienestar para todas las familias.

1.6.- JUSTIFICACION ECONÓMICA

Con el estudio hidrológico se puede planear de una manera eficaz y así aminorar los costo de funcionamiento y mantenimiento de estas construcciones, con el paso de los años se ha logrado un buen uso del agua logrando así zonas aptas para los cultivos de regadíos y generar grandes cantidades de energía hidroeléctrica para el desarrollo industrial entre otros y el mejoramiento del nivel de vida dentro de una población.

Es importante tomar en cuenta la necesidad de aprovechar el agua de manera rentable y que impulse el desarrollo económico a la vez que favorezca la conservación de los recursos naturales y ecosistemas, para impedir de este modo una degradación medioambiental irreversible y proteger las necesidades legítimas de las comunidades vulnerables.

II.- OBTENCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS FISIOGRAFICAS DE LA CUENCA.

2.- AREA DE LA CUENCA: El área drenada de una cuenca es el área en proyección horizontal encerrada por el parteaguas, se calculó en base a la carta topográfica de INEGI con escala 1:50,000 clave H11B12. Copia de la cuenca anexa.

2.1.- ELEVACION DE LA CUENCA: Se obtuvo por el Método de Intersecciones. El plano topográfico se divide en cuadros de igual tamaño y la elevación de la cuenca resulta de la suma de todas las elevaciones de cada punto de las intersecciones ubicadas dentro de la cuenca en estudio entre el número total de intersecciones dentro de la cuenca en estudio. Se representa en metros sobre el nivel del mar (msnm).

2.2.- RED DE DRENAJE: Se refiere a las trayectorias o el arreglo de los cauces de las corrientes naturales dentro de ella. La razón de su importancia se manifiesta en la eficiencia del sistema de drenaje en el escurrimiento resultante. Por otra parte, la forma de drenaje proporciona indicios de las condiciones del suelo y de la superficie de la cuenca.

Las características de una red de drenaje pueden describirse principalmente de acuerdo con el orden de las corrientes, longitud de tributarios, densidad de corriente y densidad de drenaje.

2.2.1.- ORDEN DE LAS CORRIENTES: Todas las corrientes pueden dividirse generalmente en tres clases, dependiendo del tipo de escurrimiento, el cual esta relacionado con las características físicas y condiciones climáticas de la cuenca. Así una corriente puede ser:

Efímera.- es aquella que solo lleva agua cuando llueve e inmediatamente después.

Intermitente.- lleva agua la mayor parte del tiempo , pero principalmente en épocas de lluvia; su aporte cesa cuando el nivel freático desciende por debajo del fondo del cauce.

Perenne.- contiene agua todo el tiempo, ya que aun en épocas de sequía es abastecida continuamente, pues el nivel freático siempre permanece por arriba del fondo del cauce.

El orden de las corrientes es una clasificación que proporciona el grado de bifurcación dentro de la cuenca. El procedimiento más común para esta clasificación es considerar como corrientes de orden uno, aquellas que no tienen ningún tributario; de orden dos a las que solo tienen tributarios de orden uno; de orden tres aquellas corrientes con dos o más tributarios de orden dos, etc.

Así el orden de la corriente principal indicará la extensión de la RED DE CORRIENTE dentro de la cuenca.

2.2.2.- LONGITUD DE TRIBUTARIOS: Se miden a lo largo del eje del valle y no se toman en cuenta sus meandros. Además, la longitud que se mide consiste en una serie de segmentos lineales trazados lo más próximo posible a las trayectorias de los cauces de las corrientes.

2.2.3.- DENSIDAD DE CORRIENTE: Se expresa como la relación entre el número de corrientes y el área drenada.

Calculada con la sig. Formula $Ds = Ns / Ac$

Donde: Ns = Número de corrientes de la cuenca.

Ac = Area de la cueca, en Km^2 .

Ds = Densidad de corriente.

2.2.4.- DENSIDAD DE DRENAJE: Se expresa como la longitud de las corrientes por unidad de área.

Calculada con la sig. Formula $Dd = L / Ac$

Donde: Ac = Area de la cueca, en Km^2 .

L = Longitud total de las corrientes perennes e intermitentes en la Cuenca, en Km.

Dd = Densidad de drenaje por Km.

2.3.- PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE PRINCIPAL: Se calculo por medio de la ecuación que propone Taylor-Schwarz, la cual trata de ajustarse a la pendiente real. Calculada con la sig. Formula $S_m = [m / (1/\sqrt{S_1} + 1/\sqrt{S_2} + \dots + 1/\sqrt{S_m})]^2$

Donde: m = Número de segmentos iguales, en los cuales se subdivide el tramo En estudio.

S_m = Pendiente media del cauce principal.

S_1, S_2, \dots, S_m = Pendiente de cada segmento.

2.4.- PENDIENTE DE LA CUENCA: Se calculo por el criterio de Alvord.

Formula $Sc = DL / Ac$

Donde: Ac = Area de la cuenca, en Km^2 .

D = Desnivel constante entre curvas de nivel, en Km.

L = Longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca, en Km.

Sc = Pendiente de la Cuenca.

2.5.- LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL: Se obtuvo su longitud, utilizando el plano topográfico de la cuenca con escala 1:50,000 clave H11B12.

III.- ESTUDIO HIDROLOGICO CUENCA ARROYO ENSENADA.

3.- CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE LA CUENCA

Se considera un proyecto para presa de almacenamiento localizada en la Estación Climatológica No.16 Cuenca Arroyo Campillo, en Ensenada, B.C.,

La presa tiene una capacidad total de almacenamiento: 6'720,000 m³, La cortina es de tipo: Gravedad, con un vertedor de tipo: Rectangular de descarga libre (salto de ski), en el centro de la cortina.

El propósito es estimar la Avenida Máxima.

Características Fisiograficas de la Cuenca:

Región Hidrológica: No.1 según plano Redes de Estaciones Hidrométricas y Climatológicas en el Estado de Baja California (C.N.A.)

Carta Topográfica: H11B12 Escala: 1:50,000 INEGI.

Las Coordenadas de la Boquilla son:

- Altitud s.n.m. de la cuenca: 50 Mts.
- Longitud: 31°53'47"
- Latitud: 116°35'47"

3.0.1.- Datos Fisiográficos:

Ac= 148.99742 Km²

Area de la Cuenca.

Copia de la cuenca anexa.

L= 32.26 Km

Longitud del Cauce Principal.

H= 900 mts

Desnivel total del cauce principal en el plano de la cuenca.

Sm= 0.734%

Pendiente media del Cauce Principal.

Sc= 0.23%

Pendiente de la Cuenca.

Ds= 0.30

Densidad de Corriente.

Dd= 3.54 Km.

Densidad de Drenaje.

3.0.2.- Tipos de Suelos:

Se estimaron los siguientes porcentajes para cada tipo de suelo (tipos según el sistema de clasificación de Soil Conservation Service) :

Tipo A: Suelos con bajo potencial de escurrimiento, o sea, suelos con altas velocidades de infiltración, cuando están mojados.(ALUVIALES) 1.6%

Tipo B: Suelos con moderadas velocidades de infiltración cuando está mojados.(CONGLOMERADOS) 8.4%

Tipo C: Suelos con bajas velocidades de infiltración cuando está mojados.(ROCAS O ARCILLAS) 90%

3.0.3.- Tipos de Vegetación:

Multiplicado por el factor Anexo 1:

Camino de Tierra TipoB:	10% (82) = 8.2
Bosque Natural Ralo Tipo B:	17% (68) = 11.56
Bosque Natural Ralo Tipo C:	37% (78) = 28.86
Pastizal Normal Tipo B:	8% (69) = 5.52
Pastizal Normal Tipo C:	<u>28%</u> (79) = <u>22.12</u>
	100% 76.26

N= 76 número de escurrimiento.

3.0.4.- Coeficiente de Escurrimiento:

Multiplicado por el factor Anexo 3 :

I.- TOPOGRAFÍA: Pendiente de la cuenca 0.23%.....	0.30
II.- SUELO: Impermeable 90%(0.10).....	0.090
Media 8.4%(0.20).....	0.016
Permeable 1.6%(0.40).....	0.005
III.- COBERTURA: Cultivos 0%.....	0.000
Bosques 100%(0.20).....	<u>0.200</u>
	C' = 0.61

$$C = 1 - C'$$

$$C = 1 - 0.61$$

$$C = 0.39 \text{ Usado en Formula Racional.}$$

3.1.- CALCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Tiempo necesario para que el escurrimiento fluya desde el punto mas alejado de la cuenca a la salida de la misma.

1) Kirpich:

$$T_c = 0.039 [L^2 / S]^{0.385}$$

$$T_c = 0.039 [(32.26)^2 / 2.78]^{0.385}$$

$$T_c = 3.82 \text{ Hrs.}$$

Donde:

$$L = \text{Km} = 32.26$$

$$S = H/L = 2.78\%$$

2) US. S.I.S:

$$T_c = 32.5 \cdot 10^{-5} [\sqrt{L^3/H}]^{0.77}$$
$$T_c = 32.5 \cdot 10^{-5} [\sqrt{(32260)^3/900}]^{0.77}$$
$$T_c = 3.82 \text{ Hrs.}$$

Donde:

$$L = \text{Mts.}$$
$$H = \text{Mts.}$$

3) Rowe:

$$T_c = [0.86(L)^3/H]^{0.385}$$
$$T_c = [0.86(32.26)^3/900]^{0.385}$$
$$T_c = 3.81 \text{ Hrs.}$$

Donde:

$$L = \text{Km.}$$
$$H = \text{Mts.}$$

4) D.M. Gray:

$$T_c = [(L)^{1.15} / 15(H)^{0.38}]$$
$$T_c = [(32.26)^{1.15} / 15(0.9)^{0.38}]$$
$$T_c = 3.77 \text{ Hrs.}$$

Donde:

$$L = \text{Km.}$$
$$H = \text{Km.}$$

$$T_c \text{ promedio } 3.82+3.82+3.81+3.77 = 15.22/4 = \underline{\underline{3.81 \text{ Hrs.}}}$$

3.2.-PERIODO DE RETORNO (Tr)

Intervalo de tiempo al cabo del cual se igualará o superará un suceso. Por lo general para cada tipo de estructura y dependiendo del riesgo de falla ya se tiene establecido el Tiempo de retorno (Tr). Anexo 4.

En este Estudio hidrológico se calcularán diferentes Tr = 50,100,500 y 1000 para la misma avenida máxima.

3.3.- PROCEDIMIENTO METODO DE GUMBEL

Se procesarán datos de lluvias máximas en 24 hrs. por no constarse con datos de pluviografo, ni datos de aforo en el sitio del proyecto.

Se trabajan dos tipos de datos:

1.- "Series Extremas": El más pequeño o el más grande en un tiempo constante.

1a.- Máximas Anuales>>

Gastos $Tr = N+1 / M$

1b.- Mínimas Anuales>>

2.- "Series Parciales" : Las mayores en un lapso de tiempo.

2a.- Excedentes Anuales: Precipitación $Tr = N / M$

Se utilizará una serie de máximas anuales de precipitaciones máximas en 24 hrs.

Estación Climatológica: No. 16 Ensenada, B.C.

Latitud: 31°53'45" Longitud: 116°35'47"

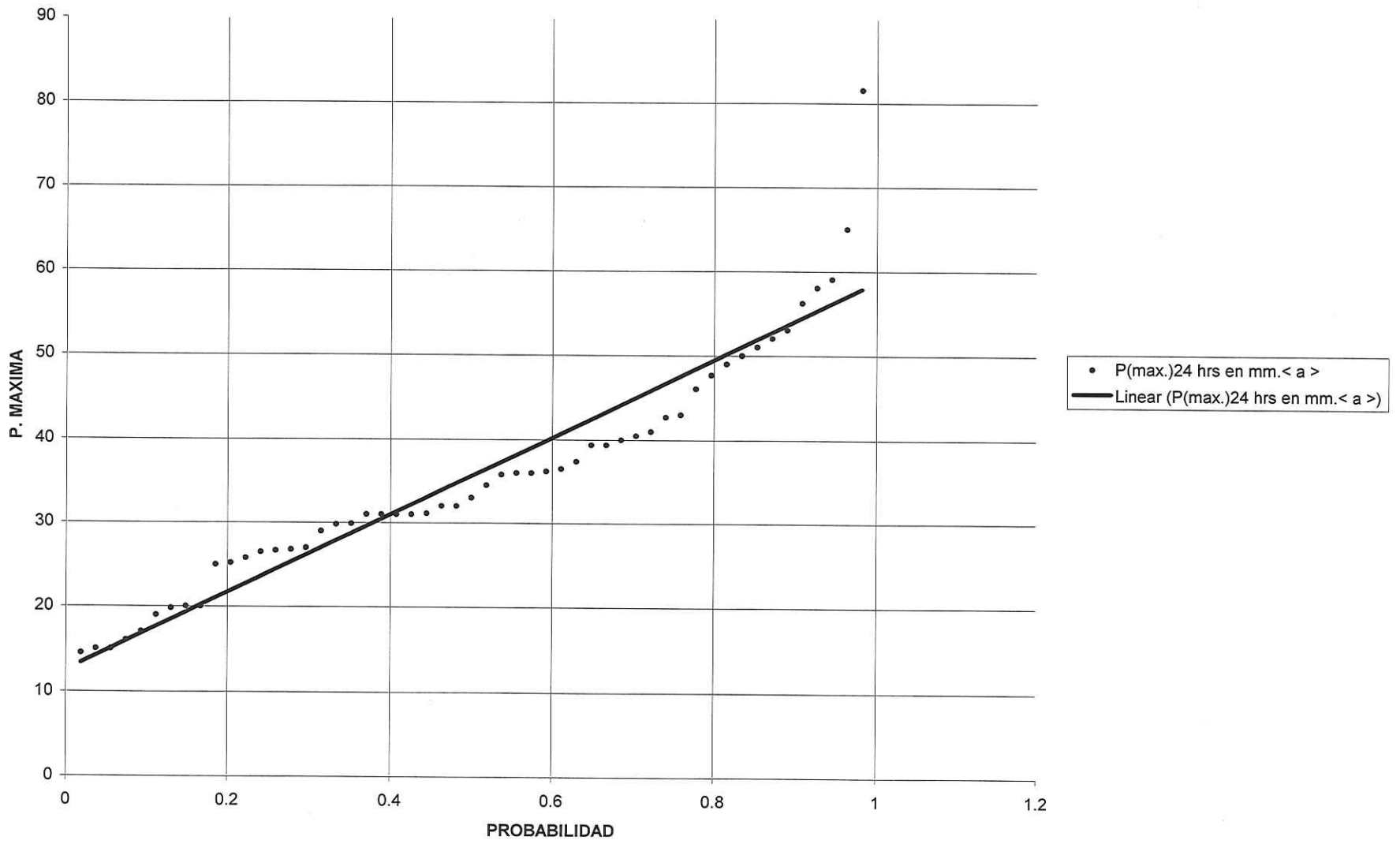
Con un periodo de observación: 1948-2000.

