



16

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"

MÉTODOS PARA DETERMINAR AVENIDAS DE
DISEÑO EN GRANDES CUENCAS Y EJEMPLO
DE APLICACIÓN A LA CUENCA DEL RÍO
SANTIAGO HASTA EL SITIO DEL PROYECTO
HIDROELÉCTRICO AGUAMILPA NAYARIT

291826

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

RODOLFO HERNÁNDEZ ACOSTA



ASESOR: ING. IGNACIO ELIZALDE VEC



SANTA CRUZ ACATLÁN, ABRIL DE 2001



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL**

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

SR. RODOLFO HERNÁNDEZ ACOSTA

ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL.

PRESENTE:

En atención a su solicitud presentada con fecha de 19 de marzo de 1998 me complace notificarle que esta Jefatura de Programa aprobó el tema que propuso, para que lo desarrolle como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"MÉTODOS PARA DETERMINAR AVENIDAS DE DISEÑO EN GRANDES CUENCAS Y EJEMPLO DE APLICACIÓN A LA CUENCA DEL RÍO SANTIAGO HASTA EL SITIO DEL PROYECTO HIDROLÉCTRICO AGUAMILPA NAYARIT"

INTRODUCCIÓN

1. CONCEPTOS BÁSICOS
2. RELACIONES PRECIPITACIÓN-ESCURRIMIENTO
3. MÉTODOS ESTADÍSTICOS
4. MÉTODOS HIDROMETEOROLÓGICOS
5. AVENIDA MÁXIMA PROBABLE EN LA CUENCA DEL RIO SANTIAGO HASTA EL SITIO DEL PROYECTO HIROELÉCTRICO AGUAMILPA, NAYARIT

CONCLUSIONES

Asimismo fue designado como asesor de tesis el ING. IGNACIO ELIZALDE VEGA, pido a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título se ésta.

Esta comunicación deberá publicare en el interior del trabajo profesional.

ATENTAMENTE

"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITO"

Acatlán Edo. De México a 23 de abril del 2001.

Jefe de programa

Ing. Manuel Gómez Gutiérrez



ENEP-ACATLAN
JEFATURA DEL
PROGRAMA DE INGENIERIA

Con el más profundo agradecimiento a Dios por permitirme vivir para culminar esta meta en mi vida.

A mi madre María Elena Acosta, con todo mi cariño por su paciencia, consejo y comprensión que siempre ha estado conmigo en todo momento.

A mi padre Rodolfo Hernández López, por su apoyo.

A mis hermanos Juan Carlos y Diana Elizabeth por su afecto, apoyo y comprensión.

A la Universidad Nacional Autónoma de México por haberme abierto sus puertas y dado la oportunidad de superarme. A todos y cada uno de los profesores que compartieron sus conocimientos y experiencia, contribuyendo así con mi formación, mil gracias.

Un agradecimiento al Ing. Ignacio Elizalde, por asesorar este trabajo.

Al Ing. Alejandro León R. por ayudarme a encauzar mis inquietudes en las aulas, durante los seminarios de tesis, así como por la revisión crítica a los manuscritos y sus comentarios, mi más sincero agradecimiento.

MÉTODOS PARA DETERMINAR AVENIDAS DE DISEÑO EN GRANDES CUENCAS Y EJEMPLO DE APLICACIÓN A LA CUENCA DEL RÍO SANTIAGO HASTA EL SITIO DEL PROYECTO HIDROLÉCTRICO AGUAMILPA NAYARIT

Página

INTRODUCCIÓN

Capítulo 1

CONCEPTOS BÁSICOS

1.1 Ciclo Hidrológico	1
1.2 Precipitación	2
1.2.1 Formas y Tipos de Precipitación	2
1.2.2 Medición de Precipitación.....	3
1.3 Escurrimiento	5
1.3.1 Aguas Superficiales	5
1.3.2 Aforo de Aguas Superficiales	5
1.4 Evaporación y Transpiración	7
1.4.1 Evaporación	7
1.4.2 Transpiración	7
1.4.3 Evapotranspiración	7

Capítulo 2

RELACIONES PRECIPITACIÓN-ESCURRIMIENTO

2.1 Fórmulas y Métodos Empíricos	11
2.1.1 Fórmula Bürkli- Ziegler.....	11
2.1.2 Fórmula de Pettis.....	11
2.1.3 Fórmula Fuller.....	12
2.1.4 Método del US Soil Conservation Service.....	12
2.1.5 Método de Índice de Área.....	15
2.1.6 Método Racional.....	15
2.1.7 Método de Chow.....	18
2.2 Criterio de las Envolventes	20
2.2.1 Lowry.....	20
2.2.2 Creager.....	21
2.3 Métodos Hidrológicos	23
2.3.1 Hidrograma Unitario Tradicional.....	23
2.3.2 Hidrograma Unitario Instantáneo.....	23
2.3.3 Hidrograma Unitario Triangular.....	26

Capítulo 3

MÉTODOS ESTADÍSTICOS

3.1 Introducción	28
3.2 Conceptos Generales de Estadística y Probabilidad	28
3.3 Distribuciones de Datos Hidrológicos	31
3.3.1 Distribución Gumbell 1.....	32
3.3.2 Distribución Nash.....	33
3.3.3 Distribución Levediev.....	34
3.3.4 Distribución Normal.....	35
Anexo	36

Capítulo 4

MÉTODOS HIDROMETEOROLÓGICOS

4.1	Introducción	44
4.2	Conceptos Generales	46
4.2.1	Modelos de Tormenta	
4.2.2	Temperatura de Punto de Rocío	
4.2.3	Agua Precipitable	
4.3	Tormenta de Diseño	50
4.3.1	Precipitación Máxima Probable para Regiones No Orográficas.....	50
4.3.2	Precipitación Máxima Probable para Regiones Orográficas	52
4.4	Avenida de Diseño	56
4.4.1	Hietograma de la Tormenta de Diseño en Zonas no Orografica.....	56
4.4.2	Hietograma de la Tormenta de Diseño Relacionada con los Métodos Estadísticos...	59
4.4.3	Curva Duración - Precipitación	61
4.4.4	Hietograma de la Precipitación en Exceso de la Tormenta de Diseño.....	62
4.4.5	Hidrograma Unitario Representativo de la Cuenca en Estudio.....	63
4.4.6	Hidrograma de Esgurrimento Directo de la Avenida de Diseño.....	63
4.4.7	Hidrograma de Esgurrimento Total de la Avenida de Diseño.....	63
	Anexo	64

Capítulo 5

AVENIDA MÁXIMA PROBABLE EN LA CUENCA DEL RIO SANTIAGO HASTA EL SITIO DEL PROYECTO HIROELÉCTRICO AGUAMILPA, NAYARIT

5.1	Información Disponible	70
5.2	Estimación del Gasto Máximo Probable por Métodos Empíricos	70
5.3	Estimación del Gasto Máximo Probable por Métodos Estadísticos	70
5.4	Estimación del Gasto Máximo Probable por Métodos Hidrometeorológicos	71
5.4.1	Información Climatológica.....	71
5.4.2	Método de Triangulación.....	71
5.4.3	Obtención de Hidrogramas por Subcuencas.....	72
5.4.4	Transposición de Ciclones	73
5.4.5	Obtención de la Avenida Máxima Probable	76
	Anexo	81

CONCLUSIONES	121
---------------------------	-----

BIBLIOGRAFÍA	126
---------------------------	-----

INTRODUCCIÓN

El gasto que conduce una corriente natural es variable, ya que depende de la lluvia que cae sobre la cuenca, tanto en el tiempo y el espacio. Cuando se presentan grandes avenidas la capacidad del cauce puede llegar a rebasarse con lo que se provocan inundaciones en la región aledaña, por esta razón se proyectan obras hidráulicas de protección para evitar daños a las propiedades localizadas cerca del cauce por donde escurre la avenida.

En el presente trabajo se presentan algunos de los métodos que permiten calcular el gasto con el cual se debe diseñarse una obra hidráulica, o bien, que posiblemente llegue a escurrir por un río. Para cumplir con lo mencionado en capítulo uno se proporcionan los elementos necesarios para determinar el balance hídrico de una cuenca; en el capítulo dos se muestran los métodos para relacionar la precipitación escurrimiento, como son los métodos empíricos y el del hidrograma unitario. Posteriormente en el capítulo tres se muestran algunas funciones de distribución de probabilidad utilizadas para predecir el gasto pico de una avenida de diseño, más adelante en el capítulo cuatro se describen los métodos hidrometeorológicos, los cuales nos permiten determinar el hidrograma de la avenida de diseño para la tormenta máxima que meteorológicamente sea posible se presente. Finalmente en el capítulo cinco para el ejemplo de aplicación a la cuenca del río Santiago hasta el sitio del proyecto Aguamilpa Nayarit, se emplean los conceptos desarrollados en los capítulos uno al cuatro.

CAPÍTULO 1

CONCEPTOS BÁSICOS

1.1 CICLO HIDROLÓGICO

En la tierra el agua existe en un espacio llamado hidrósfera, que se extiende desde unos quince kilómetros arriba de la atmósfera, hasta un kilómetro por debajo de la litósfera o corteza terrestre. El agua circula en la hidrósfera a través de un laberinto de caminos que constituyen el ciclo hidrológico.

El ciclo hidrológico es el foco central de la hidrología; no tiene principio ni fin y sus diversos procesos ocurren en forma continua. El vapor de agua resultante es transportado por las masas móviles de aire; bajo condiciones adecuadas el vapor se condensa para formar nubes, las cuales a su vez se transforman en precipitación.

La precipitación que cae sobre la tierra se dispersa de diversas maneras; la mayor parte de ésta es retenida temporalmente por el suelo, en las cercanías del lugar donde cae y regresa eventualmente a la atmósfera por evaporación y transpiración de las plantas. Otra porción de agua que se precipita viaja sobre la superficie del suelo o a través de éste hasta alcanzar los canales de las corrientes. La porción restante penetra más profundamente en el suelo para formar parte de aguas subterráneas.

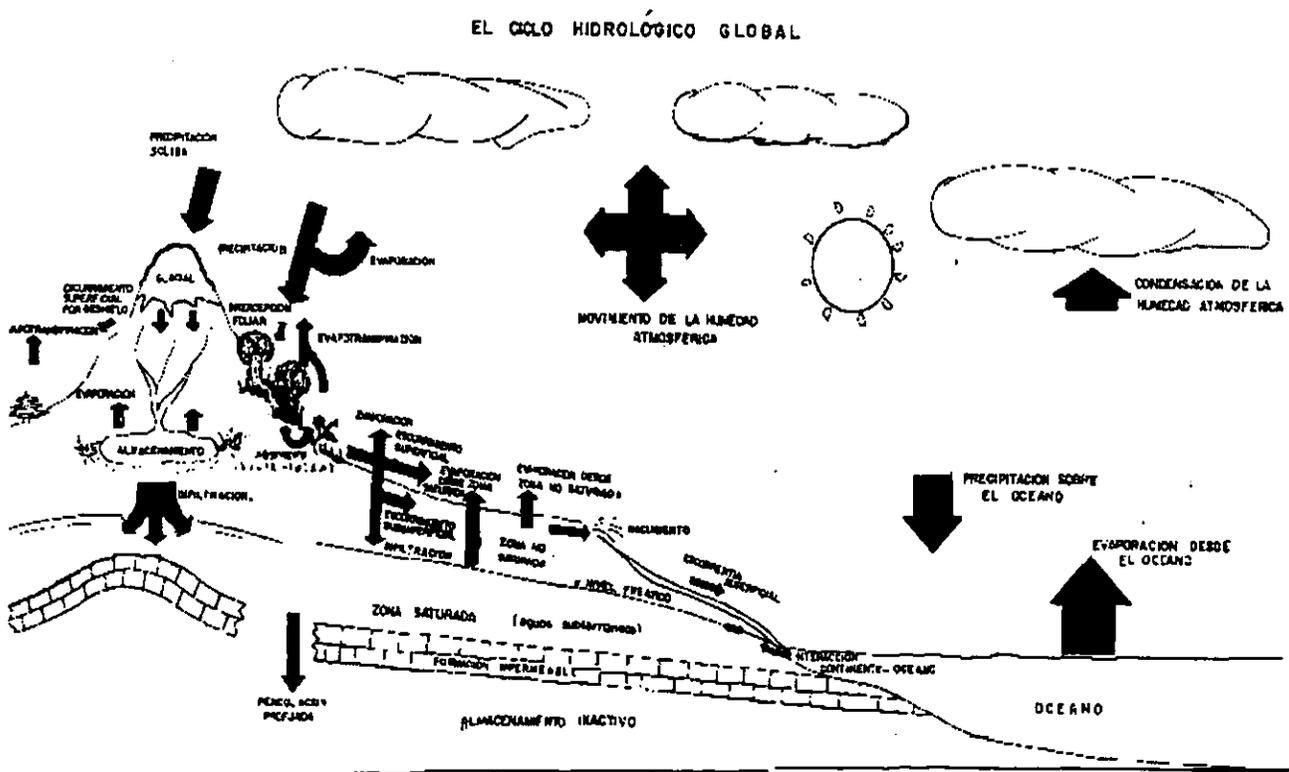


Fig. 1.1 Ciclo Hidrológico

1.2 PRECIPITACIÓN

El nombre de precipitación se le da al resultado de la condensación del vapor de agua que al transformarse en líquidos o sólidos llegan al suelo con velocidad de caída apreciable, proveniente de la atmósfera. Para que se origine la precipitación es necesario que una parte de la atmósfera se enfríe hasta que el aire se sature con vapor de agua, originándose la condensación del vapor atmosférico; el enfriamiento de la atmósfera se logra por la elevación del aire, éste fenómeno se lleva a cabo por medio de sistemas convectivos o convergentes que resultan de radiaciones desiguales, las cuales producen calentamiento de la superficie de la tierra.

1.2.1 Formas y Tipos de Precipitación

Formas de precipitación

Se define hidrometeoro a cualquier producto formado por la condensación del vapor de agua atmosférico en el aire libre, o en la superficie de la tierra, de acuerdo a la forma en que se precipitan a la tierra es como se clasifican a continuación:

Llovizna.- Consiste de pequeñas gotas de agua cuyo diámetro varía entre 0.1 y 0.5 mm, por lo general la llovizna cae en láminas muy pequeñas que rara vez sobrepasa 1 mm / h.

Lluvia.- Consiste de gotas de agua líquida en su mayoría con un diámetro mayor de 0.5 mm.

Nieve.- Está compuesta de cristales de hielo blancos o translúcidos, principalmente de forma compleja, combinados hexagonalmente y a menudo mezclados con cristales simples; por lo general se requieren de 125 a 500 mm de lámina de nieve para formar 25 mm de agua líquida. Su densidad promedio es igual a 0.1

Granizo.- Es la precipitación en forma de bolas o formas irregulares de hielo, que se produce por nubes convectivas; están compuestas de hielo, pueden ser esféricos, cónicos o de forma irregular y su diámetro varía de 2 a 125 mm.

Tipos de precipitación

La formación de la precipitación requiere la elevación de una masa de agua en la atmósfera de tal manera que se enfríe y parte de su humedad se condense; a los tres tipos de mecanismos principales se enuncian a continuación:

Precipitación convectiva.- es la más común en los trópicos. Se origina por el levantamiento de masas del aire más ligero y cálido que al encontrarse a su alrededor con masas de aire más densas y frías, o por el desigual calentamiento de la superficie terrestre y la masa de aire, se expanden y se enfrían dinámicamente, originando la condensación y la precipitación.

Precipitación orográfica.- Es debida al levantamiento del aire producido por las barreras montañosas se denominan orográfica. No es muy claro si el efecto de las montañas ejerce una acción directa de sustentación o si induce a turbulencias y corrientes de convección secundarias, pero en cualquier caso ocurre un desplazamiento vertical de la masa de aire produciéndose un enfriamiento de ésta, condensación y precipitación.

Precipitación Ciclónica.- Es la asociada al paso de ciclones, está ligada con los planos de contacto de superficies frontales entre masas de aire de diferentes temperaturas y contenidos de humedad; la precipitación Ciclónica puede subdividirse como *frontal* o *no frontal*. La *precipitación frontal* resulta del levantamiento de aire cálido a un lado de una superficie frontal sobre el aire más

denso y frío. *La precipitación de frentes cálidos* se forma cuando el aire avanza hacia arriba sobre una masa de aire más frío; la tasa de ascenso es relativamente baja, puesto que la pendiente promedio de la superficie frontal es por lo general de 1/100 a 1/300. La precipitación puede extenderse de 300 a 500 kilómetros por delante del frente y es por lo general lluvia que varía entre ligera, moderada y continúa hasta que termina el paso del frente. *La precipitación de frentes fríos* es de naturaleza corta y se forma cuando el aire cálido es obligado a subir por una masa de aire frío que esta avanzando y cuya cara delantera es un frente frío. Los frentes fríos se mueven más rápidamente que los cálidos, ya que sus superficies frontales tienen pendientes que varían entre 1/50 y 1/150, es decir, mucho más pendientes. En consecuencia, el aire cálido y las tasas de precipitación son por lo general mucho mayores y ocurren cerca de los frentes de la superficie. *La precipitación no frontal* es la que no tiene relación con los frentes y puede ocurrir donde exista una depresión barométrica, ya que el levantamiento del aire se origina por convergencia horizontal de la entrada de la masa de aire en un área de baja presión.

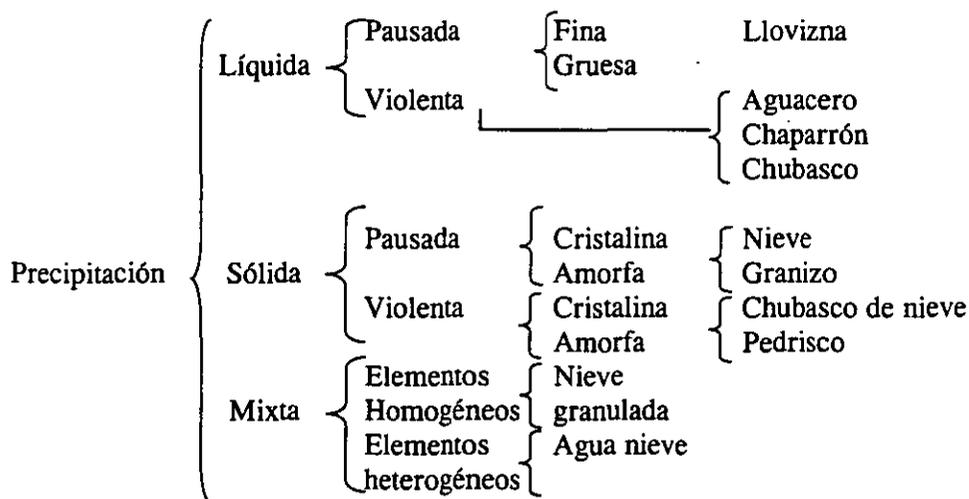


Tabla 1.1 Clasificación de la precipitación

1.2.2 Medición de la Precipitación

Se ha desarrollado una gran variedad de instrumentos y técnicas para obtener información de las diferentes fases de la precipitación. Los instrumentos para medir la intensidad de la precipitación son los más importantes. Se mide en términos de la altura de lámina de agua y se expresa comúnmente en milímetros. Los aparatos de medición se basan en la exposición a la intemperie de un recipiente cilíndrico abierto en su parte superior, en el cual se recoge el agua producto de la lluvia u otro tipo de precipitación, registrando su altura. Los instrumentos de medición se clasifican de acuerdo con el registro de las precipitaciones en pluviómetros y pluviógrafos.

1.2.2.1 Pluviógrafos

Por medio de este aparato se lleva un registro de altura de lluvia vs. tiempo. Los más comunes son de forma cilíndrica y el embudo receptor esta ligado a un sistema de flotadores que originan el movimiento de una aguja sobre un papel registrador montado en un sistema de reloj. Como el papel registrador tiene un cierto rango en cuanto a la altura de registro, una vez que la aguja llega al borde superior automáticamente registra al borde inferior y sigue registrando.

Utilizando el pluviógrafo se conoce la intensidad de precipitación entre el tiempo que se originó.

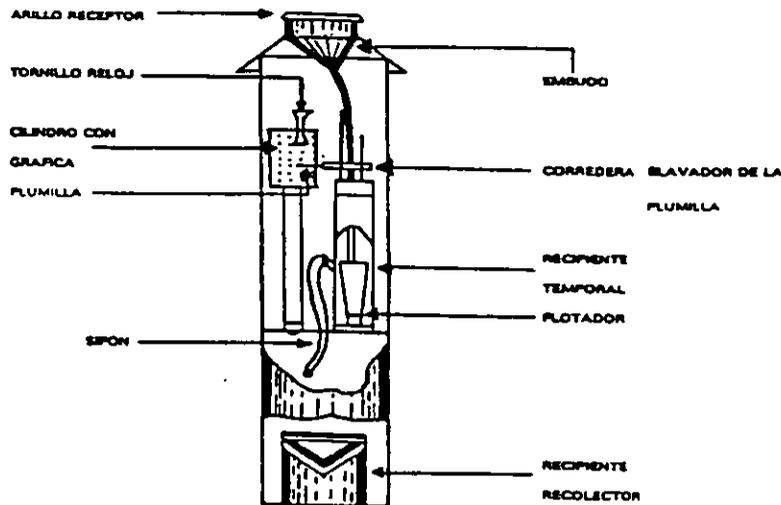


Figura 1.2

PLUVIÓGRAFO

1.2.2.2 Pluviómetros

Consiste en un recipiente cilíndrico de lámina de aproximadamente 20 cm de diámetro y de 60 cm de alto. La tapa del cilindro es un embudo receptor, el cual comunica con una probeta de sección 10 veces menor de la tapa; esto permite medir la altura de la probeta con una aproximación hasta décimos de milímetros (equipo usado en estaciones pluviométricas del país), ya que cada centímetro medido corresponde a un milímetro de altura de lluvia; para medirla se saca la probeta y se introduce una regla graduada con la cual se toma la lectura; generalmente se acostumbra hacer una lectura cada 24 hrs.

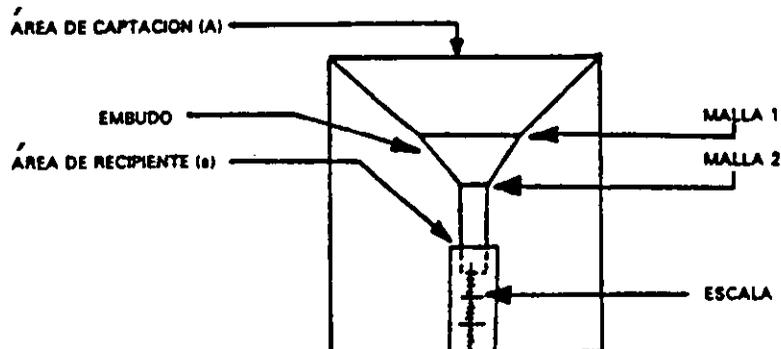


Figura 1.3

PLUVIÓMETRO

1.3 ESCURRIMIENTO

El escurrimiento es la parte de la precipitación drenada por las corrientes de las cuencas hasta su salida. El agua que fluye por las corrientes proviene de diversas fuentes y con base en ellas, considera el escurrimiento como superficial, subsuperficial o subterráneo.

En otras palabras el escurrimiento en la superficie del terreno es el agua residual del ciclo hidrológico, es el agua que no ha sido evaporada, o no se ha filtrado por la superficie del terreno.

1.3.1 Agua Superficial

El agua superficial es la que se almacena o se encuentra fluyendo sobre la superficie de la tierra. El sistema de agua superficial interactúa continuamente con los sistemas de agua atmosférica superficial.

1.3.2 Aforo de Aguas Superficiales

Aforar una corriente significa determinar a través de mediciones el gasto que pasa por una sección dada, en México se usan básicamente tres métodos para aforar las corrientes, mismos que a continuación se mencionan.

1.3.2.1 Sección de control

La sección de control en una corriente es aquella donde existe la posibilidad de relacionar el tirante del agua con el gasto. Se requiere conocer el nivel del agua y la forma geométrica de la misma.

1.3.2.2 Relación sección - pendiente

Este método se utiliza para estimar el gasto máximo que durante una avenida donde no se cuenta con ningún tipo de aforo, con base en la fórmula de Manning:

$$V = \frac{R^{2/3} * S_r^{1/2}}{n} \quad \text{Ec. 1.1}$$

donde

V .- velocidad media de la corriente, m/s

R .- radio hidráulico

S_r .- pendiente hidráulica

n .- coeficiente de rugosidad de Manning

Si se conoce el área media de la sección del río, el gasto será de acuerdo a la ecuación de continuidad:

$$Q = V A \quad \text{Ec. 1.2}$$

1.3.2.3 Relación sección - velocidad

Es el método comúnmente utilizado en el país; parte de la ecuación de continuidad (1.2), implica conocer el gasto que pasa por una sección; consiste en medir la velocidad en varios puntos de la sección transversal, conociendo el área de la sección transversal y la velocidad media se puede conocer el gasto que pasa por la sección del río.

La velocidad media V_m se puede tomar a una profundidad de 0.6 del tirante hidráulico de la sección (Y_i), cuando Y_i no es muy grande.

Se recomienda tomar dos mediciones al 20% Y_i y al 80% Y_i de tal forma que:

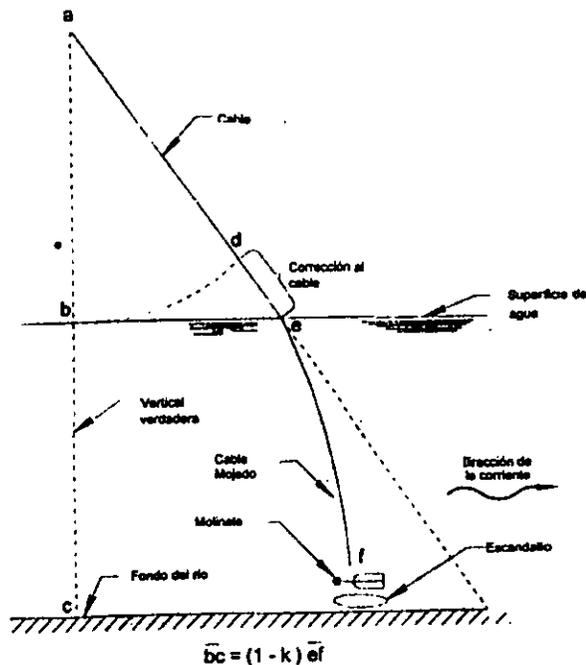
$$V_m = (V_{20\%} + V_{80\%}) / 2 \quad \text{Ec. 1.3}$$

Entonces el problema se reduce a medir en una sección, las elevaciones y velocidades medias del agua, obteniendo así el gasto que pasa.

Para medir la velocidad se utilizan instrumentos llamados molinetes, son colocados a alturas deseadas, fijos a un peso llamado escandallo, como de muestra en la figura 1.4. La profundidad a la que se realiza la medición se calcula la siguiente fórmula:

$$\bar{bc} = (1 - K) \bar{de} \quad \text{Ec. 1.4}$$

Donde K es un coeficiente de corrección, que está en función del ángulo θ , sus valores se encuentran en la tabla



Valores de K y θ

θ	K	θ	K
4	0.0006	22	0.0248
6	0.0016	24	0.0296
8	0.0032	26	0.0350
10	0.0050	28	0.0408
12	0.0072	30	0.0472
14	0.0098	32	0.0544
16	0.0128	34	0.0620
18	0.0164	36	0.0698
20	0.0204		

Posición del escandallo en aguas rápidas

Figura 1.4

Entonces, el problema se reduce a medir en una sección de aforos las elevaciones y velocidades medias del agua, para calcular el gasto que pasa. Para medir la velocidad de corriente de un río se utiliza un molinete que se liga al escandallo, colocándolo a una distancia conveniente arriba del peso del plomo

1.4 EVAPORACIÓN Y TRANSPIRACIÓN

El agua regresa a la atmósfera a través de las acciones combinadas de evaporación, sublimación y transpiración.

1.4.1 Evaporación

La evaporación es el proceso por la cual las moléculas del agua en la superficie de un recipiente o en la tierra húmeda, adquieren suficiente energía cinética debido a la radiación solar y pasan del estado líquido al gaseoso; hidrológicamente se define como la tasa neta de transporte de vapor hacia la atmósfera.

1.4.1.1 Factores que afectan la evaporación

Los factores principales que influyen en la evaporación desde una superficie de agua son: el suministro de energía para proveer el calor latente de vaporización y la habilidad de transporte del vapor fuera de la superficie de evaporación (la radiación solar es la fuente de energía calorífica). La habilidad de transporte del vapor fuera de la superficie de evaporación depende de la velocidad del viento sobre la superficie y del gradiente de humedad específica en el aire por encima de ella.

1.4.2 Transpiración

Del agua absorbida por las raíces de una planta, sólo una proporción minúscula permanece en los tejidos de la misma; virtualmente, toda el agua retorna a la atmósfera en forma de vapor, debido a que es el mecanismo principal por medio del cual el agua precipitada sobre la superficie de la tierra regresa a la atmósfera.

1.4.2.1 Factores que afectan la transpiración

Pueden ser fisiológicos o ambientales. Los fisiológicos más importantes son la densidad y comportamiento de las hojas, extensión y características de la cubierta protectora, estructura de la hoja y enfermedades que afectan a las plantas.

Los principales factores ambientales son la temperatura, la radiación solar, viento y humedad del suelo.

Como la pérdida de agua de la planta es gobernada por la diferencia de presión de vapor existente; puede decirse que este es el factor más importante de la transpiración. La diferencia de presión de vapor en el espacio comprendido entre las hojas y el aire exterior es una medida de la energía requerida para que el agua de las hojas se evapore.

1.4.3. Evapotranspiración

Al estudiar el balance hídrico de una cuenca hidrográfica es difícil separar la evaporación y la transpiración, por esta razón ambos factores se tratan usualmente en Ingeniería como uno solo; sin embargo, es necesario tener un conocimiento de cada proceso para asegurar que las técnicas empleadas concuerdan con la realidad física.

1.4.3.1. Determinación de la evapotranspiración

A la fecha se cuenta con bastantes métodos para estimar la evapotranspiración, ninguno se considera general, sin embargo estos se pueden agrupar en dos categorías: la primera en aproximaciones analíticas basadas en la física del proceso de evapotranspiración, la segunda aproximaciones analíticas basadas en la relación regional entre la evapotranspiración medida y las condiciones climáticas. A continuación se describen los métodos más usuales.

Muestreo de la humedad del suelo

Este método es adecuado para valuar la evapotranspiración en campos de riego donde el suelo es uniforme y el nivel freático no incluye en las fluctuaciones de humedad dentro de la zona de las raíces; para aplicarlo es necesario tomar muestras de suelo antes y después de cada riego y determinar su contenido de humedad mediante pruebas standard de laboratorio

La evapotranspiración se calcula como:

$$D = P V d / 100 \quad \text{Ec. 1.5}$$

donde :

- D.- evapotranspiración, en cm
- d.- espesor del suelo, en cm
- P.- porcentaje de humedad del suelo, en peso
- V.- peso específico relativo del suelo

Esta ecuación se emplea generalmente por unidad de área y se puede aplicar a diferentes intervalos de tiempo de acuerdo con los muestreos efectuados, siendo posible llevar en una sola gráfica una relación de pérdidas por evapotranspiración respecto al tiempo.

Mediciones con lisímetros

Este método se utiliza para evaluar la evapotranspiración de cosechas individuales o vegetación natural, observando su desarrollo en tanques o lisímetros y midiendo la pérdida de agua necesaria para mantener el desarrollo en forma satisfactoria. Los tanques son generalmente de 60 a 100 cm de diámetro y con altura de 200 cm. Si las condiciones en el tanque son similares a las del campo, los resultados son aceptables. Los lisímetros son recipientes con fondo permeable o con un mecanismo para mantener una presión negativa en el fondo. La evapotranspiración se calcula manteniendo un balance de aguas en el recipiente.

A continuación se mencionan las ecuaciones más importantes para valuar la evapotranspiración.

Ecuación de Lowry - Johnson

Considera una relación lineal entre el calor efectivo y la evapotranspiración. El calor efectivo se define como los grados acumulados, de temperaturas diarias máximas sobre 32 °F durante la estación de crecimiento del cultivo.

Esta ecuación permite conocer el uso consuntivo o evapotranspiración de tierras agrícolas sobre una base anual y se expresa como:

$$U = 0.0048 H + 24$$

Ec. 1.6

Donde :

U.- evapotranspiración anual, en cm

H.- calor efectivo

Ecuación de Blaney - Criddle

Esta ecuación se expresa como :

$$U = 2.54K \sum_{i=1}^n P_{ti}$$

Ec. 1.7

donde :

U.- evapotranspiración mensual, en cm

K.- coeficiente de uso consuntivo, tabla 1.2

P.- porcentaje en función de la latitud y época del año tabla 1.3

T.- temperatura media mensual, en °F

Cultivo	Periodo de crecimiento	K
Alfalfa	Entre heladas	0.8 - 0.85
Algodón	7 meses	0.6 - 0.75
Arroz	3 - 5 meses	1 - 1.2
Cereales	3 meses	0.75 - 0.85
Cítricos	7 meses	0.50 - 0.65
Frijol	3 meses	0.60 - 0.70
Lino	7 meses	0.80
Maíz	4 meses	0.75 - 0.85
Nuez	Entre heladas	0.70
Papa	3.5 meses	0.65 - 0.75
Pastos	Entre heladas	0.75
Remolacha	6 meses	0.65 - 0.75
Sorgo	4 - 5 meses	0.70
Tomate	4 meses	0.70
Vegetales	3 meses	0.60

Tabla 1.2

Latitud en grados

**VALORES DE 100p EN LA ECUACIÓN DE "BLANEY - CRIDDLE"
VALOR ANUAL DE "P" = 100**

Norte	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
60	4.67	5.65	8.08	9.65	11.74	12.39	12.31	10.70	8.57	6.98	5.04	4.22
50	5.98	6.30	8.24	9.24	10.68	10.91	10.99	10.00	8.46	7.45	6.10	5.65
40	6.76	6.72	8.33	8.95	10.02	10.08	10.22	9.54	8.39	7.75	6.72	6.52
35	7.05	6.88	8.35	8.83	9.76	9.77	9.39	9.37	8.36	7.87	6.97	6.86
30	7.30	7.03	8.38	8.72	7.53	9.49	9.67	9.22	8.33	7.99	7.19	7.15
25	7.53	7.14	8.39	8.61	9.53	9.23	9.45	9.09	8.32	8.09	7.40	7.42
20	7.74	7.25	8.41	8.52	9.15	9.06	9.25	8.96	8.30	8.18	7.58	7.66
15	7.94	7.36	8.43	8.44	9.98	8.80	9.05	8.83	8.28	8.26	7.75	7.88
10	8.13	7.47	8.45	8.37	8.81	8.60	8.86	8.71	8.25	8.34	7.91	8.10
0	8.50	7.66	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50

Sur												
10	8.86	7.87	8.53	8.09	8.18	7.86	8.14	8.27	8.17	8.62	8.53	8.88
20	9.24	8.09	8.57	7.94	7.85	7.43	7.76	8.03	8.13	8.76	8.87	9.33
30	9.70	8.33	8.62	7.73	7.45	6.96	7.31	7.76	8.07	8.97	9.24	9.85
40	10.27	8.67	8.67	7.49	6.97	6.37	6.76	7.41	8.02	9.21	9.71	10.49

Tabla 1.3

CAPÍTULO 2

RELACIONES PRECIPITACIÓN - ESCURRIMIENTO

2.1 FÓRMULAS Y MÉTODOS EMPÍRICOS

La información acerca de los escurrimientos en una cuenca es necesaria, para diseñar obras de aprovechamientos hidráulicos ó protección, en estos casos, resulta una herramienta indispensable para conocer y predecir las avenidas a corto, mediano y largo plazo; por lo tanto es necesario contar con un modelo que permita estimar los escurrimientos a partir de las características de la lluvia, tomando en cuenta las condiciones de la cuenca.

La relación entre la precipitación y el escurrimiento es muy compleja, depende por una parte de las características de la cuenca y por otra la distribución de la lluvia en el tiempo y el espacio.

La mayoría de las fórmulas y métodos empíricos, se basan en datos particulares de una región, por lo que su aplicación muchas veces se restringe a ella; sin embargo son de utilidad cuando no se cuenta con información suficiente y solo se conocen características físicas promedio de la cuenca y registros de precipitación.

2.1.1 Fórmula Bürkli - Ziegler

Es aplicable a cuencas de extensión reducida

$$Q = 0.022 C i A (A / S)^{0.25} \quad \text{Ec. 2.1}$$

donde:

Q .- Gasto en m³/seg

C .- Coeficiente de escurrimiento

[varía dependiendo de las características fisiográficas y el nivel de desarrollo dentro de la cuenca, toma valores desde 0.20 (rural) hasta 0.75 (urbano)]

A .- Área de la cuenca en has

i .- Intensidad de lluvia cm / hr

S.- pendiente de la cuenca

2.1.2 Fórmula de Pettis

Esta fórmula es aplicable a cuencas de 2500 a 25000 km²

$$Q = C (P W)^{1.25} \quad \text{Ec. 2.2}$$

donde :

Q .- Gasto en m³ / seg

C .- Coeficiente de escurrimiento

[varia desde 0.007 (regiones desérticas) hasta 0.1077 (regiones húmedas)]

P .- Precipitación índice en mm

(máxima lámina de lluvia en 24 hrs con Tr = 100 años)

W .- ancho promedio de la cuenca en km

tal que :

$W = (\text{Superficie de la cuenca en km}^2) / (\text{Longitud del cauce principal, en km})$

2.1.3 Fórmula de Fuller

Los resultados son aceptables cuando se tienen registros históricos mayores de 10 años

$$Q = Q*(1 + 0.8 \log Tr) \quad \text{Ec. 2.3}$$

donde :

Q^* .- Gasto del pico de la avenida promedio anual (m³/seg)

Tr .- Periodo de retorno

2.1.4 Método del U. S. Soil Conservation Service

El Soil Conservation Service (USSCS)(1972) desarrolló un método para calcular las abstracciones¹ de la precipitación de una tormenta (conocido en el medio como el de números de escurrimiento). Para la tormenta como un todo, la altura de precipitación en exceso o escurrimiento directo " P_e " es siempre menor o igual a la altura de precipitación " P "; de manera similar, después de que el escurrimiento se inicia, la altura adicional del agua retenida " F_a " es menor o igual a la retención potencial máximo " S " como lo marca la figura 2.1.

Existe una cierta cantidad de precipitación " I_a " (absorción inicial antes de concentración), para la cual no habrá escurrimiento, luego el escurrimiento potencial máximo es " $P - I_a$ ". La hipótesis del SCS consiste en que dos cantidades reales y dos cantidades potenciales son iguales, es decir:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad \text{Ec. 2.4}$$

Del principio de continuidad:

$$P = P_e + I_a + F_a \quad \text{Ec. 2.5}$$

Combinando las ec. 2.4 y 2.5, y resolviendo para P , se encuentra:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad \text{Ec. 2.6}$$

La ecuación básica para el cálculo de la profundidad en exceso de la precipitación a escurrimiento directo de una tormenta utilizado por el SCS.

Al estudiar los resultados obtenidos para muchas cuencas experimentales pequeñas, se desarrolló una relación empírica:

$$I_a = 0.2S \quad \text{Ec. 2.7}$$

¹ Abstraer.- Considerar aisladamente las cosas unidas entre si; en nuestro caso es separar la precipitación total del escurrimiento directo.

Con base en esto :

$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad \text{Ec. 2.8}$$

Al representar en gráficas de información de "P" y "P_e" para muchas cuencas el SCS encontró curvas como las mostradas en la figura 2.2.

Para estandarizar estas curvas, se define un número adimensional de la curva CN (número de escurrimiento, tal que $100 \geq CN \geq 0$). Para superficies impermeables y superficies de agua $CN = 100$; para superficies naturales $CN < 100$. El número de la curva y S se relacionan por

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad \text{Ec. 2.9}$$

Donde

S .- Está en pulgadas

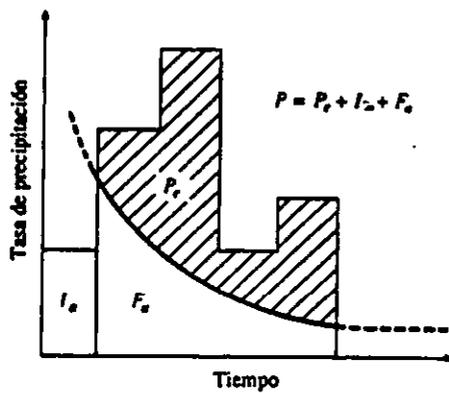
Los números de las curvas en la figura 2.2, se aplican para "condiciones antecedentes de humedad normales". Para condiciones húmedas, los números de curva equivalentes pueden calcularse por:

$$CN_{\text{condiciones sec as}} = \frac{4.2CN}{10 - 0.058CN} \quad \text{Ec. 2.10}$$

$$CN_{\text{condiciones húmedas}} = \frac{23CN}{10 + 0.13CN} \quad \text{Ec. 2.11}$$

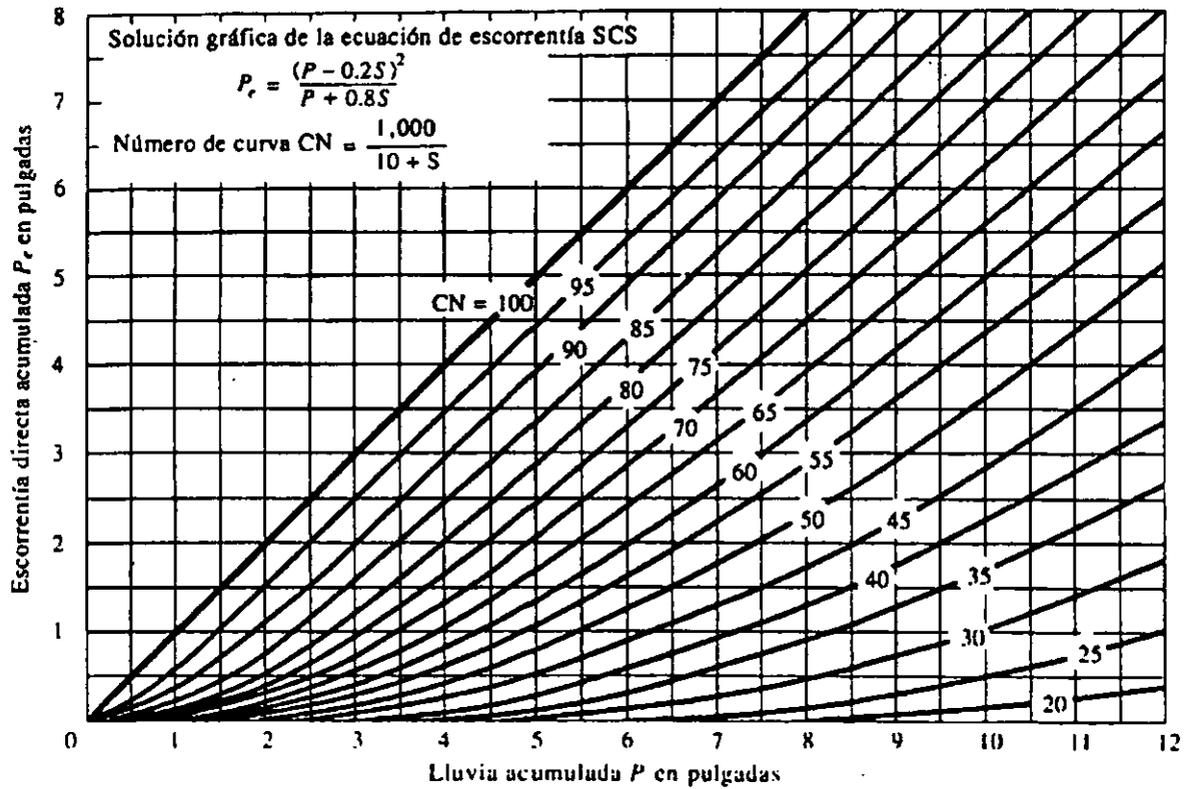
Los números de las curvas han sido tabulados por el Soil Conservation Service con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra. Se definen cuatro tipos de suelos:

TIPO A	Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos y agregados. Arenas con poco limo y arcilla, suelos muy permeables.
TIPO B	Suelos poco profundos depositados por el viento Arenas finas y limos.
TIPO C	Margas arcillosas, margas poco profundas , suelos con bajo contenido de arcilla. Arenas muy finas, limos, suelos con alto contenido de arcilla.
TIPO D	Suelos expansivos, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con subhorizontes de roca sana, suelos muy impermeables.



Variables en el método de abstracciones de precipitación del SCS: I_0 = abstracción inicial, P_e = exceso de precipitación, F_e = abstracción continuada, P = precipitación total.

Figura 2.1



Solución de las ecuaciones de escurrenia del SCS. (Fuente: Soil Conservation Service, 1972, figura 10.1, p. 10.21).

Figura 2.2

2.1.5 Método del Índice de Área

El método de índice de área es en su forma muy similar al Racional Americano, la diferencia es que no toma en cuenta el coeficiente de escurrimiento, en cambio al estimar la intensidad de lluvia toma en cuenta la precipitación en exceso, su fórmula es la siguiente :

$$Q = 0.278 h_c \left[\frac{A}{t_c + t_{se}} \right] \quad \text{Ec. 2.12}$$

Donde :

Q .- gasto máximo en m³ / seg

A .- área de la cuenca (Km²)

t_c .- tiempo de concentración en hrs

t_{se} .- tiempo de lluvia sin escurrimiento en hrs

2.1.6 Método Racional

El método racional es posiblemente el modelo más antiguo de la relación precipitación-escurrimiento. Su origen se remonta a 1889 (Kuichling).

El método racional parte de la idea que si una lluvia de intensidad "i" empieza en forma instantánea y continua en forma indefinida, la medida de escurrimiento continuará hasta que llegue el tiempo de concentración "t_c", en el cual toda la cuenca está contribuyendo al flujo en la salida. El producto de la intensidad de lluvia "i" y el de la cuenca "A" es el gasto de entrada al sistema, "iA", y la relación entre el gasto y el gasto pico Q (que ocurre en el tiempo "t_c") se conoce como coeficiente de escurrimiento "C" (0 ≤ C ≤ 1). Este se expresa en la fórmula racional en la siguiente ecuación :

$$Q = 0.278 C i A \quad \text{Ec. 2.13}$$

Donde :

Q.- gasto de diseño (m³ / seg)

C .- Coeficiente de escurrimiento; es la variable menos precisa del método, implica una relación fija entre la medida de escurrimiento pico y la medida de lluvia para la cuenca de drenaje, lo cual no es cierto en la realidad. Una selección apropiada del coeficiente de escurrimiento requiere del conocimiento y la experiencia por parte del diseñador. Por otra parte el coeficiente de escurrimiento también depende de las características y las condiciones de humedad. Otros factores que influyen en el coeficiente de escurrimiento es la intensidad de lluvia, la proximidad del nivel freático, el grado de compactación del suelo, la porosidad del subsuelo, la vegetación, la pendiente del suelo. Debe escogerse un coeficiente razonable para representar los efectos integrados de todos estos factores, es la tabla 2.1 se encuentran tubulados diversos coeficientes de escurrimiento asociados a un periodo de retorno.

i .- Intensidad de lluvia mm/hr; la intensidad se selecciona con base en la duración de lluvia de diseño y el periodo de retorno, la duración de diseño es igual al tiempo de concentración para el área de drenaje en consideración. El periodo de retorno se establece utilizando estándares de diseño, o es escogido por el diseñador con base a su experiencia, como un parámetro de diseño.

Se supone que el escurrimiento alcanza su pico con el tiempo de concentración "t_c" cuando toda la cuenca está contribuyendo al flujo de salida. El tiempo de concentración es el tiempo requerido por

una gota para fluir desde el punto más remoto en la cuenca hasta el punto de interés; en la tabla 2.2 se encontrará un compendio de fórmulas empleadas para encontrar el tiempo de concentración.

A .- Área de la cuenca (Km²); el área puede determinarse utilizando planímetros en mapas topográficos, o mediante trabajos topográficos de campo cuando el intervalo entre las curvas de nivel es demasiado grande para distinguir la dirección del flujo.

CARACTERISTICAS DE LA CUENCA	Periodo de Retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto / techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.							
Condición pobre (cubierta de pasto)							
Plano. 0 - 2 %	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio. 2 - 7 %	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente. superior a 7 %	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición promedio (cubierta de pasto)							
Plano. 0 - 2 %	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio. 2 - 7 %	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.48
Pendiente. superior a 7 %	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Condición promedio (cubierta de pasto)							
Plano. 0 - 2 %	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio. 2 - 7 %	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente. superior a 7 %	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
Áreas de cultivos							
Plano. 0 - 2 %	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio. 2 - 7 %	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente. superior a 7 %	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano. 0 - 2 %	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio. 2 - 7 %	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente. superior a 7 %	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano. 0 - 2 %	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio. 2 - 7 %	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente. superior a 7 %	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Tabla 2.1 Coeficientes de escurrimiento para diferente periodo de retorno (se propone como auxilio del proyectista, con el fin de uniformizar criterios, referencia 2)

<p>Kirpich (1940)</p>	$t_c = 0.0078 L^{0.77} S^{-0.385}$ <p>L = longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, en pies. S = pendiente promedio de la cuenca, pies / pie</p>	<p>Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales en Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10 %); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar t_c por 0.4 ; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2 ; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.</p>
<p>California Culverts Practice (1942)</p>	$t_c = 60(11.9 L^3 / H)^{0.385}$ <p>L = longitud del curso de agua más largo ; millas. H = diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida. Pies</p>	<p>Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California (U. S. Bureau of Reclamation, 1973)</p>
<p>Izzard (1946)</p>	$t_c = \frac{41.025 (0.0007i + c) L^{0.33}}{S^{0.333} i^{0.667}}$ <p>I = intensidad de lluvia, pulg/h C = coeficiente de retardo L = longitud de la trayectoria de flujo, pies/pie S = pendiente de la trayectoria de flujo, pies/pie</p>	<p>Desarrollada experimentalmente en laboratorio por el Bureau of public Roats para flujo superficial en caminos y áreas de céspedes; los valores del coeficiente de retardo varían desde 0.0070 para pavimentos muy lisos hasta 0.012 para pavimentos de concreto y 0.06 para zonas densamente cubiertas de vegetación; la solución requiere de procesos iterativos; el producto de i por L debe ser. ≤ 500</p>
<p>Federal Aviation Administration (1970)</p>	$t_c = 1.8(1.1 - C) L^{0.50} / S^{0.333}$ <p>C = coeficiente de escurrimiento del método racional. L = longitud del flujo superficial, en pies S = pendiente de la superficie, %</p>	<p>Desarrollada de información sobre el drenaje de aeropuertos recopilada por el Corps de Engineers ; el método tiene como finalidad el ser usado en problemas de drenaje de aeropuertos, pero ha sido frecuentemente usado para flujo superficial en cuencas urbanas</p>
<p>Ecuaciones de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973)</p>	$t_c = [0.94 L^{0.6} n^{0.6}] / [(i^{0.4} S^{0.3})]$ <p>L = longitud del flujo superficial, en pies n = coeficiente de rugosidad de Manning. i = intensidad de la lluvia , pulg/h S = pendiente promedio del terreno, pies/pie</p>	<p>Ecuación para flujo superficial desarrollada a partir de análisis de onda cinemática del escurrimiento superficial desde superficies desarrolladas; el método requiere iteraciones debido a que tanto i (intensidad de lluvia) como t_c son desconocidos; la superposición de una curva de intensidad-duración-periodo de retorno da una solución gráfica directa para t_c</p>
<p>Ecuación de retardo SCS (1973)</p>	$t_c = [100L^{0.8}((1000/CN) - 9)^{0.7}] / [1900 S^{0.5}]$ <p>L = longitud hidráulica de la cuenca (mayor trayectoria de flujo), en pies CN = número de escurrimiento de la curva del SCS. S = Pendiente promedio de la cuenca, %.</p>	<p>Ecuación desarrollada por el SCS a partir de información de cuencas de uso agrícola; ha sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 2000 acres; se ha encontrado que generalmente es buena cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobreestimación; se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies; la ecuación supone que $t_c = 1.67x$ retardo de la cuenca.</p>

Tabla 2.1.6.2 Fórmulas para calcular el tiempo de concentración, referencia 2

2.1.7 Método de Chow

El método fue propuesto por VEN TE CHOW y plantea que el escurrimiento superficial de una cuenca por efecto de una tormenta, se obtiene del producto de la lluvia en exceso por el gasto pico de un hidrograma unitario. El gasto pico Q_p de un hidrograma de escurrimiento directo de una cuenca, se puede expresar como el producto de la altura de la precipitación efectiva P_e por el gasto de pico del hidrograma unitario q_p

$$Q_m = q_m P_e \quad \text{Ec. 2.14}$$

Considerando una lluvia en exceso igual a 1 cm por "d" horas y un área drenada en "A" km², el equilibrio del escurrimiento será igual a 2.78A/d. La relación del gasto de pico del hidrograma unitario q_m a 2.78 A/d, se define como factor de reducción del pico Z

$$Z = \frac{q_m * d}{2.78 A} \quad \text{Ec. 2.15}$$

Entonces

$$q_m = \frac{2.78AZ}{d} \quad \text{Ec. 2.16}$$

Se sustituye la ec. 2.16 en la ec.2.14

$$Q_m = \frac{2.78AZP_e}{d} \quad \text{Ec. 2.17}$$

El factor $2.78P_e/d$ puede reemplazarse por el producto de dos factores "X" y "Y". El Factor "X" es un factor de escurrimiento, expresado por :

$$X = \frac{P_{eb}}{d} \quad \text{Ec. 2.18}$$

El factor "Y" es un factor Climático. Considerando $P_e/P_{eb} = P/P_b$, este factor se puede expresar por :

$$Y = 2.78 \frac{P}{P_b} \quad \text{Ec. 2.19}$$

Por lo tanto, la ecuación 2.17 puede escribirse como :

$$Q_m = AXYZ \quad \text{Ec. 2.20}$$

Si el gasto base en el tiempo del gasto del pico Q_b , entonces el gasto de diseño es

$$Q_d = Q_b + Q_m \quad \text{Ec. 2.21}$$

El valor de "Z" se puede calcular como una función de la relación entre la duración de la tormenta "d" y el tiempo de retaso " t_p ", este tiempo de retraso " t_p ", se define como el intervalo de tiempo medido del centro de mas de un bloque de intensidad lluvia al pico resultante del hidrograma. Para un hidrograma unitario instantáneo, este tiempo de retaso es igual al tiempo de pico del escurrimiento, el tiempo de retraso depende principalmente de la forma del hidrograma y de las características fisiográficas de la cuenca y es independiente de la duración de la lluvia.

$$t_p = 0.0050 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64} \quad \text{Ec. 2.22}$$

Conocido el valor t_p de la cuenca en estudio, para cada duración de la tormenta se puede calcular "Z". La relación d/t_p con "Z" obtenida por Chow se muestra en la figura 2.3

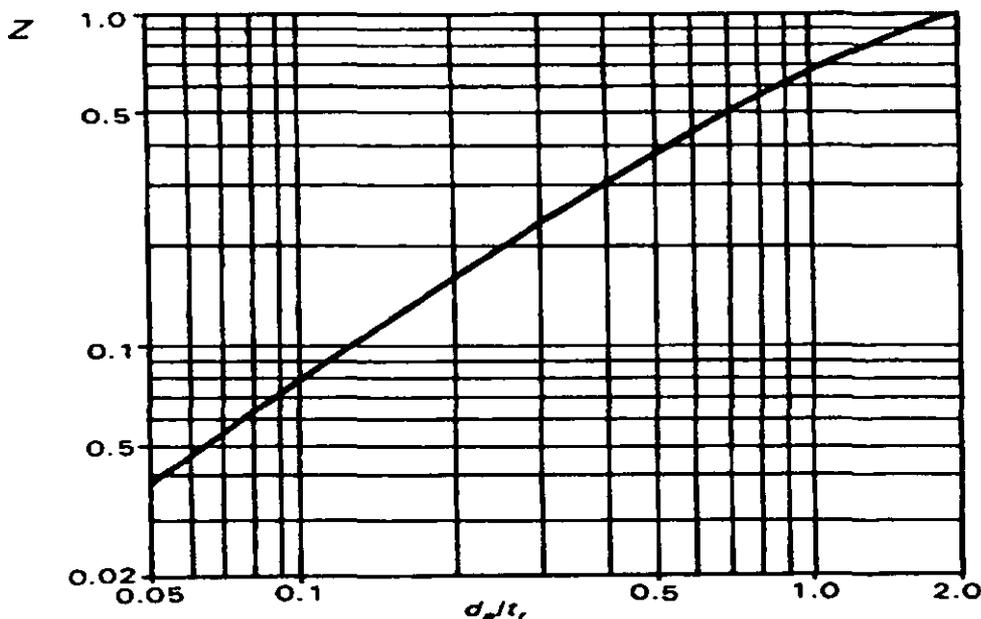


Figura 2.3

donde :

Q_d .- gasto de diseño m^3/seg

Q_b .- gasto base m^3/seg

Q_m .- gasto del pico del hidrograma del
escurrimiento directo, m^3/seg

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

t_p .- tiempo de retraso en hrs

L .- longitud del cauce principal

d .- duración de la tormenta, en hrs

A .- área de la cuenca (Km^2)

S .- pendiente media del cauce, en %

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

P_b .- lluvia en exceso, en cm, en la estación
base para una duración dada en
"d" horas

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

2.2 CRITERIO DE LAS ENVOLVENTES

Este criterio solo toma en cuenta el área de la cuenca. Aunque no son los métodos que analicen propiamente la relación entre la lluvia y escurrimiento, son muy útiles en casos en que se requieran sólo estimaciones gruesas de los gastos máximos probables o bien cuando se carezca casi por completo de información.

La idea fundamental de estos métodos es relacionar el gasto máximo Q con el área de la cuenca A_c en la forma

$$Q = \alpha A_c^\beta \quad \text{Ec. 2.23}$$

Donde :

Q .- es gasto máximo, en m^3/seg

α β son parámetros empíricos que están en función de el área cuenca

2.2.1 Lowry

Se han construido las curvas de las envolventes de los gastos máximos con base a datos aforados en las estaciones hidrométricas de la República Mexicana. La ecuación de Robert C. Lowry es la siguiente:

$$C = q * (A + 259)^{0.85} \quad \text{Ec. 2.24}$$

Donde :

q .- gasto en $m^3 / seg / km^2$

A .- área de la cuenca en km^2

C .- coeficiente que depende de las características de la cuenca

2.2.2 Creager

Creager asoció los gastos más grandes observados en el mundo, respecto al área de la cuenca donde se presentaron y obtuvo datos de avenidas máximas registradas en diferentes cuencas del mundo y formo una gráfica mostrada en la figura 2.5 en la que relacionó el área de la cuenca; "A", con el gasto por unidad de área "q", en la que graficó y trazo una envolvente cuya ecuación resultó:

$$Q_p = 1.303(C(0.386A)^\alpha) \quad \text{Ec. 2.25}$$

donde:

$$\alpha = \frac{0.936}{A^{0.048}} \quad \text{Ec. 2.26}$$

- A .- área de la cuenca, en km²
- Q_p .- gasto máximo m³ /s
- C .- Constante

Los valores de una constante "C" son conocidos como valores de la envolvente. El valor mundial de C = 100, la cual se conoce como envolvente mundial: la extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos calculó el valor de "C" para cada una de las regiones hidrológicas en que esta dividida la República Mexicana, ver la figura 2.4 y los valores de "C" para cada una de ellas indicados en la tabla 2.3.

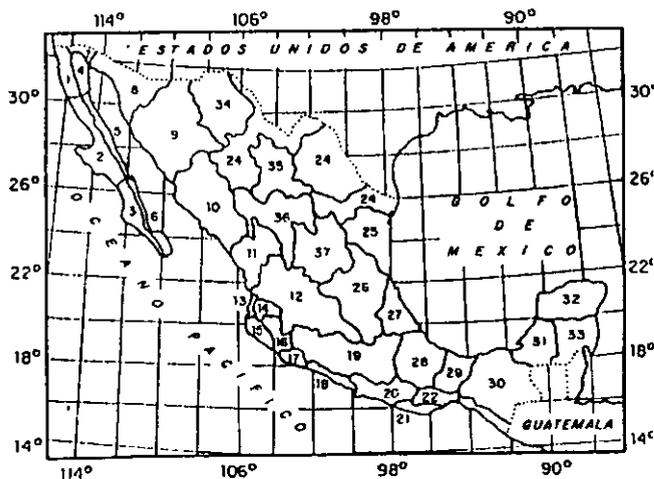


Fig. 2.4 Regiones hidrológicas de la República Mexicana

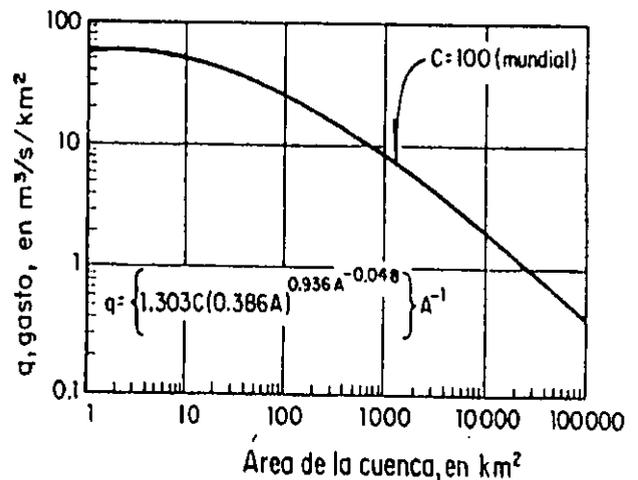


Fig. 2.5 Envolvente mundial de Creager

REGION	Coeficiente de Creager
1.- Baja California Norte	30
2.- Baja California Sur	72
3.- Río Colorado	14
4.- Noroeste	
a) Zona Norte	35
b) Zona Sur	64
5.- Sistema Lerma-Chapala-Santiago	
a) Lerma-Chapala	16
b) Santiago	19
6.- Pacífico Centro	100
7.- Cuenca Río Balsas	
a) Alto Balsas	18
b) Bajo Balsas	32
8.- Pacífico Sur	62
9.- Cuenca del Río Bravo	
a) Zona Conchos	23
b) Zona Salado y San Juan	91
10.- Golfo Norte	61
11.- Cuenca del Río Pánuco	
a) Alto Pánuco	14
b) Bajo Pánuco	67
12.- Golfo Centro	59
13.- Cuenca Río Papaloapan	36
14.- Golfo Sur	36
15.- Sistema Grijalva - Usumacinta	50
16.- Península de Yucatán	3.7
17.- Cuencas cerradas del Norte, Zona Norte	4
18.- Cuencas cerradas del Norte, Zona Sur	26
19.- El Salado, Zona Sur	45
20.- Durango	8.4
21.- Cuencas de Cuitzeo y Pátzcuaro	6.8
22.- Valle de México	19
23.- Cuenca del Río Metztlán	37

Tabla 2.3 Valores de Coeficientes "C" para las regiones de la República Mexicana

Referencia: Manual de obras civiles (CFE)

2.3 MÉTODOS HIDROLÓGICOS

2.3.1 Hidrograma Unitario

Es de los métodos que más datos requieren, pues se necesita tener registros continuos de escurrimiento y precipitación de la cuenca en estudio. Tiene la ventaja respecto a los demás métodos de que permite predecir el hidrograma de la avenida y no solo el gasto máximo.

El hidrograma unitario de una cuenca se define como el hidrograma de escurrimiento directo, producido por un mm de lluvia en exceso, que cae con intensidad uniforme sobre toda la cuenca durante un tiempo conocido como duración en exceso.

Para poder aplicar este método se requieren procesar los datos en la forma siguiente:

- ◆ Se obtiene el hidrograma de escurrimiento directo y se calcula el volumen de escurrimiento directo V_{ED} .
- ◆ Se determina la lluvia en exceso P_e , dividiendo V_{ED} entre el área de la cuenca A , y se especifica la duración de esta lluvia.
- ◆ Se encuentran las ordenadas del H.U. dividiendo las del hidrograma de escurrimiento directo entre la lluvia en exceso (P_e).

Una vez que se han procesado los datos de acuerdo con los puntos anteriores, para aplicar el método del H.U. en problemas de diseño se procede como se indica a continuación:

- a) Para el área de la cuenca "A" en estudio se selecciona la duración de diseño, "d".
- b) A partir de las curvas P-A-d (precipitación-área -duración), con los valores de "A" y "d" se obtiene la altura de precipitación "P".
- c) Para valores de duración menores a la de diseño se obtienen otros valores de "P" que permitan construir la curva de precipitación.
- d) A partir de la curva masa se calcula el hietograma de lluvia total y restándole el índice de infiltración de la cuenca y se obtiene el hietograma de lluvia efectiva.
- e) Si la "d" corresponde a la del H.U. se procede a obtener la avenida de diseño multiplicando las ordenadas del H.U. por la lluvia efectiva obtenida en el punto anterior. Si no ocurre esto hay que usar el método de la curva "S" para tener el H.U. para la duración de interés y luego multiplicar sus ordenadas por la lluvia efectiva obtenida en el punto d.
- f) Se agrega el escurrimiento base estimado.

2.3.2. Hidrograma Unitario Instantáneo

El hidrograma unitario instantáneo permite tomar en cuenta la distribución de la lluvia en el tiempo.

Si la duración de la lluvia en exceso tiende a cero y el volumen de agua permanece constante, la altura de lluvia efectiva se vuelve un pulso. El hidrograma del escurrimiento directo resultado de este pulso se llama hidrograma unitario instantáneo; por lo anterior este hidrograma es independiente de la duración de la lluvia en exceso.

Sea el hidrograma unitario para duración en exceso "d" mostrado en la figura 2.6.a si se presenta una tormenta como la de la figura 2.6.b, con varios periodos lluviosos (tren de avenidas), cada una de ellas de duración en exceso "d", entonces, de acuerdo con el principio de superposición de causas y efectos, los hidrogramas producidos por cada barra del hietograma serán los mostrados en la fig.2.6.c,d y e, y el hidrograma de la tormenta completa será el mostrado en la fig.2.6.f

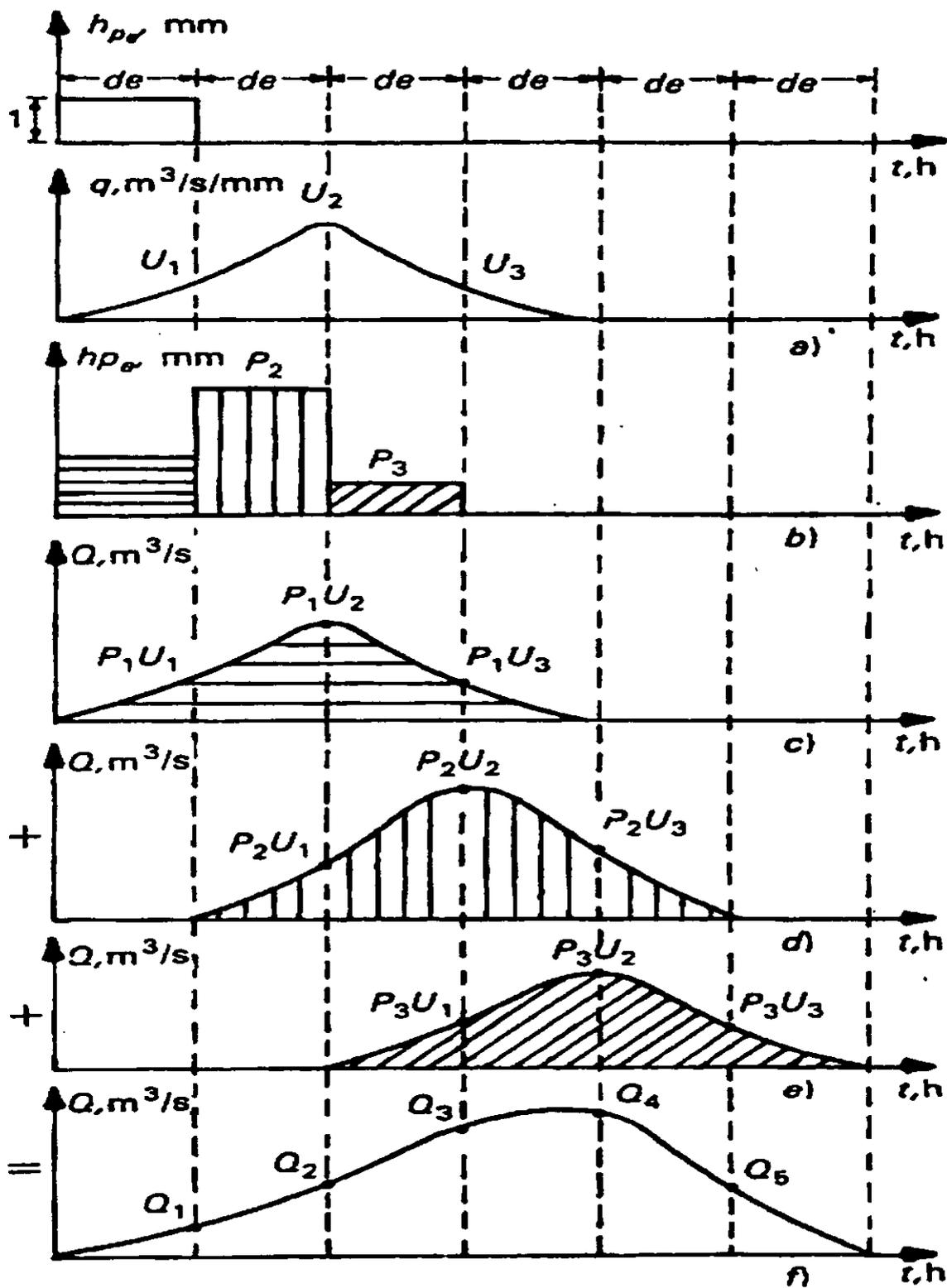


Figura 2.6

Para delinear el hidrograma unitario instantáneo, consiste en obtener el hidrograma unitario para una duración en exceso pequeña (generalmente, entre 10 minutos y 4 horas). Se considera que para un hidrograma unitario de duración en exceso Δt , el escurrimiento directo se calcula como:

$$\begin{aligned}
 Q_1 &= Pe_1 U_1 \\
 Q_2 &= Pe_1 U_2 + Pe_2 U_1 \\
 Q_3 &= Pe_1 U_3 + Pe_2 U_2 + Pe_3 U_1 \\
 Q_4 &= \quad \quad \quad Pe_2 U_3 + Pe_3 U_2 \\
 Q_5 &= \quad \quad \quad \quad \quad Pe_3 U_3 \\
 Q_i &= Pe_1 U_i + Pe_2 U_{i-1} + Pe_3 U_{i-2} + \dots + Pe_i U_1 \quad \text{Ec. 2.27}
 \end{aligned}$$

sujeta a $Pe_i = 0$ para $i > NP$; $U_i = 0$ para $i > NU$, $i = 1, 2, 3, \dots, NQ$
 donde :

- Q_i ordenada del hidrograma de escurrimiento directo para el i -ésimo intervalo de tiempo
- U_i i -ésima ordenada del hidrograma unitario de duración en exceso Δt
- Pe_i i -ésima altura de precipitación efectiva o en exceso
- NU número total de ordenadas del hidrograma unitario de duración en exceso Δt
- NQ número total de ordenadas del hidrograma de escurrimiento directo
- NP número total de precipitaciones efectivas; corresponde al número de barras del hidrograma de lluvia efectiva que están a intervalos de tiempo iguales a la duración en exceso

Las tres últimas variables pueden relacionarse entre sí con la ecuación siguiente:

$$NU = NQ - NP + 1 \quad \text{Ec. 2.28}$$

La ecuación 2.27 escrita en forma matricial queda:

$$P [U] = [Q] \quad \text{Ec. 2.29}$$

Donde:

$$\begin{pmatrix}
 Pe_1 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\
 Pe_2 & Pe_1 & 0 & \dots & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\
 Pe_3 & Pe_2 & Pe_1 & \dots & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\
 \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\
 Pe_N & Pe_{N-1} & Pe_{N-2} & \dots & Pe_1 & 0 & \dots & 0 & 0 \\
 0 & Pe_N & Pe_{N-1} & \dots & Pe_2 & Pe_1 & \dots & 0 & 0 \\
 \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\
 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & \dots & Pe_{N-1} & Pe_N \\
 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & \dots & 0 & Pe_N
 \end{pmatrix}
 \begin{pmatrix}
 U_1 \\
 U_2 \\
 \vdots \\
 U_N
 \end{pmatrix}
 =
 \begin{pmatrix}
 Q_1 \\
 Q_2 \\
 Q_3 \\
 \vdots \\
 Q_N
 \end{pmatrix}$$

Si consideramos el problema a la inversa la incógnita será $[U]$, se reduce la matriz rectangular $[P]$ a una matriz cuadrada $[Z]$ multiplicando ambos lados de la ecuación por la matriz traspuesta $[P]^T$, denotada $[P]^T$ luego, ambos lados se multiplican por la matriz inversa $[Z]^{-1}$.

De la matriz [Z] para resolver el sistema queda lo siguiente :

$$\begin{aligned}
 PU &= Q \\
 P^T P U &= P^T Q \\
 Z &= P^T P \\
 Z U &= P^T Q \\
 U &= Z^{-1} P^T Q
 \end{aligned}$$

Ec. 2.30

Con este método no es fácil determinar la solución, ya que este hidrograma unitario es muy sensible a pequeños errores en los datos de partida ya que en ocasiones los datos que arroja la ecuación 2.30 no aseguran que todas las ordenadas del hidrograma unitario sean positivas.

2.3.3 Hidrograma Unitario Triangular

Cuando en la cuenca en estudio no se dispone de datos de lluvias y escurrimientos (cuencas no aforadas), el hidrograma unitario se puede estimar a partir de las características físicas de la cuenca y la forma de los hidrogramas; el USBR propone el método del hidrograma unitario triangular.

Se supone que la forma del hidrograma es un triángulo con las características geométricas que se muestran en la siguiente figura:

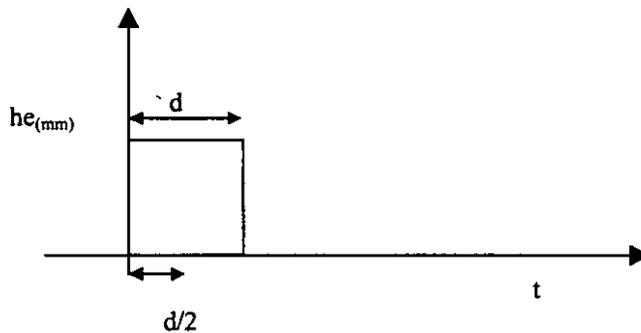


Figura 2.7

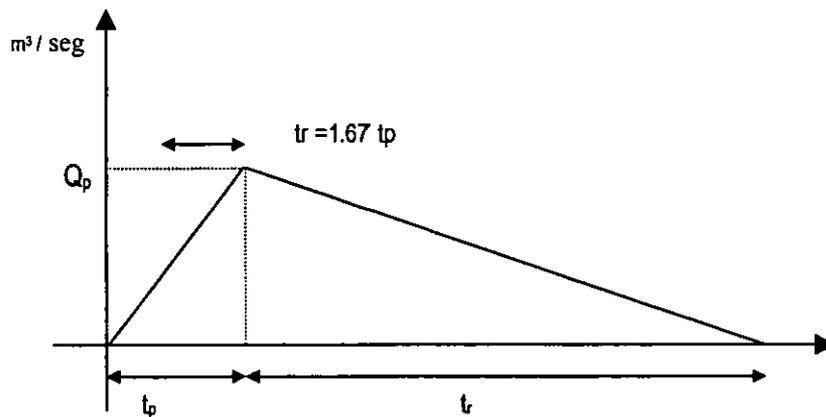


Figura 2.8

De la geometría mostrada en la figura anterior se obtiene gasto de pico del hidrograma unitario triangular como :

$$q_p = \frac{0.208A}{t_p} \quad \text{Ec. 2.31}$$

donde :

q_p .- gasto pico en $m^3 / s / mm$

A .- área de la cuenca Km^2

t_p .- tiempo pico en horas

El tiempo de pico se obtiene con

$$t_p = 0.5 d + t_R \quad \text{Ec. 2.32}$$

Donde :

d .- duración efectiva de la tormenta, en hrs

t_R .- tiempo de retraso, en hrs

El tiempo de retraso. se estima como:

$$t_R = 0.6 t_c \quad \text{Ec. 2.33}$$

t_c - tiempo de concentración en hrs

Si no se conocen la duración efectiva, d , puede estimarse a partir de la expresión:

$$d = 2(t_c)^{0.5} \quad \text{Ec. 2.34}$$

El tiempo de concentración t_c se puede calcular a partir de la expresión

$$t_c = \left[\frac{(0.86 L^3)}{H} \right]^{0.325} \quad \text{Ec. 2.35}$$

donde:

t_c .- tiempo de concentración en hrs

L .- longitud del cauce principal, en Km

H .- desnivel entre los extremos del cauce principal, en mts

CAPÍTULO 3

MÉTODOS ESTADÍSTICOS

3.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se tratan conceptos de probabilidad y estadística aplicados al análisis de datos hidrológicos, los resultados que nos da un análisis estadístico de avenidas máximas puede utilizarse para muchos propósitos en ingeniería como es el diseño de presas, puentes y estructuras de control de crecientes, así delimitar planicies de inundación.

Para asociar datos hidrológicos a un periodo de retorno se requiere por una parte conocer la probabilidad de recurrencia de la distribución observada y por otra la probabilidad de recurrencia correspondiente al evento que se desea obtener, ligado a la distribución teórica que “mejor” se ajuste.

Los métodos estadísticos están basados en principios matemáticos que describen la variación de observaciones a un proceso y en el lugar físico donde se producen.

3.2 CONCEPTOS GENERALES DE ESTADÍSTICA Y PROBABILIDAD

Las estadísticas son datos calculados de una muestra, los cuales resumen las características más importantes, es decir extrae la información esencial de un conjunto de datos. Estadísticamente un registro de datos hidrológicos se conoce como una muestra del comportamiento del fenómeno que se está analizando y midiendo. Al proceso de observación o de registro se le llama experimento y a las respuestas obtenidas de éstas se les conoce como resultados. En hidrología los resultados así definidos tienen una descripción numérica y se les denomina variables aleatorias.