SERIE ORDENADA DE PRECIPITACIONES MAXIMAS EN 24 HORAS

Período de Observación: 1948-2000

No. de datos	P(max.)24 hrs en mm.< a >	Probabilidad P=M / N+1
1	14.5	0.185
2	15.0	0.037
3	15.0	0.056
4	16.0	0.074
5	17.0	0.093
6	19.0	0.100
7	19.8	0.130
8	20.0	0.148
9	20.0	0.167
10	25.0	0.185
11	25.2	0.203
12	25.8	0.222
13	26.5	0.241
14	26.7	0.260
15	26.8	0.277
16	27.0	0.300
17	29.0	0.315
18	29.8	0.333
19	29.9	0.352
20	31.0	0.370
21	31.0	0.389
22	31.0	0.407
23	31.0	0.426
24	31.1	0.444
25	32.0	0.463
26	32.0	0.481
27	33.0	0.500
28	34.5	0.520
29	35.8	0.537
30	36.0	0.555
31	36.0	0.574
32	36.2	0.593
33	36.5	0.611
34	37.4	0.630
35	39.4	0.648
36	39.4	0.666
37	40.0	0.685
38	40.5	0.703
39	41.0	0.722
40	42.7	0.741
41	43.0	0.760
42	46.1	0.777
43	47.7	0.796
44	49.0	0.815
45	50.0	0.833
46	51.0	0.852
47	52.0	0.871
48	53.0	0.888
49	56.2	0.907
50	58.0	0.926
51	59.0	0.944
52	65.0	0.963
53	81.5	0.981

GUMBEL



AJUSTE DE GUMBEL SIMPLE

No. de datos	Años	P(max.)24 hrs en mm.	P(max.)24 hrs en mm.< a >	(Xi)^2
1	1948	32.0	14.5	210.25
2	1949	31.0	15.0	225.00
3	1950	15.0	15.0	225.00
4	1951	29.9	16.0	256.00
5	1952	39.4	17.0	289.00
6	1953	16.0	19.0	361.00
7	1954	36.0	19.8	392.04
8	1955	20.0	20.0	400.00
9	1956	14.5	20.0	400.00
10	1957	37.4	25.0	625.00
11	1958	27.0	25.2	635.04
12	1959	29.0	25.8	665.64
13	1960	33.0	26.5	702.25
14	1961	34.5	26.7	712.89
15	1962	36.2	26.8	718.24
16	1963	39.4	27.0	729.00
17	1964	20.0	29.0	841.00
18	1965	49.0	29.8	888.04
19	1966	31.0	29.9	894.01
20	1967	40.0	31.0	961.00
21	1968	17.0	31.0	961.00
22	1969	31.0	31.0	961.00
23	1970	26.5	31.0	961.00
24	1971	15.0	31.1	967.21
25	1972	19.8	32.0	1024.00
26	1973	25.2	32.0	1024.00
27	1974	29.8	33.0	1089.00
28	1975	36.5	34.5	1190.25
29	1976	59.0	35.8	1281.64
30	1977	26.7	36.0	1296.00
31	1978	51.0	36.0	1296.00
32	1979	52.0	36.2	1310.44
33	1980	81.5	36.5	1332.25
34	1981	50.0	37.4	1398.76
35	1982	32.0	39.4	1552.36
36	1983	46.1	39.4	1552.36
37	1984	43.0	40.0	1600.00
38	1985	35.8	40.5	1640.25
39	1986	41.0	41.0	1681.00
40	1987	53.0	42.7	1823.29
41	1988	31.0	43.0	1849.00
42	1989	26.8	46.1	2125.21
43	1990	25.8	47.7	2275.29
44	1991	65.0	49.0	2401.00
45	1992	40.5	50.0	2500.00
46	1993	47.7	51.0	2601.00
47	1994	31.1	52.0	2704.00
48	1995	56.2	53.0	2809.00
49	1996	25.0	56.2	3158.44
50	1997	36.0	58.0	3364.00
51	1998	58.0	59.0	3481.00
52	1999	19.0	65.0	4225.00
53	2000	42.7	81.5	6642.25
		Suma =	1887.00	77207.40

3.4.- CALCULO PARAMETROS ESTADISTICOS METODO GUMBEL δ, X, X_n, S

$$X = 1,887.0/53$$

$$X = 35.60$$

$$X^2 = 1,267.36$$

$$S = \sqrt{n / n-1 [\sum Xi^2/n - x^2]}$$

$$S = \sqrt{53 / 53-1 [\sum 77,207.4/53 - (35.60)^2]}$$

$$S = 13.633$$

Con $N = 53$ (# de datos) se calcula δ_n y X_n de Anexo 5:

$$\delta_n = 1.1653$$

$$X_n = 0.5497$$

$Y = -\ln[-\ln P(x \leq x)]$Variable Reducida

$$P(x \leq x) = (1 - 1 / Tr)$$

Para $Tr = 50, 100, 500, 1000$ años.

$$\text{Para 50 años : } P(x \leq x) = 1 - 1 / Tr = 1 - 1/50 = 0.98$$

$$\text{Para 100 años : } P(x \leq x) = 1 - 1 / Tr = 1 - 1/100 = 0.99$$

$$\text{Para 500 años : } P(x \leq x) = 1 - 1 / Tr = 1 - 1/500 = 0.998$$

$$\text{Para 1000 años : } P(x \leq x) = 1 - 1 / Tr = 1 - 1/1000 = 0.999$$

$$Y_{Tr50} = 3.90194$$

$$Y_{Tr100} = 4.60015$$

$$Y_{Tr500} = 6.21361$$

$$Y_{Tr1000} = 6.90726$$

Calculo de Precipitación Máxima en 24hrs. para periodo de retorno
50,100,500,1000.

$$K=(y-x_n / \delta n)$$

$$(P_x)Tr_x= X+S(y-x_n/\delta n)$$

$$(P_{24h})Tr_{50}= 35.60+13.633(3.900194-0.5497/1.1653)$$

$$(P_{24h})Tr_{50}= 74.80 \text{ mm.}$$

$$(P_{24h})Tr_{100}= 35.60+13.633(4.60015-0.5497/1.1653)$$

$$(P_{24h})Tr_{100}= 82.99 \text{ mm.}$$

$$(P_{24h})Tr_{500}= 35.60+13.633(6.21361-0.5497/1.1653)$$

$$(P_{24h})Tr_{500}= 101.86 \text{ mm.}$$

$$(P_{24h})Tr_{1000}= 35.60+13.633(6.90726-0.5497/1.1653)$$

$$(P_{24h})Tr_{1000}= 109.98 \text{ mm.}$$

RELACION DE LLUVIAS DE 1 A 24 HRS. EN MM.
 RESULTADOS DEL PROCESO ESTADISTICO DE LLUVIAS
 MAXIMAS EN 24 HORAS:

FACTOR		Tr 50	Tr 100	Tr 500	Tr 1000
Ph1 =	0.30	22.44	24.90	30.56	32.99
Ph2 =	0.39	29.17	32.37	39.73	42.89
Ph3 =	0.46	34.41	38.18	46.86	50.59
Ph4 =	0.52	38.90	43.15	52.97	57.19
Ph5 =	0.57	42.64	47.30	58.06	62.69
Ph6 =	0.61	45.63	50.62	62.13	67.09
Ph12 =	0.81	60.59	67.22	82.51	89.08
Ph24 =	1.00	74.80	82.99	101.86	109.98

RELACION DE LAS LLUVIAS DE DURACION 1,2,3,4,5,6,12 Y 24

P1h / P24h= 0.30
 P2h / P24h= 0.39 ANEXO 8
 P3h / P24h= 0.46
 P4h / P24h= 0.52
 P5h / P24h= 0.57
 P6h / P24h= 0.61

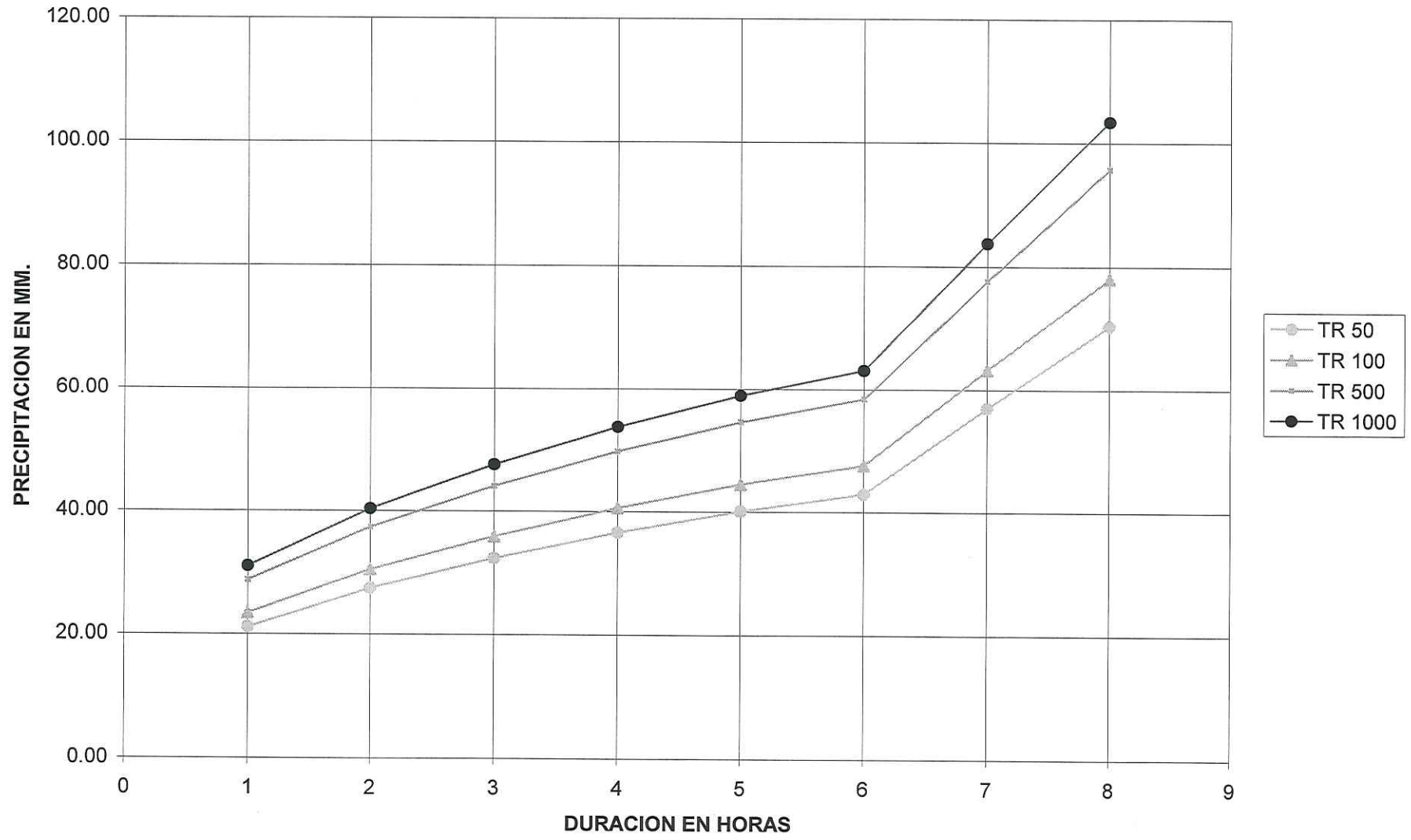
FACTOR DE AJUSTE POR INTERVALO FIJO DE OBSERVACION
 (TAMAÑO DE MUESTRA)

FT= 1.00 PARA N= 53 según ANEXO 6
 FA= 0.94 PARA A=149.00 KM2 según ANEXO 7

LA HP DEFINITIVA ES:

TIEMPO	FT	FA	TR 50	TR 100	TR 500	TR 1000
1 Hr.	1.00	0.94	21.09	23.40	28.72	31.01
2 Hr.	1.00	0.94	27.42	30.42	37.34	40.32
3 Hr.	1.00	0.94	32.34	35.88	44.04	47.56
4 Hr.	1.00	0.94	36.56	40.57	49.79	53.76
5 Hr.	1.00	0.94	40.08	44.47	54.58	58.93
6 Hr.	1.00	0.94	42.89	47.59	58.41	63.06
12 Hr.	1.00	0.94	56.95	63.19	77.56	83.74
24 Hr.	1.00	0.94	70.31	78.01	95.75	103.38

CURVA P-D-Tr



3.6.- ESTIMACION DE LA AVENIDA MAXIMA

Existen cuatro métodos para el calculo(estimación) de la Avenida Máxima:

- Fórmulas Empíricas.
- Envolvente de Creager y Lowry.
- Métodos Empíricos del U.S. Soil Conservation Service.
- Métodos Racionales.