Método de Momentos

El método de los momentos fue desarrollado por primera vez por Karl Pearson en 1902. El consideró que un buen estimado de los parámetros de una función de probabilidad, son aquellos para los cuales los momentos de una función de densidad de probabilidad al derredor del origen, son iguales a los momentos correspondientes de la información de la misma. Tal como se muestra en la figura 3.2.1, si a cada uno de los valores de la información se le asigna una “masa” hipotética igual a su frecuencia relativa de ocurrencia ($1/n$) y se imagina que este sistema de masas se rota alrededor de del origen $X=0$ entonces el primer momento de cada observación X_i y su masa $1/n$, y la suma de estos momentos para toda la información es la media de la muestra, esto es equivalente al centroide de un cuerpo.

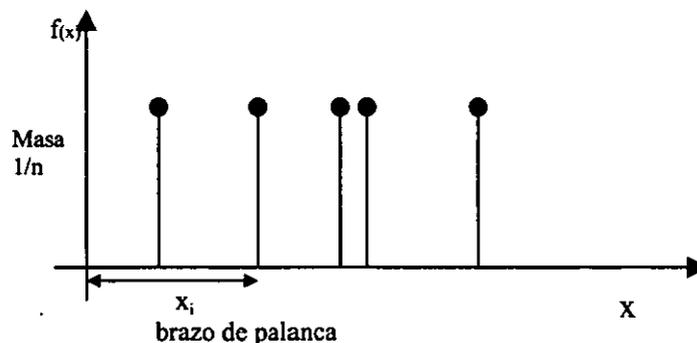


Figura 3.2.1

Una de las maneras utilizadas para predecir el gasto pico de avenidas asociadas a cierto periodo retorno, para lograr esto son utilizados los métodos estadísticos, para aplicarlos se requiere contar con registros de gastos máximos anuales, lográndose mayor precisión a medida que se cuente con más años de registro.

Funciones de Distribución de Probabilidad

Si $F(x_0)$ es la probabilidad de que x toma un valor menor o igual a x_0 , y tiene como función de densidad $f(x)$, a la función $F(x)$ se le denomina función de distribución de probabilidad. Es decir:

$$F(x_0) = \int_{-\infty}^{x_0} f(x)dx = p(x \leq x_0) = 1 - q \tag{Ec. 3.2.1}$$

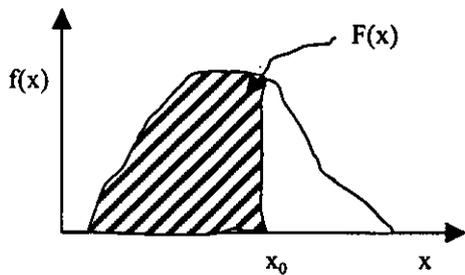
donde $f(x)$ es la función de densidad de probabilidad.

En la figura 3.2.2 se muestra la relación entre las funciones de densidad y de distribución. De acuerdo con lo anterior, la probabilidad de que "x" tome un valor entre a y b es

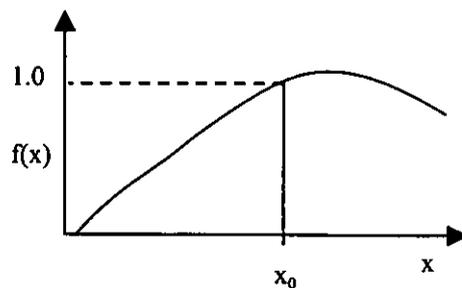
$$p(a \leq x \leq b) = F(b) - F(a) \tag{Ec.3.2.2}$$

con base en la ecuación anterior se cumple que :

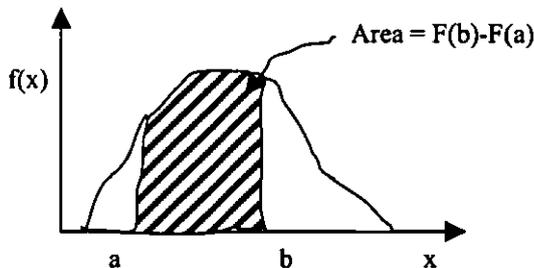
$$\frac{dF(x)}{dx} = f(x) \tag{Ec.3.2.3}$$



a) Función de densidad de probabilidad



b) Función de distribución de probabilidad



c) Función de densidad de probabilidad

Figura 3.2.2

Las características o parámetros estadísticos de funciones de distribución de probabilidad se pueden a partir de los momentos de las funciones de densidad de probabilidad, los cuales son la media (agrupamiento de la variable aleatoria o de los datos medios respecto a un valor central); desviación estándar (dispersión de la variable aleatoria, o datos observados con respecto a la media) y el coeficiente de asimetría (hacia donde está localizada la mayoría de los datos medidos, ya sea para los valores máximos o mínimos de estos).

Media

Para funciones de densidad de probabilidad	Para datos
$\mu = \int_{-\infty}^{\infty} f(x) x dx$ <p style="text-align: right;">Ec.3.2.4</p>	$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$ <p style="text-align: right;">Ec. 3.2.5</p>

Varianza

Para funciones de densidad de probabilidad	Para datos
$\sigma^2 = \int_{-\infty}^{\infty} f(x)(x - \mu)^2 dx$ <p style="text-align: right;">Ec.3.2.6</p>	$s^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2$ <p style="text-align: right;">Ec.3.2.7</p>

Desviación Estándar

Para conocer que tan dispersos están los valores de una muestra respecto a su media, se utiliza lo que se conoce como la desviación estándar de la muestra, la cual se expresa como la raíz cuadrada de la desviación estándar

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}$$

Ec 3 .2.8.

Donde :

- x_i = Son los valores de la muestra
- \bar{x} = media aritmética (Ec. 3.2.5.)
- n = número total de valores de la muestra

En caso de que la desviación estándar se le refiera a un universo, esta se indica con la letra σ .

Coefficiente de variación

La relación entre la desviación estándar y la media se le conoce como coeficiente de variación Cv

$$Cv = \frac{s}{\bar{x}}$$

Ec 3.2.9

Coefficiente de asimetría o tercer momento respecto a la media.

<p>Para funciones de densidad de probabilidad</p> $\alpha = \int_{-\infty}^{+\infty} f(x)(x - \mu)^3 dx$ <p style="text-align: right;">Ec 3.2.10</p>	<p>Para datos</p> $a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3$ <p style="text-align: right;">Ec.3.2.11</p>
--	---

Periodo de Retorno

El periodo de retorno "Tr", expresado en años, se define como el número promedio de años en que un evento puede ser igualado excedido. Por otra parte la probabilidad de que un evento con un periodo de retorno "Tr" ocurra en cualquier año es igual a:

$$q = \frac{1}{Tr} \quad \text{Ec 3.2.12}$$

En un conjunto de eventos máximos anuales, ya sean gastos o lluvias, el periodo de retorno que se asocia a cada uno de ellos puede ser estimado con la fórmula de Weibull

$$Tr = \frac{n+1}{m_i} \quad \text{Ec 3.2.13}$$

Donde:

"m" es el número de orden y "n" el número total de años de registro

Para eventos máximos anuales los datos se ordenan de mayor a menor y el lugar que ocupan dentro de la lista cada uno de ellos corresponde al valor de "m". Así por ejemplo, el mayor valor tiene una m = 1, mientras que para el más pequeño m = n.

3.3 DISTRIBUCIONES DE DATOS HIDROLÓGICOS

En el análisis de eventos extremos, una vez conocidos los periodos de retorno correspondientes a cada uno de los datos de una muestra, es posible así proceder a la obtención de su distribución de probabilidades, en los siguientes numerales se muestran las distribuciones de probabilidades utilizadas en hidrología.

3.3.1 Distribución Gumbel

El gasto máximo para un periodo de retorno determinado se utiliza la ecuación:

$$Q_{m\acute{a}x} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (\bar{Y}_N - \log_e T_r) \quad \text{Ec. 3.3.1.1}$$

Siendo:

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - N Q_m^2}{N - 1}} \quad \text{Ec. 3.3.1.2}$$

Donde :

$Q_{m\acute{a}x}$.- gasto máximo para un periodo de retorno determinado, en m^3/s

$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N}$.- gasto medio, en m^3/s

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

N .- número de años de registro

σ_Q .- desviación estándar de los gastos

σ_N, \bar{Y}_N .- constantes función de "N", (ver anexo al final de este capítulo, tabla 3.1)

T_r .- periodo de retorno

Para calcular el intervalo de confianza, es decir, el rango dentro del cual puede variar $Q_{m\acute{a}x}$ dependiendo del registro disponible, se hace lo siguiente:

Si $\Phi = 1 - (1/T_r)$, varía entre 0.20 y 0.80, el intervalo de confianza se calcula con la fórmula:

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N} \alpha \sigma_m \frac{\sigma_Q}{\sigma_N \sqrt{N}} \quad \text{Ec. 3.3.1.3}$$

Donde:

σ_Q .- desviación estándar de gastos

N .- número de años de registro

σ_N .- constante función de N (ver tabla 3.1.a en el anexo al final de este capítulo)

$\sqrt{N} \alpha \sigma_m$.- constante función de Φ , ver tabla 3.1.b en el anexo al final de este capítulo

- Si Φ es mayor de 0.90, el intervalo se calcula como :

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \sigma_Q}{\sigma_N} \quad \text{Ec. 3.3.1.4}$$

En la zona de Φ comprendida entre 0.8 y 0.9 se considera de transición, en donde ΔQ es proporcional al calculado con las expresiones anteriores, dependiendo del valor de Φ .

El gasto máximo de diseño para una cierto periodo de retorno será igual al gasto máximo calculado con las ecuaciones anteriores.

3.3.2 Distribución Nash

La avenida máxima por el método de Nash se calcula por la siguiente ecuación

$$Q_{\max} = a + c \log \log \frac{T_r}{T_r - 1} \quad \text{Ec. 3.3.2.1}$$

Donde:

a y **c** .- son constantes en función del registro de gastos máximos anuales

Q_{\max} .- gasto para un periodo de retorno determinado en m³/seg

T_r .- periodo de retorno, en años

Las constantes **a** y **c** se valúan de los registros en la forma siguiente:

$$a = Q_m - c X_m \quad \text{Ec. 3.3.2.2}$$

$$c = \frac{\sum_{i=1}^N X_i Q_i - N X_m Q_m}{\sum_{i=1}^N X_i^2 - N X_m^2} \quad \text{Ec. 3.3.2.3}$$

$$X_i = \log \log \frac{T_r}{T_r - 1} \quad \text{Ec. 3.3.2.4}$$

En donde:

N .- número de años de registro

Q_i .- gastos máximos anuales registrados, en m³/seg

Q_m .- gasto medio, m³/seg

X_i .- constante para cada gasto registrado, en función de su periodo de retorno correspondiente

X_m .- valor medio de la X_i

Para calcular los valores de X_i correspondientes a los Q_i , se ordenan éstos en forma decreciente, asignándole a cada uno un número de orden m_i ; al Q_i máximo corresponderá el valor uno, al inmediato siguiente dos, etc. Entonces, el valor del periodo de retorno para cada Q_i se calculará con la ecuación 3.2.13, finalmente, el valor de cada X_i se obtiene sustituyendo el valor en la ec 3.3.2.4

3.3.4 Distribución Lebediev

El gasto máximo se obtiene a partir de la fórmula:

$$Q_d = Q_{\text{máx}} + \Delta Q \quad \text{Ec. 3.3.4.1}$$

en donde :

$$Q_{\text{máx}} = Q_{\text{med}} (K C_v + 1) \quad \text{Ec. 3.3.4.2}$$

$$\Delta Q = \pm \frac{AE \cdot Q_{\text{med}}}{\sqrt{N}} \quad \text{Ec. 3.3.4.3}$$

- ΔQ .- intervalo de confianza en m³/seg
 Q_d .- gasto máximo de diseño, en m³/seg
 Q_{med} .- gasto medio, en m³/seg
 C_v .- coeficiente de variación, que se obtiene de la ecuación

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1\right)^2}{N}} \quad \text{Ec. 3.3.4.4}$$

- Q_i .- gastos máximos anuales, en m³/seg
 N .- número de años de registro
 K .- Coeficiente que depende de la probabilidad "p" (ec.3.2.12), expresada en porcentaje de que se repita el gasto de diseño y del coeficiente de asimetría "Cs" (véanse al final de este capítulo el anexo, tablas 3.2 a, b, y c)

- C_s .- coeficiente de asimetría el cual se calcula como :

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1\right)^3}{N (C_v)^3} \quad \text{Ec. 3.3.4.5}$$

Si se cuenta con un valor de $N < 40$ años, entonces se utilizan una de las siguientes expresiones:

- $C_s = 2 C_v$ cuando las corrientes son producto de deshielo
 $C_s = 3 C_v$ cuando los escurrimientos son producidos por tormentas
 $C_s = 5 C_v$ cuando los escurrimientos se producen por tormentas originadas en cuencas ciclónicas

- A .- coeficiente que varía de 0.7 a 1.5 y depende del número de años de registro. Entre mayor sea el número de registros mayor será el coeficiente si N es mayor de 40, se toma a " A " = 0.7
 E_r .- es el coeficiente que depende de los valores de " C_v " y la probabilidad "p" (los valores se encuentran graficados en la figura 3.1 del anexo al final de este capítulo)

3.3.5 Distribución Normal

La fórmula de densidad Normal de la variable aleatoria "x" se expresa de la siguiente forma:

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}$$

Ec 3.3.5.1

Donde μ y σ son parámetros de la función de densidad (media y desviación estándar) de la población.

Una propiedad de esta función consiste en que si la variable aleatoria "x" se comporta de acuerdo a ella, la variable estandarizada, "z", esta dada por :

$$z = \frac{(x - \mu)}{\sigma}$$

Ec 3.3.5.2

Su función de distribución de probabilidad dada por :

$$F(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-z^2/2}$$

Ec. 3.3.5.3

es decir, es una normal con parámetros $\mu = \text{cero}$, y $\sigma = \text{unitaria}$.

Esta función se encuentra tabulada en la tabla 3.4 del anexo al final de este capítulo, con lo cual se obtiene la probabilidad de que cualquier variable aleatoria con distribución normal estándar tome un valor menor o igual a "z".

Si se desea saber la probabilidad de que una variable aleatoria "x" con una distribución normal sea menor o igual a "c" se utiliza la relación :

$$\text{Pr ob}(x \leq c) = \text{Pr ob}(z \leq \frac{c - \mu}{\sigma})$$

Ec. 3.3.5.4

3.3.5 Distribución Normal

La fórmula de densidad Normal de la variable aleatoria “x” se expresa de la siguiente forma:

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} \quad \text{Ec. 3.3.5.1}$$

Donde μ y σ son parámetros de la función de densidad (media y desviación estándar) de la población.

Una propiedad de esta función consiste en que si la variable aleatoria “x” se comporta de acuerdo a ella, la variable estandarizada, “z”, esta dada por :

$$z = \frac{(x - \mu)}{\sigma} \quad \text{Ec. 3.3.5.2}$$

Su función de distribución de probabilidad dada por :

$$F(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-z^2/2} \quad \text{Ec. 3.3.5.3}$$

es decir, es una normal con parámetros $\mu = \text{cero}$, y $\sigma = \text{unitaria}$.

Esta función se encuentra tabulada en la tabla 3.3 del anexo al final de este capítulo, con lo cual se obtiene la probabilidad de que cualquier variable aleatoria con distribución normal estándar tome un valor menor o igual a “z”.

Si se desea saber la probabilidad de que una variable aleatoria “x” con una distribución normal sea menor o igual a “c” se utiliza la relación :

$$\text{Prob}(x \leq c) = \text{Prob}\left(z \leq \frac{c - \mu}{\sigma}\right) \quad \text{Ec. 3.3.5.4}$$

ANEXO

N	Yn	Sn	N	Yn	Sn
8	0.48430	0.90430	49	0.5481	1.15900
9	0.49020	0.92880	50	0.5485	1.16066
10	0.49520	0.94970	51	0.5489	1.16230
11	0.49960	0.96760	52	0.5493	1.16380
12	0.50350	0.98330	53	0.5497	1.16530
13	0.50700	0.99720	54	0.5501	1.16670
14	0.51000	1.00950	55	0.5504	1.16810
15	0.51280	1.02057	56	0.5508	1.16960
16	0.51570	1.03160	57	0.5511	1.17080
17	0.51180	1.04110	58	0.5515	1.17210
18	0.52020	1.04930	59	0.5518	1.17340
19	0.52200	1.05660	60	0.5521	1.17467
20	0.52355	1.06283	62	0.5527	1.17700
21	0.52520	1.06960	64	0.5533	1.17930
22	0.52680	1.07540	66	0.5538	1.18140
23	0.52830	1.08110	68	0.5543	1.18340
24	0.52960	1.08640	70	0.5548	1.18536
25	0.53086	1.09145	72	0.5552	1.18730
26	0.53200	1.09610	74	0.5557	1.18900
27	0.53320	1.10040	76	0.5561	1.19060
28	0.53430	1.10470	78	0.5565	1.19230
29	0.53530	1.10860	80	0.5569	1.19382
30	0.53622	1.11238	82	0.5572	1.19530
31	0.53710	1.11590	84	0.5576	1.19670
32	0.53800	1.11930	86	0.5580	1.19800
33	0.53880	1.12260	88	0.5583	1.19940
34	0.53960	1.12550	90	0.5586	1.20073
35	0.54034	1.12847	92	0.5589	1.20200
36	0.54100	1.13130	94	0.5592	1.20320
37	0.54180	1.13390	96	0.5595	1.20440
38	0.54240	1.13630	98	0.5598	1.20550
39	0.54300	1.13880	100	0.5600	1.20649
40	0.54362	1.14132	150	0.5646	1.22534
41	0.54420	1.14360	200	0.5672	1.23598
42	0.54480	1.14580	250	0.5688	1.24292
43	0.54530	1.14800	300	0.5699	1.24786
44	0.54580	1.14990	400	0.5714	1.25450
45	0.54630	1.15184	500	0.5724	1.25880
46	0.54680	1.15380	750	0.5738	1.26506
47	0.54730	1.15570	1000	0.5745	1.26851
48	0.54770	1.15740		0.5772	1.28255

Φ	$\sqrt{N} \alpha \sigma_m$
0.0100	2.1607
0.0200	1.7894
0.0500	1.4550
0.1000	1.3228
0.1500	1.2548
0.2000	1.2427
0.2500	1.2494
0.3000	1.2687
0.3500	1.2681
0.4000	1.3360
0.4500	1.3845
0.5000	1.4427
0.5500	1.1513
0.6000	1.5984
0.6500	1.7034
0.7000	1.8355
0.7500	2.0069
0.8000	2.2408
0.8500	2.5849
0.9000	3.1639
0.9500	4.4721
0.9800	7.0710
0.9900	10.0000

Cs	P en %																					Cs	
	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99		99.9
0.00	3.72	3.09	2.58	2.33	2.02	1.88	1.64	1.28	0.84	0.67	0.52	0.25	0.00	-0.25	-0.52	-0.67	-0.84	-1.28	-1.64	-1.88	-2.33	-3.09	0.00
0.05	3.83	3.16	2.62	2.36	2.06	1.90	1.65	1.28	0.84	0.66	0.52	0.24	-0.01	-0.26	-0.52	-0.68	-0.84	-1.28	-1.62	-1.86	-2.29	-3.02	0.05
0.10	3.94	3.23	2.67	2.60	2.11	1.92	1.67	1.29	0.84	0.66	0.51	0.24	-0.02	-0.27	-0.53	-0.68	-0.85	-1.27	-1.61	-1.84	-2.25	-2.95	0.10
0.15	4.05	3.31	2.71	2.44	2.13	1.94	1.68	1.30	0.84	0.66	0.50	0.23	-0.02	-0.28	-0.54	-0.68	-0.85	-1.26	-1.60	-1.82	-2.22	-2.88	0.15
0.20	4.16	3.38	2.76	2.47	2.16	1.96	1.70	1.30	0.83	0.65	0.50	0.22	-0.03	-0.28	-0.55	-0.69	-0.85	-1.26	-1.58	-1.79	-2.18	-2.81	0.20
0.25	4.17	3.45	2.81	2.50	2.18	1.98	1.71	1.30	0.82	0.64	0.49	0.21	-0.04	-0.29	-0.56	-0.70	-0.85	-1.25	-1.56	-1.77	-2.14	-2.69	0.25
0.30	4.38	3.52	2.86	2.54	2.21	2.00	1.72	1.31	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.05	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.55	-1.75	-2.10	-2.67	0.30
0.35	4.50	3.59	2.9	2.58	2.23	2.02	1.73	1.32	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.06	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.53	-1.72	-2.06	-2.60	0.35
0.40	4.61	3.66	2.95	2.61	2.26	2.04	1.75	1.32	0.82	0.63	0.47	0.19	-0.07	-0.31	-0.57	-0.71	-0.85	-1.23	-1.52	-1.70	-2.03	-2.54	0.40
0.45	4.72	3.74	2.99	2.64	2.28	2.06	1.76	1.32	0.82	0.62	0.46	0.18	-0.08	-0.32	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.51	-1.68	-2.00	-2.47	0.45
0.50	4.83	3.81	3.04	2.68	2.31	2.08	1.77	1.32	0.81	0.62	0.46	0.17	-0.08	-0.33	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.49	-1.66	-1.96	-2.40	0.50
0.55	4.94	3.88	3.08	2.72	2.33	2.10	1.78	1.32	0.80	0.62	0.45	0.16	-0.09	-0.34	-0.58	-0.72	-0.85	-1.21	-1.47	-1.64	-1.92	-2.32	0.55
0.60	5.05	3.96	3.13	2.75	2.35	2.12	1.80	1.33	0.80	0.61	0.44	0.16	-0.10	-0.34	-0.59	-0.72	-0.85	-1.20	-1.45	-1.61	-1.88	-2.27	0.60
0.65	5.16	4.03	3.17	2.78	2.37	2.14	1.81	1.33	0.79	0.60	0.44	0.15	-0.11	-0.35	-0.60	-0.72	-0.85	-1.19	-1.44	-1.59	-1.84	-2.20	0.65
0.70	5.28	4.10	3.22	2.82	2.40	2.15	1.82	1.33	0.79	0.59	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.42	-1.57	-1.81	-2.14	0.70
0.75	5.39	4.17	3.26	2.86	2.42	2.16	1.83	1.34	0.78	0.58	0.42	0.13	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.86	-1.18	-1.40	-1.54	-1.78	-2.08	0.75
0.80	5.50	4.24	3.31	2.89	2.45	2.18	1.84	1.34	0.78	0.58	0.41	0.12	-0.13	-0.37	-0.60	-0.73	-0.86	-1.17	-1.38	-1.52	-1.74	-2.02	0.80
0.85	5.62	4.31	3.35	2.92	2.47	2.20	1.85	1.34	0.78	0.58	0.40	0.12	-0.14	-0.38	-0.60	-0.73	-0.86	-1.16	-1.36	-1.49	-1.70	-1.96	0.85
0.90	5.73	4.38	3.4	2.96	2.50	2.22	1.86	1.34	0.77	0.57	0.40	0.11	-0.15	-0.38	-0.61	-0.73	-0.85	-1.15	-1.35	-1.47	-1.66	-1.90	0.90
0.95	5.84	4.46	3.44	2.99	2.52	2.24	1.87	1.34	0.76	0.56	0.39	0.10	-0.16	-0.38	-0.62	-0.73	-0.85	-1.14	-1.34	-1.44	-1.62	-1.84	0.95
1.00	5.96	4.53	3.49	3.02	2.54	2.25	1.88	1.34	0.76	0.55	0.38	0.09	-0.16	-0.39	-0.62	-0.73	-0.85	-1.13	-1.32	-1.42	-1.59	-1.79	1.00
1.05	6.07	4.60	3.53	3.06	2.56	2.26	1.88	1.34	0.75	0.54	0.37	0.08	-0.17	-0.40	-0.62	-0.74	-0.85	-1.12	-1.30	-1.40	-1.56	-1.74	1.05
1.10	6.18	4.67	3.58	3.09	2.58	2.28	1.89	1.34	0.74	0.54	0.36	0.07	-0.18	-0.41	-0.62	-0.74	-0.85	-1.10	-1.28	-1.38	-1.52	-1.68	1.10
1.15	6.30	4.74	3.62	3.12	2.60	2.30	1.90	1.34	0.74	0.53	0.36	0.06	-0.18	-0.42	-0.62	-0.74	-0.84	-1.09	-1.26	-1.36	-1.48	-1.63	1.15
1.20	6.41	4.81	3.66	3.15	2.62	2.31	1.92	1.34	0.73	0.52	0.35	0.05	-0.19	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.08	-1.24	-1.33	-1.45	-1.58	1.20
1.25	6.52	4.88	3.7	3.18	2.64	2.32	1.93	1.34	0.72	0.52	0.34	0.04	-0.20	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.07	-1.22	-1.30	-1.42	-1.53	1.25
1.30	6.64	4.95	3.74	3.21	2.67	2.34	1.94	1.34	0.72	0.51	0.33	0.04	-0.21	-0.43	-0.63	-0.74	-0.84	-1.06	-1.20	-1.28	-1.38	-1.48	1.30
1.35	6.74	5.02	3.78	3.24	2.69	2.36	1.94	1.34	0.72	0.50	0.32	0.03	-0.22	-0.44	-0.64	-0.74	-0.84	-1.05	-1.18	-1.28	-1.35	-1.44	1.35
1.40	6.87	5.09	3.83	3.27	2.71	2.37	1.95	1.34	0.71	0.49	0.31	0.02	-0.22	-0.44	-0.64	-0.73	-0.83	-1.04	-1.17	-1.23	-1.32	-1.39	1.40
1.45	6.98	5.19	3.87	3.30	2.72	2.38	1.95	1.33	0.70	0.48	0.30	0.01	-0.23	-0.44	-0.64	-0.73	-0.82	-1.03	-1.15	-1.21	-1.29	-1.35	1.45
1.50	7.09	5.28	3.91	3.33	2.74	2.39	1.96	1.33	0.69	0.47	0.30	0.00	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.82	-1.02	-1.13	-1.19	-1.26	-1.31	1.50
1.55	7.20	5.32	3.95	3.36	2.76	2.40	1.96	1.33	0.68	0.46	0.29	0.01	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.82	-1.00	-1.12	-1.16	-1.23	-1.28	1.55
1.60	7.31	5.37	3.99	3.39	2.78	2.42	1.97	1.33	0.68	0.46	0.28	0.02	-0.25	-0.46	-0.64	-0.73	-0.81	-0.99	-1.10	-1.14	-1.20	-1.24	1.60
1.65	7.42	5.44	4.03	3.42	2.80	2.43	1.97	1.32	0.67	0.45	0.27	0.03	-0.26	-0.46	-0.64	-0.72	-0.81	-0.98	-1.08	-1.12	-1.17	-1.20	1.65
1.70	7.54	5.50	4.07	3.44	2.82	2.44	1.98	1.32	0.66	0.44	0.26	0.04	-0.27	-0.47	-0.64	-0.72	-0.81	-0.97	-1.06	-1.10	-1.14	-1.17	1.70
1.75	7.65	5.57	4.11	3.47	2.83	2.45	1.98	1.32	0.65	0.43	0.25	0.05	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.96	-1.04	-1.08	-1.12	-1.14	1.75

Tabla 3.2.a

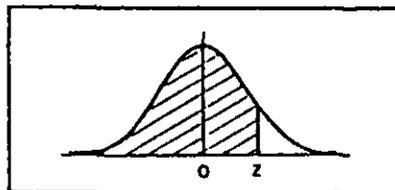
Cs	P en %																				Cs		
	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97		99	99.9
1.80	7.76	5.64	4.15	3.50	2.85	2.46	1.99	1.32	0.64	0.42	0.24	-0.05	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.94	-1.02	-1.06	-1.09	-1.11	1.80
1.85	7.87	5.70	4.19	3.52	2.86	2.48	1.99	1.32	0.64	0.41	0.23	-0.06	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.93	-1.00	-1.04	-1.06	-1.08	1.85
1.90	7.98	5.77	4.23	3.55	2.88	2.49	2.00	1.31	0.63	0.40	0.22	-0.07	-0.29	-0.48	-0.64	-0.72	-0.79	-0.92	-0.98	-1.01	-1.04	-1.05	1.90
1.95	8.10	5.84	4.26	3.58	2.89	2.50	2.00	1.30	0.62	0.40	0.21	-0.08	-0.30	-0.48	-0.64	-0.72	-0.78	-0.91	-0.96	-0.99	-1.02	-1.02	-1.95
2.00	8.21	5.91	4.30	3.60	2.91	2.51	2.00	1.30	0.61	0.39	0.20	-0.08	-0.31	-0.49	-0.64	-0.71	-0.78	-0.90	-0.950	-0.97	-0.990	-1.00	2.00
2.05		5.97	4.34	3.63	2.92	2.52	2.00	1.30	0.60	0.38	0.19	-0.09	-0.32	-0.49	-0.64	-0.71	-0.77	-0.89	-0.932	-0.950	-0.967	-0.976	2.05
2.10		6.04	4.38	3.65	2.94	2.53	2.01	1.29	0.59	0.37	0.18	-0.10	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	-0.866	-0.914	-0.930	-0.945	-0.953	2.10
2.15		6.09	4.42	3.66	2.94	2.53	2.01	1.28	0.58	0.30	0.17	-0.11	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	-0.854	-0.898	-0.913	-0.925	-0.931	2.15
2.20		6.14	4.46	3.68	2.95	2.54	2.02	1.27	0.57	0.35	0.16	-0.12	-0.33	-0.50	-0.64	-0.69	-0.75	-0.842	-0.882	-0.895	-0.905	-0.910	2.20
2.25		6.20	4.49	3.70	2.96	2.54	2.02	1.26	0.56	0.33	0.15	-0.12	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.828	-0.866	-0.878	-0.866	-0.890	2.25
2.30		6.26	4.52	3.73	2.98	2.54	2.01	1.26	0.55	0.32	0.14	-0.13	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.815	-0.850	-0.850	-0.867	-0.870	2.30
2.35		6.31	4.55	3.75	3.00	2.57	2.01	1.25	0.53	0.30	0.13	-0.13	-0.34	-0.50	-0.62	-0.67	-0.73	-0.803	-0.835	-0.843	-0.848	-0.852	2.35
2.40		6.37	4.59	3.78	3.02	2.60	2.00	1.25	0.52	0.29	0.12	-0.14	-0.35	-0.51	-0.62	-0.67	-0.72	-0.792	-0.820	-0.826	-0.830	-0.834	2.40
2.45		6.43	4.62	3.80	3.03	2.61	2.00	1.24	0.51	0.28	0.11	-0.15	-0.36	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.780	-0.805	-0.810	-0.815	-0.817	2.45
2.50		6.50	4.66	3.82	3.05	2.62	2.00	1.23	0.50	0.27	0.10	-0.16	-0.36	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.768	-0.790	-0.795	-0.800	-0.800	2.50
2.55		6.52	4.68	3.84	3.06	2.62	2.00	1.22	0.49	0.26	0.093	-0.16	-0.36	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.757	-0.770	-0.780	-0.785	-0.785	2.55
2.60		6.54	4.71	3.86	3.08	2.63	2.00	1.21	0.48	0.25	0.085	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.756	-0.764	-0.766	-0.770	-0.770	2.60
2.65		6.64	4.75	3.89	3.09	2.63	2.00	1.20	0.47	0.24	0.078	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.65	-0.69	-0.734	-0.750	-0.752	-0.755	-0.755	2.65
2.70		6.75	4.80	3.92	3.10	2.64	2.00	1.19	0.46	0.24	0.070	-0.18	-0.38	-0.51	-0.61	-0.65	-0.68	-0.240	-0.736	-0.739	-0.740	-0.740	2.70
2.75		6.80	4.83	3.94	3.11	2.64	2.00	1.18	0.45	0.23	0.063	-0.19	-0.39	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.713	-0.724	-0.726	-0.727	-0.728	2.75
2.80		6.86	4.86	3.96	3.12	2.65	2.00	1.18	0.44	0.22	0.057	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.703	-0.711	-0.714	-0.715	-0.715	2.80
2.85		6.93	4.91	3.98	3.12	2.65	2.00	1.16	0.42	0.21	0.049	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.66	-0.692	-0.700	-0.702	-0.702	-0.702	2.85
2.90		7.00	4.93	4.01	3.12	2.66	1.99	1.15	0.41	0.20	0.041	-0.21	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.65	-0.681	-0.689	-0.690	-0.698	-0.690	2.90
2.95		7.05	4.95	4.03	3.13	2.66	1.98	1.14	0.40	0.19	0.034	-0.21	-0.39	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.672	-0.677	-0.678	-0.678	-0.678	2.95
3.00		7.10	4.98	4.05	3.14	2.66	1.97	1.13	0.39	0.19	0.027	-0.22	-0.40	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.661	-0.665	-0.666	-0.666	-0.666	3.00
3.05		7.16	4.88	4.07	3.14	2.66	1.97	1.12	0.38	0.18	0.018	-0.22	-0.40	-0.51	-0.58	-0.61	-0.63	-0.651	-0.655	-0.656	-0.656	-0.656	3.05
3.10		7.23	5.01	4.09	3.14	2.66	1.97	1.11	0.37	0.17	0.010	-0.23	-0.40	-0.51	-0.58	-0.60	-0.62	-0.641	-0.645	-0.646	-0.646	-0.646	3.10
3.15		7.29	5.04	4.10	3.14	2.66	1.96	1.10	0.36	0.16	0.002	-0.24	-0.40	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.631	-0.635	-0.636	-0.636	-0.636	3.15
3.20		7.35	5.08	4.11	3.14	2.66	1.96	1.09	0.35	0.15	-0.006	-0.25	-0.41	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.621	-0.625	-0.625	-0.625	-0.625	3.20
3.25		7.39	5.11	4.13	3.14	2.66	1.95	1.08	0.34	0.14	-0.014	-0.25	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.60	-0.613	-0.616	-0.616	-0.616	-0.616	3.25
3.30		7.44	5.14	4.15	3.14	2.66	1.95	1.08	0.33	0.13	-0.022	-0.26	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.59	-0.605	-0.606	-0.606	-0.606	-0.606	3.30
3.50		7.49	5.16	4.16	3.14	2.66	1.94	1.07	0.32	0.12	-0.029	-0.26	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	-0.58	-0.596	-0.597	-0.597	-0.597	-0.597	3.35
3.40		7.54	5.19	4.18	3.15	2.66	1.94	1.06	0.31	0.11	-0.036	-0.27	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	-0.58	-0.586	-0.587	-0.589	-0.589	-0.589	3.40
3.45		7.59	5.22	4.19	3.15	2.66	1.93	1.05	0.30	0.09	-0.042	-0.27	-0.41	-0.50	-0.54	-0.56	-0.57	-0.578	-0.579	-0.580	-0.580	-0.580	3.45
3.50		7.64	5.25	4.21	3.16	2.66	1.93	1.04	0.29	0.08	-0.049	-0.28	-0.41	-0.50	-0.54	-0.55	-0.56	-0.570	-0.571	-0.571	-0.571	-0.571	3.50

Tabla 3.2.b

Cs	P en %																			Cs			
	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95		97	99	99.9
3.55	7.68	5.27	4.22	3.16	2.66	1.93	1.03	0.280	0.072	-0.060	-0.28	-0.41	-0.49	-0.54	-0.54	-0.550	-0.562	-0.564	-0.564	-0.564	-0.564	-0.564	3.55
3.60	7.72	5.30	4.24	3.17	2.66	1.93	1.03	0.280	0.064	-0.072	-0.28	-0.42	-0.49	0.54	-0.54	-0.550	-0.555	0.556	-0.556	-0.556	-0.556	-0.556	3.60
3.65	7.79	5.32	4.25	3.17	2.66	1.92	1.02	0.270	0.056	-0.078	-0.28	-0.42	-0.48	-0.53	-0.53	-0.540	-0.548	-0.549	-0.549	-0.549	-0.549	-0.549	3.65
3.70	7.86	5.35	4.26	3.18	2.66	1.91	1.01	0.260	0.048	-0.084	-0.29	-0.42	-0.48	-0.52	-0.53	-0.540	-0.541	-0.541	-0.541	-0.541	-0.541	-0.541	3.70
3.75	7.91	5.37	4.27	3.18	2.66	1.90	1.00	0.250	0.040	-0.890	-0.29	-0.42	-0.48	-0.51	-0.52	-0.530	-0.533	-0.533	-0.533	-0.533	-0.533	-0.533	3.75
3.80	7.97	5.40	4.29	3.18	2.65	1.90	1.00	0.240	0.032	-0.095	-0.30	-0.42	-0.48	-0.51	-0.52	-0.520	-0.526	-0.526	-0.526	-0.526	-0.526	-0.526	3.80
3.85	8.02	5.42	4.31	3.19	2.65	1.90	0.99	0.230	0.026	-0.103	-0.30	-0.41	-0.47	-0.50	-0.51	-0.510	-0.519	-0.519	-0.519	-0.519	-0.519	-0.519	3.85
3.90	8.08	5.45	4.32	3.20	2.65	1.90	0.98	0.230	0.020	-0.110	-0.30	-0.41	-0.47	-0.50	-0.51	-0.510	-0.513	-0.513	-0.513	-0.513	-0.513	-0.513	3.90
3.95	8.12	5.47	4.33	3.20	2.65	1.90	0.97	0.220	0.015	-0.110	-0.30	-0.41	-0.46	-0.49	-0.50	-0.500	-0.506	-0.506	-0.506	-0.506	-0.506	-0.506	3.95
4.00	8.17	5.50	4.34	3.20	2.65	1.90	0.96	0.210	0.010	-0.120	-0.31	-0.41	-0.46	-0.49	-0.49	0.500	-0.500	-0.500	-0.500	-0.500	-0.500	-0.500	4.00
4.05	8.23	5.52	4.35	3.21	2.65	1.89	0.95	0.200	0.005	-0.120	-0.31	-0.41	-0.46	-0.48	-0.487	-0.493	-0.493	-0.493	-0.493	-0.493	-0.493	-0.493	4.05
4.10	8.29	5.55	4.36	3.22	2.65	1.89	0.95	0.200	0.000	-0.120	-0.31	-0.41	-0.46	-0.48	-0.484	-0.486	-0.487	-0.487	-0.487	-0.487	-0.487	-0.487	4.10
4.15	8.33	5.57	4.37	3.23	2.65	1.88	0.94	0.190	-0.005	-0.130	-0.31	-0.41	-0.45	-0.47	-0.478	-0.480	-0.481	-0.481	-0.481	-0.481	-0.481	-0.481	4.15
4.20	8.38	5.60	4.39	3.24	2.64	1.88	0.93	0.190	-0.010	-0.130	-0.31	-0.41	-0.45	-0.47	-0.473	-0.475	-0.476	-0.476	-0.476	-0.476	-0.476	-0.476	4.20
4.25	8.43	5.62	4.39	3.24	2.64	1.87	0.92	0.180	-0.015	-0.130	-0.31	-0.40	-0.44	-0.46	-0.467	-0.470	-0.470	-0.470	-0.470	-0.470	-0.470	-0.470	4.25
4.30	8.49	5.65	4.40	3.24	2.64	1.87	0.92	0.170	-0.021	-0.140	-0.32	-0.40	-0.44	-0.460	-0.462	-0.465	-0.465	-0.465	-0.465	-0.465	-0.465	-0.465	4.30
4.35	8.54	5.67	4.41	3.24	2.64	1.86	0.91	0.160	-0.026	-0.140	-0.32	-0.40	-0.44	-0.455	-0.458	-0.460	-0.460	-0.460	-0.460	-0.460	-0.460	-0.460	4.35
4.40	8.60	5.69	4.42	3.25	2.63	1.86	0.91	0.150	-0.320	-0.150	-0.32	-0.40	-0.44	-0.451	-0.454	-0.455	-0.455	-0.455	-0.455	-0.455	-0.455	-0.455	4.40
4.45	8.64	5.71	4.43	3.25	2.63	1.85	0.90	0.140	-0.037	-0.150	-0.32	-0.40	-0.43	-0.446	-0.449	-0.450	-0.450	-0.450	-0.450	-0.450	-0.450	-0.450	4.45
4.50	8.69	5.74	4.44	3.26	2.62	1.85	0.89	0.140	-0.042	-0.160	-0.32	-0.40	-0.43	-0.441	-0.444	-0.445	-0.445	-0.445	-0.445	-0.445	-0.445	-0.445	4.50
4.55	8.74	5.76	4.45	3.26	2.62	1.84	0.88	0.130	-0.047	-0.160	-0.32	-0.40	-0.42	-0.436	-0.439	-0.440	-0.440	-0.440	-0.440	-0.440	-0.440	-0.440	4.55
4.60	8.79	5.79	4.46	3.27	2.62	1.84	0.87	0.130	-0.052	-0.170	-0.32	-0.40	-0.42	-0.432	-0.435	-0.435	-0.435	-0.435	-0.435	-0.435	-0.435	-0.435	4.60
4.65	8.84	5.81	4.47	3.27	2.61	1.83	0.86	0.120	-0.058	-0.170	-0.32	-0.40	-0.42	-0.428	-0.430	-0.430	-0.430	-0.430	-0.430	-0.430	-0.430	-0.430	4.65
4.70	8.89	5.84	4.49	3.28	2.61	1.83	0.85	0.110	-0.064	-0.180	-0.32	-0.40	-0.42	-0.424	-0.425	-0.426	-0.426	-0.426	-0.426	-0.426	-0.426	-0.426	4.70
4.75	8.92	5.86	4.49	3.28	2.61	1.82	0.83	0.100	-0.069	-0.180	-0.32	-0.395	-0.415	-0.420	-0.420	-0.421	-0.421	-0.421	-0.421	-0.421	-0.421	-0.421	4.75
4.80	8.96	5.89	4.50	3.29	2.60	1.81	0.82	0.100	-0.075	-0.190	-0.32	-0.390	-0.410	-0.416	-0.416	-0.416	-0.416	-0.416	-0.416	-0.416	-0.416	-0.416	4.80
4.85	9.00	5.89	4.50	3.29	2.60	1.80	0.81	0.092	-0.081	-0.190	-0.32	-0.388	-0.405	-0.411	-0.412	-0.412	-0.412	-0.412	-0.412	-0.412	-0.412	-0.412	4.85
4.90	9.40	5.90	4.51	3.30	2.60	1.80	0.80	0.084	-0.087	-0.190	-0.33	-0.386	-0.401	-0.407	-0.408	-0.409	-0.409	-0.409	-0.409	-0.409	-0.409	-0.409	4.90
4.95	9.80	5.92	4.52	3.31	2.60	1.79	0.79	0.076	-0.093	-0.190	-0.33	-0.383	-0.398	-0.403	-0.404	-0.404	-0.404	-0.404	-0.404	-0.404	-0.404	-0.404	4.95
5.00	9.12	5.94	4.54	3.32	2.60	1.78	0.78	0.068	-0.099	-0.200	-0.33	-0.380	-0.395	-0.399	-0.400	-0.400	-0.400	-0.400	-0.400	-0.400	-0.400	-0.400	5.00
5.05	9.16	5.96	4.55	3.32	2.60	1.77	0.77	0.059	-1.050	-0.200	-0.33	-0.378	-0.391	-0.395	-0.396	-0.396	-0.396	-0.396	-0.396	-0.396	-0.396	-0.396	5.05
5.10	9.20	5.98	4.57	3.32	2.60	1.76	0.76	0.051	-0.110	-0.210	-0.33	-0.376	-0.388	-0.391	-0.392	-0.392	-0.392	-0.392	-0.392	-0.392	-0.392	-0.392	5.10
5.15	9.23	6.00	4.58	3.32	2.60	1.75	0.74	0.043	-0.115	-0.210	-0.33	-0.373	-0.385	-0.387	-0.388	-0.388	-0.388	-0.388	-0.388	-0.388	-0.388	-0.388	5.15
5.20	9.27	6.02	4.59	3.33	2.60	1.74	0.73	0.035	-0.120	-0.210	-0.33	-0.370	-0.382	-0.384	-0.385	-0.385	-0.385	-0.385	-0.385	-0.385	-0.385	-0.385	5.20

Tabla 3.2 c

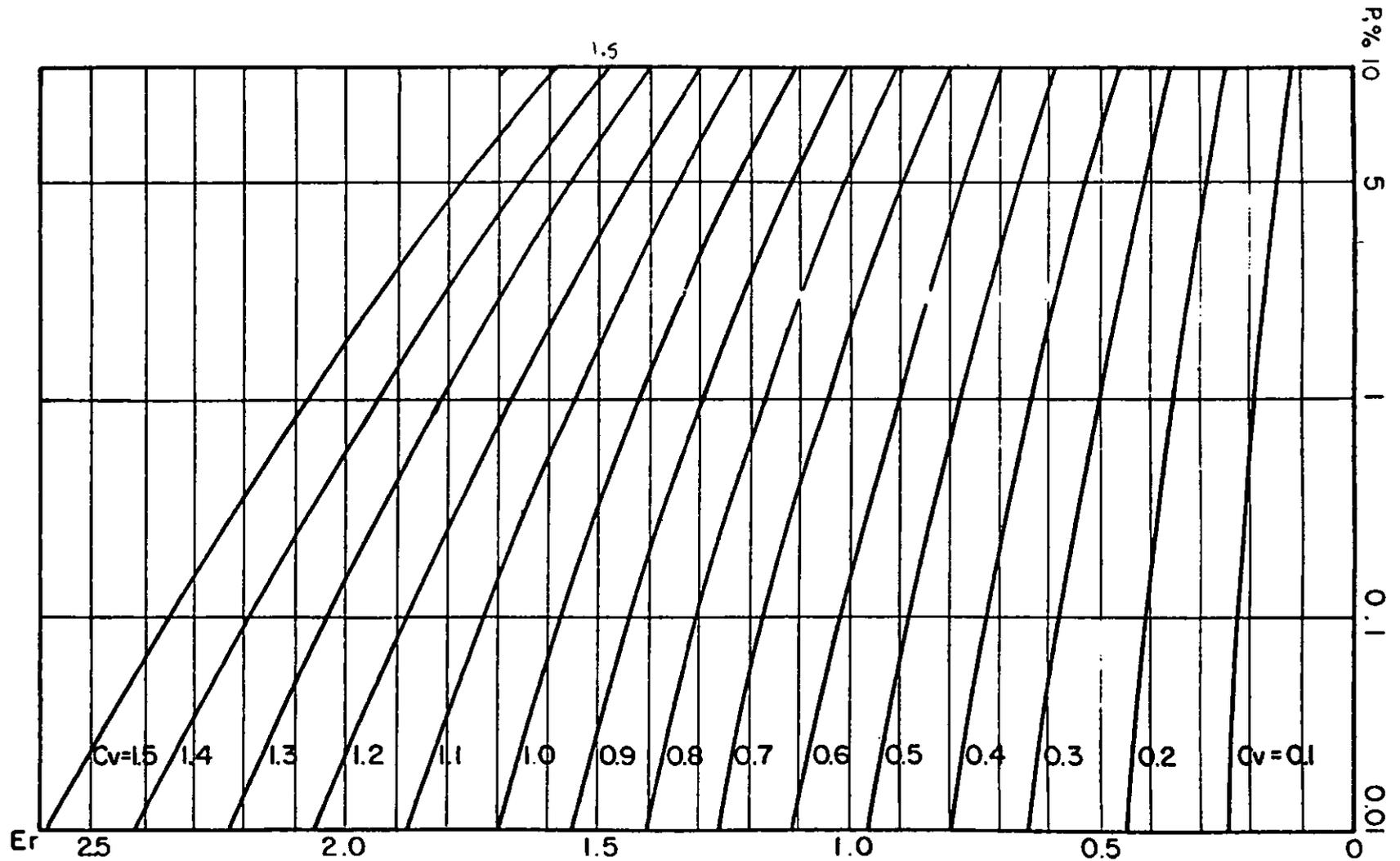
Valores de la función de distribución normal, Spiegel
(1987)



Z	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5754
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7258	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7518	0.7549
0.7	0.7580	0.7612	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7996	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9266	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998
3.5	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998
3.6	0.9998	0.9998	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
3.7	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
3.8	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
3.9	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

Tabla 3.3

METODO DE LEVEDIEV



VALORES DE E_r EN FUNCION DE C_v Y p
EN PORCENTAJE

Figura 3.1

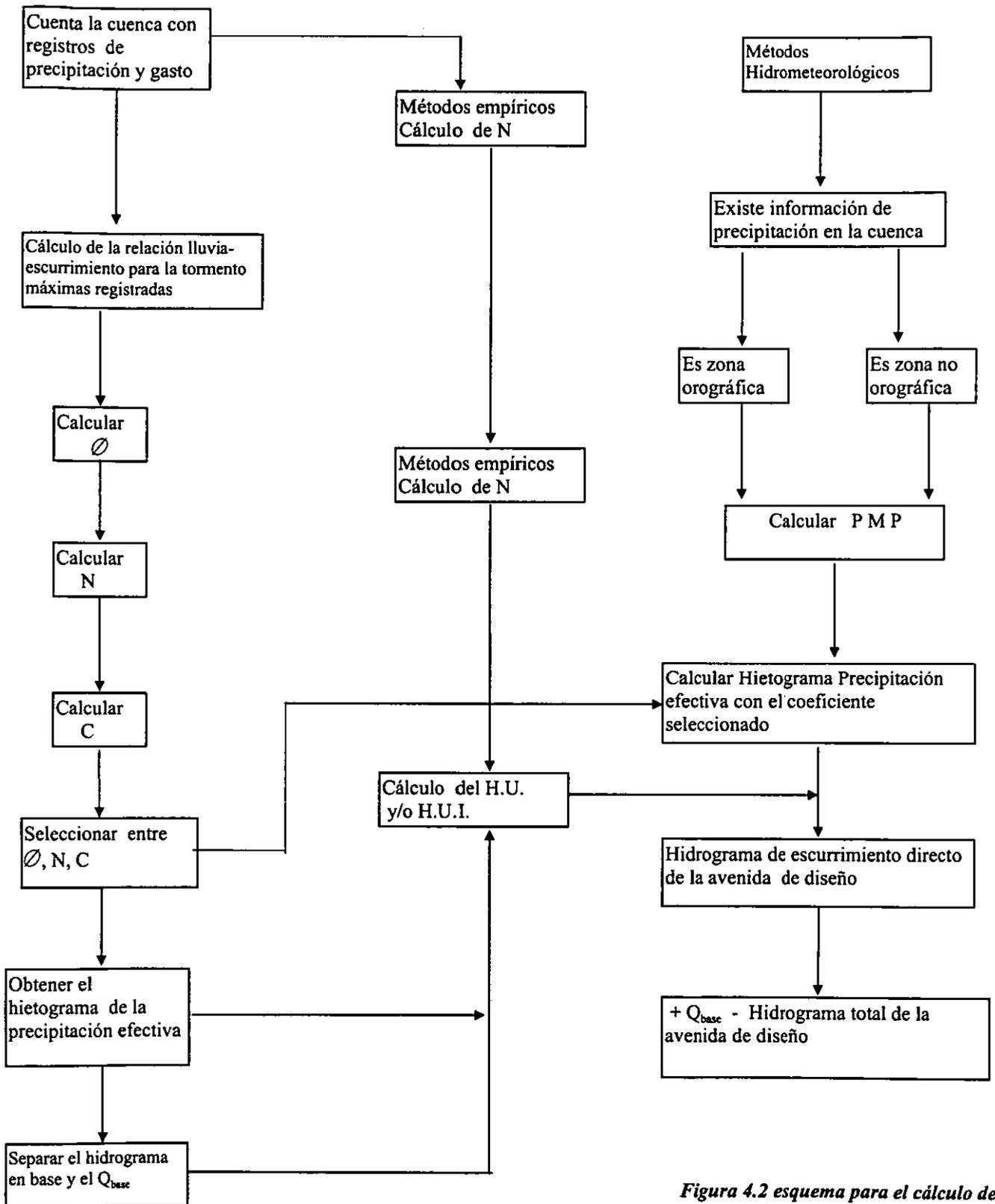


Figura 4.2 esquema para el cálculo de la avenida de diseño con métodos hidrometeorológicos

Nota: Ø.- índice de infiltración media
 N.- número de escurrimiento
 C.- coeficiente de escurrimiento

H.U.I. - Hidrograma unitario Instantáneo
 H.U. - Hidrograma unitario
 P.M.P. - Precipitación Máxima Probable

4.2 CONCEPTOS GENERALES

4.2.1 Modelos de Tormenta

Los modelos de tormenta reproducen en una forma sencilla el fenómeno real y a la vez permiten identificar los parámetros más importantes en cuanto a la magnitud de la precipitación; son métodos con los cuales se aíslan los factores significativos en el proceso de precipitación y se extrapolan hasta sus extremos probables, de tal manera que se tenga una idea razonable de la máxima precipitación que pueda caer en una zona dadas ciertas condiciones atmosféricas desfavorables.

Los modelos más simples son el de plano inclinado y el de convergencia. Sus esquemas se presentan a continuación.

4.2.1.1 Plano Inclinado

Este modelo corresponde a un proceso en el que la masa de aire asciende al encontrarse una barrera montañosa o un frente atmosférico, representado por la cuña de la figura 4.3, la cual proyecta un área que generalmente se supone rectángulo:

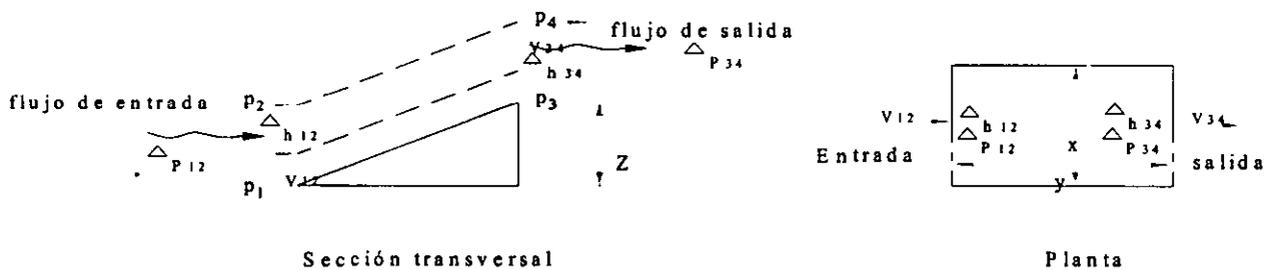


Fig.4.3 Modelo Plano Inclinado.

La intensidad de precipitación se calcula con la ecuación:

$$i = \frac{x}{A} V_{12} \Delta h_{12} \left[1 - \frac{\Delta P_{12}}{\Delta P_{34}} - \frac{\Delta h_{34}}{\Delta h_{12}} \right] \quad \text{Ec. 4.1}$$

- i = intensidad de precipitación en el área de la base, de la región en análisis (mm/s)
- V_{12} y ΔP_{12} = velocidad media y diferencia de presión entre niveles 1 y 2, en km/h y mb, respectivamente
- Δh_{34} y ΔP_{34} = altura de agua precipitable y diferencia de presión entre los niveles 3 y 4 en mm y mb, respectivamente
- X/A = factor geométrico
- A = área de la base (Km^2)
- Δh_{12} = altura de agua precipitable entre los niveles 1 y 2, en mm
- X = ancho de la zona afectada, en Km

Para determinar la intensidad de precipitación total, es decir, la producida en toda la atmósfera encima de la barrera, la capa 2 - 4 se sitúa en un nivel donde no hay flujo de aire o es despreciable, esto ocurre alrededor de los 200 mb.

4.2.1.2 Plano de Convergencia

Corresponde a un proceso en el que las corrientes de aire de los niveles inferiores convergen tratando de ocupar un área menor, lo que obliga a la masa de aire a ascender.

El tipo de convergencia más simple es el radial, para el cual:

$$i = \frac{2r_{12}}{r} \Delta h_{12} \left[1 - \frac{\Delta P_{12}}{\Delta P_{34}} \frac{\Delta h_{34}}{\Delta h_{12}} \right] \quad \text{Ec. 4.2}$$

Los términos son los mismos definidos en el modelo de convergencia.

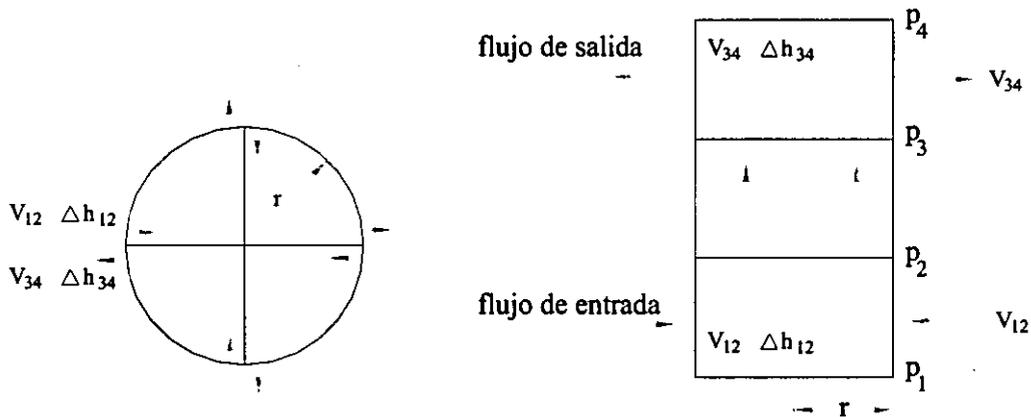


Fig. 4.4 Modelo de Flujo Radial

Factores que intervienen en los modelos de tormenta.

Las ecuaciones 4.1 y 4.2 involucran los mismos parámetros, por lo que los factores que determinan la intensidad de la precipitación en los modelos de tormenta son:

- i. Temperatura de punto de rocío (t_d) del aire que ingresa a la zona. Con t_d se puede calcular el agua precipitable entre los niveles 1 y 2.
- ii. Velocidad del flujo de entrada, la velocidad del aire que ingresa a la zona determina la aportación de humedad.
- iii. La geometría de la celda, es decir, las cotas de los niveles 1 y 3 para el modelo del plano inclinado y 1,2,3 y 4 para el modelo de convergencia.
- iv. Factor geométrico; depende la geometría de la base de la columna.

4.2.2 Temperatura de Punto de Rocío

Si en una masa de aire se mantiene constante la humedad, o presión parcial del vapor de agua (e), y se enfría la masa de aire hasta que la presión del vapor produzca la saturación, la temperatura a la que éste ocurre se denomina punto de rocío.

La temperatura punto de rocío es uno de los parámetros más importantes que intervienen en el proceso de maximización de tormentas. La persistencia de la precipitación está ligada con la persistencia de la humedad y su respectivo punto de rocío.

En el proceso de maximización conviene usar el concepto de punto de rocío 12 horario persistente, como representativo de la tormenta. Este valor se define como el más alto igualado o excedido en todas las observaciones efectuadas durante un período de 12 horas.

Punto de rocío de superficie es el que se obtiene de las observaciones de estaciones meteorológicas de superficie.

El punto de rocío debe referirse al nivel del mar, para lo cual se utiliza la fig. 4.5.

En México, se dispone aproximadamente de una estación meteorológica por estado, por lo cual el "máximo punto de rocío 12 horario persistente" representativo de la tormenta será igual al calculado para el mismo lapso de la tormenta, en la estación más próxima a la zona de la tormenta del lado del influjo de humedad, los textos especializados recomiendan que la distancia entre la estación y el centro de la tormenta sea menor o igual que 200 km.

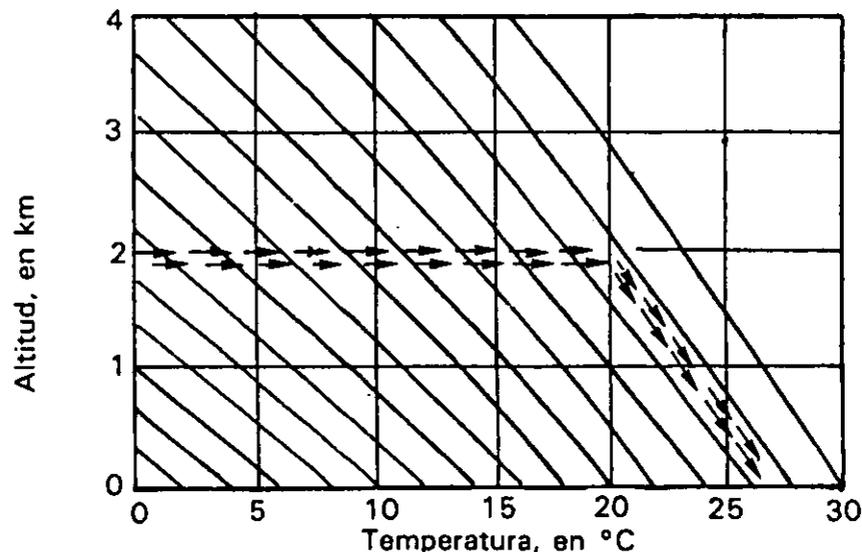


Figura 4.5 Diagrama para ajustar los valores de punto de rocío, refiriéndolos al nivel del mar (1 000 mb).

4.2.3 Agua Precipitable

Es un índice del agua disponible en la atmósfera y se expresa como altura de agua. La altura de agua precipitable (h) de una columna de atmósfera de área unitaria en la base, depende de la distribución vertical de la humedad específica (q) y de las presiones entre los niveles inferior (1) y la cara superior (2); depende de la distribución vertical de la humedad específica y presión, según la ecuación:

$$h_{(mm)} = 0.0102 \int_{p_1}^{p_2} q dp = 0.0102 \bar{q} \Delta P \quad \text{Ec. 4.3}$$

En esta forma es poco probable calcular h , ya que en muy pocos lugares se mide la distribución vertical de la humedad específica. Sin embargo, las tablas 4.1 y 4.2, se han elaborado suponiendo que la atmósfera está saturada, de manera que la distribución de la humedad específica depende de la temperatura de rocío de superficie.

La tabla 4.1 del anexo da la altura de agua precipitable (mm) entre la superficie de 1000 mb (nivel del mar) y la presión de 300 mb (superficie nodal) como función del punto de rocío ($^{\circ}C$) referido a 1000 mb. La tabla 4.2 (ver anexo) da la altura de agua precipitable entre la superficie de 1000 mb y la superficie a la elevación indicada. Los valores que proporcionan ambas tablas se combinan como se muestra en la siguiente figura:

$$h_b = h_1 - h_2 \quad \text{Ec. 4.4}$$

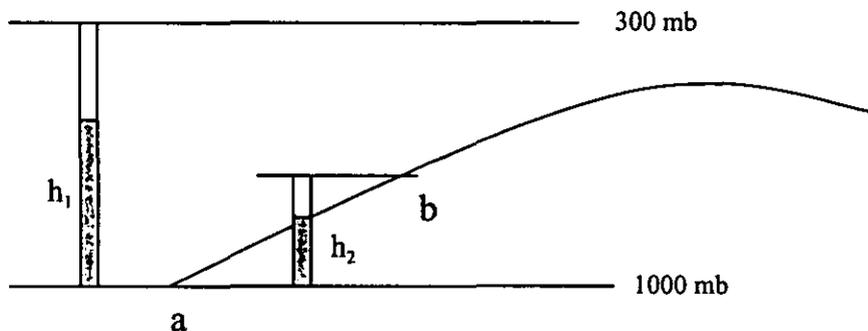


Figura 4.6

- h_b = altura de agua precipitable sobre el nivel b
- h_1 = agua precipitable entre los 1000 mb y la superficie nodal. (El viento en el nivel del suelo se mueve a lo largo de la superficie del mismo, y la pendiente de la línea de corriente del flujo de aire disminuye con la altura hasta llegar a ser horizontal. El nivel donde esto ocurre se llama superficie nodal)
- h_2 = agua precipitable entre los 1000 mb y la elevación de b

4.3 TORMENTA DE DISEÑO

La tormenta de diseño deberá reflejar el comportamiento típico de las tormentas históricas ocurridas en la cuenca en estudio, tomando en cuenta los patrones observados en hietogramas, isoyetas, curvas altura de precipitación-área-duración, velocidad del viento, tipo de fenómeno meteorológico, temperatura punto de rocío, topografía, etc.

4.3.1 Precipitación Máxima Probable (PMP) para regiones no orográficas

El procedimiento general consiste en seleccionar grandes tormentas ocurridas en la cuenca en estudio o en cuencas semejantes para obtener la PMP existen dos formas; la primera cuando la tormenta de diseño se obtiene *maximizando* los parámetros que influyen en la tormenta y la segunda, *transponiendo* las tormentas hasta la cuenca en estudio.

El proceso de transposición y maximización de tormentas se basa en la siguiente idea: supongamos que la tormenta que ocurrió en un determinado lugar (región "A") fue producida por un ciclón. Si en lugar de afectar a la región "A", el ciclón modificara su trayectoria y se dirigiera a otro punto (región "B") en el que prevalecen ciertas condiciones atmosféricas, producirá una tormenta de determinada magnitud. La transposición se refiere a la posibilidad de que la tormenta que ocurrió en "A" lo haga en "B" y la maximización consiste en suponer las máximas condiciones atmosféricas en "A", con lo que la tormenta producida será la más grande.

El siguiente procedimiento de cálculo que se describe permite obtener el hietograma de precipitación media de la tormenta de diseño.

1.- Selección de la duración.- Es necesario tener algún parámetro que sirva de base para seleccionar las tormentas históricas extremas más importantes. Por ejemplo, uno de los parámetros más importantes es el de regulación; por tormentas pequeñas será de menor importancia que el causado por tormentas de duraciones grandes. Para tener una idea del orden de magnitud de las duraciones importantes, se debe tener en cuenta el área de la cuenca y el volumen de la presa destinado a regular la avenida; la influencia de la cuenca se toma en cuenta analizando avenidas históricas más importantes, con sus respectivos registros pluviométricos, para tener una idea de la respuesta de la cuenca. Por ejemplo si la relación entre el volumen de la mayor avenida histórica y el volumen destinado a regular avenidas en la presa, es pequeña (0.30), la duración total de la tormenta que se utilice para el diseño deberá ser mayor que la máxima avenida histórica o un tren de avenidas.

2.- Análisis de las tormentas históricas extremas ocurridas en la cuenca.- Con este análisis permitirá determinar las características típicas de estas tormentas que puedan presentarse en la cuenca, para las duraciones seleccionadas en el punto anterior

La información que interesa de cada tormenta es la siguiente:

- Carta de isobaras
- Tipo de fenómeno meteorológico predominante
- Temperatura de punto de rocío representativa de la tormenta
- Trayectorias generales del flujo en planta
- Velocidad media del viento
- Mapa de isoyetas
- Curvas altura de precipitación-área-duración
- Envolvente alisada de las curvas altura de precipitación-área-duración

- 3.- Se seleccionan las tormentas históricas más grandes ocurridas en otros sitios con las características anteriores y que sean factibles de ocurrir en la cuenca; en este sentido es de gran ayuda la opinión de un meteorólogo.
- 4.- Se calcula el coeficiente de trasposición y maximización para cada una de las tormentas y se ajustan la curvas altura de precipitación-área-duración respectivas.
- 5.- Se seleccionan las curvas de altura precipitación-área-duración ajustada más desfavorables, tomando en cuenta la duración seleccionada (paso 1), como el proceso es de maximización, las curvas hp-a-d más desfavorable, será aquella cuyas magnitudes de hp sean las más grandes.
- 6.- Cuando sea necesario utilizar una secuencia de tormentas, se puede emplear como norma general una separación de 4 días entre ellas, para eliminar la interferencia, y analizar todas las combinaciones posibles en cuanto al orden de ocurrencia de los hietogramas. Seleccionando el más desfavorable, que constituirá la tormenta de diseño.

Los procesos de maximización y trasposición se efectúan según se menciona en los numerales siguientes.

4.3.1.1 Maximización

La maximización de una tormenta ocurrida en la cuenca en estudio consiste en multiplicar las cantidades de lluvia por un coeficiente de maximización (K_m). En el proceso de maximización interviene únicamente la maximización de la humedad no se toma en cuenta la maximización del viento, porque en general, las tormentas con más altas velocidades de éste no necesariamente producen la precipitación más intensa. Además, como éste proceso se aplica a tormentas históricas extremas, se supone que éstas son representativas de mecanismos que han trabajado a su máxima eficiencia en cuanto a convergencia y movimiento vertical.

$$K_m = \frac{h_m}{h_s} \quad \text{Ec. 4.5}$$

h_m = agua precipitable calculada con la temperatura punto de rocío 12 horario persistente más alta registrada en el sitio de la tormenta

h_s = agua precipitable calculada con la máxima temperatura de punto de rocío 12 horario persistente registrada durante la tormenta histórica

Se usarán las tablas 4.1 y 4.2 del anexo para calcular el agua precipitable, h_m y h_s . Estarán definidas, cada una de ellas por la siguiente expresión:

$$h = h_1 - h_2 \quad \text{Ec. 4.6}$$

Donde:

h_1 agua precipitable entre los 1000 mb y la superficie nodal

h_2 agua precipitable entre los 1000 mb y la elevación del sitio de la tormenta

Si existiera una barrera montañosa entre el sitio de la tormenta y la fuente de la humedad, h_2 se calcularía con la elevación media de la cresta de la barrera.

4.3.1.2 Trasposición y Maximización

Trasponer una tormenta que ocurrió en determinado lugar a la cuenca de estudio y enseguida maximizarla, consiste en multiplicar las cantidades de lluvia por un coeficiente K en el que quedan implícitos todos los ajustes requeridos, así:

$$K = \frac{h'_m}{h_s} \quad \text{Ec. 4.7}$$

h'_m = agua precipitable calculada con la temperatura punto de rocío más alta observada en la cuenca en estudio.

h_s = agua precipitable calculada con la máxima temperatura de punto de rocío 12 horario persistente, registrada durante la tormenta histórica (durante la tormenta y en el sitio en que ésta ocurrió)

En caso de existir una barrera montañosa entre la cuenca en estudio y el sitio de la tormenta, la h'_m se calculará con la elevación de la barrera

4.3.2 Precipitación Máxima Probable (PMP) para regiones orográficas

Las observaciones de precipitación en terrenos montañosos, muestran que ésta se incrementa con la elevación y es mayor en las laderas de la montaña del lado del influjo de humedad (barlovento). Sin embargo, debido a que la trayectoria de caída de las partículas de lluvia no es vertical sino inclinada en la dirección del flujo de aire, existe una zona en la ladera de sotavento, cercana a la cresta de la montaña, donde la precipitación producida por el acceso de aire húmedo sobre la ladera de barlovento, puede ser tan grande como en la cordillera.

Se puede decir entonces que la precipitación orográfica tiene 2 componentes:

- 1) La orográfica resulta de la influencia orográfica
- 2) La convergente que resulta de procesos atmosféricos distintos

En terrenos montañosos predomina la influencia orográfica, principalmente en las tormentas mayores, por lo que la trasposición de tormentas en esta región se deberá hacer con cuidado ya que los patrones de precipitación están muy ligados a la orografía donde fueron observados.

La P. M. P. en regiones orográficas, se estima con los métodos enumerados a continuación.

4.3.2.1 Modificación de la P. M. P. no orográfica, por la orográfica

Este método es aplicable en regiones relativamente planas, adyacentes a las montañas, y consiste en estimar primero la P. M. P. no orográfica, para la región en estudio, y aplicar después los factores de ajuste por orografía o barrera montañosa.

4.3.2.2 Método de separación orográfica

Se utiliza el modelo de plano inclinado para calcular la componente orográfica de la precipitación. Este modelo considera que la precipitación se libera cuando el aire húmedo es forzado a elevarse por la presencia de una barrera montañosa relativamente continua. El modelo orográfico (o de plano inclinado) se considera como un almacenador de evaporación en el que la precipitación resultante es la diferencia entre el vapor de agua de entrada en la base de la cordillera y el de salida encima de la cordillera.

El aire se divide en varias capas de flujo, como se muestra en la figura 4.7

La intensidad de precipitación en cada capa se calcula con la ec. 4.1. calculando el agua precipitable con la ec. 4.4. La precipitación total en un determinado intervalo de tiempo se obtiene sumando las calculadas en cada una de las capas.

Resulta entonces que

$$i = 0.0102 \bar{V}_1 (\bar{q}_1 - \bar{q}_2) \quad \text{Ec. 4.8}$$

tomando en cuenta que en la práctica, la humedad específica q se considera aproximadamente igual a la relación de mezclado (r) entonces se puede escribir

$$i \approx 0.0102 \frac{\bar{V}_1 \Delta P_1}{y} (\bar{r}_1 - \bar{r}_2) \quad \text{Ec. 4.9}$$

Los términos con barra (-) indican valores medios, y son lo mismos definidos en el modelo de tormenta (sección 4.2.1)

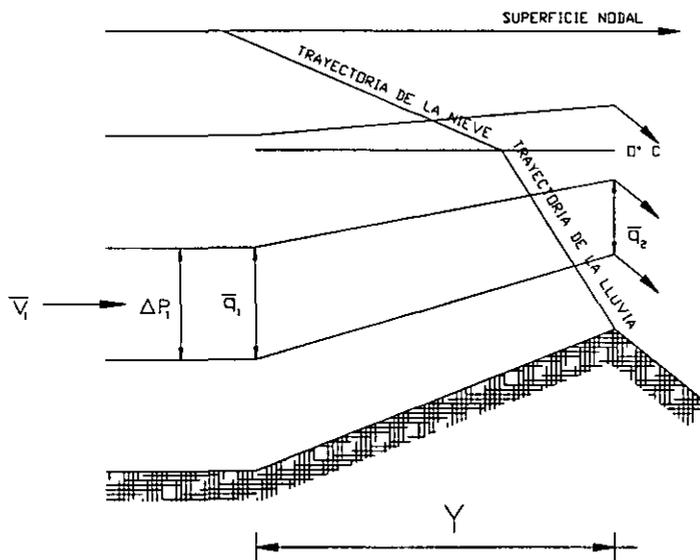


Fig 4.7 Modelo Orográfico capa múltiple.

4.3.2.2.1 Cálculo de la componente orográfica de la precipitación

Para calcular la componente orográfica de la precipitación se requieren los siguientes datos

- a) Del área en estudio
 - plano topográfico que incluya la localización de las estaciones climatológicas
 - perfil promedio del suelo representativo del área en estudio
 - precipitación observada
- b) De la estación meteorológica más próxima al área en estudio del lado del influjo de humedad, se necesitan mediciones a diferentes alturas de los siguientes elementos
 - presión del aire
 - temperatura
 - humedad relativa
 - magnitud y dirección del viento

Además, con los datos anteriores se calcula

- relaciones de mezclado (r) para el contenido de humedad existente en cada altura o nivel de la atmósfera y para condiciones de saturación
- la curva de presión del aire-altura

Procedimiento de cálculo

- 1.- Sobre el plano topográfico de la zona se dibuja el área en estudio, adaptándola a una forma geométrica regular.
- 2.- Se selecciona la duración de la tormenta y la fuente de datos de elementos meteorológicos.
- 3.- Al perfil promedio del suelo se divide en tramos, si es posible de igual longitud, procurando que los puntos donde el perfil cambia de pendiente, coincidan con los extremos de los tramos.
- 4.- Las elevaciones de los extremos de cada tramo se transforman a presiones por medio de la curva presión del aire-altura, y se grafican contra sus respectivas distancias acumuladas. Además se dibujan líneas verticales empezando en cada punto extremo y terminando en la superficie nodal.
- 5.- Se dibujan las líneas de corriente del aire. El espaciamiento de las líneas de corriente en la vertical de salida y en los intermedios, se hace en proporción al espaciamiento usado en la vertical de entrada.
- 6.- Se traza la línea de congelación, de una carta pseudoadiabática se determina la presión en el punto de congelamiento sobre aquéllas líneas de corriente donde la temperatura 0°C ocurra entre las verticales de entrada y salida del modelo. Se dibujan estos puntos sobre sus respectivas líneas de corriente y se unen entre sí para poder obtener la línea de congelación, como se muestra en la figura 4.8.
- 7.- Se trazan las trayectorias de precipitación. El camino que siguen las partículas de precipitación es determinado por tres componentes: a) caída vertical debido a gravedad, b) desplazamiento horizontal causado por la componente horizontal del viento y c) ascenso vertical que resulta de la componente

vertical del viento a medida que fluye a lo largo de las líneas de corriente. El efecto de esta última es automáticamente tomado en cuenta por la pendiente de las líneas de corriente.

El desplazamiento horizontal de las partículas de precipitación que caen de una línea a otra es

$$\Delta x = \frac{\bar{V} \Delta P}{vel.caída} \quad \text{Ec. 4.10}$$

donde:

\bar{V} = es la velocidad media horizontal del viento en km/h en la capa entre dos líneas de corriente

ΔP = es el espesor de la capa en mb; y la velocidad de caída en mb/h

Puesto que $\bar{V} \Delta P$ es constante entre dos líneas de corriente cualquiera, los desplazamientos calculados con los datos de la vertical de entrada (o en flujo de humedad) pueden ser usados en cualquier punto de la capa entre el mismo par de líneas de corriente.

Las trayectorias de precipitación se calculan del suelo hacia arriba empezando en los puntos finales de cada tramo del perfil del suelo.

8.- Se calcula la precipitación orográfica. Una vez dibujadas todas las trayectorias se procede a calcular el volumen de precipitación en toda el área en estudio. El volumen de agua de una trayectoria cualquiera se obtiene sumando los volúmenes de agua de cada una de las capas que están debajo de ella.