3.6.1.- Formulas Empíricas:

- a) Gete: $Q_{Tr} = (4+16 \text{ Log } Tr)\sqrt{A}$
 $Q_{Tr50} = (4+16 \text{ Log } 50)\sqrt{149.00} = 380.64 \text{ m}^3/\text{seg.}$
 $Q_{Tr100} = (4+16 \text{ Log } 100)\sqrt{149.00} = 440.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$
 $Q_{Tr500} = (4+16 \text{ Log } 500)\sqrt{149.00} = 576.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$
 $Q_{Tr1000} = (4+16 \text{ Log } 1000)\sqrt{149.00} = 634.74 \text{ m}^3/\text{seg.}$
- b) Morgan: $Q_{Tr} = 52.787CA^{0.5}$ (Ver Tabla Relación Fórmulas Empíricas=C)
 $Q_{Tr50} = 52.787(0.464)(149.00)^{0.5} = 299.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$
 $Q_{Tr100} = 52.787(0.585) (149.00)^{0.5} = 377.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$
 $Q_{Tr500} = 52.787(1.00) (149.00)^{0.5} = 644.34 \text{ m}^3/\text{seg.}$
 $Q_{Tr1000} = 52.787(1.10) (149.00)^{0.5} = 708.80 \text{ m}^3/\text{seg.}$
- c) Bransby y Williams: $Q_m = 79.412A^{0.52}$
 $Q_m = 79.412(149.00)^{0.52} = 1,071.38 \text{ m}^3/\text{seg.}$
- d) Francia: $Q_m = 200A^{0.4}$
 $Q_m = 200(149.00)^{0.52} = 2,700 \text{ m}^3/\text{seg.}$
- e) Ryves: $Q = 10.106A^{0.67}$
 $Q = 10.106(149.00)^{0.67} = 289.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$
- f) Scimemi: $Q_m = [(600/A+10)+1]A$
 $Q_m = [(600/149.00+10)+1]149.00 = 711 \text{ m}^3/\text{seg.}$
- g) Baratta: $Q_m = [(280/A)+2]A$
 $Q_m = [(280/149.00)+2]149.00 = 578 \text{ m}^3/\text{seg.}$
- h) Giandotti: $Q_m = [(532.5/A+16.5)+5]A$
 $Q_m = [(532.5/149.00+16.5)+5]149.00 = 1,224 \text{ m}^3/\text{seg.}$
- i) Kuichling: $Q = [(3596.24/A+958.296)+0.081]A$
 $Q = [(3596.24/149.00+958.296)+0.081]149.00$
 $Q = 500 \text{ m}^3/\text{seg.}$

RESUMEN DE RESULTADOS

Avenidas Normales o de Diseño

Gete: $Q_{Tr100} = 440.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Morgan: $Q_{Tr100} = 377.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Ryves: $Q = 289.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Kuichling: $Q = 500.00 \text{ m}^3/\text{seg}$

Promedio $Q = 402.00 \text{ m}^3/\text{seg}$ se adopta como Gasto Normal de Diseño.

Avenidas Máximas

Bransby y Williams: $Q_m = 1,071.38 \text{ m}^3/\text{seg.}$

País Francia: $Q_m = 2,700.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Scimemi: $Q_m = 711.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Baratta: $Q_m = 578.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Giandotti: $Q_m = 1,224.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Se adopto como Gasto de Avenidas Máximas: $Q = 1,257.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$

RELACION DE FORMULAS EMPIRICAS

No.	AUTOR	PAIS	FORMULA	LIMITACIONES DE LA FORMULA
1	Gete		$Q_{tr} = (4 + 16 \log Tr) A$	Fórmula generalizada en España
2	Morgan	Escocia	$Q_{tr} = 52.787CA^{0.5}$ C=1.0, Tr=500, C=0.464 Tr=50, C=0.585, Tr=100, C=0.215, Tr=5 años.	xxxxxxxxxxxxxxxxxxxx
3	Bransby Williams	Inglaterra	$Q_m = 79.412 A^{0.52}$	Areas mayores que 26 Km ² .
4	Bransby Williams	Inglaterra	$Q_m = 37460 A^{0.75}$	Areas menores que 26 km ² .
5		Francia	$Q_m = 200 A^{0.40}$	30 < A < 10000 Km ² .
6	Ryves	India	$Q = 10.106 A^{0.67}$	xxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxx
7	Scimemi	Italia	$Q_m = [(600/A + 10) + 1] A$	Areas menores de 1000 Km ² .
8	Baratta	Italia	$Q_m = [(280/A) + 2] A$	Cuencas montañosas.
9	Giandotti	Italia	$Q_m = [(532.5/A + 16.2) + 5] A$	Cuencas montañosas.
10	Forti	Italia	$Q_m = [235(500/A + 125) + 0.5] A$	Lluvias máximas de 200 mm en 24 hrs.
11	Kuichling	U.S.A.	$Q = [(3596.24/A + 958.296) + 0.081] A$	Avenidas poco frecuentes.

A= Area de la cuenca, en Km².

Tr= Periodo de retorno, en años.

Q_{tr}= Gasto de avenida máxima para un Tr, en m³/seg.

Q_m= Valor medio de los gastos máximos instantáneos, m³/seg.

q= Valor medio de los gastos máximos diarios, en m³/seg.

Q_h= Gasto de avenida máxima, en m³/seg.

Q= Gasto de avenida normal, en m³/seg.

3.6.2.- Envoltente de Creager y Lowry:

Creager: $Q = 1.303C(0.386A)^{0.936}A^{-0.048}$; $C=30$ para B.C.(manual C.F.E.)
 $Q = 1.303(30)[0.386(149.00)]^{0.936}(149.00)^{-0.048}$
 $Q = 771.81 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Avenidas Máximas Probables

Lowry: $Q = A[CL/A+259]^{0.85}$; $CL= 980$ Anexo 9.
 $Q = 149.00[980/149.00+259]^{0.85}$
 $Q = 882.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$

NOTA: NUNCA AVENIDAS MAXIMAS EXTREMAS MAYORES QUE ESTOS VALORES.

3.6.3.- Método Empírico del U.S. Soil Conservation Service:

Datos:

$A_c = 149.00 \text{ Km}^2$
 $T_c = 3.81 \text{ Hrs.}$
 $N_{II} = 76$, $N_{III} = 89$ Anexo 2.

P3.81 hrs.	P3hrs	P4hrs	P3.81hrs.
Tr50	32.34	36.56	35.76
Tr100	35.88	40.57	39.68
Tr500	44.04	49.79	48.70
Tr1000	47.56	53.76	52.80

Calculo de la precipitación en exceso:

$Pe_{Tr50} = [P - (5080/N_{III}) + 50.8]^2 / [P + (20320/N_{III}) - 203.2]$
 $Pe_{Tr50} = [35.76 - (5080/89) + 50.8]^2 / [35.76 + (20320/89) - 203.2]$
 $Pe_{Tr50} = 14.27 \text{ mm.}$

$Pe_{Tr100} = [P - (5080/N_{III}) + 50.8]^2 / [P + (20320/N_{III}) - 203.2]$
 $Pe_{Tr100} = [39.68 - (5080/89) + 50.8]^2 / [39.68 + (20320/89) - 203.2]$
 $Pe_{Tr100} = 17.22 \text{ mm.}$

$Pe_{Tr500} = [P - (5080/N_{III}) + 50.8]^2 / [P + (20320/N_{III}) - 203.2]$
 $Pe_{Tr500} = [48.70 - (5080/89) + 50.8]^2 / [48.70 + (20320/89) - 203.2]$
 $Pe_{Tr500} = 24.38 \text{ mm.}$

$$Pe_{Tr1000} = [P - (5080/NIII) + 50.8]^2 / [P + (20320/NIII) - 203.2]$$

$$Pe_{Tr1000} = [52.80 - (5080/89) + 50.8]^2 / [52.80 + (20320/89) - 203.2]$$

$$Pe_{Tr1000} = 27.77 \text{ mm.}$$

Calculo de Qmax. Con valores obtenidos en el paso anterior:

$$q = \text{Anexo 10}(T_c = q)$$

$$q = 0.073$$

$$Q_{maxTr50} = q * Pe * A$$

$$Q_{maxTr50} = 0.073(14.27)(149.00)$$

$$Q_{maxTr50} = 155.21 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{maxTr100} = q * Pe * A$$

$$Q_{maxTr100} = 0.073(17.22)(149.00)$$

$$Q_{maxTr100} = 187.30 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{maxTr500} = q * Pe * A$$

$$Q_{maxTr500} = 0.073(24.38)(149.00)$$

$$Q_{maxTr500} = 265.18 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{maxTr1000} = q * Pe * A$$

$$Q_{maxTr1000} = 0.073(27.77)(149.00)$$

$$Q_{maxTr1000} = 302.05 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

3.6.4.- Método Racional: $Q_{Tr} = 0.278CIA$

Datos:

$C = 0.39$ Coef. de Escurrimiento Anexo 3.

$A_c = 149.00 \text{ Km}^2$

Intensidades:

Tr	$P_{3.81hr=T_c}$	Intensidad mm/hrs.
50	35.76mm	$35.76/3.81 = 9.36$
100	39.68mm	$39.68/3.81 = 10.41$
500	48.70mm	$48.70/3.81 = 12.78$
1000	52.58mm	$52.58/3.81 = 13.80$

$$Q_{Tr50} = 0.278CIA_c$$

$$Q_{Tr50} = 0.278(0.39)(9.36)(149.00)$$

$$Q_{Tr50} = 151.21 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\begin{aligned} Q_{Tr100} &= 0.278 C I A_c \\ Q_{Tr100} &= 0.278(0.39)(10.41)(149.00) \\ Q_{Tr100} &= 168.17 \text{ m}^3/\text{seg.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{Tr500} &= 0.278 C I A_c \\ Q_{Tr500} &= 0.278(0.39)(12.78)(149.00) \\ Q_{Tr500} &= 206.45 \text{ m}^3/\text{seg.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{Tr1000} &= 0.278 C I A_c \\ Q_{Tr1000} &= 0.278(0.39)(13.80)(149.00) \\ Q_{Tr1000} &= 223.00 \text{ m}^3/\text{seg.} \end{aligned}$$

3.7.- ESTIMACIÓN AVENIDA MÁXIMA MÉTODOS HIDROLÓGICOS

3.7.1.- METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO SINTETICO DE D.M. GRAY

Datos:

$$\begin{aligned} A_c &= 149.00 \text{ Km}^2 \\ L &= 32.26 \text{ Km} \\ S &= 0.644\% \text{ Método de Areas.} \\ N_{III} &= 89, N_{II} = 76 \text{ Anexo 2.} \end{aligned}$$

Cálculo del Factor de Almacenamiento:

$$\begin{aligned} (tr/y) &= 7.10(L / \sqrt{S})^{0.562} \\ (tr/y) &= 7.10(32.26 / \sqrt{0.644})^{0.562} \\ (tr/y) &= 56.60 \end{aligned}$$

Cálculo del Tiempo de Retraso:

$$\begin{aligned} Tr &= 2.676 / [1.00 / (56.60) - 0.0139] \\ Tr &= 2.676 / [1.00 / (56.60) - 0.0139] \\ Tr &= 710.22 \text{ Minutos.} === 710.22 / 60 = \underline{11.837} == 11\text{hrs } 50\text{min.} \end{aligned}$$

Parámetro, " Y ":

$$\begin{aligned} Y &= tr / (tr/y) \\ Y &= 710.22 / 56.60 \\ Y &= 12.55 \end{aligned}$$

Considerando una duración de lluvia "d" igual a:

$Tr = 710.22 \text{ Minutos} = 11.837 \text{ Hrs.}$

Con $d = (Tr \text{ se pone el resultado en Hrs})$ de la curva P-D-Tr se obtiene (Pxhrs.) para $Tr = 50, 100, 500$ y 1000 .

Tr	Ph6	Ph12	Ph11.837
50	42.89	56.95	56.57
100	47.59	63.19	62.76
500	58.41	77.56	77.04
1000	63.06	83.74	83.18

Calculo de Pe :

Para $Tr50$:

$$Pe = (P - 5080/NIII + 50.8)^2 / (P + 20320/NIII - 203.2)$$

$$Pe = (56.57 - 5080/89 + 50.8)^2 / (56.57 + 20320/89 - 203.2)$$

$$Pe = 30.96 \text{ mm.}$$

Para $Tr100$:

$$Pe = (P - 5080/NIII + 50.8)^2 / (P + 20320/NIII - 203.2)$$

$$Pe = (62.76 - 5080/89 + 50.8)^2 / (62.76 + 20320/89 - 203.2)$$

$$Pe = 36.30 \text{ mm.}$$

Para $Tr500$:

$$Pe = (P - 5080/NIII + 50.8)^2 / (P + 20320/NIII - 203.2)$$

$$Pe = (77.04 - 5080/89 + 50.8)^2 / (77.04 + 20320/89 - 203.2)$$

$$Pe = 49.01 \text{ mm.}$$

Para $Tr1000$:

$$Pe = (P - 5080/NIII + 50.8)^2 / (P + 20320/NIII - 203.2)$$

$$Pe = (83.18 - 5080/89 + 50.8)^2 / (83.18 + 20320/89 - 203.2)$$

$$Pe = 54.60 \text{ mm.}$$

Calculo de Qi:

Para Tr50:

$$Q_i = [(0.0111A_{Pe} / tr)(\%Gasto/0.25tr)]$$

$$Q_i = [(0.0111(149.00)(30.96) / 11.837)(\%Gasto/0.25tr)]$$

$$Q_i = 4.32 (\%Gasto/0.25tr)$$

Para Tr100:

$$Q_i = [(0.0111A_{Pe} / tr)(\%Gasto/0.25tr)]$$

$$Q_i = [(0.0111(149.00)(36.30) / 11.837)(\%Gasto/0.25tr)]$$

$$Q_i = 5.07 (\%Gasto/0.25tr)$$

Para Tr500:

$$Q_i = [(0.0111A_{Pe} / tr)(\%Gasto/0.25tr)]$$

$$Q_i = [(0.0111(149.00)(49.01) / 11.837)(\%Gasto/0.25tr)]$$

$$Q_i = 6.85 (\%Gasto/0.25tr)$$

Para Tr1000:

$$Q_i = [(0.0111A_{Pe} / tr)(\%Gasto/0.25tr)]$$

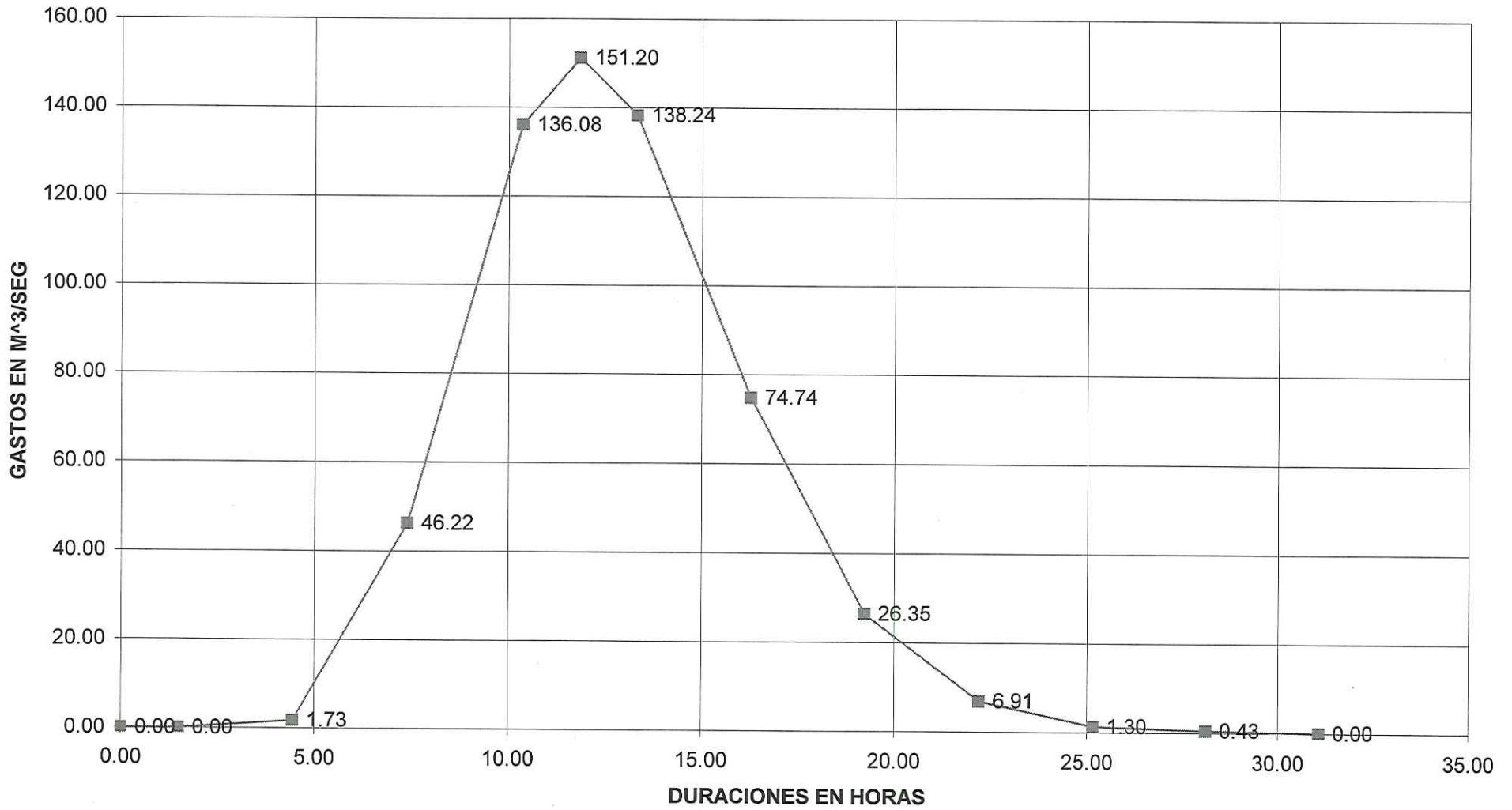
$$Q_i = [(0.0111(149.00)(54.60) / 11.837)(\%Gasto/0.25tr)]$$

$$Q_i = 7.63 (\%Gasto/0.25tr)$$

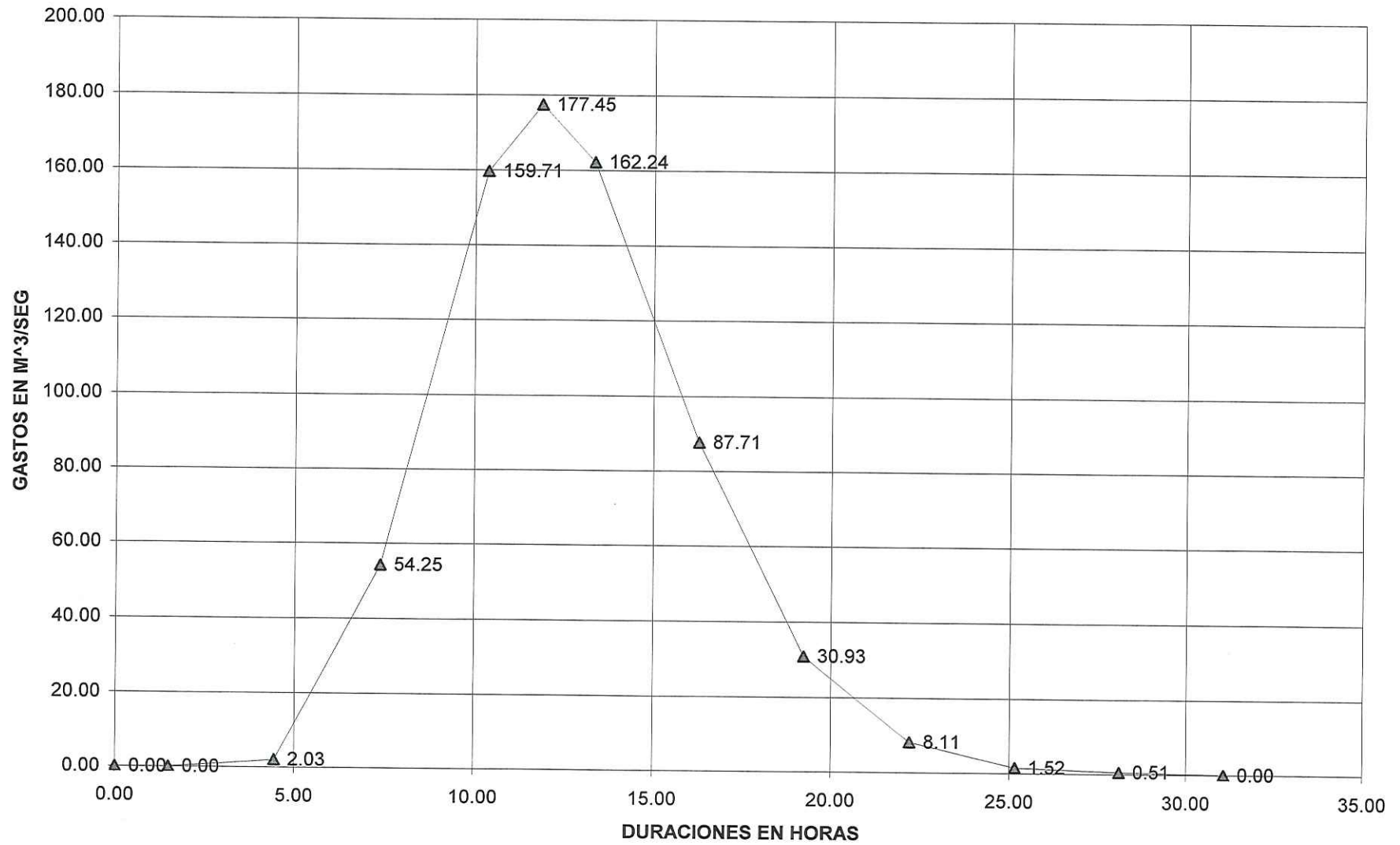
METODO HIDROGRAMA UNITARIO SINTERICO DE D.M. GRAY

PUNTOS	t/tr	(t/tr)tr 11.837	(%Gasto .25tr)	QTr50 4.32	QTr100 5.07	QTr500 6.85	QTr1000 7.63
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.125	1.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.375	4.44	0.40	1.73	2.03	2.74	3.05
4	0.625	7.40	10.70	46.22	54.25	73.30	81.64
5	0.875	10.36	31.50	136.08	159.71	215.78	240.35
6	1.000	11.84	35.00	151.20	177.45	239.75	267.05
7	1.125	13.32	32.00	138.24	162.24	219.20	244.16
8	1.375	16.28	17.30	74.74	87.71	118.51	132.00
9	1.625	19.24	6.10	26.35	30.93	41.79	46.54
10	1.875	22.19	1.60	6.91	8.11	10.96	12.21
11	2.125	25.15	0.30	1.30	1.52	2.06	2.29
12	2.375	28.11	0.10	0.43	0.51	0.69	0.76
13	2.625	31.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