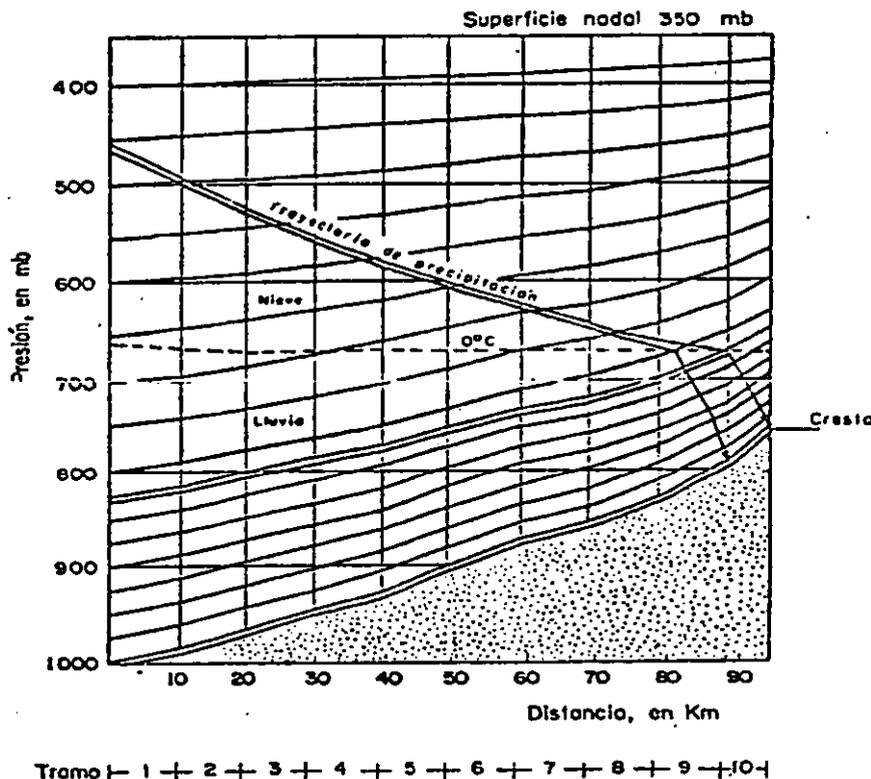


Figura 4.8.- Líneas de corriente del aire y trayectorias de precipitación

4.3.2.2.2 Estimación de P. M. P. orográfica

En este procedimiento es igual al incisos anterior, pero con la excepción de que en este caso se usarán los valores máximos de humedad y viento.

4.3.2.2.3 Vientos Máximos

En la determinación del viento máximo pueden presentarse los siguientes casos

- Si se tiene un registro de más de 20 años de datos de viento para diferentes niveles de la atmósfera, se podrá obtener la envolvente de las velocidades registradas más grandes de vientos de direcciones críticas para cada mes o parte del mes.
- Para registros menores de 30 años, se pueden usar análisis estadísticos para estimar la velocidad más grande del viento para un período de retorno de 50 años.
- Para registros de menos de 10 años, las velocidades máximas del viento de superficie se pueden estimar de gradientes de presión superficial y con relaciones empíricas se calculan las velocidades del viento a distintas alturas sobre la superficie.

4.4 AVENIDA DE DISEÑO

En la determinación de la avenida de diseño, intervienen los siguientes elementos:

- Hietograma de la tormenta de diseño
- "Pérdidas "
- Relación precipitación en exceso-escorrimento directo
- Escorrimento base

En general, la avenida de diseño se determina de la siguiente manera: de los parámetros relacionados con la estimación de pérdidas (\emptyset , Ce, CN), se selecciona el más adecuado y se aplica al hietograma de la tormenta de diseño para obtener su hietograma de precipitación en exceso. Con los datos de lluvia y escorrimento de las tormentas extremas registradas en la cuenca en estudio, se determina el hietograma unitario representativo. Con éste último y el hietograma de precipitación en exceso de la tormenta de diseño se calcula el hidrograma del escorrimento directo de la avenida de diseño y adicionándole el gasto base se obtiene el hidrograma de escorrimento total de la avenida de diseño.

4.4.1 Hietograma de la tormenta de diseño en zonas no orográficas

El hietograma de la tormenta de diseño se obtiene a partir de la curva masa de la P. M. P. , ver paso (5) del inciso 4.3.1.

Como se pueden obtener varios hietogramas para las mismas curvas altura de precipitación-área-duración, conviene tomar en cuenta las siguientes indicaciones para determinar el hietograma definitivo de la tormenta.

- 1.- Si se observa un patrón bien definido en los hietogramas de las tormentas ocurridas en la cuenca en estudio, ver paso (2), inciso 4.3.1, en relación con el acomodo de las barras para distintos intervalos de tiempo, dicho patrón se debe respetar en el hietograma de la tormenta de diseño.
- 2.- En caso de que el acomodo de las barras no se ajuste a ningún patrón, entonces se construyen diferentes hietogramas de la tormenta de diseño colocando las barras de diferentes maneras, pero respetando los datos de precipitación acumulada (curva masa de P. M. P.).

A manera de ejemplo, supóngase una curva masa de P.M.P. (fig. 4.9 , inciso c) cuyo hietograma aparece tabulado en la tabla 4.3 y graficado en la fig. 4.9 , inciso a.

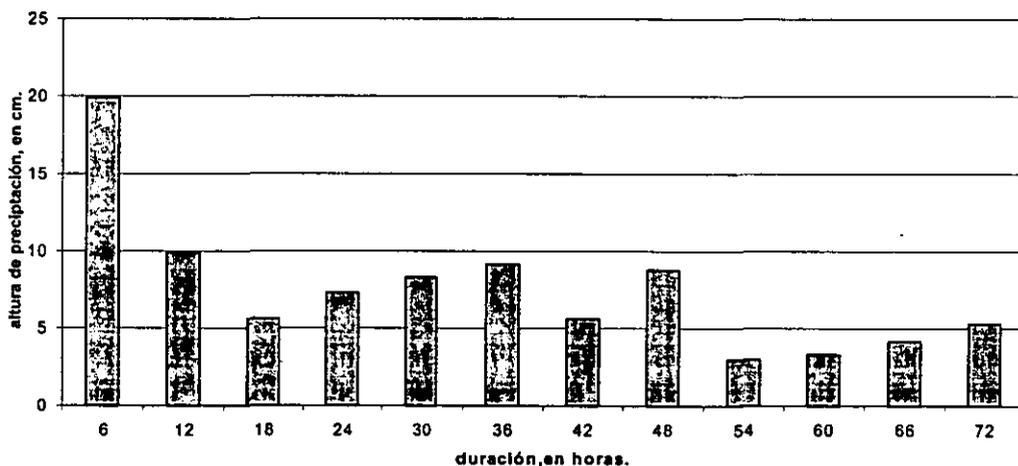


figura 4.9. a hietograma de precipitación Total.

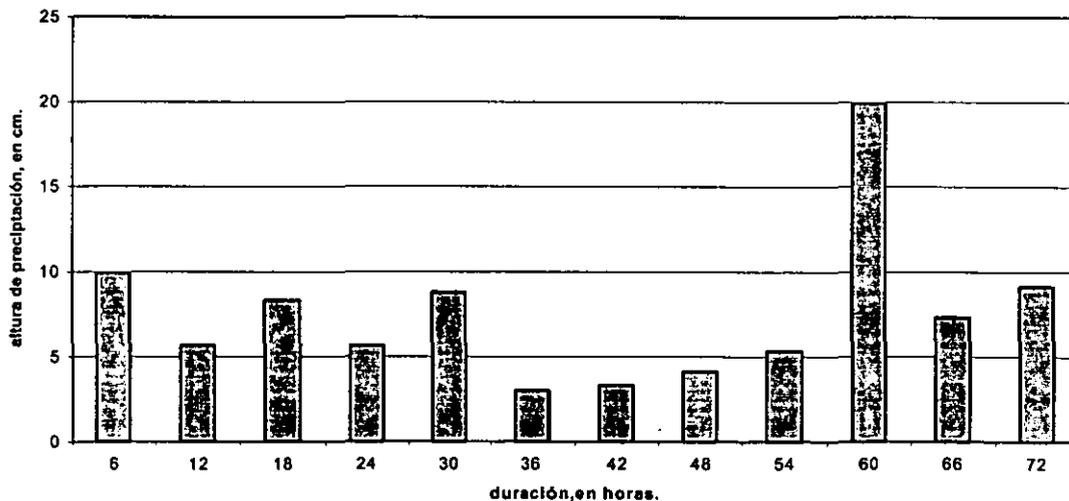


figura 4.9.b hietograma de precipitación Total.

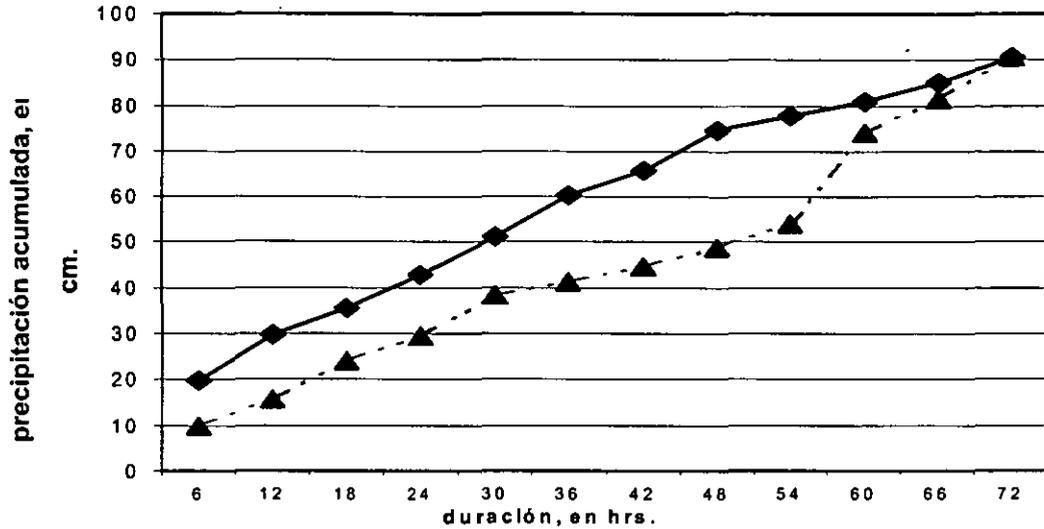


figura 4.9.c Curvas masa de ambos hietogramas

Combinando los valores de ΔH_p de la tabla 4.3 de acuerdo con otro orden y graficándolos resulta el hietograma de la fig. 4.8. b , como la curva masa de este hietograma queda debajo de la P.M.P., fig. 4.9 c, se cumple lo estipulado.

Intervalo de tiempo (h)	H_p (cm)
0-6	19.92
6-12	9.96
12-18	5.64
18-24	7.31
24-30	8.30
30-36	9.13
36-42	5.64
42-48	8.80
48-54	2.99
54-60	3.32
60-66	4.15
66-72	5.31

Tabla 4.3.- Incrementos de precipitación (H_p) para intervalos de 6 horas.

4.4.2 Hietograma de la tormenta de diseño relacionada con los estimados estadísticos

En este caso, el hietograma de la tormenta de diseño se puede obtener de la siguiente manera: con la curva de duración-precipitación de la cuenca en estudio, se calcula la variación de la P. M. P. media en la duración de la tormenta de diseño y de esta variación se determina la curva masa de precipitación. La curva masa se transforma en hietograma de acuerdo a lo indicado en el inciso 4.4.1.

4.4.2.1 Duración de la tormenta de diseño

Se recomienda que la duración de la tormenta de diseño sea igual al valor más grande de los valores del tiempo de concentración de la cuenca, (ver numeral 2.3.3) y la duración crítica asociada al proyecto, paso 1, inciso 4.3.1.

4.4.2.2 Precipitación Máxima Probable (P. M. P.) media

La P. M. P. media es un valor asociado a toda el área de la cuenca en estudio. Para el cálculo de ésta, se recomiendan los siguientes procedimientos.

4.4.2.2.1. Isoyetas de P. M. P.

Con los valores puntuales de P. M. P. de las estaciones localizadas dentro y fuera (cercanas) de la cuenca, se elabora el mapa de isoyetas de P. M. P. La P. M. P. media se calcula con:

$$P.M.P._{media} = \frac{\sum P_i A_i}{A_T} \quad \text{Ec. 4.11}$$

donde: ΣP_i = valor medio de precipitación entre dos isoyetas, en mm
 A_i = área entre las dos isoyetas asociadas con P_i , en km^2
 A_T = área de la cuenca en estudio, en km^2

4.4.2.2.2 Curva de porcentaje de precipitación-área

Muchos problemas prácticos están relacionados con el volumen de lluvia que cae dentro de un área por lo que se necesita estimar la precipitación media que cae sobre ella. Esta precipitación es menor que la precipitación puntual y puede ser obtenida como una proporción de ésta, para encontrar la proporción en que debe modificarse el valor de la precipitación puntual, se calcula un factor por área válido para una duración determinada. El método "Factor de ajuste por área con tormentas centradas", se usará como base para obtener una curva envolvente alisada de porcentaje de precipitación-área para la cuenca en estudio.

El procedimiento para obtener dicha curva es el siguiente:

- b.1) Se escoge un conjunto de tormentas para una duración determinada, por ejemplo, las tormentas extremas registradas en la cuenca con duración igual a la de la tormenta de diseño calculada en el numeral 4.4.2.1.
- b.2) Se elabora un plano de isoyetas para cada tormenta.
- b.3) Se forma una gráfica entre parejas de valores de área de isoyeta acumulada-precipitación, ver figura 4.10.b, se obtienen tantas gráficas de éste tipo como planos de isoyetas se tengan.

b.4) Con todas las curvas obtenidas en (b.3) se traza una curva envolvente alisada. Las alturas de precipitación de esta curva se transforman en porcentaje, tomando 100% la altura de precipitación para el área cero (centro de la tormenta), con lo que resulta la “curva de porcentaje de precipitación-área”.

La curva de porcentaje de precipitación-área se usa cuando únicamente se dispone de una estación para hacer el estimado de P. M. P. o bien, utilizando como centro de la tormenta el punto en el que la P. M. P. resulte mayor.

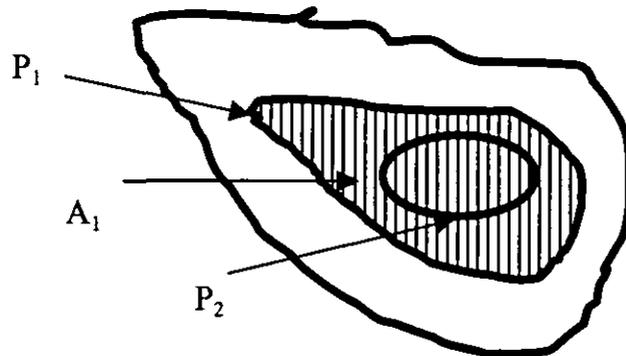


Fig 4.10.a Isoyetas de una tormenta centrada

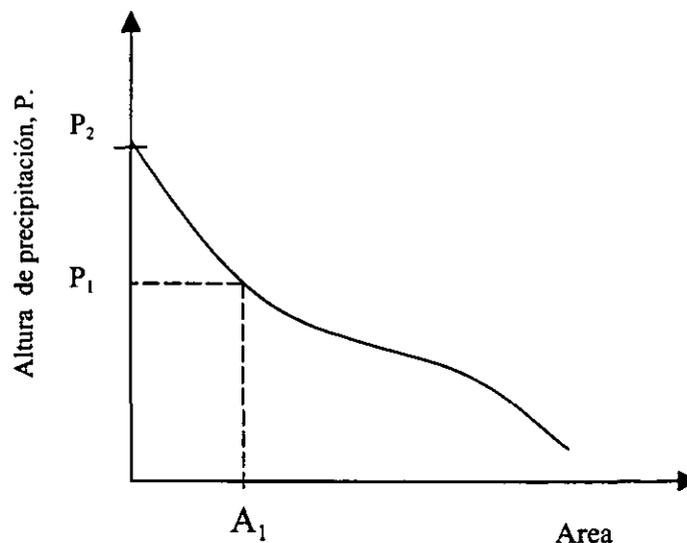


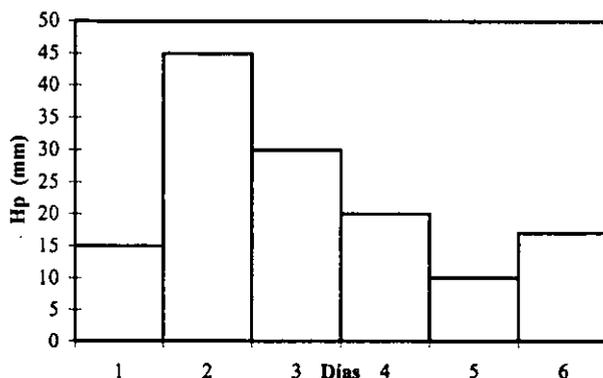
Fig. 4.10.b. Relación área acumulada por isoyeta-precipitación

4.4.3 Curva Duración-Precipitación

La curva duración-precipitación para la cuenca en estudio se puede calcular con el siguiente procedimiento.

- Se selecciona un conjunto de tormentas extremas cuya duración sea al menos la de la tormenta de diseño.
- Para cada tormenta se forma una gráfica que relacione la duración y la precipitación acumulada máxima (H_p máx). La duración se determina con el número de barras del hietograma de la tormenta, haciendo diferentes combinaciones de barras consecutivas, seleccionando aquella para la que la suma de las precipitaciones sea la máxima.

A manera de ejemplo, supóngase que se tiene el siguiente hietograma.



para $t = 1$ día	hp máxima = 45 mm
para $t = 2$ días; la combinación de las dos barras consecutivas que dan la suma máxima son la de 2 y 3 días	hp máxima = 75 mm
para $t = 3$ días	hp máxima = 95 mm
para $t = 4$ días ;	hp máxima = 110 mm (no se incluye la barra del día 6 por no ser consecutiva de las 3 barras más grandes)
para $t = 5$ días	hp máxima = 122 mm
para $t = 6$ días	hp máxima = 137 mm

Con los pares de valores t -hp máxima (acumulada) se forma la gráfica de la fig. 4.10

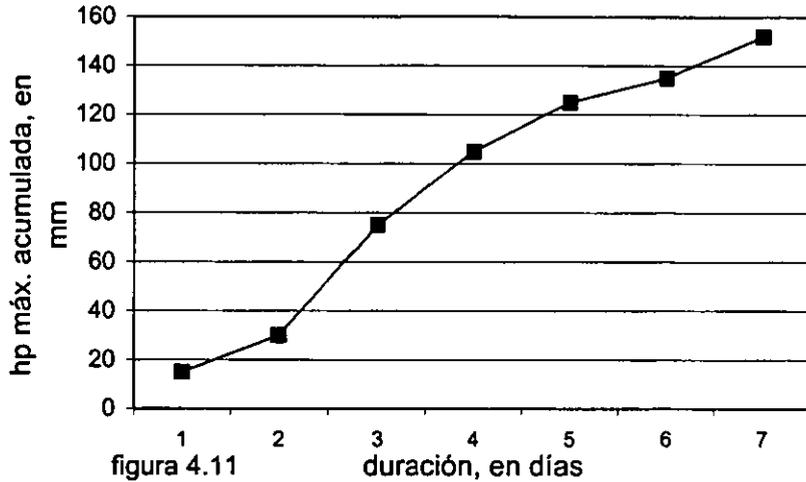


figura 4.11

duración, en días

- c) Se traza una envolvente alisada al conjunto de curvas altura de precipitación máxima-duración. Finalmente, se transforman las cantidades de altura de precipitación máxima en porcentaje, tomando como 100% la altura de precipitación máxima para 1 día. Supóngase que la fig. 4.11. Es la curva envolvente alisada. Los porcentajes para algunos puntos son: para 1 día es 100%; para 2 días es $75/45 = 167\%$; etc. En la fig. 4.11, se muestra la envolvente alisada en porcentaje.

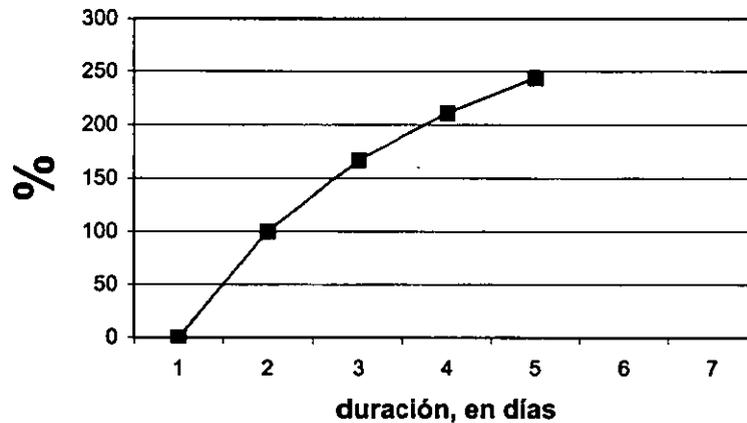


figura 4.12

duración, en días

4.4.4 Hietograma de la precipitación en exceso de la tormenta de diseño

Para obtener el hietograma de la precipitación en exceso, se necesita la siguiente información

- Hietograma de la tormenta de diseño
- Parámetro relativo a pérdidas (ϕ , C_e , C_N) representativo de la cuenca en estudio

El procedimiento para calcular el hietograma de la tormenta de diseño se explica en los incisos 4.4.1 y 4.4.2.

Para obtener el parámetro representativo, relativo a pérdidas, se recomienda el siguiente procedimiento:

- 1.- Se seleccionan varias tormentas históricas extremas con duración según lo indicado en el paso 3 del inciso 4.3.1 y/o 4.4.2.1.
- 2.- Para cada una de esas tormentas, se calculan los parámetros \emptyset , C_e y C_N de acuerdo con el procedimiento usado en 4.3.1, incisos 1 y 2.
- 3.- Se analizan por separado cada conjunto de valores de \emptyset , C_e y C_N y se selecciona como parámetro representativo aquel cuyos valores presenten la menor variación entre sí.

Finalmente, con el hietograma de la tormenta de diseño y el parámetro representativo relativo a pérdidas se obtienen el hietograma de precipitación en exceso de la tormenta de diseño.

4.4.5 Hidrograma unitario representativo de la cuenca en estudio

El cálculo del hidrograma unitario de una cuenca requiere de la siguiente información:

- a) Hietograma de precipitación en exceso de la tormenta en estudio.
- b) Hidrograma de escurrimiento directo de la avenida producida por la tormenta.

Para obtener el hidrograma unitario representativo, se recomienda el siguiente procedimiento:

- 1.- Para cada una de las tormentas seleccionadas en el inciso 4.4.4 se calcula el hietograma de precipitación en exceso y el hidrograma de escurrimiento directo
- 2.- Se calcula el hidrograma unitario, de cada tormenta
- 3.- Seguramente esos hidrogramas unitarios presentarán diferencias en sus características importantes (forma, tiempo base, gasto de pico, etc.). Para obtener el hidrograma unitario representativo se hace lo siguiente:
 - 3.1.- Se dibujan todos los hidrogramas unitarios de tal forma que el eje que pasa por el gasto de pico sea común
 - 3.2.- Se traza un hidrograma unitario "promedio" que conserve una forma similar a la de los diferentes hidrogramas unitarios y volumen igual a la unidad

4.4.6 Hidrograma de escurrimiento directo de la avenida de diseño

Con el hidrograma unitario calculado en 4.4.5, el hietograma de precipitación en exceso de la tormenta de diseño calculado en 4.4.4 y en las ec. del inciso 2.3.2, se determina el hidrograma de escurrimiento directo de la avenida de diseño.

4.4.7 Hidrograma de escurrimiento total de la avenida de diseño

Si se desprecia el gasto base, el hidrograma de la avenida de diseño es el obtenido en 4.4.6; éste es el obtenido adicionando el gasto base al hidrograma de escurrimiento directo de la avenida de diseño.

ANEXO

Tabla 4.1.- Agua precipitable (mm) entre la superficie de 1000 mb y la presión de 300 mb en una atmósfera saturada pseudoadiabática como función del punto de rocío ($^{\circ}$ C) a 100 mb.

Temperatura ($^{\circ}$ C)	Precipitación (mm)	Temperatura ($^{\circ}$ C)	Precipitación (mm)
0	6	16	36
1	7	17	40
2	10	18	44
3	11	19	48
4	12	20	52
5	13	21	57
6	15	22	62
7	16	23	67
8	18	24	74
9	19	25	80
10	21	26	88
11	23	27	97
12	25	28	103
13	28	29	115
14	30	30	124
15	33		
16			

Fuente: Instituto de Ingeniería UNAM.

Tabla 4.2.- Agua precipitable (mm) entre la superficie de 1000 mb y la altura indicada sobre la superficie, en una atmósfera saturada pseudoadiabática como función del punto de rocío ($^{\circ}$ C) a 1000 mb.

Altura (m)	1000 mb Temperatura ($^{\circ}$ C)															
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
200	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2
400	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3	4	4	4	4	5	5
600	3	3	3	3	3	4	4	4	5	5	5	6	6	6	7	7
800	3	3	4	4	4	5	5	5	6	6	7	7	8	8	9	9
1000	4	4	4	5	5	6	6	6	7	7	8	9	9	10	10	11
1200	4	5	5	6	6	7	7	8	8	9	9	10	11	11	12	13
1400	5	5	6	6	7	7	8	8	9	10	10	11	12	13	14	15
1600	5	5	6	7	7	8	9	9	10	11	11	12	13	14	15	16
1800	6	6	7	7	8	9	9	10	11	12	12	13	14	15	17	18
2000	6	7	7	8	9	9	10	11	11	12	13	14	16	17	18	19
2200	7	7	8	8	9	10	10	11	12	13	14	15	16	18	19	20
2400	7	8	8	9	9	10	11	12	13	14	15	16	17	19	20	22
2600	7	8	8	9	10	11	11	12	13	14	16	17	18	20	21	23
2800	7	8	9	9	10	11	12	13	14	15	16	18	19	21	22	24
3000	8	8	9	10	10	11	12	13	14	15	17	18	20	21	23	25
3200	8	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	19	20	22	24	25
3400	8	8	9	10	11	12	13	14	15	16	18	19	21	23	24	26
3600	8	9	9	10	11	12	13	14	15	17	18	20	22	23	25	27
3800	8	9	10	10	11	12	13	14	16	17	19	20	22	24	26	28
4000	8	9	10	11	11	12	14	15	16	17	19	21	22	24	25	26
4200	8	9	10	11	12	13	14	15	16	18	19	21	23	25	27	29
4400	8	9	10	11	12	13	14	15	1	18	20	21	23	25	27	29
4600	8	9	10	11	12	13	14	15	17	18	20	22	24	25	28	30
4800	8	9	10	11	12	13	14	15	17	18	20	22	24	26	28	30
5000	8	9	10	11	12	13	14	16	17	19	20	22	24	26	28	31
5200	8	9	10	11	12	13	14	16	17	19	20	22	24	26	29	31
5400	8	9	10	11	12	13	14	16	17	19	20	22	24	26	29	31
5600	8	9	10	11	12	13	14	16	17	19	21	22	24	27	29	32
5800	8	9	10	11	12	13	14	16	17	19	21	22	25	27	29	32
6000	8	9	10	11	12	13	15	16	17	19	21	23	25	27	30	32
6200	8	9	10	11	12	13	15	16	17	19	21	23	25	27	30	32
6400	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	27	30	33
6600	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	27	30	33
6800	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	27	30	33
7000	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33
7200	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33

Fuente: Instituto de Ingeniería UNAM.

Altura (m)	1000 mb Temperatura (° C)															
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
7400	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33
7600	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	25	26	30	33
7800	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	25	26	30	33
8000	8	9	10	11	12	1	15	16	18	19	21	23	25	26	30	33
8200	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	30	33
8400	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	30	33
8600	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	30	33
8800	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	31	33
9000	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	31	33
9200	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	31	33
9400						14	15	16	18	19	21	23	26	28	31	33
9600						14	15	16	18	19	21	23	26	28	31	33
9800						14	15	16	18	19	21	23	26	28	31	33
10000						14	15	16	18	19	21	23	26	28	31	33
11000											21	23	26	28	31	33
12000																33

Fuente: Instituto de Ingeniería UNAM.

Tabla 4.2.- Continuación

Altura (m)	1000 mb Temperatura (° C)														
	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
200	3	3	3	3	3	4	4	4	4	4	5	5	5	6	6
400	5	5	5	6	6	7	7	8	8	9	9	10	10	11	12
600	7	8	8	9	10	10	11	11	12	13	14	15	15	16	17
800	10	10	11	12	13	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1000	12	13	13	14	15	16	17	18	20	21	22	23	25	26	28
1200	14	15	16	17	18	19	20	21	23	24	26	27	29	31	32
1400	16	17	18	19	20	22	23	24	26	26	28	31	33	35	37
1600	17	18	20	21	23	24	25	27	29	31	33	35	37	39	41
1800	19	20	22	23	25	26	28	30	32	34	36	39	41	43	46
2000	21	22	24	25	27	29	31	33	35	37	39	42	44	47	50
2200	22	24	25	27	29	31	33	35	37	40	42	45	48	51	54
2400	23	25	27	29	31	33	36	37	40	43	45	48	51	54	57
2600	24	26	28	30	32	35	37	40	42	45	48	51	55	58	61
2800	26	27	30	32	34	36	39	42	45	48	51	54	58	61	65
3000	27	29	31	33	35	38	41	44	47	50	53	57	61	64	68
3200	28	30	32	34	37	40	42	45	49	52	56	59	63	67	71
3400	29	31	33	36	38	41	44	47	51	54	58	62	66	70	74
3600	29	32	34	37	39	42	45	49	52	56	60	61	68	73	77
3800	30	32	35	38	41	44	47	50	54	58	62	66	70	75	80
4000	31	33	36	39	42	45	48	52	56	60	64	68	73	78	83
4200	31	34	37	40	43	46	49	53	57	61	66	70	75	80	85
4400	32	34	37	40	44	47	51	54	58	66	67	72	77	82	87
4600	32	35	38	41	44	48	52	56	60	61	69	74	79	84	90
4800	33	36	39	42	45	49	53	57	61	65	70	75	81	86	92
5000	33	36	39	42	46	50	54	58	62	67	72	77	82	88	94
5200	34	37	40	43	47	50	54	59	62	68	73	78	84	90	96
5400	34	37	40	44	47	51	55	60	64	69	74	80	86	92	96
5600	35	38	41	44	48	52	56	60	65	70	76	81	87	93	100
5800	35	38	41	45	48	52	57	61	66	71	77	82	88	95	101
6000	35	38	42	45	49	53	57	62	67	72	78	81	90	96	103
6200	35	38	42	45	49	54	58	63	68	73	79	85	91	98	104
6400	35	39	42	46	50	54	58	63	68	74	80	86	92	99	106
6600	36	39	42	46	50	54	59	64	68	74	80	87	93	100	107
6800	36	39	42	46	50	55	60	65	70	75	81	87	94	101	108
7000	36	39	43	46	51	55	60	65	70	76	82	88	95	102	110
7200	36	39	43	47	51	55	60	65	71	76	82	89	96	103	111
7400	36	39	43	47	51	56	61	66	71	77	83	90	97	104	112

Fuente: Instituto de Ingeniería UNAM.

Altura (m)	1000 mb Temperatura (° C)														
	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
7600	36	39	43	47	51	56	61	66	72	77	83	90	98	105	113
7800	36	39	43	47	51	56	61	66	72	78	84	91	98	106	114
8000	36	40	43	47	52	56	61	67	72	78	85	92	99	107	115
8200	36	40	43	47	52	57	62	67	73	78	85	92	100	108	115
8400	36	40	43	47	52	57	62	67	73	79	85	92	100	108	116
8600	36	40	43	47	52	57	62	68	73	79	86	93	101	109	117
8800	36	40	43	47	52	57	62	68	73	79	86	93	101	109	118
9000	36	40	43	47	52	57	62	68	74	80	85	94	102	110	118
9200	36	40	43	48	52	57	62	68	74	80	87	94	102	110	118
9400	36	40	44	48	52	57	62	68	74	80	87	94	102	110	119
9600	36	40	44	48	52	57	63	68	74	80	87	94	102	111	120
9800	36	40	44	46	52	57	63	68	74	80	87	95	103	111	120
10000	37	40	44	48	52	57	63	68	74	80	87	95	103	112	121
11000	37	40	44	48	52	57	63	68	74	81	86	96	104	113	122
12000	37	40	44	48	52	57	63	68	74	81	86	96	105	114	123
13000					52	67	68	68	74	81	88	97	105	114	12
14000					52	67	68	68	74	81	88	97	105	115	124
15000										81	88	97	106	115	124
16000										81	88	97	106	115	124
17000											88	97	106	115	124

Fuente: Instituto de Ingeniería UNAM.

CAPÍTULO 5

AVENIDA MÁXIMA PROBABLE EN LA CUENCA DEL RÍO SANTIAGO HASTA EL PROYECTO HIDROELECTRICO AGUAMILPA, NAYARIT

5.1 INFORMACIÓN DISPONIBLE

Para la elaboración del estudio en cuestión se recopiló la información disponible de gastos máximos anuales, registrados en 10 estaciones localizadas sobre el río Santiago y en sus afluentes principales (plano 3) en los cuadros 1-11 aparecen los gastos máximos registrados.

De la información que se presenta se comenta lo siguiente:

Las estaciones situadas sobre el cauce principal del río Santiago, los gastos máximos registrados corresponden al año 1973, siguiéndole en orden de magnitud el año de 1967. Si consideramos a las estaciones Yago y Capomal como una sola estación, entonces tendríamos un periodo de registro de 38 años (1942-1979), siendo el gasto máximo registrado con una magnitud de 6,902 m³/seg, ocurrido en agosto de 1973, siguiendo en cantidad el ocurrido en 1943 con 6,754 m³/seg.

Por otra parte, analizando el origen de los gastos máximos registrados se encontró que cuando menos los 5 registros más grandes a excepción del obtenido en 1973, fueron producidos por ciclones y tormentas tropicales en forma directa o bien por su influencia en la cuenca.

5.2 ESTIMACIÓN DEL GASTO MÁXIMO PROBABLE POR MÉTODOS EMPÍRICOS

La hoy extinta Secretaria de Agricultura y Recursos Hidráulicos, a través de la subdirección de hidrología, publicó en 1978 un boletín de "Envolventes de Gastos Máximos Observados y Probables en la República Mexicana", en dicho boletín, se presentan una serie de envolventes de Lowry para cada una de las regiones hidrológicas del país.

En la siguiente tabla se presentan los resultados obtenidos con la información del boletín antes citado, también los calculados con el método de Creager.

Método	Regional m ³ /seg	Nacional m ³ /seg	Mundial m ³ /seg
Lowry	6,725	29,642	32,985
Creager	6,742	---	35,485

5.3 ESTIMACIÓN DEL GASTO MÁXIMO PROBABLE POR MÉTODOS ESTADÍSTICOS

En este numeral se aplicaran los métodos estadísticos, estudiados en el capítulo 3, se utilizarán los métodos de Nash, Gumbell 1 y Levediev, en los cuadros 12,13 y 14 se presentan los gastos máximos obtenidos para diferentes periodos de retorno de las estaciones hidrométricas.

En este proyecto los resultados se utilizaran como parámetro de comparación.

5.4 ESTIMACIÓN DEL GASTO MÁXIMO PROBABLE POR MÉTODOS HIDROMETEOROLÓGICOS

Cálculo de la Precipitación Media en la Cuenca

5.4.1 Información climatológica

Se consultó el plano de Isoyetas de septiembre de 1967 del boletín hidrológico de la SARH en la cuenca del río Santiago. En dicho boletín (No. 52) se presentan las precipitaciones diarias de 154 estaciones climatológicas en los días 20 al 29 de septiembre de 1967.

Cabe mencionar que ocurrieron tres avenidas máximas anuales hasta el sitio del proyecto, cuyos gastos máximos superan los 5,000 m³/seg, los cuales se presentaron en octubre de 1943, septiembre de 1967 y agosto de 1973, siendo que la avenida presentada en agosto de 1973 la más grande que ha ocurrido en este sitio desde que existen mediciones en la cuenca, se recabó en la Dirección de Hidrología de la SARH la información climatológica correspondiente a la avenida de 1973.

En los cuadros 15 y 16 se presentan las precipitaciones diarias de cada estación para las tormentas de 1967 y 1973, respectivamente.

5.4.2 Método de Triangulación

Existen varios métodos para determinar la precipitación media de una cuenca, siendo los más comunes el de isoyetas y el de polígonos de Thiessen. El método de isoyetas es en general el más usado y el más preciso, pero por otro lado es el que requiere más tiempo cuando se tienen que elaborar varios planos de diferentes tormentas en una cuenca determinada. Por otro lado, el método de los polígonos de Thiessen tiene la ventaja de que una vez definidos los polígonos o áreas de influencia de cada estación, se puede obtener rápidamente la precipitación media en la cuenca. Pero tiene la limitante de que cuando se carece de información en ciertas estaciones o se introducen estaciones nuevas, es necesario redefinir los polígonos.

El método de triangulación es un método parecido al de los polígonos Thiessen, pero su diferencia primordial estriba en que el área de influencia se encuentra definida por una estación en el caso de los polígonos, mientras que en el de triangulación, la precipitación media en el área encerrada por cada triángulo está definida por el promedio de las precipitaciones de sus vértices (formados por estaciones). La ventaja que tiene el método de triangulación sobre el de polígonos de Thiessen es su sencillez, por lo que el tiempo requerido para hacer los triángulos es muchas veces menor que el necesario para definir los polígonos.

Con el método de triangulación se calibró con las precipitaciones registradas del 20 al 28 de septiembre de 1967, obteniéndose la precipitación media en la cuenca para cada día. La precipitación media total así obtenida, se comparó contra la precipitación media obtenida del plano de isoyetas totales para los mismos días (publicado en el boletín hidrológico No. 52 de la SRH), observándose una diferencia de 1mm de precipitación (64.7 a partir del plano de isoyetas y 65.7 con el método de triangulación); se calculó la precipitación media para las cuencas de los ríos Huaynamota, río Bolaños y subcuenca hasta el sitio de la presa Santa Rosa.

A continuación se presentan las precipitaciones medias diarias obtenidas para cada subcuenca y la cuenca total del Santiago.

Precipitación media diaria de agosto de 1973 (mm)

DÍA	SUBCUENCA C-H ROSA	SUBCUENCA SANTA BOLANOS	SUBCUENCA HUAYNAMOTA	SUBCUENCA NO AFORADA	SUBCUENCA SANTIAGO
10	6.5	4.7	8.9	2.9	7.0
11	13.9	10.8	5.9	13.7	11.1
12	11.9	11.9	28.3	17.9	19.4
13	8.6	6.1	13.0	9.4	9.8
14	16	14	15.5	10.9	15.1
15	22.9	19.5	32.4	24.6	25.9
16	19.5	17.9	14.7	14.8	17.7
17	14.6	16.8	20.6	19.6	16.7
18	10.7	9.1	11.5	3.3	10.1
19	6.8	5.8	2.2	1.6	4.9
TOTAL	132.5	116.6	153.0	118.7	137.7

5.4.3 Obtención de Hidrogramas Unitarios por Subcuencas

5.4.3.1 Localización de estaciones de interés

La cuenca del río Santiago se dividió en cuatro partes o subcuencas.

Las estaciones hidrométricas que aforan dichas subcuencas son:

ESTACIÓN	SUBCUENCA	ÁREA DRENADA (Km ²)
Santa Rosa II	Río verde y Juchipila	35,243
El Caimán	Río Bolaños	14,755
Huaynamota II	Río Huaynamota	17,125
Cuenca no aforada hasta el proyecto	Río Santiago	6,981
Total hasta el Carrizal	Río Santiago	74,104

En el plano 3 puede verse la localización relativa de las estaciones y el sitio del proyecto.

5.4.3.2 Hidrogramas máximos de agosto de 1973

En seguida se obtuvieron los hidrogramas producidos por la tormenta que ocurrió entre los días 10 y 19 de Agosto.