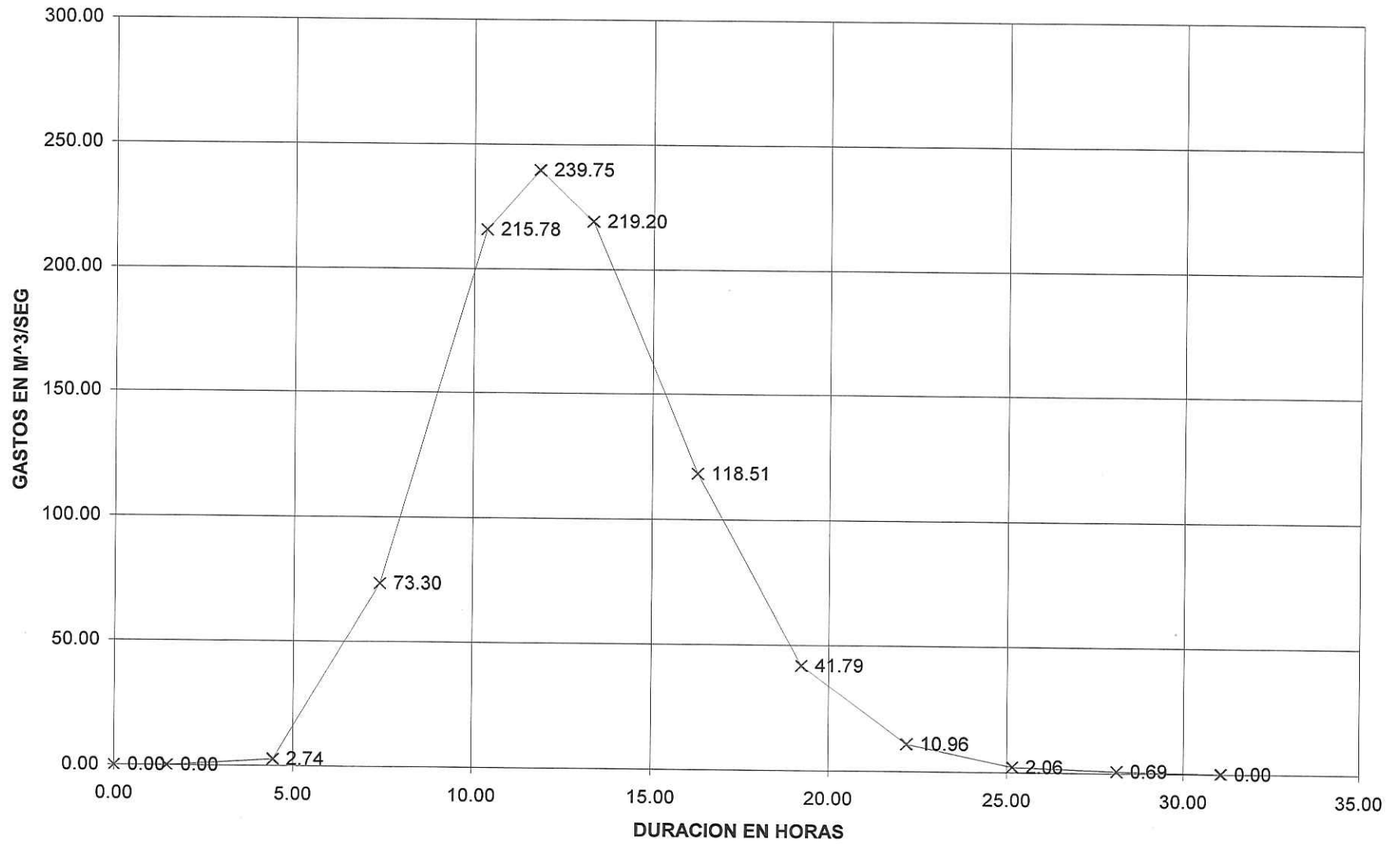
HIDROGRAMA DE DISEÑO Tr50



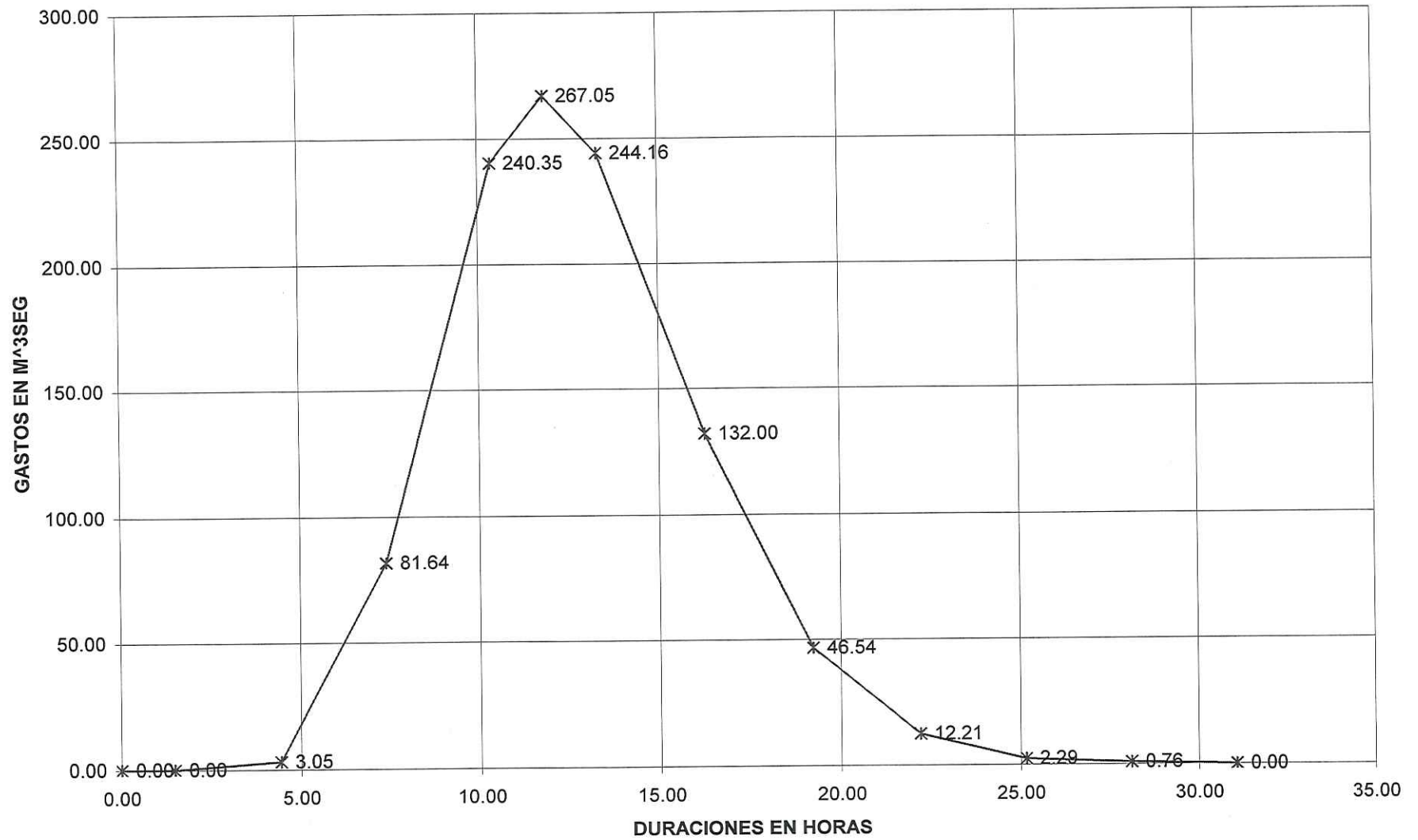
HIDROGRAMA DE DISEÑO Tr100



HIDROGRAMA DE DISEÑO Tr500



HIDROGRAMA DE DISEÑO Tr1000



3.7.3.- HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

Datos:

$$Q_p = 0.208(Ac/T_p)$$

$$Q_p = 0.208(149.0/4.236)$$

$$Q_p = 7.32 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{mm.}$$

$$T_p = 0.5d + 0.6T_c$$

$$T_p = 0.5(3.90) + 0.6(3.81)$$

$$T_p = 4.236$$

$$T_c = 3.81 \text{ Hrs.}$$

$$d = 2\sqrt{T_c} \quad d = 2\sqrt{3.81} \quad d = 3.90$$

Tr	P3 hrs mm.	P4 hrs mm.	P3.9 hrs mm.	Pe 3.9hrs mm.	Qm=(Pe)(Qp) m ³ /seg.
50	32.34	36.56	36.14	14.56	106.58
100	35.88	40.57	40.10	17.54	128.40
500	44.04	49.79	49.22	24.81	181.61
1000	47.56	53.76	53.14	28.06	205.40

Calculo de Pe:

Para Tr50:

$$Pe = (P - 5080/NIII + 50.8)^2 / (P + 20320/NIII - 203.2)$$

$$Pe = (36.14 - 5080/89 + 50.8)^2 / (36.14 + 20320/89 - 203.2)$$

$$Pe = 14.56 \text{ mm.}$$

Para Tr100:

$$Pe = (P - 5080/NIII + 50.8)^2 / (P + 20320/NIII - 203.2)$$

$$Pe = (40.10 - 5080/89 + 50.8)^2 / (40.10 + 20320/89 - 203.2)$$

$$Pe = 17.54 \text{ mm.}$$

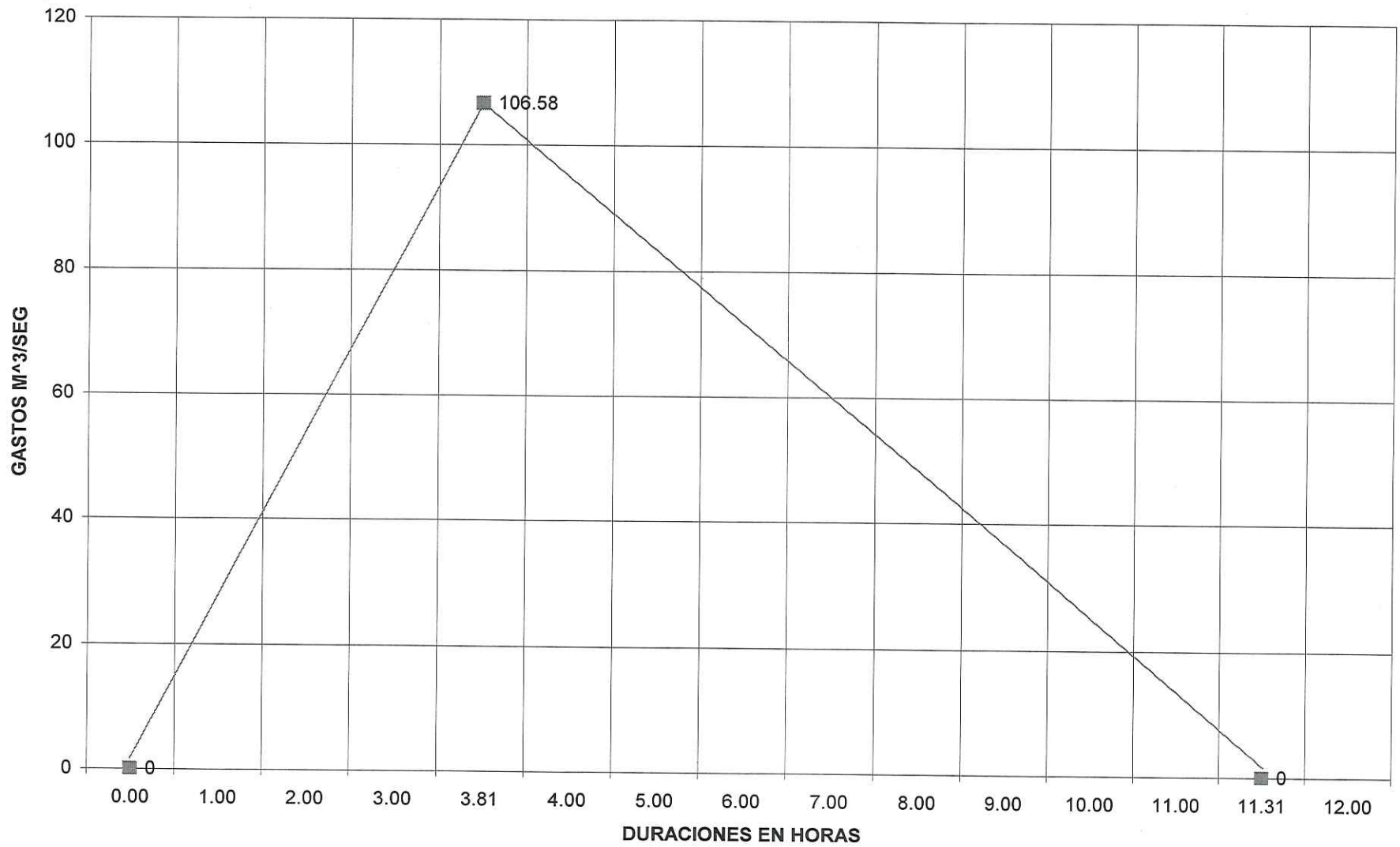
Para Tr500:

$$Pe = (P - 5080/NIII + 50.8)^2 / (P + 20320/NIII - 203.2)$$

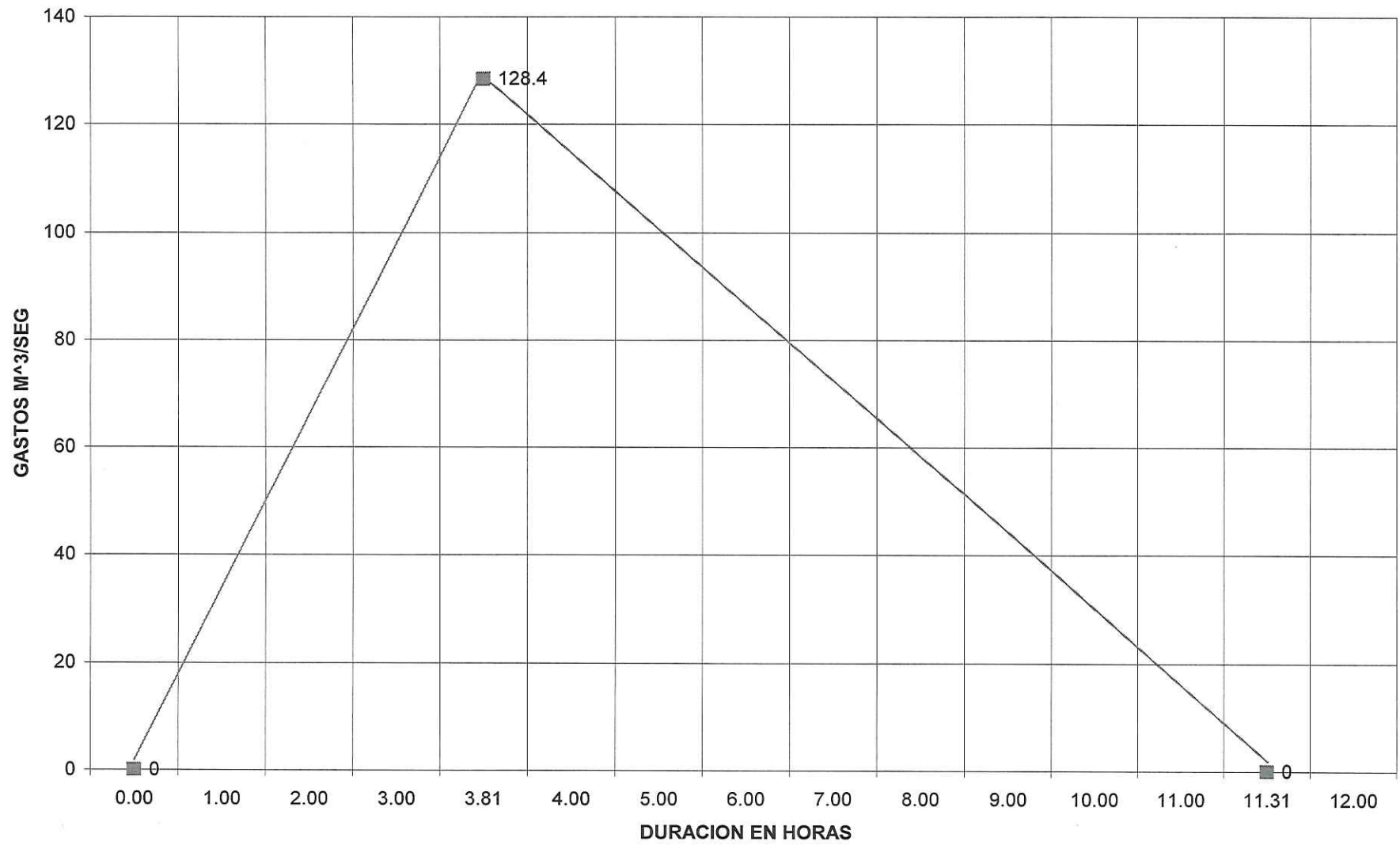
$$Pe = (49.22 - 5080/89 + 50.8)^2 / (49.22 + 20320/89 - 203.2)$$

$$Pe = 24.81 \text{ mm.}$$

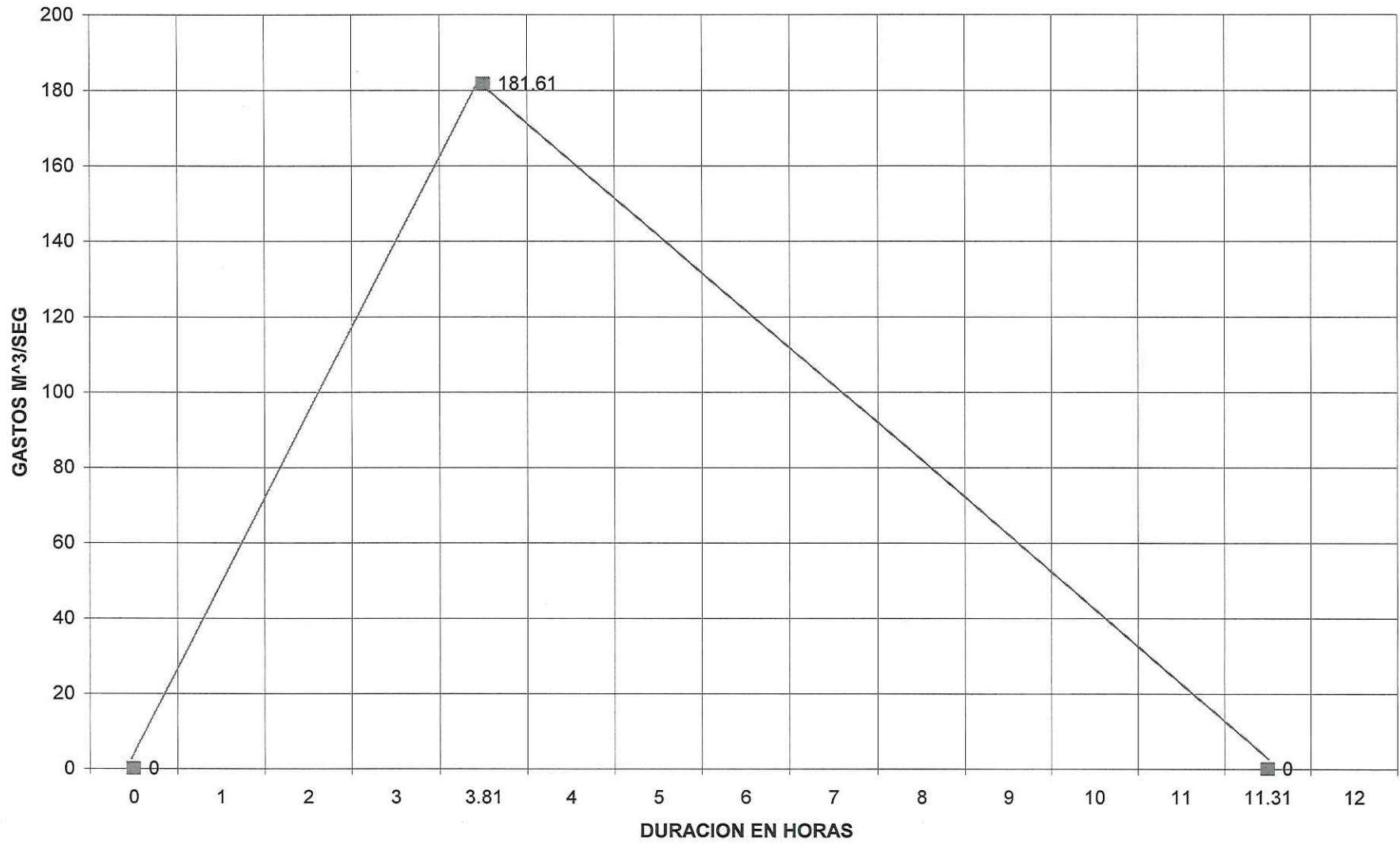
HIDROGRAMA TRIANGULAR Tr50



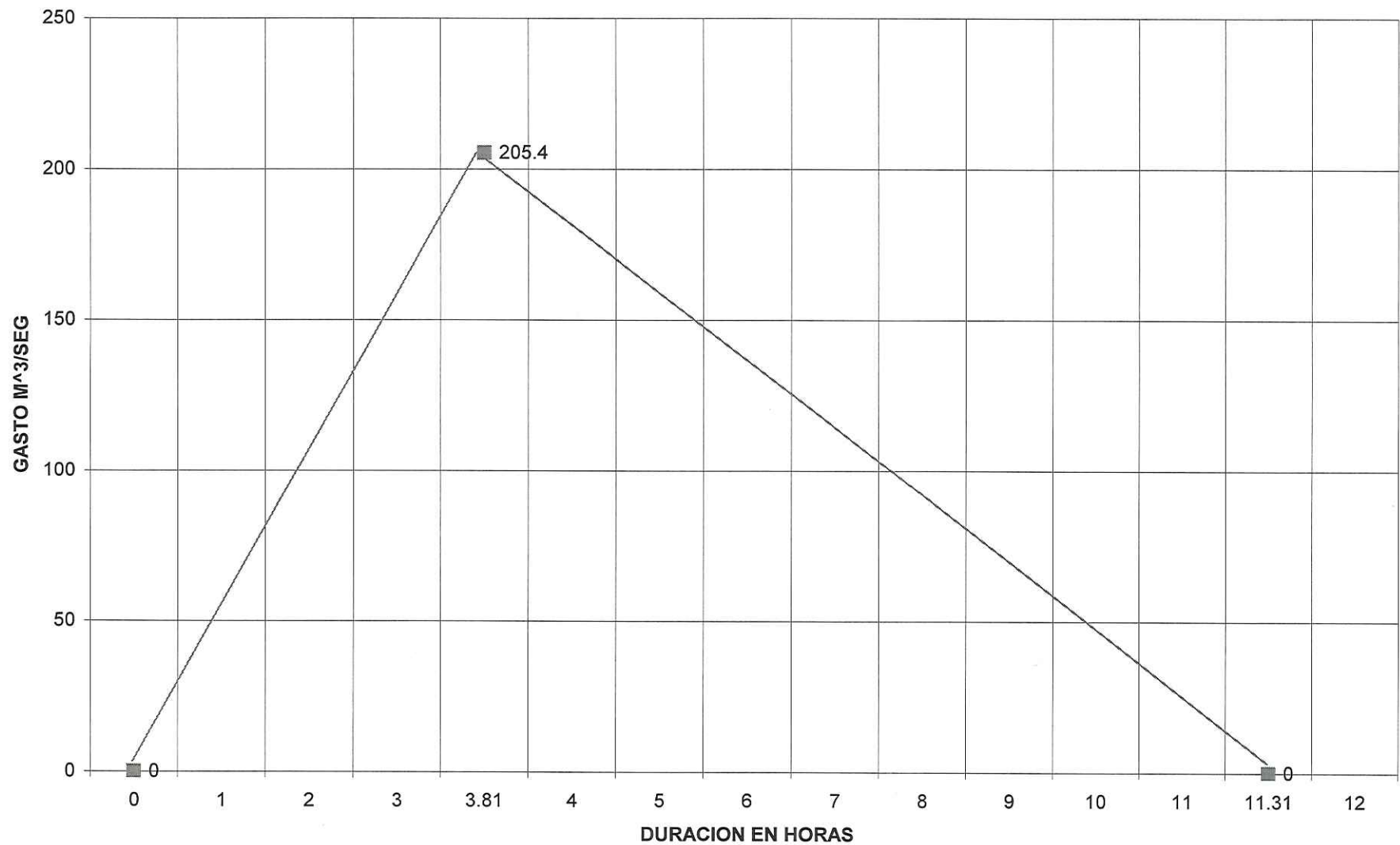
HIDROGRAMA TRIANGULAR Tr100



HIDROGRAMA TRIANGULAR Tr500



HIDROGRAMA TRIANGULAR Tr1000



Para Tr1000:

$$Pe = (P - 5080/NIII + 50.8)^2 / (P + 20320/NIII - 203.2)$$

$$Pe = (53.14 - 5080/89 + 50.8)^2 / (53.14 + 20320/89 - 203.2)$$

$$Pe = 28.06 \text{ mm.}$$

$$Tr = 1.67(Tp)$$

$$Tr = 1.67(4.236)$$

$$Tr = 7.07 \text{ Hrs.}$$

$$Tb = Tp + Tr$$

$$Tb = 4.24 + 7.07$$

$$Tb = \underline{11.31 \text{ Hrs.}}$$

3.7.4.- HIDROGRAMA UNITARIO ADIMENSIONAL

Datos:

$$Qp = A / 4.878(Tp)$$

$$Qp = 149.0 / 4.878(4.236)$$

$$Qp = 7.21 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{mm.}$$

$$Tp = 4.236 \text{ Hrs.}$$

$$Tb = 5(Tp)$$

$$Tb = 5(4.236)$$

$$Tb = 21.20 \text{ Hrs.}$$

Tr	P 3.9 hrs mm.	Pe 3.9hrs mm.	Qm=(Pe)(Qp) m ³ /seg.
50	36.14	14.56	105.00
100	40.10	17.54	126.46
500	49.22	24.81	178.89
1000	53.14	28.06	202.31

RESUMEN DE RESULTADOS DE AVENIDAS MAXIMAS.

1) METODOS EMPIRICOS:

Metodos	Tr50	Tr100	Tr500	Tr1000
	Q= m ³ /seg.			
I.- Formulas Empíricas Gete y Morgan.....	340.00	408.50	610.20	672.00
Brasby, Francia, Scimemi, Baratta y Giandotti.....	Qm= 1,257.00			
Ryves y Kuichling.....	Q= 395.00			
II.- Envolvente Creager	Q= 771.81			
II.- Envolvente Lowry	Q= 882.00			
III.- Empírico de U.S.S.C.S.	155.21	187.30	265.18	302.05
IV.- Racional	151.21	168.21	206.45	223.00
Adopto=	419.75	491.68	675.03	749.05

2) METODOS HIDROLOGICOS

Metodos	Tr50	Tr100	Tr500	Tr1000
	Q= m ³ /seg.			
A) D.M.GRAY (H.U.S.)	151.20	177.45	239.75	267.05
B) H.U. TRIANGULAR	106.58	128.40	181.60	205.40
C) H.U. ADIMENSIONAL	105.00	126.46	178.89	202.31
Adopto=	261.98	314.01	440.41	496.73

V.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

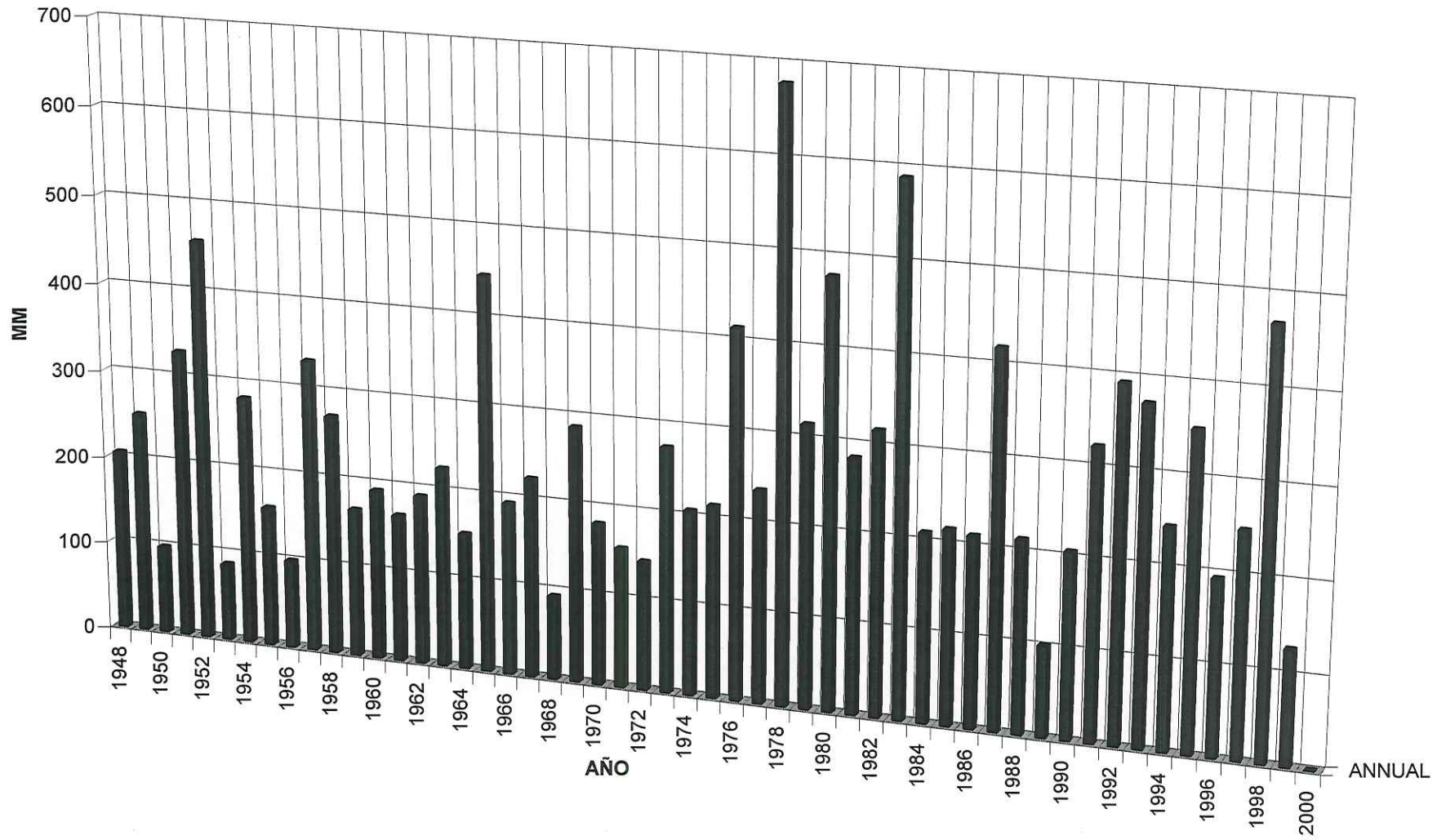
Existen gran cantidad de métodos para estimar la avenida máxima de diseño. Unos métodos proporcionan valores mayores que la avenida real esperada, con lo cual se tiene una acotación superior aproximada para dicho gasto, esto nos da una idea de la magnitud de la avenida. Sin embargo me parece importante aplicar todos los métodos posibles, ya que estos se complementan en función de los datos con que se cuentan, obteniendo de esta manera un grupo de valores, a partir de los cuales se puede deducir el más apropiado, confiable y seguro, para la avenida de diseño de la estructura hidráulica en cuestión y eso se determinará conforme al criterio de cada proyectista.

En el Subcapítulo 3.8 se muestra el Resumen de Resultados de las Avenidas Máximas utilizables.

BIBLIOGRAFÍA.

- Programa De Desarrollo Urbano, Ensenada
1991-1995
S.A.H.O.P.E. 1995.
- Fundamentos de Hidrología de Superficie
Francisco Javier Aparicio Mijares
Editorial Limusa.
- Apuntes de la Materia " Hidrología"
Ingeniero Joel Hernandez Blanket
U.A.B.C.
- Metodología y Procedimientos Utilizados para Calcular
Gastos y Avenidas de Diseño.
- Enciclopedia Interactiva Microsoft
Encarta 2001.
Microsoft Corporation.
- Comisión Nacional del Agua (CAN). Recursos Hidrologicos.
- Elementos de Geología Estructural
E. Sherbon Hill
Editorial Ariel.
- Mecánica de Suelos
Juárez Badillo, Rico Rodríguez
Tomo I y II
Editorial Limusa.
- Hidrología Aplicada
Ven Te Chow, Dais R. Maidment.
Editorial Mc Graw Hill.