En la siguiente tabla se presentan las características más importantes de dichos hidrogramas

NOTA- Área no aforada se le llama al área que existe entre las 3 estaciones y el sitio de la estación El Carrizal (aproximadamente el sitio del proyecto).

Características de los hidrogramas de agosto de 1973

ESTACIÓN	AREA Km ²	GASTO MÁXIMO (m ³ /seg)	GASTO BASE (m ³ /seg)	VOL. TOTAL 1X10 ⁶ de m ³	DURACIÓN (días)
Santa Rosa II	35,243	5,992	300	1,429	14
El Caimán	14,755	906	100	512	13.5
Huaynamota II	17,125	2,604	250	924	13.5
El Carrizal	74,104	6,688	650	3,615	13.5

Los hidrogramas para cada uno de los tres afluentes y el río Santiago en la estación El Carrizal se obtuvieron a partir de los datos observados en los limnógrafos de cada estación hidrométrica. Se hizo la separación del gasto base suponiéndolo constante durante el transcurso de la avenida.

5.4.3.3 Obtención del coeficiente de infiltración

Para obtener el coeficiente de infiltración se calculó la precipitación efectiva y después se dedujo por tanteos el coeficiente de infiltración ϕ para cada hidrograma de las tres subcuencas, utilizando un intervalo de tiempo de 12 horas; dichos coeficientes resultaron de 9.65, 9.37 y 11.46 mm/12hrs para las subcuencas que aforan las estaciones Santa Rosa II, El Caimán y Huaynamota II, respectivamente.

5.4.3.4 Hidrogramas Unitarios

Para obtener los hidrogramas unitarios se utilizaron los resultados obtenidos en los numerales 5.4.2.1 y 5.4.2.2; se aplicó la teoría del hidrograma unitario instantáneo. Los hidrogramas unitarios resultantes fueron satisfactorios, exceptuando al hidrograma unitario de 12 horas de la estación Santa Rosa II, por lo que se cambió el intervalo de tiempo de cálculo a 24 horas, y después se aplicó el Método de la curva "S", para cambiar la duración del hidrograma unitario de 24 a 12 horas y así uniformizarlo con los hidrogramas unitarios de El Caimán y Huaynamota II.

5.4.4 Transposición de Ciclones

Introducción

Los huracanes que afectan e indirectamente a nuestro país se mueven en la primera rama de su parábola rumbo al oeste, oeste noroeste, con una velocidad media normal de 8 a 10 nudos (1 nudo = 1.854km/hr) mientras sus vientos suben hasta alcanzar rachas de 70 a 80 nudos. Durante su recurva hacia el norte, disminuyen su avance a sólo 4 o 6 nudos, pudiendo tomarse esto como un síntoma del próximo cambio de rumbo del meteoro dentro de las 6 horas siguientes.

Por otra parte al bajar la velocidad de desplazamiento, aumenta la intensidad de los vientos, que superan los 90 a 100 nudos, porque esta etapa resulta la más vigorosa del huracán.

En la segunda rama de la parábola, que la inicia entre el Trópico de Cáncer y los 30° N, en que el huracán se dirige al noreste, aumenta su velocidad de camino, llegando a unos 15 nudos, en tanto que la intensidad de sus vientos disminuye a unos 70 nudos, continuando su debilitamiento gradual hasta su extinción.

Por lo regular los huracanes del Pacífico no rebasan la latitud de 30°N, debido a que la corriente fría de California deja de proporcionar una superficie cálida que mantenga la inestabilidad de la corriente aérea tropical y sobre todo su contribución en vapor de agua disminuye, cortando rápidamente el suministro de calorías que este meteoro libera al condensarse y que constituye la energía del mismo.

Con los huracanes del Atlántico ocurre igual, pues aún cuando pueden subir más al norte, apoyados en la cálida corriente del Golf Stream, quedan confinados en la latitud de 45°N por influjo de las aguas frías de la corriente del Labrador.

Observando los planos antes mencionados se puede apreciar que septiembre es el mes en que se presentan con mayor frecuencia. Para contar con una información más exacta, se hizo un análisis de los ciclones registrados en las zonas del Pacífico y del Atlántico en el período de 1941 a 1972, obteniéndose la frecuencia absoluta y frecuencia relativa, distribuida en los meses de mayo a octubre confirmándose que septiembre es el mes con mayor porcentaje de frecuencia como se puede ver en las gráficas 3 y 4.

5.4.4.1 Transposición y Concentración

Como se ha podido observar en las trayectorias de los ciclones, solamente se ha registrado que haya llegado a la desembocadura del río Santiago (Ciclón Priscila 1971). Debido a la conformación que presenta la República Mexicana entre Manzanillo, Puerto Vallarta y San Blas, los ciclones que llegan a curvarse hacia tierra, casi siempre lo hacen al norte del trópico de Cáncer, es decir al norte de Mazatlán. Por otra parte la barrera montañosa o parteaguas entre la cuenca del río Santiago y las cuencas del río Balsas y de los ríos de Colima, es muy elevada por lo que la humedad principal proveniente del Océano Pacífico debe penetrar por la cuenca baja del Santiago.

Es más factible que la AMP sea producida por la influencia de un ciclón en la zona, que por un ciclón concentrado en la parte baja de la cuenca. Por lo anterior, se consideró que la precipitación en la cuenca sería la misma, claro está, afectada por factores de transposición diferentes según la subcuenca, o sea la correspondiente al área drenada hasta el sitio del proyecto, concentrando el ojo del ciclón en las costas de Nayarit (Pto. de San Blas o Puerto Vallarta).

Lo anterior se puede aclarar si observamos la gráfica 8, en donde pueden verse las curvas hp-a-d del ciclón Beulah. Por ejemplo, para un área de 75,000 Km² y tres días de duración (72hrs), tendríamos una precipitación total de 330mm, mientras que para un área de 25,000 Km² y la misma duración se tendrían 475 mm y 330 mm para el área remanente; para tomar en cuenta de alguna manera la baja incidencia de ciclones a la cuenca en estudio y su localización geográfica respecto al Océano Pacífico, se utilizó la precipitación correspondiente a un área de 75,000 Km², o sea una precipitación media en la cuenca de 330mm en 3 días de lluvia.

Cabe mencionar que en una cuenca de tal magnitud la precipitación nunca será uniforme por lo que pueden haber sitios con precipitaciones del orden de 500 mm en 72 hrs. Se han observado precipitaciones muy altas, por ejemplo; en la estación "Puerta de Platanares" se observaron 194 mm en un día, (el 15 de agosto de 1973, ver cuadro 16), situada en el parteaguas de la cuenca del río Santiago, ya cerca de su desembocadura. Otros sitios como Ixtlahuacán del Río en el estado de Jalisco, cerca de la ciudad de Guadalajara, registraron 335 mm en 6 días de agosto de 1971, (estación 62 del cuadro 16).

Por esto puede decirse que la precipitación considerada de 330 mm en 72 hrs es solo un valor medio para la cuenca, del cual se deben deducir las pérdidas después de haber sido afectada por su factor de transposición correspondiente.

5.4.4.2 Selección del ciclón más desfavorable para la cuenca en estudio

De los ciclones con que se cuenta información se seleccionó el ciclón Beulah, ya que de éste se obtuvieron resultados más desfavorables al concentrarlo en grandes áreas. El ciclón Beulah ocurrió del 7 al 21 de septiembre de 1967. Inició su trayectoria en el Caribe y tocó tierra por última vez al sur de Texas, sepultándose en los estados de Nuevo León y Tamaulipas. Afectó indirectamente en todo el país. Es uno de los ciclones que ha producido más inundaciones en la República Mexicana en los últimos años.

Además de que este ciclón es uno de los que se han utilizado en el diseño de vertedores de excedencias de importancia como son los de los proyectos: Itzantúm y Chicoasén en la cuenca del río Grijalva; Caracol, Tepoa, San Juan Tetelcingo y Huixastia sobre el río Balsas y en la revisión de la AMP de la Presa Infiernillo

Las características de este ciclón se observan en las curvas hp-a-d que se presentan en la gráfica No.8.

5.4.4.3 Barrera Montañosa y Temperatura de Punto de Rocío

Basándose en el plano topográfico CJ-24 de las cartas de navegación aérea (escala 1:1000,000) y en el plano tridimensional de la República Mexicana "México IN 3-D" (escala horizontal 1"- 100 millas y escala vertical 1/16" = aprox 1000'), y en vista de que no existe una clara barrera montañosa que separe la cuenca estudiada del litoral, como en el caso de la cuenca del río Balsas, se obtuvieron de los planos antes mencionados alturas promedio para cada una de las subcuencas consideradas. Después se recabó información de las temperaturas máximas de punto de rocío persistentes en 48 horas en las estaciones meteorológicas de los aeropuertos de Acapulco, Zihuatanejo y Puerto Vallarta, resultando temperaturas de 25.1°C, 25.0°C y 25.4°C, respectivamente.

Para estimar el factor de transposición se utilizó la temperatura de punto de rocío de 26°C; en la tabla 1 se presentan las alturas de barrera montañosa promedio para cada subcuenca, así como la temperatura de punto de rocío considerada a nivel medio del mar.

SUBCUENCA	ALTURA DE BARRERA msnm	TEMPERATURA DE PUNTO DE ROCÍO °C
Santa Rosa	2000	26°
Caiman	1600	26°
Huaynamota	1400	26°
Cuenca no aforada	1200	26°

Tabla 1

5.4.4.4 Factores de Transposición

La transposición del Ciclón Beulah a la cuenca del río Santiago se realizó con base en la información correspondientes a las condiciones meteorológicas en que ocurrió dicha tormenta, las cuales fueron:

Temperatura de punto de Rocío	24°
Altura de la Barrera Montañosa	0 msnm
Agua Precipitable	74mm

Con estos datos y con diferentes valores de altura de barrera así como también de temperatura de punto de rocío para la zona de estudio, se obtuvieron diferentes valores del factor de transposición, los cuales se muestran en el cuadro no. 17.

Por último del cuadro mencionado y con resultados obtenidos en el inciso anterior, se obtuvieron los factores de transposición.

SUBCUENCA	FACTOR DE TRANSPOSICION
Santa Rosa	0.66
Caimán	0.74
Huaynamota	0.80
Cuenca no Aforada	0.84

Tabla 2

La altura media de la barrera montañosa es equivalente a la elevación media de la cuenca.

5.4.5 Obtención de la Avenida Máxima Probable

Basándose en los hidrogramas unitarios el numeral 5.4.2 y en la transposición del ciclón Beulah, del numeral 5.4.3, se obtienen en este inciso las avenidas generadas por cada subcuenca transitando por el cauce del río Santiago hasta la cola del vaso de Aguamilpa las avenidas que así lo requieren. Por último, se integran todas las avenidas en una sola, obteniéndose así la avenida de diseño para la obra de excedencias.

5.4.5.1 Análisis y ajuste de \emptyset

Fue necesario realizar un análisis del origen y la variabilidad del coeficiente de infiltración en la cuenca, ya que en la avenida obtenida usando el $\emptyset = 11 \text{ mm/12hrs}$ (ver numeral 5.4.2.3), se obtiene un gasto máximo de $37,441 \text{ m}^3/\text{seg}$ (mayor que la envolvente mundial) y un volumen de $13,200 \times 10^6 \text{ m}^3$, lo que significa que escurre el 75% de la precipitación.

A continuación se describen los resultados obtenidos en dicho análisis:

- 1.- Orografía, Geología, Suelos, Zonas Forestales y Climas.- La cuenca del río Grande de Santiago tienen varias características especiales por lo que toca a su origen, formación, estructura y disposición.

En cuanto a la estructura orográfica de la cuenca toda ella se desarrolla, en general, hacia el parteaguas oriental de la Sierra Madre Occidental, es decir, con las características de una cuenca interna y su salida hacia el Pacífico ocurre por el único sitio posible, a través de un cañón sumamente angosto y de longitud reducida.

Otra característica importante consiste en que el colector general corra tan cercano al parteaguas general izquierdo de la cuenca, en una forma tal que propiamente no existen los afluentes izquierdos. El área de cuenca con que se contribuye por la margen izquierda es únicamente de unos $8,000 \text{ Km}^2$ lo que significa apenas el 10% de la cuenca total. En cambio, por la margen derecha los afluentes son numerosos, e importantes al extremo de que el río Verde, por ejemplo, tiene un desarrollo (a lo largo del cauce principal del afluente) que por sí sólo llega a los 350 Km , o sea aproximadamente el 67% de la longitud del cauce principal del río Grande de Santiago.

Además de la Sierra Madre Occidental que confina a la cuenca y determina su desembocadura, existe una serie de cordilleras de dirección general suroeste-noreste, que como los dientes de un peine dejan entre si los espacios en los que se desarrollan las cuencas de los afluentes derechos. Situadas hacia el oriente la más importante es la Sierra de los Huicholes, que confina hacia el occidente al río Huaymanota y hacia el oriente al río de Bolaños. Después la Sierra en la que se distinguen los cerros Aguila, del Vaquero, Cosquiaque, Morones, etc. en cuya vertiente occidental se desarrollan los afluentes izquierdos del río Bolaños y en cuya vertiente oriental se desarrolla la cuenca derecha del río Juchipila. Por último al oriente de los cerros de la Virgen, Laurel, Delgadillo, La Campana, Nochistlán, Salto del Perico, los Negros, San Isidro, La Tapona, Juchitián, La Gavilona, Agua Rica y La Higuera, está ubicada la amplia y complicada hidrografía del río Verde y sus numerosos afluentes. Ahora bien las zonas más elevadas en cada uno de estos afluentes son muy parecidas, oscilando entre los 2300 y 2900 m.s.n.m.; sin embargo, en el caso del río Verde las pendientes medias de la cuenca de drenaje al río Santiago son más suaves que las del río Juchipila y éstas a su vez que las de los ríos Bolaños y Huaynamota; esto se debe principalmente a que el río Verde confluye al río Santiago a la elevación 1050 m.s.n.m., mientras que el río Juchipila lo hace a los 800 m.s.n.m., el río Bolaños y Huaynamota; 400 m.s.n.m. y el río Huaynamota a los 100 m.s.n.m. Lo anterior sugiere que si las condiciones fueran homogéneas en tipo de suelo y vegetación, los coeficientes de infiltración medios en las cuencas de los ríos Verde y Juchipila, serían mayores a las de ríos Bolaños y Huaynamota respectivamente.

En lo que respecta a la geología, se tiene que el 72% de la cuenca corresponde a formaciones cuya clasificación geológica corresponde al "Cenozoico medio volcánico", siguiéndole las formaciones del "Cenozoico superior clástico y volcánico", cubriendo un área del 26%. Esto se pudo observar en el boletín hidrológico No.52 (SRH, 1973).

Con respecto a los suelos y vegetación, se puede decir que la parte alta de cada subcuenca es en general desértico y de suelos permeables, aunque sus terrenos tienen pendientes bajas, mientras que la parte media presenta una franja muy grande de suelos arcillosos con bosques de encino, palo blanco, copal, etc., los cuales reducen ligeramente la infiltración. Más de la mitad de la cuenca del río Verde está formada por pastizales, los cuales reducen notablemente la infiltración. Por otra parte, las subcuencas de los ríos Bolaños y Huaynamota están formadas por selva baja caducifolia y bosques de encino.

- 2.- Se calcularon los Coeficientes de infiltración \emptyset para varias subcuencas en la parte alta de la cuenca; para ello se utilizaron las avenidas producidas por las tormentas máximas, como son la de septiembre de 1967 y la de agosto de 1973, encontrándose que el coeficiente de infiltración medio aumentaba al crecer la precipitación. Por ejemplo, el área drenada del río San Juan Capistrano, afluente del río Huaynamota hasta la estación El Platanito (5796 Km²), presentaba un coeficiente de infiltración media de 2.9mm en 24 horas para la tormenta de septiembre de 1967, mientras que para la de octubre de 1971 se obtuvo un \emptyset de 57.9mm/24 horas; siendo las precipitaciones medias de 15 y 115mm, respectivamente.
- 3.- Debido a los resultados obtenidos en el inciso anterior, se hizo una revisión del coeficiente de infiltración para la subcuenca del río Huaynamota. Para ello se utilizó la tormenta registrada de octubre de 1971, producida por el ciclón Priscila el cual se mencionó en el numeral 5.1 se obtuvo un \emptyset de 18.6 mm en 24 horas, comparado con el de 11.5mm en 24 horas obtenido en la tormenta de agosto de 1973.
- 4.- Por último, se hizo un análisis de sensibilidad del coeficiente de infiltración (\emptyset) y el coeficiente de escurrimiento (CE) a la precipitación generada por el ciclón Beulah. Se utilizaron los valores \emptyset de

10, 18, 25 y 30mm en 12 horas y valores de CE de 0.75, 0.60, 0.45 y 0.30 los resultados se presentan en el cuadro 24. En donde se hizo la suposición de que los gastos máximos fueran coincidentes. Puede verse además, que si se utilizara un coeficiente de infiltración promedio, en toda la cuenca de 11mm/12hrs, se tendría un coeficiente de escurrimiento del orden de 0.75, lo que resulta ilógico si se considera el tamaño de la cuenca. Solo en cuencas pequeñas de regiones muy húmedas, como del estado de Veracruz, se han medido coeficientes de escurrimiento del orden de 0.90. En el otro extremo tenemos un coeficiente de escurrimiento de 0.3 equivalente a un coeficiente de infiltración de 30mm/12hrs, de donde resultó que el volumen de la avenida fue apenas mayor que la máxima registrada. Por las razones anteriores se decidió probar con los coeficientes de infiltración de 18 y 25mm/12hrs y con coeficientes de escurrimiento de 0.60 y 0.45, con la diferencia que las avenidas se transitaron esta vez hasta el vaso de Aguamilpa antes de sumarse, para ver la regulación del cauce y tomar en cuenta los tiempos de traslado de las avenidas. Así se obtuvo el cuadro de resultados número 25, donde se puede ver que el gasto máximo va de 16,600 a 24,500 m³/seg y el volumen va de 7,500 a 11,650 millones de m³; esto significa que el hecho de considerar el tránsito de las avenidas, se reduce en un 80% el gasto máximo de la avenida hasta Aguamilpa.

Si por el contrario hubiéramos utilizado el hidrograma unitario de 12 horas de El Carrizal, los gastos máximos serían tan grandes o mayores que si consideráramos coincidentes los picos. De aquí la importancia de dividir el estudio en subcuencas y de realizar una integración de las avenidas que tome en cuenta el tiempo de concentración, tiempo de traslado de las avenidas por el cauce, etc.

Por las razones expuestas anteriormente en 1, 2, 3 y 4, se consideraron finalmente coeficientes de infiltración diferentes para cada subcuenca. A continuación se dan los valores utilizados en el cálculo:

Subcuenca	Coefficiente de Infiltración (Ø) en mm/12hrs	De Acuerdo con el Análisis
Santa Rosa	30	Pendiente media y vegetación (1 y 2)
Río Bolaños Hasta el caiman	25	Pendiente, suelos y vegetación (1 y 2)
Río Huaynamota Hasta Huaynamota II	18	Coefficiente máximo medio (3)
Cuenca No aforada	25	Similar a río Bolaños

Con estos valores de Ø y los factores de transposición mencionados en el numeral 5.4.3.4, se calculó la lluvia efectiva, resultando así las cantidades que aparecen en el cuadro 18.

Con estas precipitaciones efectivas y los hidrogramas unitarios deducidos en el numeral 5.4.2, se hizo ajuste para las tres cuencas aforadas, obteniéndose así la avenida producida por el ciclón Beulah. Para la cuenca no aforada, se utilizó un modelo lluvia escurrimiento, el cual se presenta en el siguiente inciso.

5.4.5.2 Avenida producida por la cuenca no aforada (Método del Hidrograma Triangular)

Debido a que la suma de las subcuencas medias por las estaciones Sta. Rosa, El Caimán y Huaynamota no representa la totalidad del área drenada hasta la estación El Carrizal (aproximadamente hasta el sitio del proyecto), es decir que existe un área no aforada, y que ésta es aproximadamente el 9%

del área total, se aplicó el método del Hidrograma Triangular, con el fin de obtener la avenida máxima en cuenca propia producida por la tormenta transpuesta, ya que sola se contaba con información de lluvia, área de la cuenca, longitud del cauce principal y pendiente media.

La siguiente tabla muestra los datos empleadas en la obtención de la avenida producida por la cuenca propia:

AREA DE LA CUENCA DRENADA	6,981 km ²
LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL	130 km
DESNIVEL ENTRE LOS PUNTOS MAS ALEJADOS DEL CAUCE PRINCIPAL	443 mts
PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE PRINCIPAL	0.3408 %
COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	0.45
LLUVIA EFECTIVA TOTAL DE LA.TORMENTA	126 mm
PRECIPITACION TOTAL DE LA TORMENTA	227 mm

Resultados obtenidos son los siguientes:

Gasto Máximo	3,889 m ³ /seg
Volumen	850x10 ⁶ m ³

5.4.5.2 Tránsito de Avenidas por el Cauce

Con el fin de determinar que tan importante es la capacidad de regulación del cauce del río Santiago se realizó el siguiente análisis de una de las máximas avenidas que se ha presentado durante el período registrado. En el cuadro 4 pueden verse que la estación "El Carrizal" el gasto máximo de 6,688 m³/seg, este gasto ocurrió a las 20:00 horas del día 17 de agosto en 1973 (en el período 1963-1978), mientras que la estación Santa Rosa II (cuadro 7) presentó un gasto máximo de 5,992 m³/seg, el cual ocurrió a las 6:00 horas de ese mismo día, siendo éste el máximo registrado; dicho gasto representa el 90% del gasto máximo de "El Carrizal", siendo que el área drenada hasta Santa Rosa II es el 48% del área drenada hasta el Carrizal.

En esa misma fecha el gasto máximo registrado en la Yesca fue de 6,223 m³/seg, o sea el 93% del gasto hasta el Carrizal en el 51% del área drenada hasta dicha estación.

Después de la confluencia del río Bolaños al río Santiago el gasto máximo aumento de 6,223 a 6,989 m³/seg, por lo que se deduce que la avenida se reguló considerablemente en el tramo del cauce entre la confluencia del río Bolaños y el sitio de la estación El Carrizal, ya que antes de dicha estación se tienen la confluencia del río Huaynamota, la que contribuyó con un gasto de 2,904 m³/seg a las 19:00 horas del día 17 de agosto de 1973.

Por esta razón, se realizó el tránsito de las avenidas por el cauce aplicando el método Muskingum. Ya que el método Muskingum requiere de la evaluación es dos parámetros importantes que son "K" y "X", donde "K" es el tiempo de almacenamiento y "X" es la regulación que puede tener el cauce del río, se estudió el comportamiento de las avenidas a lo largo del cauce del río Santiago.

Del análisis mencionado se llegó a la conclusión de que un valor de "X" de ser 0.3 era bastante razonable, ya que se probó que el tránsito de las avenidas no era sensible a un cambio en el valor de "X". Además, se encontró que el tiempo de almacenamiento (K) promedio de una avenida entre la

ESTA TESIS NO SALE DE LA BIBLIOTECA

estación Santa Rosa II y el sitio de la confluencia del río Bolaños al río Santiago, era de 3.5 horas. Y para el tiempo de traslado entre la confluencia del río Bolaños al río Santiago y la cola del vaso al NAMO se dedujo un tiempo de seis horas.

La avenida obtenida en la estación Santa Rosa II se tránsito hasta la estación La Yesca (hasta la confluencia del río Bolaños), obteniéndose los resultados que se muestran en el cuadro número 19. A la avenida resultante se le sumó la avenida obtenida en la estación El Caimán (río Bolaños antes de la confluencia con el río Santiago), ver cuadro número 20, por último esta suma se transitó hasta la cola del vaso (cuadro número 21).

5.4.5.3 Integración de la avenida máxima probable AMP

Una vez transitadas las avenidas hasta el mismo vaso de Aguamilpa, se hizo la suma de las tres avenidas resultantes; la obtenida en la cuenca no aforada, la producida por la cuenca del río Huaynamota y la generada por la subcuenca de Santa Rosa II más El Caimán transitadas hasta el vaso. En la gráfica No. 6 se presenta integración de las avenidas y en los cuadros 22 y 23 se presenta la suma de los gastos de las avenidas a cada 12 horas.

La AMP resultante se presenta en la gráfica No.7, en donde se puede ver que el gasto máximo es de 17,482 m³/seg y el volumen es 6,966 x10⁶ de m³, si consideramos un gasto base de 650 m³/seg (cuadro No. 23).

ANEXO

CUADRO 1

Gastos máximos anuales registrados en la estación Capomal (1955-1979)

Corriente: Río Santiago
Área drenada: 75,844 km²

Número de orden	Año	Gastos en m ³ /seg	Gastos Ordenados	Periodo de Retomo en Años.
1	1955	2,600	6,902	26.000
2	1956	1,500	5,590	13.000
3	1957	2,081	5,465	8.667
4	1958	2,401	4,462	6.500
5	1959	2,140	3,983	5.200
6	1960	1,394	3,720	4.333
7	1961	2,066	3,388	3.714
8	1962	2,527	2,975	3.250
9	1963	2,975	2,600	2.889
10	1964	2,148	2,596	2.600
11	1965	3,720	2,527	2.364
12	1966	2,596	2,526	2.167
13	1967	5,465	2,401	2.000
14	1968	2,526	2,389	1.857
15	1969	1,925	2,280	1.733
16	1970	3,983	2,148	1.625
17	1971	3,388	2,140	1.529
18	1972	2,280	2,081	1.444
19	1973	6,902	2,066	1.368
20	1974	1,232	1,925	1.300
21	1975	5,590	1,672	1.238
22	1976	4,462	1,657	1.182
23	1977	2,389	1,500	1.130
24	1978	1,672	1,394	1.083
25	1979	1,657	1,232	1.040

CUADRO 2

Gastos máximos anuales registrados en la estación Yago (1942-1954)

Corriente: Río Santiago
Área drenada: 75,651 km²

Número de orden	Año	Gastos en m ³ /seg	Gastos Ordenados	Periodo de Retorno en Años.
1	1942	2,404	6,754	14.000
2	1943	6,754	3,542	7.000
3	1944	3,542	2,640	4.667
4	1945	1,654	2,595	3.500
5	1946	1,759	2,526	2.800
6	1947	2,640	2,473	2.333
7	1948	2,595	2,404	2.000
8	1949	1,958	2,062	1.750
9	1950	2,043	2,043	1.556
10	1951	1,628	1,958	1.400
11	1952	1,875	1,875	1.273
12	1953	2,473	1,759	1.167
13	1954	2,062	1,654	1.077
14	1955	2,526	1,628	1.000

CUADRO 3**Gastos máximos anuales registrados en la estación Yago-Capomal (1942-1979)****Corriente: Río Santiago**
Área drenada: 75,651 km²

Número de orden	Año	Gastos en m ³ /seg	Gastos Ordenados	Periodo de Retorno en Años.
1	1942	2,404	6,902	39.000
2	1943	6,754	6,754	19.500
3	1944	3,542	5,590	13.000
4	1945	1,654	5,465	9.750
5	1946	1,759	4,462	7.800
6	1947	2,640	3,983	6.500
7	1948	2,595	3,720	5.571
8	1949	1,958	3,542	4.875
9	1950	2,043	3,388	4.333
10	1951	1,628	2,975	3.900
11	1952	1,875	2,640	3.545
12	1953	2,473	2,600	3.250
13	1954	2,062	2,596	3.000
14	1955	2,600	2,595	2.786
15	1956	1,500	2,527	2.600
16	1957	2,081	2,526	2.438
17	1958	2,401	2,473	2.294
18	1959	2,140	2,404	2.167
19	1960	1,394	2,401	2.053
20	1961	2,066	2,389	1.950
21	1962	2,527	2,280	1.857
22	1963	2,975	2,148	1.773
23	1964	2,148	2,140	1.696
24	1965	3,720	2,081	1.625
25	1966	2,596	2,066	1.560
26	1967	5,465	2,062	1.500
27	1968	2,526	2,043	1.444
28	1969	1,925	1,958	1.393
29	1970	3,983	1,925	1.345
30	1971	3,388	1,875	1.300
31	1972	2,280	1,759	1.258
32	1973	6,902	1,672	1.219
33	1974	1,232	1,657	1.182
34	1975	5,590	1,654	1.147
35	1976	4,462	1,628	1.114
36	1977	2,389	1,500	1.083
37	1978	1,672	1,394	1.054
38	1979	1,657	1,232	1.026

CUADRO 4

Gastos máximos anuales registrados en la estación Carrizal (1963-1978)

Corriente: Río Santiago
Área drenada: 74,104 km²

Número de orden	Año	Gastos en m ³ /seg	Gastos Ordenados	Periodo de Retorno en Años.
1	1963	2,956	6,688	17.000
2	1964	1,639	5,652	8.500
3	1965	3,133	4,470	5.667
4	1966	3,051	4,382	4.250
5	1967	5,652	4,190	3.400
6	1968	2,413	3,310	2.833
7	1969	1,068	3,133	2.429
8	1970	3,310	3,051	2.125
9	1971	4,470	2,956	1.889
10	1972	2,270	2,510	1.700
11	1973	6,688	2,413	1.545
12	1974	1,295	2,270	1.417
13	1975	4,382	2,160	1.308
14	1976	4,190	1,639	1.214
15	1977	2,510	1,295	1.133
16	1978	2,160	1,068	1.063

CUADRO 5**Gastos máximos anuales registrados en la estación La Yesca (1949-1977)****Corriente: Río Santiago**
Área drenada: 37,443 km²

Número de orden	Año	Gastos en m ³ /seg	Gastos Ordenados	Periodo de Retorno en Años.
1	1949	1,209	6,223	30.000
2	1950	1,031	3,960	15.000
3	1951	737	2,102	10.000
4	1952	804	2,028	7.500
5	1953	826	1,895	6.000
6	1954	897	1,893	5.000
7	1955	1,469	1,875	4.286
8	1956	1,159	1,686	3.750
9	1957	629	1,656	3.333
10	1958	1,686	1,554	3.000
11	1959	832	1,469	2.727
12	1960	1,062	1,238	2.500
13	1961	963	1,209	2.308
14	1962	1,098	1,159	2.143
15	1963	759	1,098	2.000
16	1964	632	1,062	1.875
17	1965	2,102	1,031	1.765
18	1966	1,875	963	1.667
19	1967	3,960	897	1.579
20	1968	1,238	832	1.500
21	1969	204	826	1.429
22	1970	1,656	804	1.364
23	1971	2,028	759	1.304
24	1972	400	737	1.250
25	1973	6,223	632	1.200
26	1974	614	629	1.154
27	1975	1,893	614	1.111
28	1976	1,895	400	1.071
29	1979	1,554	204	1.034

CUADRO 6

Gastos máximos anuales registrados en la estación Paso de Analco (1962-1980)

Corriente: Río Santiago
Área drenada: 37,142 km²

Número de orden	Año	Gastos en m ³ /seg	Gastos Ordenados	Periodo de Retorno en Años.
1	1962	1,108	5,644	20.000
2	1963	1,124	3,726	10.000
3	1964	670	1,967	6.667
4	1965	1,967	1,788	5.000
5	1966	1,788	1,776	4.000
6	1967	3,726	1,623	3.333
7	1968	1,620	1,620	2.857
8	1969	203	1,561	2.500
9	1970	1,561	1,313	2.222
10	1971	1,776	1,278	2.000
11	1972	389	1,171	1.818
12	1973	5,644	1,124	1.667
13	1974	586	1,108	1.538
14	1975	1,623	670	1.429
15	1976	1,278	586	1.333
16	1977	1,313	583	1.250
17	1978	1,171	495	1.176
18	1979	583	389	1.111
19	1980	495	203	1.053

CUADRO 7

Gastos máximos anuales registrados en la estación Santa Rosa II (1958-1977)

Corriente: Río Santiago
Área drenada: 35,243 km²

Número de orden	Año	Gastos en m ³ /seg	Gastos Ordenados	Periodo de Retorno en Años.
1	1958	1,510	5,992	21.000
2	1959	830	4,475	10.500
3	1960	924	2,067	7.000
4	1961	951	2,038	5.250
5	1962	745	1,922	4.200
6	1963	1,137	1,675	3.500
7	1964	612	1,623	3.000
8	1965	2,067	1,555	2.625
9	1966	1,922	1,510	2.333
10	1967	4,475	1,317	2.100
11	1968	1,040	1,137	1.909
12	1969	127	1,040	1.750
13	1970	1,623	951	1.615
14	1971	2,038	924	1.500
15	1972	385	830	1.400
16	1973	5,992	745	1.313
17	1974	634	634	1.235
18	1975	1,555	612	1.167
19	1976	1,675	385	1.105
20	1977	1,317	127	1.050

CUADRO 8

Gastos máximos anuales registrados en la estación Santa Rosa (1964-1976)

Corriente: Río Santiago
Área drenada: 35,236 km²

Número de orden	Año	Gastos en m ³ /seg	Gastos Ordenados	Periodo de Retorno en Años.
1	1964	591	4,378	14.000
2	1965	2,246	3,761	7.000
3	1966	1,860	2,246	4.667
4	1967	3,761	1,860	3.500
5	1968	1,265	1,830	2.800
6	1969	132	1,376	2.333
7	1970	1,830	1,265	2.000
8	1971	1,376	1,104	1.750
9	1972	350	938	1.556
10	1973	4,378	591	1.400
11	1974	467	467	1.273
12	1975	938	350	1.167
13	1976	1,104	132	1.077

CUADRO 9

Gastos máximos anuales registrados en la estación Huaynamota (1952-1957)

Corriente: Río Huaynamota.
Área drenada: 17,528 km²

Número de orden	Año	Gastos en m ³ /seg	Gastos Ordenados	Periodo de Retorno en Años.
1	1952	1,390	2,140	7.000
2	1953	1,244	1,482	3.500
3	1954	1,202	1,390	2.333
4	1955	1,482	1,244	1.750
5	1956	792	1,202	1.400
6	1957	2,140	792	1.167

CUADRO 10**Gastos máximos anuales registrados en la estación Huaynamota (1959-1977)**

Corriente: Río Huaynamota.
Área drenada: 17,125 km²

Número de orden	Año	Gastos en m ³ /seg	Gastos Ordenados	Periodo de Retorno en Años.
1	1959	870	3,900	20.000
2	1960	884	2,904	10.000
3	1961	1,123	2,465	6.667
4	1962	859	2,335	5.000
5	1963	1,701	1,996	4.000
6	1964	1,191	1,701	3.333
7	1965	1,044	1,658	2.857
8	1966	1,045	1,504	2.500
9	1967	2,335	1,211	2.222
10	1968	1,504	1,191	2.000
11	1969	860	1,182	1.818
12	1970	1,211	1,123	1.667
13	1971	2,465	1,045	1.538
14	1972	1,658	1,044	1.429
15	1973	2,904	884	1.333
16	1974	700	870	1.250
17	1975	1,996	860	1.176
18	1976	3,900	859	1.111
19	1977	1,182	700	1.053

CUADRO 11**Gastos máximos anuales registrados en la estación Yago-Capomal (1942-1979)****Corriente: Río Bolaños**
Área drenada: 14,755 km²

Número de orden	Año	Gastos en m ³ /seg	Gastos Ordenados	Periodo de Retorno en Años.
1	1949	295	1,473	30.000
2	1950	68	1,068	15.000
3	1951	257	1,046	10.000
4	1952	332	922	7.500
5	1953	480	776	6.000
6	1954	333	722	5.000
7	1955	671	702	4.286
8	1956	512	696	3.750
9	1957	118	671	3.333
10	1958	598	610	3.000
11	1959	776	607	2.727
12	1960	352	598	2.500
13	1961	470	586	2.308
14	1962	610	578	2.143
15	1963	1,046	568	2.000
16	1964	607	512	1.875
17	1965	702	480	1.765
18	1966	722	470	1.667
19	1967	922	413	1.579
20	1968	413	352	1.500
21	1969	196	333	1.429
22	1970	696	332	1.364
23	1971	586	295	1.304
24	1972	201	257	1.250
25	1973	568	228	1.200
26	1974	228	201	1.154
27	1975	1,473	196	1.111
28	1976	1,068	118	1.071
29	1977	578	68	1.034

CUADRO 12

ANÁLISIS DE FRECUENCIAS DE GASTOS MÁXIMOS ANUALES (MÉTODO GUMBEL)					
ESTACIÓN HIDROMÉTRICA					
	10	50	100	1000	10000
Santa Rosa [64 76]	3864	5929	6818	9772	12726
Santa Rosa II [58 77]	3888	5979	6879	9871	12862
El Caimán [49 77]	1046	1500	1695	2345	2994
Huaynamota [52 77]	2406	3304	3691	4976	6261
Huaynamota II [59 77]	2960	4237	4786	6612	8439
La yesca [49 77]	3298	5001	5734	8169	10605
Paso de Analco [62 78]	3950	5861	6728	9605	12483
El carrizal [66 78]	5871	8278	9315	12759	16203
Yago y Capomal [42 79]	4929	6908	7761	10593	13426

* GASTO EN M3/SEG.

CUADRO 13

ANÁLISIS DE FRECUENCIAS DE GASTOS MÁXIMOS ANUALES (MÉTODO NASH)					
ESTACIÓN HIDROMÉTRICA	PERIODOS DE RETORNO (EN AÑOS)				
	10	50	100	1000	10000
Santa Rosa [64 76]	3662	5652	6493	9272	12047
Santa Rosa II [58 77]	3573	5481	6287	8952	11613
El Caimán [49 77]	1018	1470	1662	2294	2926
Huaynamota [52 77]	2203	2970	3294	4366	5436
Huaynamota II [59 77]	2841	4076	4598	6323	8045
La yesca [49 77]	3011	4534	5178	7306	9430
Paso de Analco [62 78]	3545	5380	6155	8718	11276
El carrizal [66 78]	5703	8086	9094	12423	15747
Yago y Capomal [42 79]	4734	6640	7445	10107	12765

* GASTO EN M3/SEG.

CUADRO 14

ANÁLISIS DE FRECUENCIAS DE GASTOS MÁXIMOS ANUALES (METODO LEBEDIEV)					
ESTACIÓN HIDROMÉTRICA	PERIODOS DE RETORNO (EN AÑOS)				
	10	50	100	1000	10000
Santa Rosa [64 76]	2758	5668	7024	11575	17215
Santa Rosa II [58 77]	2820	6161	7734	13001	19773
El Caimán [49 77]	909	1507	1766	2660	3609
Huaynamota [52 77]	1914	2785	2793	3493	4201
Huaynamota II [59 77]	2532	4100	4734	6959	9357
La yesca [49 77]	2528	5289	6577	10899	16518
Paso de Analco [62 78]	2859	5823	7203	11849	17546
El carrizal [66 78]	5075	8361	8825	12642	16518
Yago y Capomal [42 79]	4416	7639	8067	11715	15482

* GASTO EN M3/SEG.

Detos de lluvia Diaria del 20 al 28 de Septiembre de 1967

Para la cuenca del Rio Santiago

CALCULO DE LA PRECIPITACIÓN MEDIA DE UNA TORMENTA EN UNA CUENCA POR EL MÉTODO DE TRIANGULACIÓN.
LLUVIA DIARIA EN MM.