Precipitación (mm) por Año



ANEXO 1. SELECCION DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO "N"

Uso de la Tierra o Cobertura.	Condición de Superficie.	Tipo de Suelo			
		A	B	C	D
Bosques (sembrados y cultivados).	Ralo,Baja Transpiración	45	66	77	83
	Normal,Transpiración Media	36	60	73	79
	Espeso o Alta Transpiración.	25	55	70	77
Caminos.	De tierra	72	82	87	89
	Superficie Dura.	74	84	90	92
Bosques Naturales.	Muy ralo o Baja Transpiración	56	75	86	91
	Ralo,Baja Transpiración	46	68	78	84
	Normal,Transpiración Media	36	60	70	76
	Espeso o Alta Transpiración.	26	52	62	69
	Muy espeso,Alta Transpiración.	15	44	54	61
Descanso(sin cultivo)	Surcos Rectos.	77	86	91	94
Cultivos de surco	Surco rectos	70	80	87	90
	Surcos en curvas de nivel	67	77	83	87
	Terrazas	64	73	79	82
Cereales	Surco rectos	64	76	84	88
	Surcos en curvas de nivel	62	74	82	85
	Terrazas	60	71	79	82
Leguminosas (sembradas con maq.o al volteo)o potrero de rt.	Surco rectos	62	75	83	87
	Surcos en curvas de nivel	60	72	81	84
	Terrazas	57	70	78	82
Pastizal.	Pobra	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Bueno	39	61	74	80
	Curvas de nivel, pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel, normal	25	59	75	83
	Curvas de nivel, bueno	6	35	70	79
Potrero(permanente)	Normal.	30	58	71	78
Superficie Imperme.		100	100	100	100

NOTA: Con esta tabla se calcula la condición II (media) de humedad (NII).

TABLAS PARA LA DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO
INSTANTANEO EMPLEADO EN EL METODO (FORMULA) RACIONAL.
" Q= CIA "

ANEXO 3

VALORES DE " C "

Factor de Clasificación	Tipo de Area	Valores coef. C'
I TOPOGRAFIA	Terreno plano con pendientes promedio de 1 a 3 ft/ milla.	0.30
	Terreno ondulado con pendiente promedio de 15 a 20 ft/ milla.	0.20
	Terreno accidentado con pendientes promedio de 150 a 250 ft/ milla.	0.10
II SUELOS	Arcilloso firme impermeable.	0.10
	Combinaciones medias de arcilla y limo.	0.20
	Abiertamente areno-limoso.	0.40
III COBERTURA	Terrenos cultivados.	0.10
	Bosques.	0.20

Nota: En el ANEXO 3 la magnitud del coeficiente C, se obtiene sumando los valores de C' de cada uno de los tres factores (I,II,III) y después dicha suma restarla de la unidad.

ANEXO 3 tomada del libro " Handbook of the principles in Hidrology".
Donald Gray.

TABLA PARA LA SELECCION DEL PERIODO DE RETORNO
EN FUNCION DE LA CATEGORIA DE LA PRESA *(referencia).

ANEXO 4

CATEGORIA DE LA PRESA	TR. PARA LA AVE. DE DISEÑO DEL VERTEDOR.
A) Embalses situados en zonas totalmente deshabitadas, en donde la falla de la presa no ocasionara pérdidas de vidas humanas.	50
B) Embalses situados aguas arriba de nucleos de población; capacidad reducida, tal que si fallara la presa las víctimas y daños ocurridos serían los mismos que si no existiera una avenida importante.	75
C) Embalses situados aguas arriba de nucleos de población y cuyas características de capacidad, etc. determinen que si fallase la presa, el número de víctimas y daños causados serían mayor que el causado por la avenida sola, si no existiese el embalse.	100

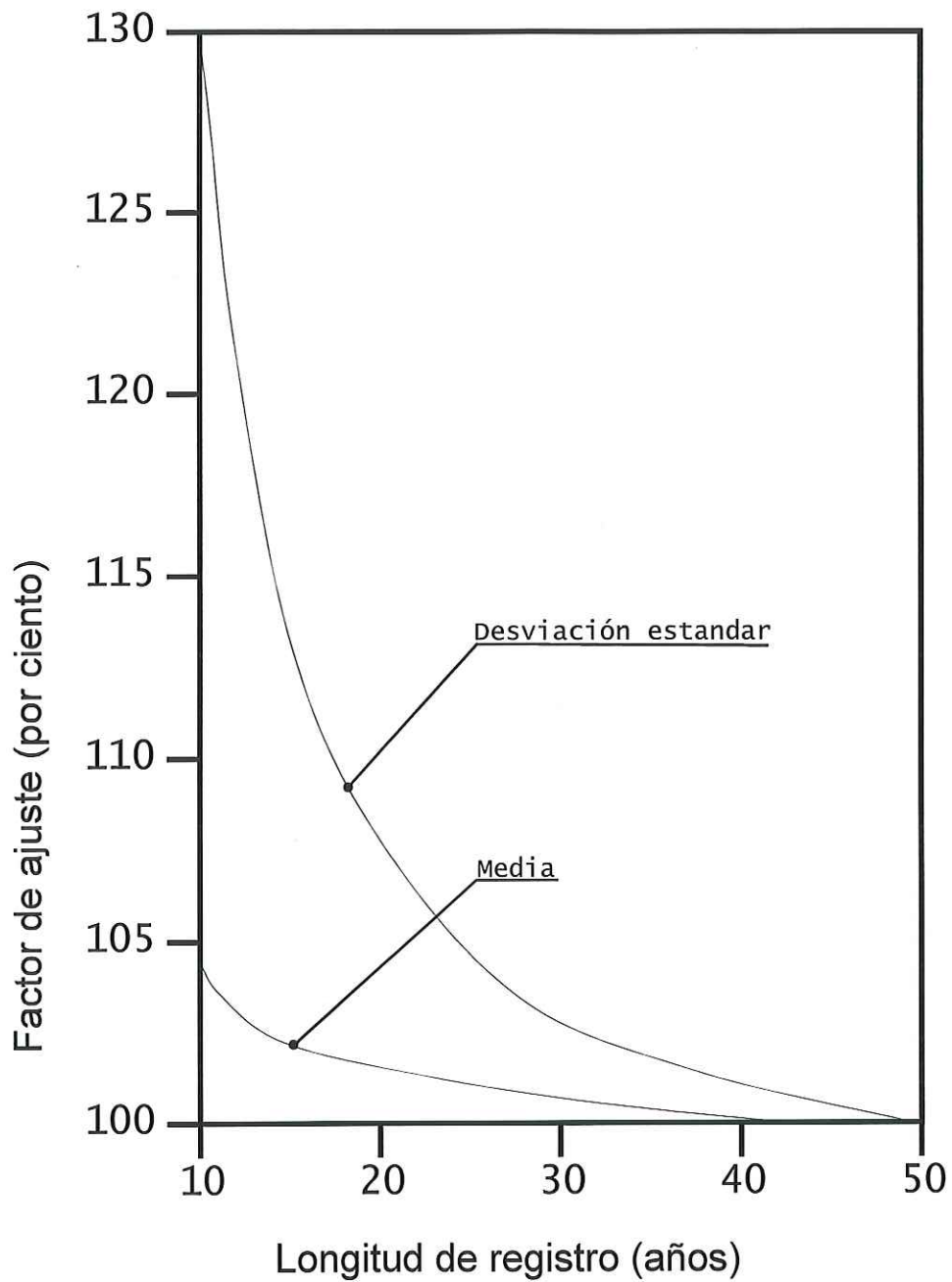
* Apuntes de proyecto y Construcción de presas. Tomo V.

ANEXO 5

VALORES DE δN y XN

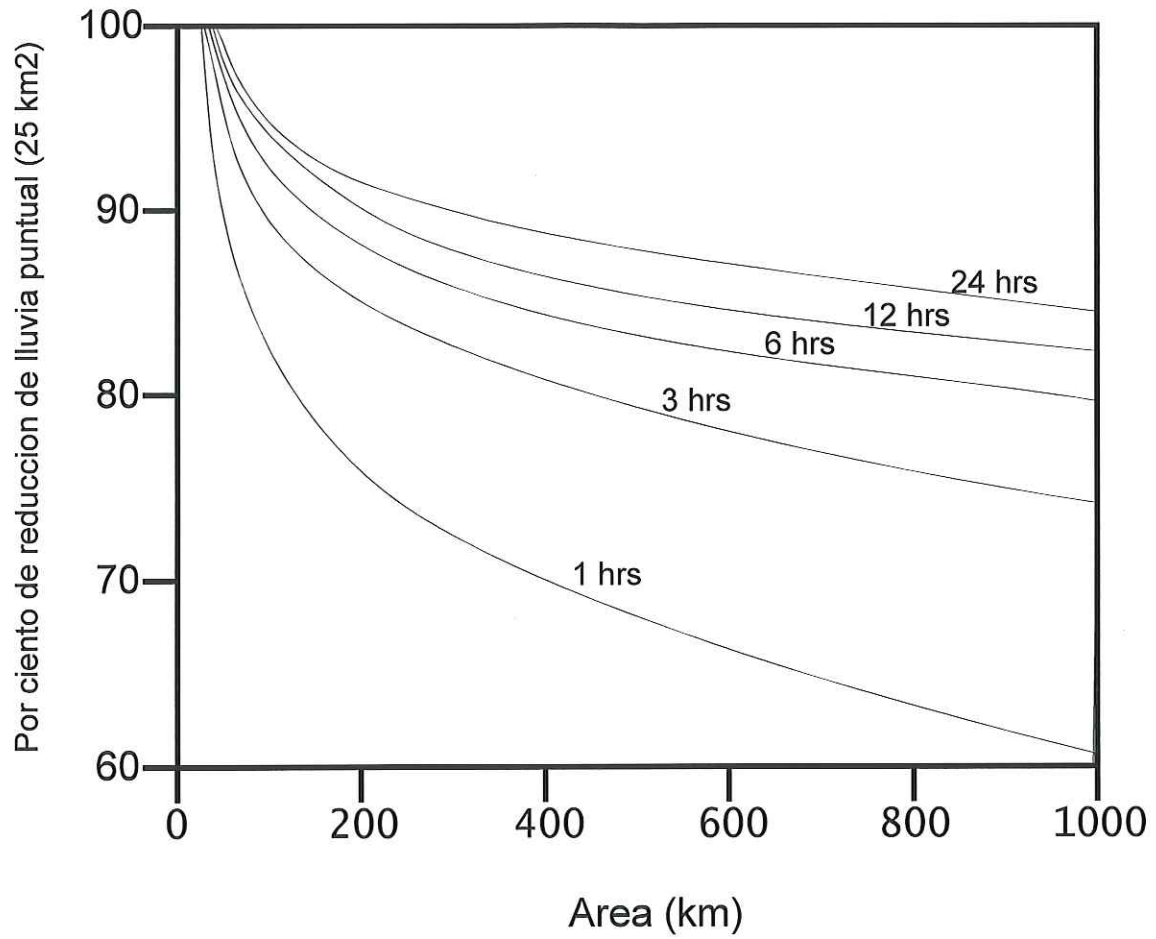
N	dN	XN	N	dN	XN
8	0.9043	0.4843	49	1.159	0.5481
9	0.9288	0.4902	50	1.16006	0.54854
10	0.9497	0.4952	51	1.1623	0.5488
11	0.9676	0.4996	52	1.1638	0.5493
12	0.9833	0.5035	53	1.1653	0.5497
13	0.9972	0.507	54	1.1667	0.5501
14	1.0095	0.51	55	1.1681	0.5504
15	1.0206	0.5128	56	1.1695	0.5508
16	1.0316	0.5157	57	1.1708	0.5511
17	1.0411	0.5181	58	1.1721	0.5515
18	1.0493	0.5202	59	1.1734	0.5518
19	1.0565	0.522	60	1.17467	0.55208
20	1.0628	0.5236	62	1.1770	0.5527
21	1.0695	0.5252	64	1.1793	0.5533
22	1.0754	0.5268	66	1.1814	0.5538
23	1.0811	0.5283	68	1.1834	0.5543
24	1.0854	0.5298	70	1.18535	0.55477
25	1.0915	0.5309	72	1.1873	0.5552
26	1.0961	0.5320	74	1.1880	0.5557
27	1.1004	0.5332	76	1.1905	0.5561
28	1.1047	0.5343	78	1.1923	0.5565
29	1.1085	0.5353	80	1.19382	0.55688
30	1.1124	0.5362	82	1.1953	0.5572
31	1.1159	0.5371	84	1.1967	0.5576
32	1.1193	0.5380	86	1.1980	0.5580
33	1.1226	0.5388	88	1.1994	0.5583
34	1.1255	0.5396	90	1.20073	0.5589
35	1.1285	0.5403	92	1.2020	0.5589
36	1.1313	0.5410	94	1.2032	0.5592
37	1.1339	0.5418	96	1.2044	0.5595
38	1.1363	0.5424	98	1.2055	0.5598
39	1.1388	0.5430	100	1.20548	0.56002
40	1.1413	0.5436	150	1.22534	0.56461
41	1.1436	0.5442	200	1.23598	0.56715
42	1.1458	0.5448	250	1.24292	0.56878
43	1.148	0.5453	300	1.24705	0.56893
44	1.1493	0.5458	400	1.25450	0.57144
45	1.1519	0.5463	500	1.25000	0.57240
46	1.1538	0.5468	750	1.23006	0.57377
47	1.1557	0.5470	1000	1.23051	0.57450
48	1.1574	0.5477	=	1.23035	0.57722

Anexo 6



Ajuste de la media y desviación estandar de las series anuales por longitud del registro.

Anexo 7



Curvas de reduccion por area y reduccion de la tormenta.

ANEXO 8
RELACIONES A LA LLUVIA DE DURACION UNA HORA

	DURACION EN MINUTOS						
	5	10	15	30	45	60	120
Valores Medios Adoptados.	0.30	0.45	0.57	0.79	0.91	1.00	1.25

* Tomada de : BELL, F.C., " Generalized Rainfall Depth Frequency Relationships".
Journal of Hydraulics Division, ASCE, Vol. 95, Hyl,311-327
(January 1969).