	Coordenadas		Precipitación Cada día de lluvia										Total	
1	AGUASCALIENTES	87.80	37.40	0.00	10.50	63.00	8.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	81.50
2	ASIENTOS	71.20	45.40	0.00	22.00	19.00	6.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.00
3	CALVILO	57.70	36.50	5.00	11.00	27.00	4.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.00
4	EL NIAGARA	65.50	35.60	0.00	2.20	39.50	4.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	46.50
5	EL TULE	70.50	41.20	12.20	5.50	48.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	75.70
6	GANADERIA PENUELAS	66.70	33.10	0.00	2.00	22.50	8.00	8.00	6.00	7.80	25.80	6.50	86.60	
7	JESÚS MARIA	65.70	39.30	0.00	0.00	1.00	77.00	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	81.00
8	LA CONCEPCIÓN	70.00	44.70	0.00	10.50	20.20	8.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	39.50
9	LABOR	53.60	39.10	0.00	20.00	0.00	0.00	0.00	17.50	8.50	0.00	0.00	0.00	46.00
10	LA TINAJA	62.40	44.40	0.00	10.00	44.00	6.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	64.50
11	MALPASO	59.00	36.60	0.00	40.00	24.00	3.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	67.60
12	MESILLAS	89.40	47.30	0.00	4.50	19.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	25.00
13	PABELLÓN	67.20	43.50	0.00	5.00	40.00	0.00	0.00	0.00	20.00	0.00	0.00	0.00	65.00
14	PALO ALTO	58.70	40.80	0.00	0.00	23.50	0.00	0.00	0.00	0.00	26.50	0.00	0.00	50.00
15	POTRÉRILLOS	63.80	45.50	0.00	2.80	32.60	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	36.80
16	PRESA CALLE	64.10	43.00	3.50	33.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	38.50
17	PRESA JOCOQUE	65.60	42.90	0.00	2.50	25.70	6.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	34.70
18	PRESA LA CODORNIZ	58.10	39.90	13.00	41.80	38.80	1.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	95.30
19	RANCHO VIEJO	62.30	42.70	0.00	6.00	40.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	48.00
20	Sn. BARTOLO	69.20	34.50	0.00	0.00	58.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	58.00
21	Sn. FCO. DE LOS RAMOS	67.40	41.80	0.00	4.00	27.00	7.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	38.00
22	Sn. ISIDRO	70.80	36.40	0.00	5.00	75.40	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	81.40
23	TEPEZALA	69.20	45.20	0.00	7.40	30.50	2.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	40.50
24	VENADERO	63.30	37.50	0.00	4.00	42.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.00
25	VIUDAS DE ORIENTE	71.00	42.60	0.00	8.60	56.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	65.10
26	EL HUIZACHE	77.50	14.40	0.00	0.00	0.00	31.00	4.00	0.00	0.00	2.00	28.00	65.00	
27	EL PALOTE	79.50	21.30	0.00	4.50	31.00	18.50	0.00	0.00	0.70	0.00	0.00	0.00	54.70
28	GUANAJAL	77.10	18.50	0.00	0.80	30.90	5.20	0.00	0.00	0.00	4.90	1.70	0.00	43.50
29	HACIENDA DE ARRIBA	79.30	23.20	0.00	4.50	25.00	18.50	0.00	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00	49.20
30	JALAPA	73.40	15.50	0.00	10.00	0.00	36.00	0.00	0.00	0.00	0.00	18.00	62.00	
31	LEÓN DE CALZADA	7.90	19.80	0.00	3.90	27.20	22.20	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00	54.50
32	LA SANDIA	79.90	16.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	18.00	33.00	11.00	62.00	
33	LOS CASTILLOS	80.20	22.10	0.00	1.50	25.50	16.00	0.00	0.00	0.00	2.50	0.00	0.00	45.50
34	MEDIA LUNA	81.90	24.40	2.00	17.50	25.00	33.00	0.00	0.00	0.00	3.50	0.00	0.00	81.00
35	NUOVO VALLE DE MORENO	85.60	22.80	0.00	16.50	20.50	23.00	16.00	1.50	5.00	4.00	0.00	0.00	86.50
36	OCAMPO	84.00	32.60	8.00	12.00	15.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	37.00
37	ACATIC	53.80	12.70	10.00	15.00	16.20	10.50	0.00	8.70	10.00	0.00	0.00	0.00	70.40
38	ACATLÁN DE JUÁREZ	39.80	4.80	6.00	16.40	29.00	18.40	0.00	0.00	5.20	20.30	8.90	104.20	
39	AGOSTADERO	66.70	26.80	0.00	1.00	22.20	42.80	0.00	0.00	0.00	1.30	0.00	0.00	67.30
40	AJOJUCAR	64.30	29.40	14.20	1.30	46.70	15.90	0.00	0.00	3.60	0.50	0.00	0.00	82.20
41	ANTONIO ESCOBEDO	31.30	12.30	19.00	0.00	39.00	9.50	0.00	0.00	0.00	6.50	0.00	0.00	74.00
42	ATEQUIZA	49.40	4.10	0.00	0.00	40.90	14.80	0.00	3.90	8.60	18.00	0.00	0.00	84.00
43	HALAMOS	25.50	36.30	0.00	0.00	37.00	7.50	0.00	0.00	0.00	16.00	0.00	0.00	60.50
44	CALERA	61.10	28.80	0.00	0.00	40.00	9.50	0.00	0.00	8.70	3.00	0.00	0.00	61.20
45	CASA LLANTA	46.20	44.30	0.00	15.00	17.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	32.00
46	COLOTLAN	46.80	42.60	2.50	0.00	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.90	0.00	0.00	29.40
47	COPANGA	79.10	25.10	0.00	0.00	20.00	20.00	10.00	0.00	0.00	7.00	0.00	0.00	57.00
48	CUIXTLA	42.80	18.90	0.00	0.30	85.50	14.00	0.00	0.00	0.60	17.70	0.00	0.00	118.10
49	CUCUJO	51.00	16.80	0.00	0.00	58.50	8.50	0.00	0.00	2.30	48.40	0.00	0.00	117.70
50	CHALAPA	48.00	1.90	0.00	0.00	37.50	26.20	0.00	16.40	26.30	19.90	0.40	0.00	126.70
51	EL PASO DE LA LLESCA	29.00	22.00	0.00	0.20	64.80	9.10	0.00	0.00	0.00	13.10	0.00	0.00	87.20
52	EL PINTO	32.40	53.60	0.00	2.90	3.40	7.20	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	14.10
53	EL PUESTO	73.80	31.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.50	2.50	2.50
54	EL SALTO	48.30	6.80	0.00	58.90	49.70	8.30	0.00	0.00	3.30	14.80	8.90	143.90	
55	ENCARNACION DE DIAZ	69.10	29.40	0.00	42.00	6.00	5.00	0.00	0.00	0.00	3.00	0.00	0.00	56.00
56	GUADALAJARA	44.70	10.50	1.70	0.00	10.00	22.80	0.00	0.00	8.60	4.70	2.00	0.00	50.80
57	GUADALAJARA	44.80	10.10	0.00	0.00	31.50	1.50	0.00	0.00	12.00	9.00	3.40	0.00	57.40
58	HOSTOTIPAQUILLO	29.60	10.90	0.00	0.00	26.50	8.00	0.00	3.00	7.00	0.00	0.00	0.00	44.50
59	HUEJUCAR	47.90	48.20	5.00	0.00	15.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	20.00
60	HUEJUQUILLA	33.40	54.60	4.00	0.00	3.00	8.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.00
61	HUERTA VIEJA	46.40	3.40	0.00	1.80	61.30	20.30	0.00	8.00	23.60	19.20	1.00	0.00	135.20
62	IXTLAHUACAN DEL RIO	46.80	14.50	0.00	0.00	62.20	7.00	0.00	0.00	3.80	30.00	0.00	0.00	103.00
63	JALOSTOTITLAN	63.60	21.60	8.80	0.00	29.90	30.40	0.00	0.00	1.00	1.30	0.00	0.00	71.40
64	LA CUNA	55.60	17.50	0.00	0.00	47.70	10.40	0.00	0.00	18.30	29.00	0.00	0.00	105.40
65	LA RED	56.20	11.50	0.00	8.20	29.00	13.80	0.00	0.00	4.70	3.50	0.00	0.00	59.00
66	LA SOLEDAD	44.90	12.90	0.00	0.00	34.00	5.50	0.00	0.00	6.70	61.30	0.00	0.00	107.50
67	LAGOS DE MORENO	75.00	25.60	0.00	0.00	42.00	9.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	51.80
68	MAGDALENA	31.20	15.30	0.00	20.00	10.50	0.00	0.00	0.00	6.00	0.00	0.00	0.00	36.50
69	MATANZAS	80.20	32.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.00	4.00	4.00
70	MICHUACANE	60.70	29.30	0.00	1.00	31.00	18.00	0.00	0.00	8.00	3.00	0.00	0.00	61.00
71	MEXTICACAN	58.70	23.30	28.00	0.00	57.00	22.00	0.00	0.00	0.00	18.00	0.00	0.00	123.00
72	OJUELOS	8106.00	37.40	0.00	3.00	28.00	0.00	10.00	3.00	2.00	1.00	0.00	0.00	47.00
73	PALO VERDE	52.90	10.70	0.00	2.30	28.70	13.30	0.00	0.00	25.20	6.50	5.30	81.30	
74	PASO DE CUARENTA	78.30	29.30	0.00	3.00	35.00	25.50	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	83.90
75	PASO DEL SABINO	61.70	24.90	0.30	0.00	23.50	28.50	0.00	0.00	0.50	4.40	0.00	0.00	57.20
76	PLAN DE BARRANCAS	26.90	19.20	0.00	3.00	65.50	13.00	0.00	0.00	0.00	14.00	4.50	100.00	
77	PONCITLAN	53.40	4.00	0.00	0.50	40.70	10.50	0.00	0.90	6.30	15.70	0.00	0.00	74.80
78	PRESA HURTADO	38.60	5.70	20.00	12.50	42.50	16.30	0.00	0.00	1.00	17.00	0.00	0.00	109.30
79	PRESA LA DUQUESA	75.70	34.50	0.00	14.50	54.00	2.50	0.00	0.00	0.00	2.00	0.00	0.00	73.00
80	SAN BERNARDO	64.00	30.70	0.00	1.80	39.80	8.30	0.00	0.00	0.00	2.50	0.00	0.00	52.00
81	SAN DIEGO DE ALEJANDRIA	73.10	17.70	4.00	3.00	19.50	7.50	0.00	0.00	13.00	13.50	0.00	0.00	60.50
82	SAN GASPARD DE LOS REYES	62.80	24.10	0.00	0.00	16.50	36.00	0.00	0.00	1.00	12.00	0.00	0.00	65.50
83	SAN JUAN DE LOS LAGOS	66.30	23.00	0.00	31.80	33.00	0.00	0.00	4.80	1.30	0.00	0.00	0.00	70.90
84	SAN JUANICO	61.70	32.90	5.70	0.90	28.40	4.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	40.20	
85	SAN JULIÁN													

Datos de lluvia Diaria del 20 al 28 de Septiembre de 1967
Para la cuenca del Río Santiago

CÁLCULO DE LA PRECIPITACIÓN MEDIA DE UNA TORMENTA EN UNA CUENCA POR EL MÉTODO DE TRIANGULACIÓN.
LLUVIA DIARIA EN MM.

	Coordenadas		Precipitación Cada día de lluvia									Total	
94	UNIÓN DE SAN ANTONIO	73.00	20.70	0.00	20.00	18.00	0.00	0.00	0.00	8.00	0.00	0.00	46.00
95	VALLE DE GUADALUPE	59.90	17.10	0.20	0.40	54.20	11.60	0.30	0.00	7.30	11.10	0.00	85.10
96	VILLA GUERRERO	39.80	39.70	0.30	14.80	8.10	23.00	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.00
97	VILLA OBREGÓN	59.80	20.70	8.00	1.00	55.00	12.00	0.00	0.00	4.00	18.00	3.00	99.00
98	YAHUALICA	53.50	23.60	2.50	52.10	12.70	0.00	0.00	1.90	20.00	0.00	0.00	89.20
99	ZAPOPAN	43.70	11.30	0.00	22.50	0.00	1.80	0.00	0.00	1.50	5.00	0.00	30.80
100	ZAPOTLANÉJO	50.40	9.10	0.00	26.20	52.20	14.20	0.00	0.00	11.60	2.50	0.00	106.70
101	AMATLAN DE CAÑAS	22.50	13.60	0.00	0.00	22.50	0.50	0.00	0.00	0.00	8.50	0.00	31.50
102	CAPOMAL	8.00	37.10	11.20	0.00	71.20	22.30	0.00	13.70	20.00	8.50	0.00	146.90
103	CERRO BLANCO	18.90	27.20	0.00	1.20	48.00	18.00	0.00	0.00	66.00	38.80	8.00	178.00
104	CUHARAS	5.10	80.60	30.70	0.00	15.60	2.20	0.00	10.10	32.30	0.00	3.00	93.90
105	DESPENADERO	16.40	36.30	19.30	15.30	1.50	1.00	3.60	0.00	5.50	0.00	0.00	46.20
106	EL TIZATE	11.00	33.60	4.50	1.00	84.00	13.00	0.00	4.50	22.00	17.50	0.00	146.50
107	GUADALUPE OCOTLAN	24.50	37.70	0.00	0.00	36.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	36.00
108	HUAJMÍC	24.80	33.20	2.40	0.00	10.70	21.30	0.00	0.00	7.30	8.80	0.00	50.50
109	HUAYAMINTA	20.80	38.80	0.00	0.00	14.00	20.10	0.00	0.00	40.20	6.10	0.00	80.40
110	JALCOCOTLAN	8.30	28.90	0.00	20.00	0.00	4.00	0.00	0.00	130.00	25.30	0.00	179.30
111	JESÚS MARIA	20.60	45.90	0.00	0.00	28.50	0.00	0.00	0.00	11.80	1.50	0.00	41.80
112	LA YESCA	30.60	25.70	0.00	7.00	7.60	40.10	20.20	0.00	0.00	0.00	17.00	91.90
113	MILPILLAS	9.80	62.40	0.00	0.70	20.00	12.70	11.20	0.70	13.00	10.20	0.80	69.30
114	MIRAVALLÉS	13.00	24.10	3.50	0.00	64.30	4.80	0.00	0.00	29.40	45.50	0.00	147.30
115	NAVARRETE	7.90	32.60	0.00	65.00	20.00	0.00	20.00	15.00	0.00	0.00	0.00	120.00
116	PASO DE AROCHA	8.70	24.50	8.60	90.00	56.00	4.30	0.00	0.00	54.00	26.60	1.00	240.50
117	PUERTA DE PLATANARES	9.80	39.60	52.00	27.00	141.00	13.00	0.00	35.00	13.30	14.00	0.00	295.30
118	ROSA MÓRADA	6.50	43.40	38.00	0.00	142.50	16.00	0.00	22.70	15.00	16.70	0.00	250.90
119	SAN BLAS	4.20	30.30	34.00	0.00	53.00	83.00	0.00	14.00	36.00	25.50	0.00	225.50
120	SAN JUAN PEYOTLAN	22.40	48.50	0.00	0.00	14.20	6.20	0.00	0.00	0.00	5.60	0.00	26.00
121	SAN PEDRO	11.80	39.90	55.80	8.00	234.60	21.10	0.00	5.90	59.50	19.50	0.00	404.20
122	SANTIAGO IZCUINTLA	5.80	36.20	1.00	0.00	93.00	27.00	0.00	0.00	59.50	9.00	0.00	189.50
123	TECUALA	11.10	49.70	2.50	0.00	35.80	0.00	0.00	7.60	6.00	13.80	0.00	65.70
124	TEPIC	12.70	29.20	4.60	0.00	16.00	50.80	0.00	0.00	0.00	61.00	0.00	132.40
125	ZACUALPAN	7.00	23.60	0.00	63.40	25.20	65.50	0.00	5.00	30.50	30.80	0.00	220.20
126	RAMOS	75.00	59.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
127	VILLA DE ARRIAGA	85.50	38.20	0.00	5.00	28.00	20.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	54.00
128	BOCA DEL TESORERO	53.20	5838.00	0.00	7.80	13.80	14.00	0.00	0.00	0.00	6.70	0.00	42.30
129	CALERA DE V. ROSALES	58.40	61.30	0.00	5.00	30.50	1.00	0.00	0.00	0.00	13.00	0.00	49.50
130	CD. GARCÍA	1.00	1.00	0.00	4.00	19.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	23.50
131	CHALCHIHUITES	33.60	73.80	0.00	8.00	15.00	2.00	0.00	0.00	0.00	3.00	0.00	28.00
132	EL SAIZ	47.80	66.90	0.00	2.20	6.50	4.50	0.00	0.00	0.00	4.50	0.00	17.70
133	EL RUBIO	61.70	57.80	0.00	0.00	0.00	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	20.00
134	EXCAME	44.60	32.50	4.00	0.10	27.50	24.40	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	57.50
135	HUANUSCO	52.70	35.10	0.00	4.50	12.50	18.50	18.50	0.00	0.00	0.00	0.00	52.00
136	JEREZ DE GARCÍA SALINAS	52.40	55.00	0.00	4.00	19.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	23.50
137	JIMÉNEZ DE TEUL	29.00	65.90	5.00	3.10	1.50	0.00	0.00	0.00	3.30	0.00	0.00	12.90
138	JUCHIPILA	49.60	26.60	0.00	0.00	64.00	21.00	0.00	0.00	0.00	16.00	0.00	101.00
139	LA FLORIDA	39.30	51.90	0.00	0.00	6.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	8.00
140	NOCHISTLAN	55.30	25.60	0.00	0.00	16.00	38.00	0.00	0.00	2.00	9.00	0.00	65.00
141	MONTE ESCOBEDO	40.60	47.10	0.50	0.50	7.50	1.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.20
142	OJO CALIENTE	67.70	53.10	0.00	0.00	16.00	0.00	4.00	0.00	0.00	0.00	0.00	20.00
143	PIÑOS	81.70	46.90	14.00	35.00	6.50	2.50	2.50	0.00	0.00	0.00	0.00	60.50
144	PRESA EL CHIQUE	54.30	40.20	0.00	5.30	33.50	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	39.00
145	SAN PEDRO PIEDRA GORDA	65.30	50.70	0.00	4.00	7.00	6.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.00
146	PRESA SANTA ROSA	49.40	61.30	0.00	1.50	20.00	2.00	0.00	0.00	0.00	7.40	0.50	31.40
147	TRONCOSO	65.60	56.90	0.00	0.00	0.00	7.00	0.00	0.00	0.00	1.50	230.00	238.50
148	VILLA BECOS	65.70	69.60	0.00	0.00	38.50	12.50	0.00	0.00	16.50	23.00	0.00	90.50
149	VILLA GARCÍA	73.80	43.90	0.00	2.00	46.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	49.00
150	VILLA NUEVA	54.70	48.30	2.00	3.00	4.30	29.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	38.90
151	VILBITA	45.10	31.30	0.50	0.10	49.50	31.00	0.00	0.00	0.00	4.00	0.00	85.10
152	ZACATECAS	61.00	57.80	0.00	7.20	37.50	13.40	0.00	0.00	0.00	0.90	24.40	83.40
153	PALOMAS	56.30	48.00	2.00	3.00	4.30	29.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	38.90
154	TLAQUEPAQUE	45.60	9.40	0.00	0.00	31.50	1.50	0.00	0.00	12.00	9.00	3.40	57.40

CÁLCULO DE LA PRECIPITACIÓN MEDIA DE UNA TORMENTA EN UNA CUENCA POR EL MÉTODO DE TRIANGULACIÓN.
LLUVIA DIARIA EN MM.

	Coordenadas		Precipitación Cada día de lluvia										Total	
			67.8	37.4	0.6	19.5	17	17.5	34.3	53	15	8.5		8.5
1 AGUASCALIENTES	67.8	37.4	0.6	19.5	17	17.5	34.3	53	15	8.5	8.5	0	173.9	
2 ASIENTOS	71.2	45.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
3 CALVILLO	57.7	36.5	5.7	25	6.2	0	24	15.7	12	2	15.5	0	106.1	
4 EL NIAGARA	65.5	35.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
5 EL TULE	70.5	41.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
6 GANADERIA PENUELAS	66.7	33.1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
7 JESUS MARIA	65.7	39.3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
8 LA CONCEPCIÓN	70	44.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
9 LABOR	53.6	39.1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
10 LA TINAJA	62.4	44.4	40	31	30.6	30.1	8	14	30.2	15.5	29	0	228.4	
11 MALPASO	59	36.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
12 MESILLAS	69.4	47.3	0	0	3.5	7.5	40	14	2	25	4	0	96	
13 PABELLÓN	67.2	43.5	1	2.5	5.5	30	36.7	15.4	10.6	14.4	42	0	158.1	
14 PALO ALTO	58.7	40.8	0	5.5	5.5	7.4	41.5	21	17	0	0	0	97.9	
15 POTRERILLOS	63.8	45.5	1.2	25.4	23.5	12.2	14	6.8	6.6	20.8	9.2	0	119.7	
16 PRESA CALLE	64.1	43	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
17 PRESA JOCOQUE	65.6	42.9	0	9.5	21.5	28.5	22.5	11.4	7	17.8	4.4	0	122.6	
18 PRESA LA CODORNIZ	58.1	39.9	2.5	52	17	4.9	10	20.6	6	17.5	20	0	150.5	
19 RANCHO VIEJO	62.3	42.7	80	15	24	14	13	14	3	20	4	0	187	
20 Sn. BARTOLO	69.2	34.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
21 Sn. FCO. DE LOS RAMOS	67.4	41.8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
22 Sn. ISIDRO	70.8	38.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
23 TEPEZALA	69.2	45.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
24 VENADERO	63.3	37.5	12	16.5	37	21	63	36	15.5	12	4.5	0	217.5	
25 VIUDAS DE ORIENTE	71	42.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
26 EL HUISACHE	77.5	14.4	42	0	6	3	11	57	39	26	10	24	216	
27 EL PALOTE	79.5	21.3	0.6	1	5.5	14.7	33.4	31.3	26.5	14	4	0	131	
28 GUANAJAL	77.1	18.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
29 HACIENDA DE ARRIBA	79.3	23.2	1.2	6.8	6.9	15.4	12.7	31.6	34.6	3.7	8.3	0	121.2	
30 JALAPA	73.4	15.5	4.6	13.3	5.4	3.1	17	36.5	14.5	21.8	26.5	0	142.7	
31 LEÓN DE CALZADA	7.9	19.8	0.2	2	7.1	13.1	40.2	30.4	34.5	17.4	4	0	148.9	
32 LA SANDIA	79.9	16	0	5.5	1.5	30	17	67	24	6	1	0	152	
33 LOS CASTILLOS	80.2	22.1	0.2	1.9	6.7	24	18.8	51.5	31.7	8.7	3.4	0	146.9	
34 MEDIA LUNA	81.9	24.4	7	10	28	13	11	21.5	35	5	21	0	151.5	
35 NUEVO VALLE DE MORENO	85.6	22.8	4.3	4	12	4	11.8	30.1	26.6	0.2	9	0	101.8	
36 OCAMPO	84	32.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
37 ACATIC	53.8	12.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
38 ACATLÁN DE JUÁREZ	39.8	4.8	0	0	5.2	18.2	5	55.8	15	0	13.7	0	112.8	
39 AGOSTADERO	66.7	26.6	15.9	25.5	27.9	3.4	35.1	69	20	9.8	15.3	0	221.9	
40 AJOJUCAR	64.3	29.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
41 ANTONIO ESCOBEDO	31.3	12.3	0	40	6	4	1	36	0	2	5	96		
42 ATEQUIZA	49.4	4.1	0	42.3	29.1	48.9	18.2	4	16.4	0	4.6	0	163.5	
43 HALAMOS	25.5	36.3	3	4	5.5	2	0.5	24	17.5	5.5	3	0	65	
44 CALERA	61.1	28.8	10	34	0	0	67	65	13	8	29	0	226	
45 CASA LLANTA	46.2	44.3	6	7	30	3	2	16.3	3	1.5	9.5	0	77.5	
46 COLOTLAN	46.8	42.6	0	8	21	15	10	15	0	2	2	0	73	
47 COPANGA	79.1	25.1	15	4	20	12	21	26	29	21	24	0	172	
48 CUIXTLA	42.8	18.9	0	35.5	6.4	1.2	31	46	77.5	45.5	13.5	0	256.6	
49 CUCUIO	51	16.8	35.2	8.3	10	3.5	15.8	44.7	35.7	1.2	17.7	0	171.9	
50 CHALAPA	48	1.9	0	0	20.1	45.6	25.7	10.1	0.1	0	1.6	0.1	103.3	
51 EL PASO DE LA LLESCA	29	22	0	24.7	7.2	3.5	0.5	16.4	11.3	18	0	0	81.6	
52 EL PINTO	32.4	53.6	15	4	9.8	48.2	24.2	15	3	15.6	0	2.7	137.7	
53 EL PUESTO	73.8	31.3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
54 EL SALTO	48.3	6.8	0	13.5	10.3	19.3	15.3	0	38.5	0	8.3	25	130.2	
55 ENCARNACIÓN DE DÍAZ	69.1	29.4	15	4	20.7	18.5	15	23.5	18	23.5	8.5	16.2	162.9	
56 GUADALAJARA	44.7	10.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
57 GUADALAJARA	44.8	10.1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
58 HOSTOTIPAQUILLO	29.8	10.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
59 HUEJUCAR	47.9	48.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
60 HUEJUQUILLA	33.4	54.6	7.2	6.2	59.5	8.3	18.3	5.4	5.6	21.5	0	0	132	
61 HUERTA VIEJA	46.4	3.4	0	30.7	5	48.5	0.7	0	0.8	0	8	0	91.5	
62 IXTLAHUACAN DEL RÍO	46.8	14.5	0	71	45.5	10	36.5	67	104	11	25.5	12	382.5	
63 JALOSTOTITLAN	63.6	21.6	36.2	11.4	10.2	1.4	50.3	22.1	4.6	3.1	38	0	177.3	
64 LA CUNA	55.6	17.5	8.2	41	17	19.8	18	77.8	35.2	46.5	18.2	0	281.7	
65 LA RED	56.2	11.5	0.3	15	40	6.9	18.3	30.8	57	15.5	26.1	0	209.9	
66 LA SOLEDAD	44.9	12.9	0	0	83	20	19	15	92	40.5	18	57	344.5	
67 LAGOS DE MORENO	75	25.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
68 MAGDALENA	31.2	15.3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
69 MATANZAS	80.2	32.3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
70 MICHUACANE	60.7	29.3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
71 MEXICACÁN	56.7	23.3	12.5	61	7.1	1.3	3	36.4	16.3	7	29	0	173.6	
72 OJUELOS	6106	37.4	43	20	10	0	28.5	11.5	19	22	15	10	179	
73 PALO VERDE	52.9	10.7	1.6	0	23.2	11.1	12.2	5.8	44.8	0	10.8	0	109.5	
74 PASO DE CUARENTA	78.3	29.3	0	8.7	0	3.5	23	32.5	12.1	2.3	0	0	82.1	
75 PASO DEL SABINO	61.7	24.9	17.3	21.6	27.6	15.6	9.8	36.5	6.5	1.5	19.5	0	156.1	
76 PLAN DE BARRANCAS	26.9	19.2	1.5	26	10.5	0	0	22.5	8	18	0	0	86.5	
77 PONCITLAN	53.4	4	0	13.5	31	6.5	2.5	2.5	46.5	4.5	5.5	0	112.5	
78 PRESA HURTADO	36.6	5.7	0	7.2	3.2	15	0	7	37	0	7	0	76.4	
79 PRESA LA DUQUESA	75.7	34.5	5	0	3	0	7	43	17.8	11	8	0	94.6	
80 SAN BERNARDO	64	30.7	22.5	45.1	19.9	0	25.7	39.5	29.5	3.7	5.4	0	191.3	
81 SAN DIEGO DE ALEJANDRÍA	73.1	17.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
82 SAN GASPAR DE LOS REYES	62.8	24.1	28.5	21	10.5	1	20	31.5	2.5	6	20	0	139	
83 SAN JUAN DE LOS LAGOS	66.3	23	4.8	16.5	8.3	28	43.5	10.2	2.7	38.3	0	0	150.3	
84 SAN JUANICO	61.7	32.9	49.6	52.1	1.4	10.1	26.5	44.2	13.9	6.4	5.4	0	209.6	
85 SAN JULIÁN	69.7	18	3	8	0	0	0	9	20	3	15.5	0	56.5	
86 SAN MIGUEL EL ALTO	64.8	18.4	4	0	4	2	12	16	0	48	6	10.5	104.5	
87 SANTA CLARA	29.6	46.8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
88 SANTA MARIA DE LOS ÁNGELES	47.7	43.9	3.8	19	3.5	14.5	17.3	41.3	2.3	15.5	5.3	0	122.5	
89 SANTA ROSA	36	15.6	0	60.8	12.4	22.2	0	11.7	6.1	37.2	2.7	0	153.1	

CUADRO 17

FACTORES DE TRANSPOSICIÓN DE TORMENTAS AJUSTADOS POR TEMPERATURA DE PUNTO DE ROCÍO Y BARRERA MONTAÑOSA

NOMBRE DEL PROYECTO

NOMBRE DE LA TORMENTA O CICLÓN QUE SE QUIERE TRANSPONER

ELEVACION MEDIA DEL SITIO O LA BARRERA MONTAÑOSA DONDE SE MIDÍO LA TORMENTA

TEMPERATURA DE EL PUNTO DE ROCÍO OBSERVADA EN LA TORMENTA

ELEVACION MEDIA DEL SITIO DEL PROYECTO O ALTURA DE LA BARRERA MONTAÑOSA.

TEMPERATURA DE EL PUNTO DE ROCÍO MAXIMA ANUAL PERSISTENTE EN 48 HORAS COMO MÍNIMO

AGUA MILPA (RÍO SANTIAGO)

BEULAN (OCTUBRE 67)

CERO M.S.N.M.

24 GRADOS CENTÍGRADOS

VARIABLE M.S.N.M.

24 GRADOS CENTÍGRADOS

ALTURA BARRERA M.S.N.M.	TEMP. P. ROCÍO CENTÍGRADOS	AGUA P. W1 MILÍMETROS	AGUA W2 MILÍMETROS	FACTOR DE TRANSPOSICIÓN
1000	24	74	54	0.73
1000	25	74	60	0.81
1000	26	74	66	0.89
1000	27	74	74	1
1000	28	74	81	1.09
1200	24	74	51	0.69
1200	25	74	57	0.77
1200	26	74	62	0.84
1200	27	74	70	0.95
1200	28	74	77	1.04
1400	24	74	48	0.65
1400	25	74	53	0.72
1400	26	74	59	0.8
1400	27	74	66	0.89
1400	28	74	73	0.99
1600	24	74	45	0.61
1600	25	74	50	0.68
1600	26	74	55	0.74
1600	27	74	62	0.84
1600	28	74	69	0.93
1800	24	74	42	0.57
1800	25	74	47	0.64
1800	26	74	52	0.7
1800	27	74	58	0.78
1800	28	74	65	0.88
2000	24	74	39	0.53
2000	25	74	44	0.59
2000	26	74	49	0.66
2000	27	74	55	0.74
2000	28	74	62	0.84

CUADRO 19

TRÁNSITO DE AVENIDAS EN CAUCES NATURALES POR EL MÉTODO DE MUSKINGUM

ESTACIÓN BASE : SANTA ROSA (F1=30 MM/12 HRS)
 SITIO DE ESTUDIO : LA YESCA
 ÁREA DE LA CUENCA PROPIA : 2200KM2
 MÉTODO - TIEMPO DE CONCENTRACION (K) : CHOW TC = 0.01 * (L / SQR (S)) ^ 0.64
 PENDIENTE MEDIA DE EL CAUCE : 60 KMS
 LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL : 3.5 HORAS
 TIEMPO DE TRASLADO

TRÁNSITO DE LA AVENIDA CON X = 0.3

C0 = 0.505798817
 C2 = - 0.420118943

C1 = 0.834319527
 C0 + C1 + C2 = 1

TIEMPO (HRS)	GASTO-ESTRADA (m ³ / SEG)	GASTO-SALIDA (M ³ /SEG)
0	103	108
12	396	277
24	1353	1007
36	1349	1496
48	1808	1556
60	3195	2726
72	7277	5783
84	5235	7060
96	765	2350
108	659	37
120	651	916
132	855	659
144	1803	1493
156	2563	2379
163	4702	3393
180	3746	4482
192	393	1473
204	262	0
216	0	219
228	0	0
240	0	0
252	0	0
264	0	0
276	0	0
288	0	0
3000	0	0

VOLUMEN DE LAS AVENIDAS :

VOLUMEN DEL HIROGRAMA DE ENTRADA = 1,627.1712 10⁶ M³

VOLUMEN DE LA HIROGRAMA DE SALIDA = 1,635.50425 10⁶ M³

GASTOS MÁXIMOS DE LAS AVENIDAS =

GASTO MÁXIMO DEL HIROGRAMA DE ENTRADA = 7,277 M³/SEG

GASTO MÁXIMO DEL HIROGRAMA DE SALIDA = 7,060 M³/SEG

CUADRO 20

SUMA DE HIROGRAMAS EL CAIMÁN + SANTA ROSA TRANSITADOS HASTA LA YESCA

GASTO BASE = 0 (TODAS LAS UNIDADES SON EN M3/SEG)

HORA	HIDR. 1	HIDR. 2	SUMA
0	484	108	592
12	1364	277	1641
24	2912	1007	3919
36	3400	1496	4896
48	2784	1556	4340
60	2382	2726	5108
72	1837	5783	7620
84	1542	7060	8602
96	1857	2350	4207
108	2309	37	2346
120	2260	916	3176
132	1779	659	2438
144	879	1493	2372
156	499	2379	2878
168	176	3893	4069
180	14	4482	4496
192	0	1473	1473
204	0	0	0
216	0	219	219

VOLUMEN DE LAS AVENIDAS :HIDROGRAMA UNO = $1,132.1 \text{ M}^3 \cdot 10^6$ HIDROGRAMA DOS = $1,635.55 \text{ M}^3 \cdot 10^6$ HIDROGRAMA SUMA = $2,767.65 \text{ M}^3 \cdot 10^6$ **GASTOS MÁXIMOS DE LAS AVENIDAS =**QMÁX UNO = $3,400 \text{ M}^3/\text{SEG}$ QMÁX DOS = $7,060 \text{ M}^3/\text{SEG}$ QMÁX SUMA = $8,602 \text{ M}^3 / \text{SEG}$

CUADRO 21

TRÁNSITO DE AVENIDAS EN CAUCES NATURALES POR EL MÉTODO DE MUSKINGUM

ESTACIÓN BASE	LA YESCA
SITIO DE ESTUDIO	COLA DEL VASO DE AGUAMILPA
AREA DE LA CUENCA PROPIA	:2281 KM ²
MÉTODO-TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (k)	: CHOW TC = 0.01 * (L / SQR (S)) ^{0.64}
PENDIENTE MEDIA DE EL CAUCE	: 34714 %
LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL	: 70 KMS
TIEMPO DE TRASLADO	:6 HORAS

TRÁNSITO DE LA AVENIDA CON X = 0.3

C0 = 0.411764706
C2 = 0-.176470588

C1 = 0.764705882
C0 + C1 +C2 =1

TIEMPO (HRS)	GASTO-ENTRADA (m ³ / SEG)	GASTO-SALIDA (M ³ /SEG)
0	592	592
12	1641	1024
24	3919	2688
36	4896	4539
48	4340	4730
60	5108	4587
72	7620	6234
84	8602	8269
96	4207	6851
108	2346	2974
120	3176	2295
132	2408	2594
144	2372	3419
156	4069	4360
168	4496	3275
180	1473	548
192	0	0
204	219	167
216	0	0
228	0	0
240	0	0
252	0	0
264	0	0
276	0	0
288	0	0
300	0	0
312	0	0

VOLUMEN DE LAS AVENIDAS :

VOLUMEN DE LA HIROGRAMA DE ENTRADA = 2,767.6512 10⁶ M³

VOLUMEN DEL HIROGRAMA DE SALIDA = 2,781.76607 10⁶ M³

GASTOS MÁXIMOS DE LAS AVENIDAS =

GASTO MÁXIMO DEL HIROGRAMA DE ENTRADA = 8,602 M³/SEG

GASTO MÁXIMO DEL HIROGRAMA DE SALIDA = 8,269 M³/SEG

CUADRO 22

SUMA DE HIROGRAMAS DE HUAYNAMOTA + CUENCA UNO AFORADA

GASTO BASE = 0 (TODAS LAS UNIDADES SON EN M3/SEG)

HORA	HIDR. 1	HIDR. 2	SUMA
0	22	412	434
12	192	1112	1304
24	835	1816	2651
36	1802	2448	4250
48	3067	2979	6046
60	4276	3389	7665
72	5427	2952	8379
84	6451	2112	8563
96	6425	1887	8312
108	6107	803	6910
120	6039	371	6410
132	5863	101	5964
144	5271	0	5271
156	4806	0	4806
168	3455	0	3455
180	2329	0	2329
192	1350	0	1350
204	579	0	579
216	199	0	199
228	26	0	26

VOLUMEN DE LAS AVENIDAS :HIDROGRAMA UNO = $2,786.83 \text{ M}^3 \cdot 10^6$ HIDROGRAMA DOS = $850 \text{ M}^3 \cdot 10^6$ HIDROGRAMA SUMA = $3,636.84 \text{ M}^3 \cdot 10^6$ **GASTOS MÁXIMOS DE LAS AVENIDAS =**QMÁX UNO = $6,451 \text{ M}^3/\text{SEG}$ QMÁX DOS = $3,389 \text{ M}^3/\text{SEG}$ QMÁX SUMA = $8,563 \text{ M}^3 / \text{SEG}$

CUADRO 23**INTEGRACIÓN DE LA AVENIDA MÁXIMA PROBABLE**

SUMA TOTAL (HUAYAMOTA + CUENCA NO AFORADA) + (SANTA ROSA + EL CAIMAN TRANSITADOS HASTA EL VASO)

GASTO BASE = 650 (TODAS LAS UNIDADES SON EN M3/SEG)

HORA	HIDR. 1	HIDR. 2	SUMA
0	434	592	1,676
12	1,304	1,024	2,978
24	2,651	2,688	5,989
36	4,250	4,539	9,439
48	6,046	4,730	11,426
60	7,665	4,587	12,902
72	8,379	6,234	15,263
84	8,563	8,269	17,482
96	7,812	6,851	15,313
108	6,910	2,974	10,534
120	6,410	2,577	9,637
132	5,964	2,965	9,579
144	5,271	2,295	8,216
156	4,806	2,594	8,050
168	3,455	3,419	7,524
180	2,329	4,360	7,339
192	1,350	3,275	5,275
204	579	548	1,777
216	199	0	849
228	26	167	843

VOLUMEN DE LAS AVENIDAS :HIDROGRAMA UNO = $3,636.84 \text{ M}^3 \cdot 10^6$ HIDROGRAMA DOS = $2,781.73 \text{ M}^3 \cdot 10^6$ HIDROGRAMA SUMA = $6,966.13 \text{ M}^3 \cdot 10^6$ **GASTOS MÁXIMOS DE LAS AVENIDAS =**QMÁX UNO = $8,563 \text{ M}^3/\text{SEG}$ QMÁX DOS = $8,269 \text{ M}^3/\text{SEG}$ QMÁX SUMA = $17,482 \text{ M}^3 / \text{SEG}$