ANEXO 8
VALORES PARA LAS RELACIONES A LA LLUVIA DURACION 24 Hrs.

	DURACION (D) EN HORAS													
	1	2	3	4	5	6	12	24	48	72	96	120	144	168
Valores Adoptados.	0.30	0.39	0.46	0.52	0.57	0.61	0.80	1.00	1.32	1.63	1.85	2.05	2.22	2.38

* Valores promedio adoptados a partir de ocho criterios propuestos por diferentes autores.

COEFICIENTE DE LA ENVOLVENTE DE LOWRY*
ANEXO 9

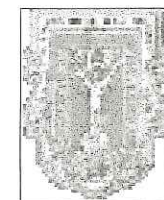
Región No.	Descripción	CL
1	Baja California noroeste (Ensenada).	980
2	Baja California noroeste (El Vizcaíno).	530
3	Baja California noroeste (Magdalena).	2190
4	Baja California noroeste (Lag.Salada).	1050
5	Baja California noroeste (Sta.Rosalía).	990
6	Baja California noroeste (La Paz).	5120
7	Río Colorado.	1050
8	Sonora Norte.	760
9	Sonora Sur.	2140
10	Sinaloa.	3290
11	Presidio-San Pedro zona costera.	4630
11	Presidio-San Pedro zona alta.	470
12	Lerma-Santiago.	1290
13	Hucicila.	760
14	Ameca.	600
15	Costa de Jalisco.	5270
16	Armería-Coahuylana.	4940
17	Costa de Michoacán.	2100
18	Balsas alto.	1090
18	Balsas medio y bajo.	4450
19	Costa Grande.	2100
20	Costa Chica-Río Verde.	3180
20	Alto Río Verde.	390
21	Costa de Oaxaca (Pto.Angel).	3000
22	Tehuantepec.	2170
23	Costa de Chiapas.	1190
24A	Alto Bravo-Conchos.	1020
24B	Medio Bravo.	5170
24C	Río Salado.	1410
24D	Bajo Bravo.	2130
25	San Fernando-Soto la Marina.	2330
26A	Alto Pánufo.	1360
26B	Bajo Pánufo.	3010
26C	Valle de México.	760
27	Tuxpan-Nautla.	2450
28	Papaloapan	1750
29	Coatzacoalcos.	1840
30	Grijalva-Usumacinta.	2130
30	Alto Grijalva.	610
31	Yucatán oeste (Campeche).	370
32	Yucatán norte (Yucatán).	sin dato
33	Yucatán este (Quintana Roo).	sin dato
34	Cuencas cerradas del norte(casas G).	230
35	Mapimí.	
36	Nazas.	1510
36	Aguanaval.	380
37	El Salado.	1310

* Datos registrados hasta 1975.

PARA EMPLEO DEL METODO EMPIRICO DEL U.S. SOIL
CONSERVATION SERVICE.
GASTO UNITARIO EN FUNCION DEL TIEMPO DE
CONCENTRACION.

ANEXO 10

Tiempo de Concentración (Horas)	Gasto Unitario (m ³ /seg/mm/Km ²)
0.1	0.337
0.2	0.300
0.3	0.271
0.4	0.246
0.5	0.226
0.6	0.208
0.7	0.195
0.8	0.180
0.9	0.168
1.0	0.158
1.5	0.12
2	0.1
2.5	0.086
3.0	0.076
4.0	0.063
5.0	0.054
6.0	0.048
7.0	0.043
8.0	0.039
10.0	0.034
12.0	0.030
14.0	0.027
16.0	0.025
18.0	0.023
20.0	0.021
22.0	0.020
24.0	0.019



EXPLICACION DEL PLANO

Area Total de la Cuenca:

149.00 Km²

Area Total del Suelo:

IGIA.....82.60 Km²

GN.....7.63 Km²

RE.....0.0466 Km²

AL.....0.8840 Km²

SIMBOLOGIA

~ PARTEAGUAS

~ TRIBUTARIOS

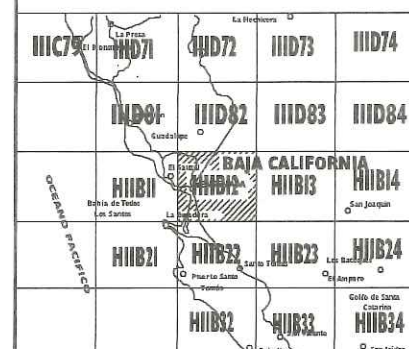
~ CURVAS DE NIVEL C/100 M



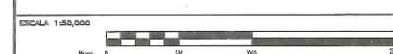
ESTUDIO HIDROLOGICO CUENCA ARROYO ENSENADA



LOCALIZACION



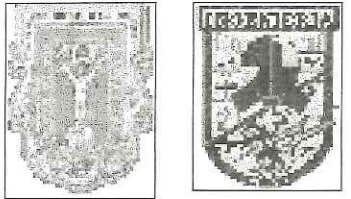
CUENCA ARROYO ENSENADA



ENSENADA, B.C.

No. PLANO
I

Universidad Autónoma de Baja California



EXPLICACION DEL PLANO

Area Total de la Cuenca:

149.00 Km²

Area Total del Suelo:

IGIA.....82.60 Km²

GN.....7.63 Km²

RE.....0.0466 Km²

AL.....0.8840 Km²

SIMBOLOGIA

PARTEAGUAS

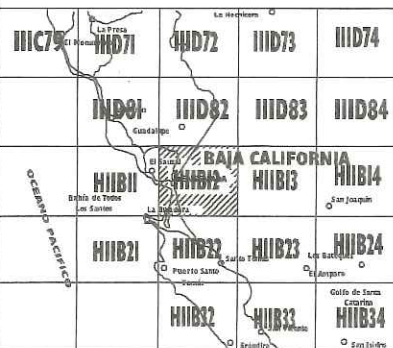
TRIBUTARIOS

CURVAS DE NIVEL C/100 M

ESTUDIO HIDROLOGICO
CUENCA ARROYO
ENSENADA

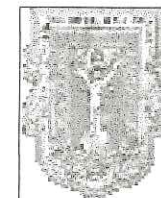


LOCALIZACION



PLANO:
CURVAS DE NIVEL





EXPLICACION DEL PLANO

Area Total de la Cuenca:

149.00 Km²

Area Total del Suelo:

IGIA.....82.60 Km²

GN.....7.63 Km²

RE.....0.0466 Km²

AL.....0.8840 Km²

SIMBOLOGIA

PARTEAGUAS

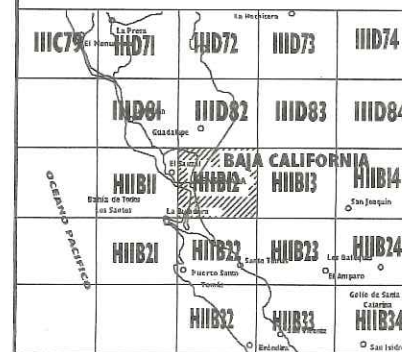
TRIBUTARIOS

CURVAS DE NIVEL C./100 M

ESTUDIO HIDROLOGICO
CUENCA ARROYO
ENSENADA

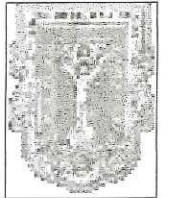


LOCALIZACION



CORRIENTES TRIBUTARIAS





EXPLICACION DEL PLANO

Area Total de la Cuenca:

149.00 Km²

Area Total del Suelo:

IGIA.....82.60 Km²

GN.....7.63 Km²

RE.....0.0466 Km²

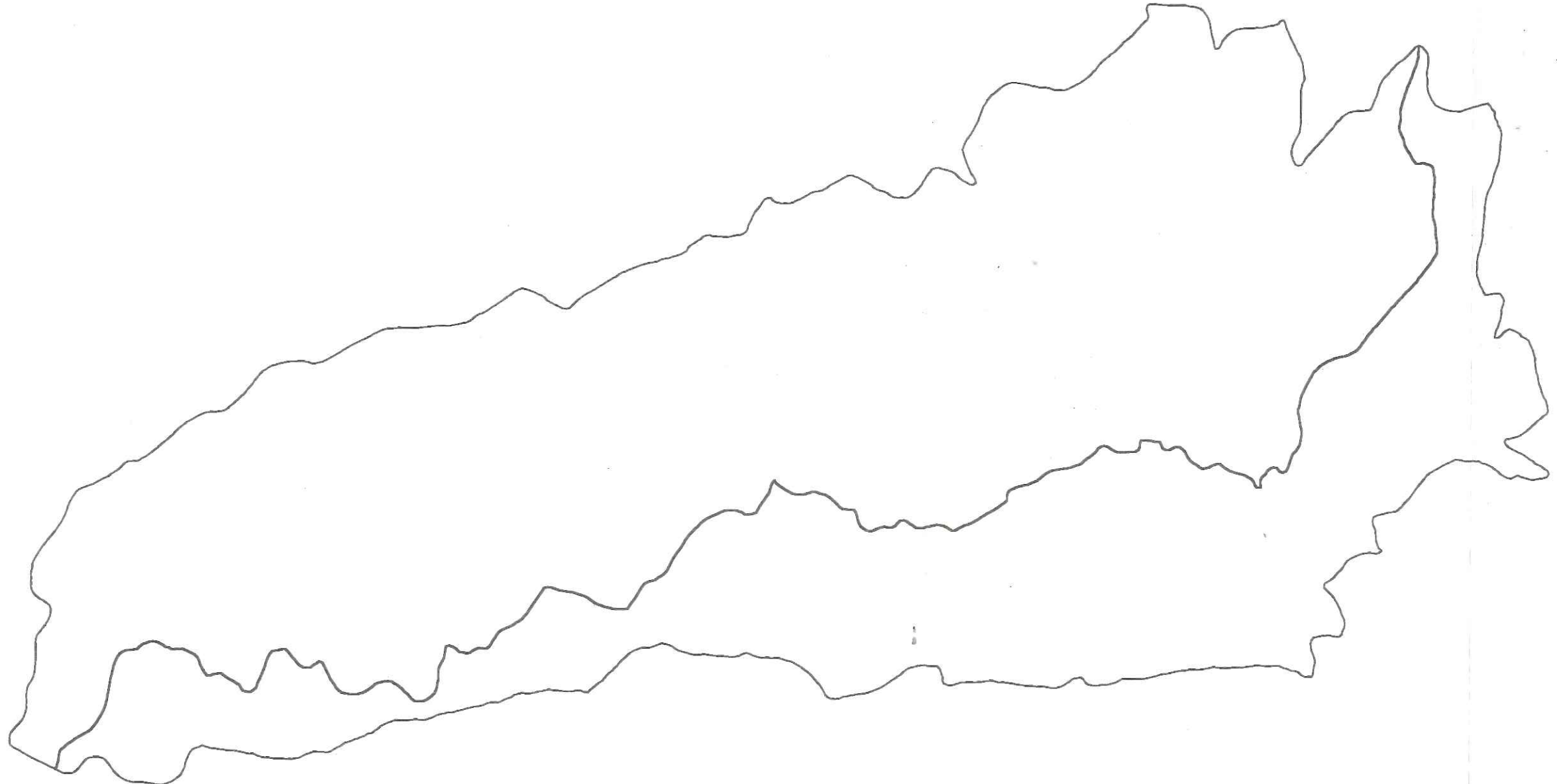
AL.....0.8840 Km²

SIMBOLOGIA

~ PARTEAGUAS

~ TRIBUTARIOS

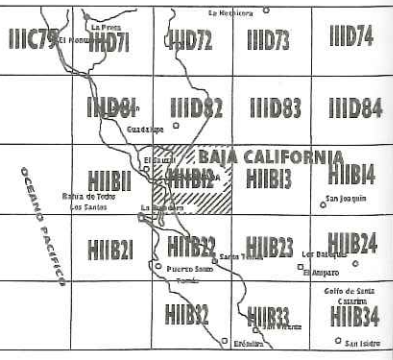
~ CURVAS DE NIVEL C/100 M



ESTUDIO HIDROLOGICO
CUENCA ARROYO
ENSENADA

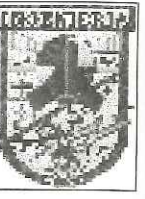
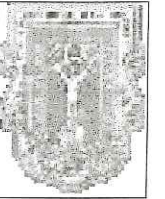


LOCALIZACION



PLANO:
CORRIENTE PRINCIPAL





EXPLICACION DEL PLANO

Área Total de la Cuenca:

109.00 Km²

Área Total del Suelo:

IGIA.....62.60 Km²

GM.....7.68 Km²

RE.....0.0466 Km²

AL.....0.8940 Km²

SIMBOLOGIA

— PARTAGUAS

— TRIBUTARIOS

— CURVAS DE NIVEL CADM N

ESTUDIO HIDROLOGICO
CUENCA ARROYO
ENSENADA



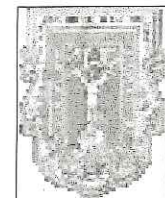
LOCALIZACION



PLANO:
SUBCUENCAS

ESCALA 1:50,000





EXPLICACION DEL PLANO

Area Total de la Cuenca:
149.00 Km²

Area Total del Suelo:

- IGIA.....82.60 Km²
- GN.....7.63 Km²
- RE.....0.0466 Km²
- AL.....0.8840 Km²

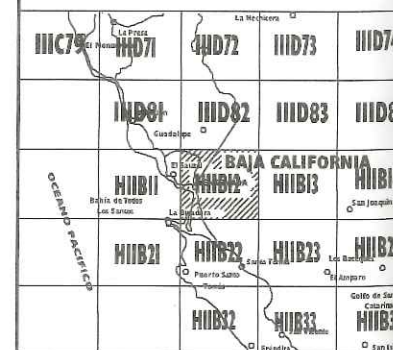
SIMBOLOGIA

- ~ PARTEAGUAS
- Y TRIBUTARIOS
- CURVAS DE NIVEL C/100 M

ESTUDIO HIDROLOGICO
CUENCA ARROYO
ENSENADA



LOCALIZACION



FALLAS GEOLOGICAS