CUADRO 24

CICLÓN BEULAH TRANSPUESTO A LA CUENCA DEL RÍO SANTIAGO

(GASTOS MÁXIMOS COINCIDENTES)

NOTA : Los gastos y volúmenes representados en este cuadro no incluyen el gasto base

ALTERNATIVA	SANTA ROSA II		EL CAIMÁN		HUAYANAMOTA II		CUENCA NO AFORADA		P. H. AGUAMILPA	
	35,243 KM ²		14,755 KM ²		17,125 KM ²		6,981 KM ²		74,104 KM ²	
	F = 0.66		F = 0.74		F = 0.80		F = 0.84		Fpesado= 0.725	
	Qmáx	Volumen	Qmáx	Volumen	Qmáx	Volumen	Qmáx	Volumen	Qmáx	Volumen
UTILIZANDO COEFICIENTES DE INFILTRACION										
Ø = 9 a 11 mm/ 12 HRS	17,425	5,604	5,697	2,774	7,893	3,339	6,426	1,452	37,441	13,169
Ø = 18 mm/ 12 HRS	13,337	3,912	4,447	2,021	6,451	2,689	5,155	1,159	29,390	9,781
Ø = 25 mm/ 12 HRS	9,760	2,432	3,400	1,402	4,876	1,969	6,915	880	21,951	6,683
Ø = 30 mm/ 12 HRS	7,277	1,445	2,651	959	3,752	1,456	2,576	586	16,256	4,446
UTILIZANDO COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO										
CE = 0.75	16,843	5,780	5,367	2,715	7,940	3,391	6,426	1,452	36,576	13,338
CE = 0.60	13,535	4,652	4,252	2,154	6,340	2,706	5,155	1,159	29,282	10,671
CE = 0.45	10,160	3,454	3,246	1,638	4,773	2,038	3,915	880	22,094	8,010
CE = 0.30	6,647	2,291	2,121	1,077	3,203	1,370	2,576	586	14,547	5,324

Q máx en m³/seg
 Volumen en 10⁶ M³

CUADRO 25

CICLÓN BEULAH TRANSPUESTO A LA CUENCA DEL RÍO SANTIAGO

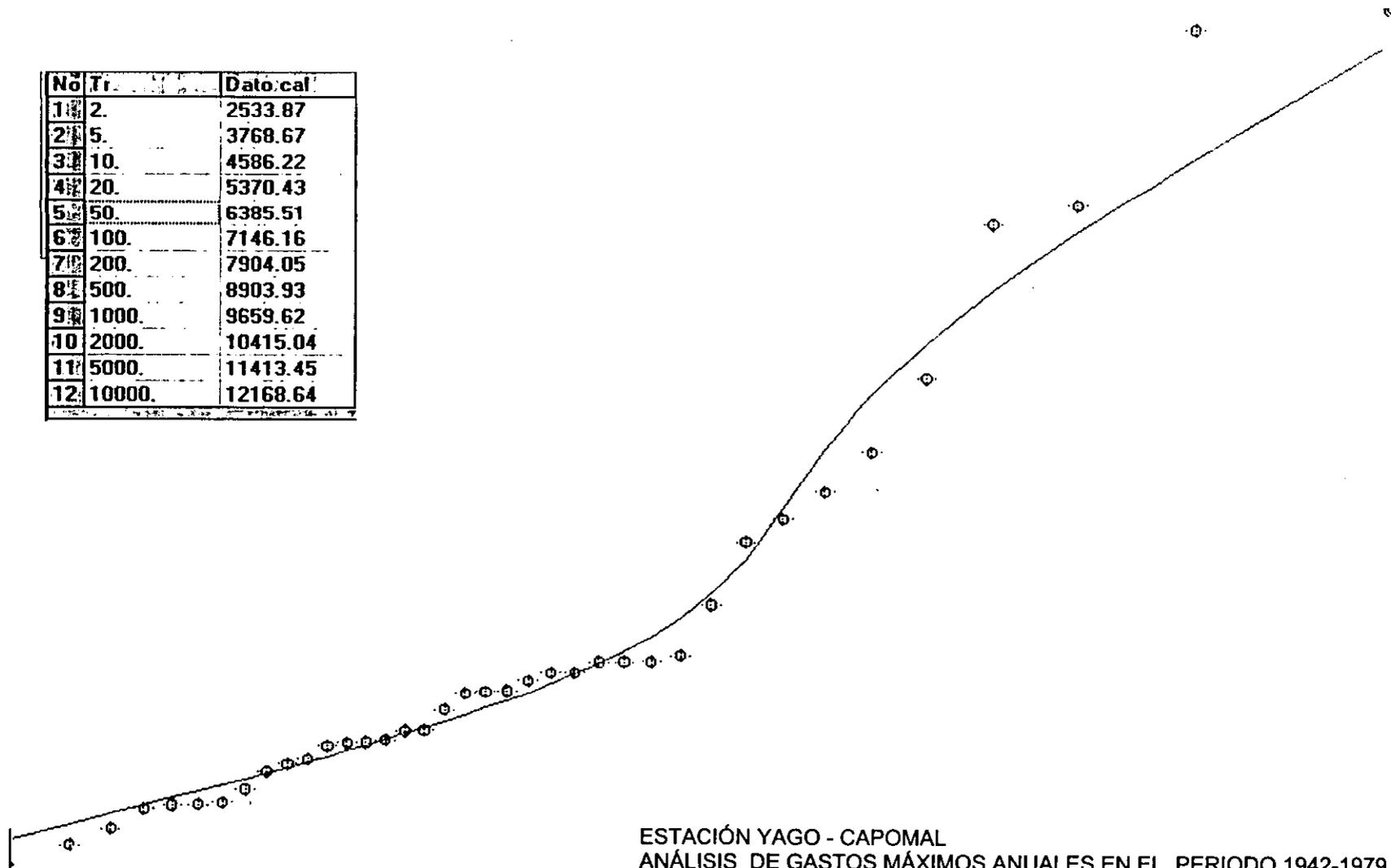
NOTA : Avenidas transitadas por el cauce del río Santiago en el caso de integración por subcuencas.

El gasto base considerado en estos cálculos es de 650 m³/seg

ALTERNATIVA	SANTA ROSA II		EL CAIMAN		HUAYANAMOTA II		CUENCA NO AFORADA		P. H. AGUAMILPA	
	35,243 KM ²		14,755 KM ²		17,125 KM ²		6,981 KM ²		74,104 KM ²	
	F = 0.66		F = 0.74		F = 0.80		F = 0.84		Fpesado= 0.725	
	Qmáx	Volumen	Qmáx	Volumen	Qmáx	Volumen	Qmáx	Volumen	Qmáx	Volumen
HIDROGRAMAS UNITARIOS POR SUBSECUENCIA										
Ø = 18 mm/12 HRS	13,337	4,412	4,447	1,648	6,451	2,787	5,155	1,114	23,264	10,648
CE = 0.60	13,535	5,246	4,252	1,756	6,340	2,805	5,155	1,114	24,471	11,649
Ø = 25 mm/12 HRS	9,760	2,742	3,400	1,143	4,876	2,042	3,915	846	16,639	7,447
CE = 0.45	10,160	3,895	3,246	1,335	4,773	2,113	3,915	846	18,557	8,879
HIDROGRAMA UNITARIO DE EL CARRIZAL										
Ø = 18 mm/12 HRS									27,675	11,385
CE = 0.60									30,313	12,440
Ø = 25 mm/12 HRS									18,993	7,889
CE = 0.45									23,076	9,582

Q máx en m³/seg
 Volumen en 10⁶ M³

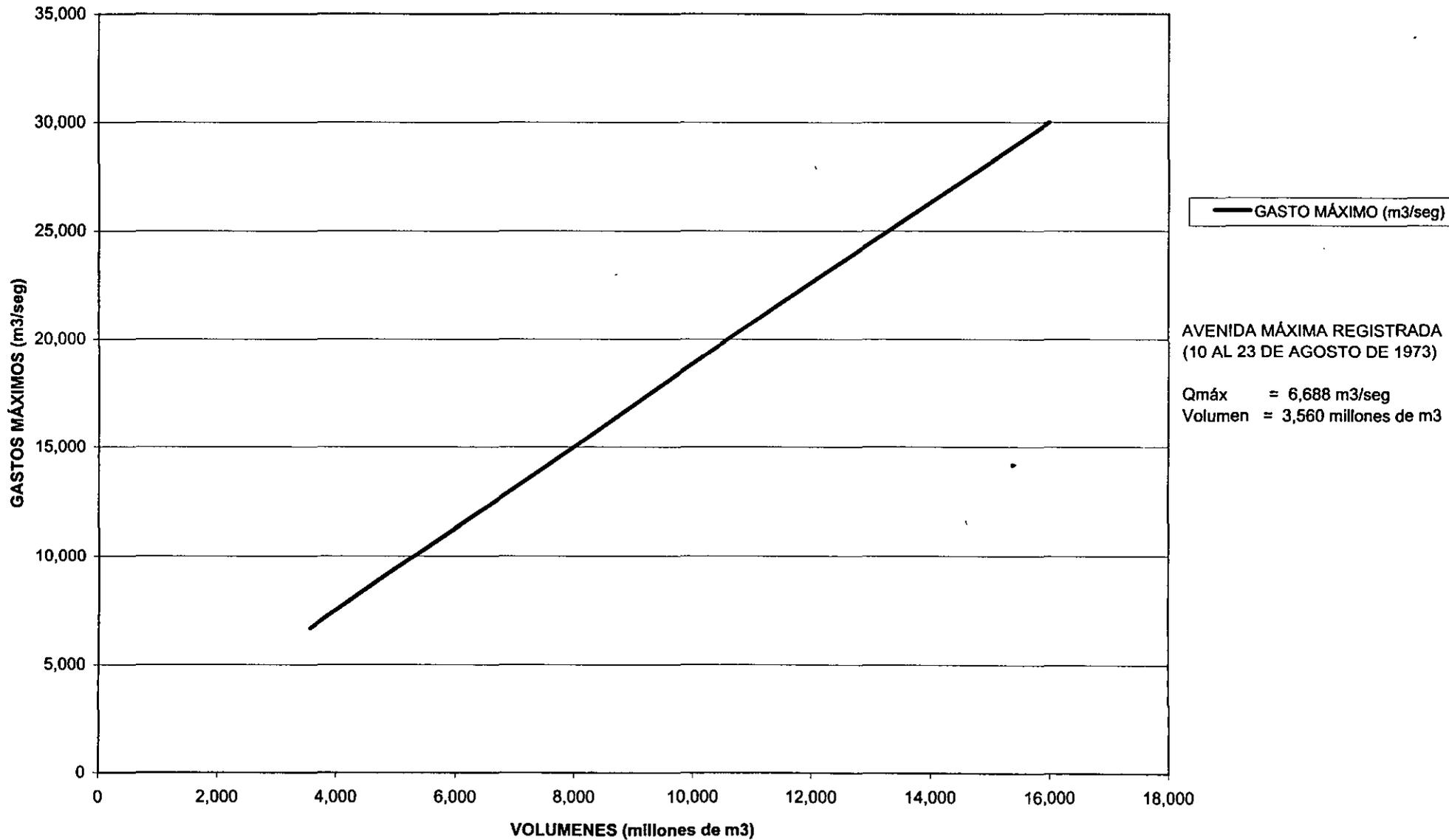
No	Tr.	Dato.cal
1	2.	2533.87
2	5.	3768.67
3	10.	4586.22
4	20.	5370.43
5	50.	6385.51
6	100.	7146.16
7	200.	7904.05
8	500.	8903.93
9	1000.	9659.62
10	2000.	10415.04
11	5000.	11413.45
12	10000.	12168.64



ESTACIÓN YAGO - CAPOMAL
ANÁLISIS DE GASTOS MÁXIMOS ANUALES EN EL PERIODO 1942-1979 CON EL
MÉTODO DE GUMBELL (gráfica hecha con el paquete "Ax1", desarrollado por el CENAPRED).

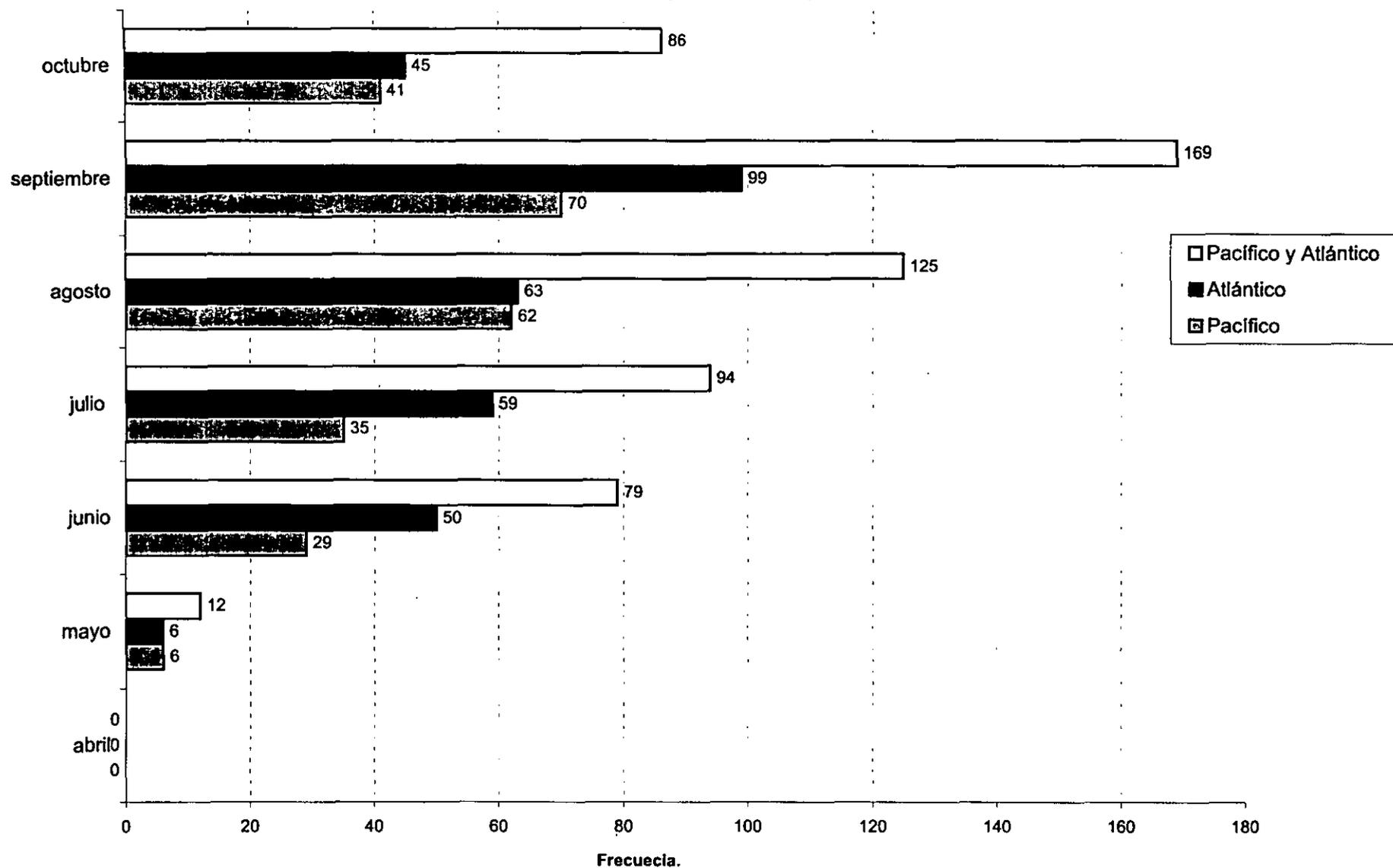
GRÁFICA 1

VOLUMENES OBTENIDOS PARA DIFERENTES GASTOS MÁXIMOS MAYORANDO LA AVENIDA MÁXIMA REGISTRADA EN EL CARRIZAL (AGOSTO DE 1973)



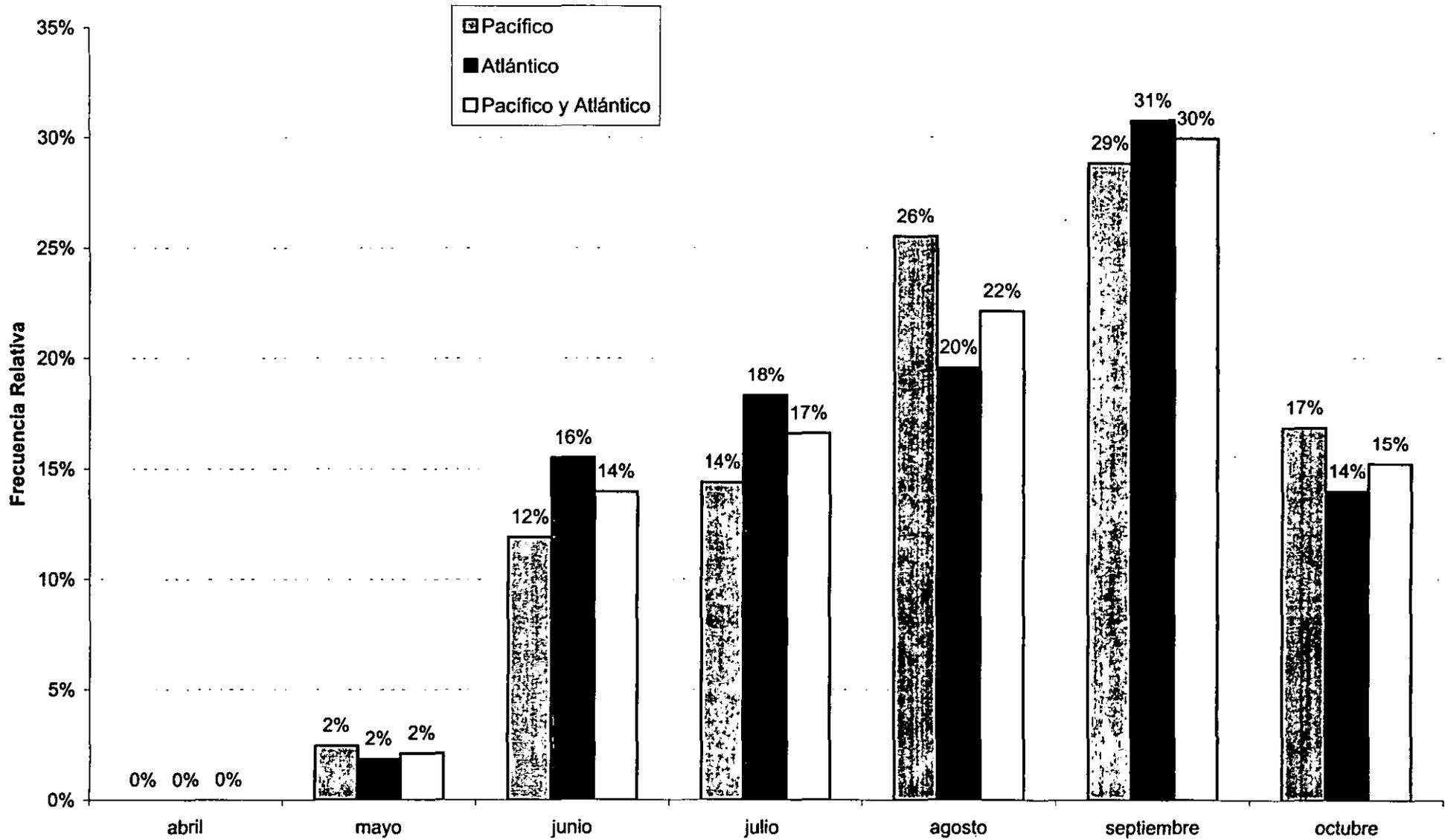
GRÁFICA No. 2

Ciclones Registrados en las Zonas Pacífico y Atlántico periodo (1941-1972).



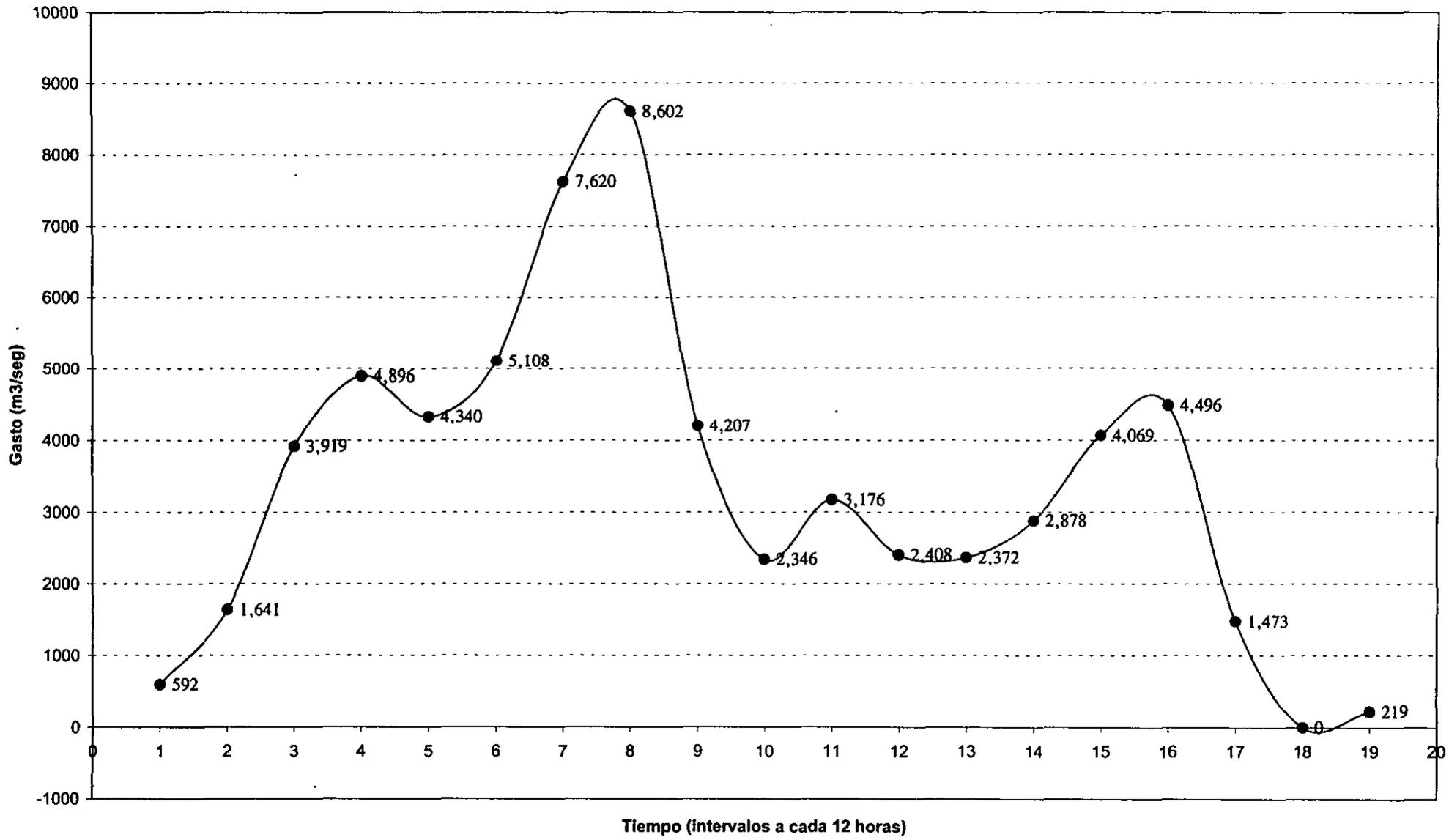
GRÁFICA No. 3

Ciclones Registrados en las Zonas del Pacífico y Atlántico periodo (1941-1972)



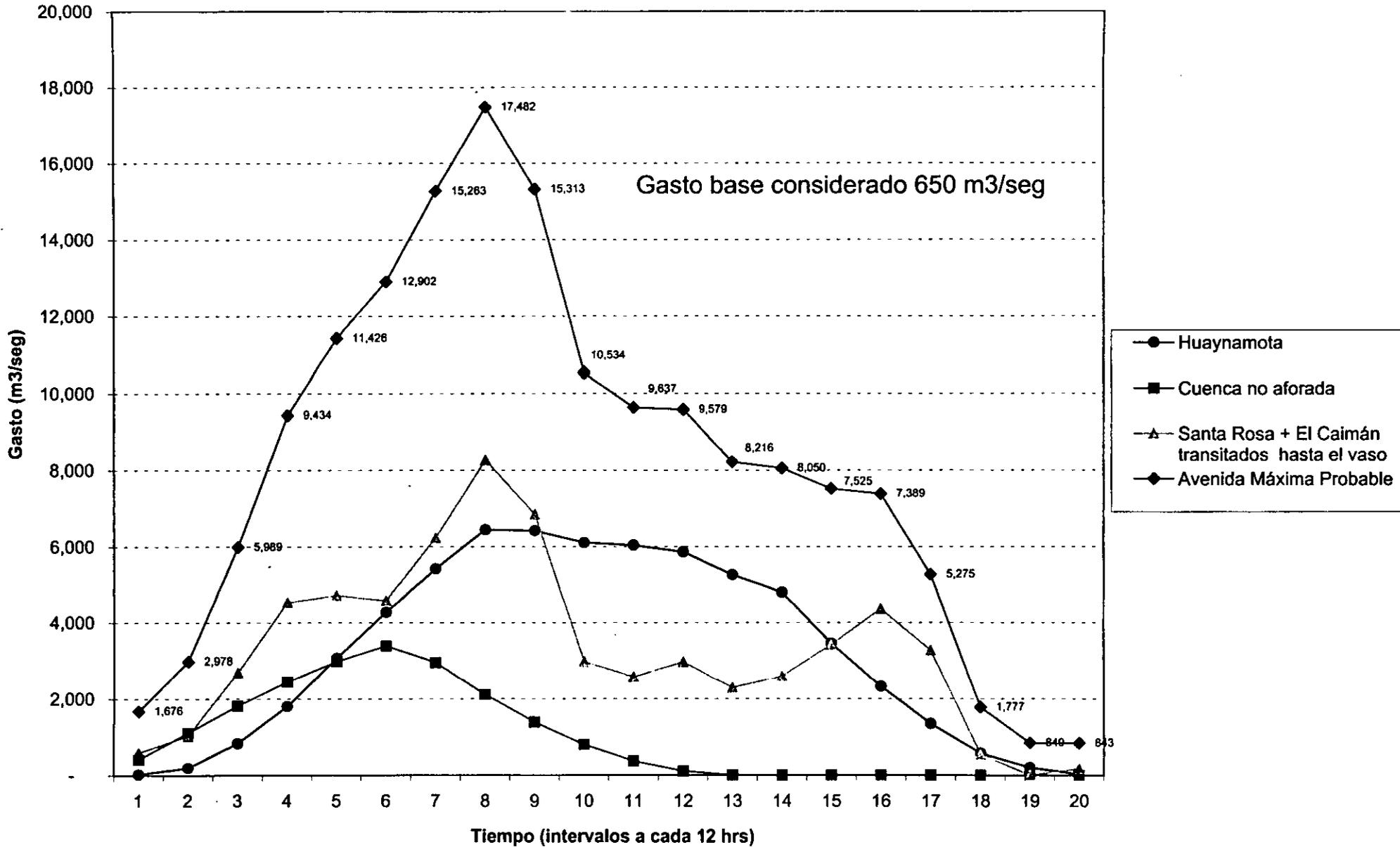
GRÁFICA No. 4

Hidrograma desde el Caimán + Santa Rosa, transitada hasta La Yesca



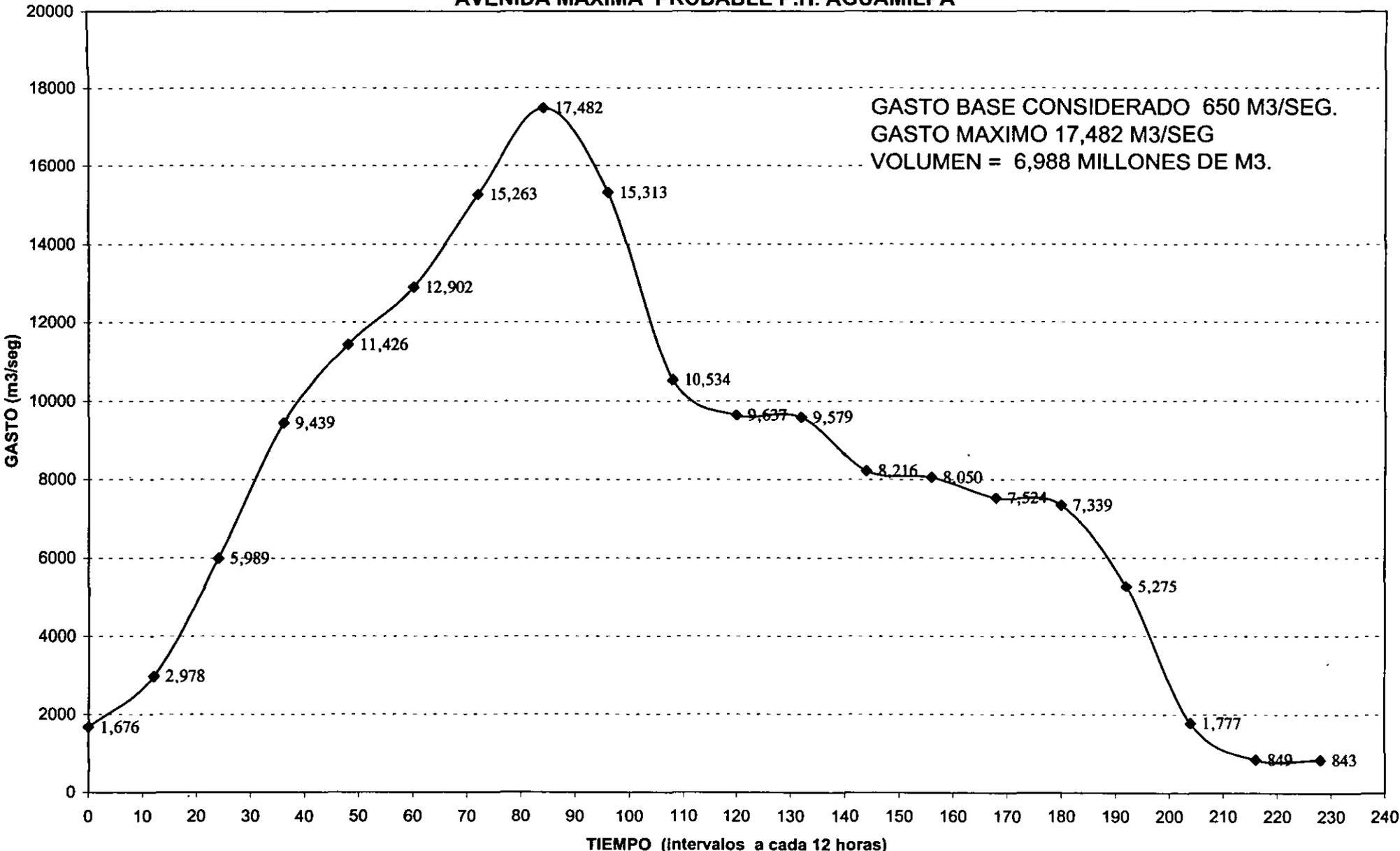
GRÁFICA No. 5

Integración de Avenidas P.H. Aguamilpa

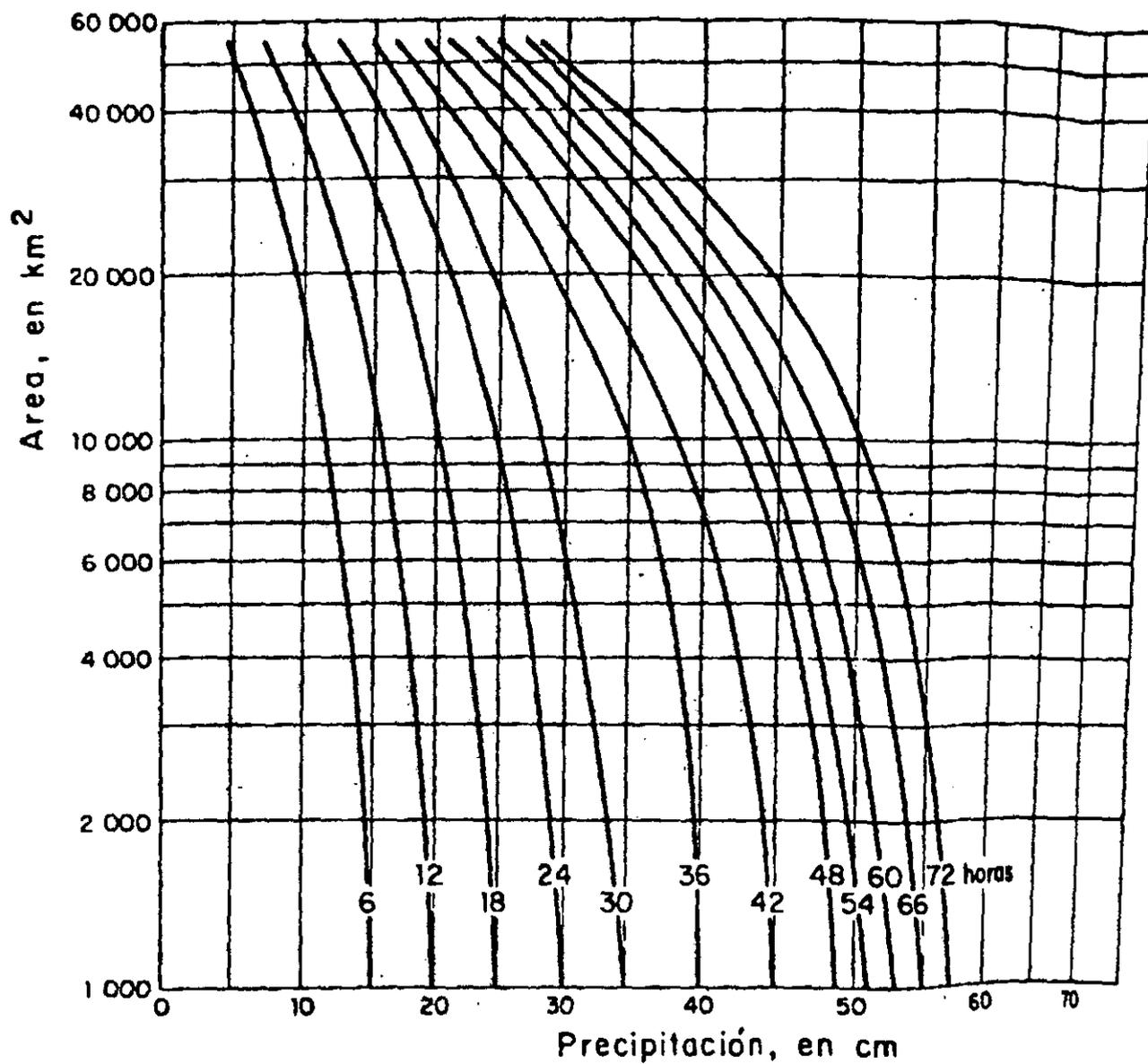


GRÁFICA No. 6

AVENIDA MÁXIMA PROBABLE P.H. AGUAMILPA



GRÁFICA NO. 7



Ciclón Beulah en Matamoros, Sept. 1967

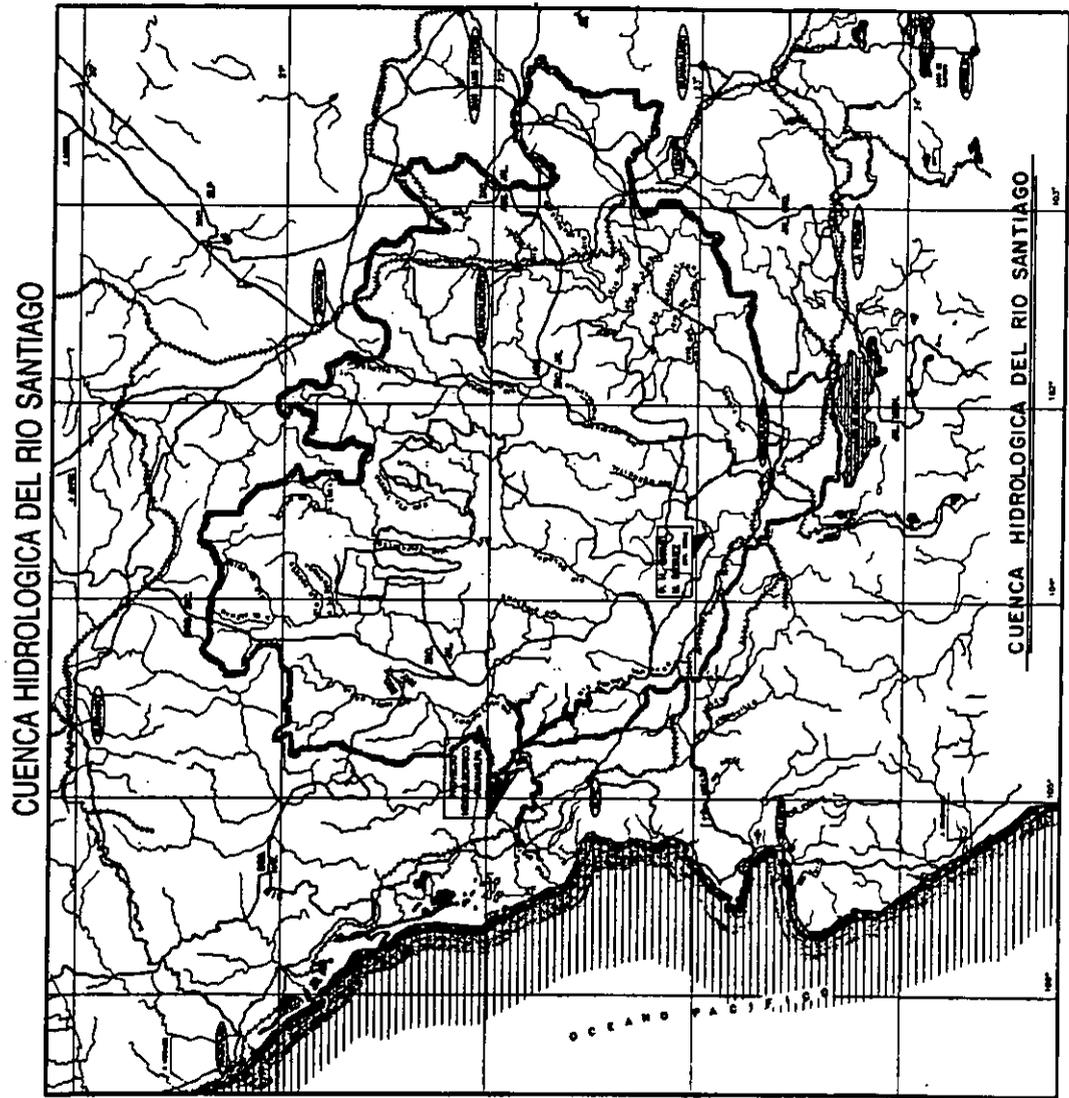
GRÁFICA No. 8

PLANOS

**LOCALIZACION DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA
AGUAMILPA-SOLIDARIDAD
TEPIC, NAYARIT 1994**

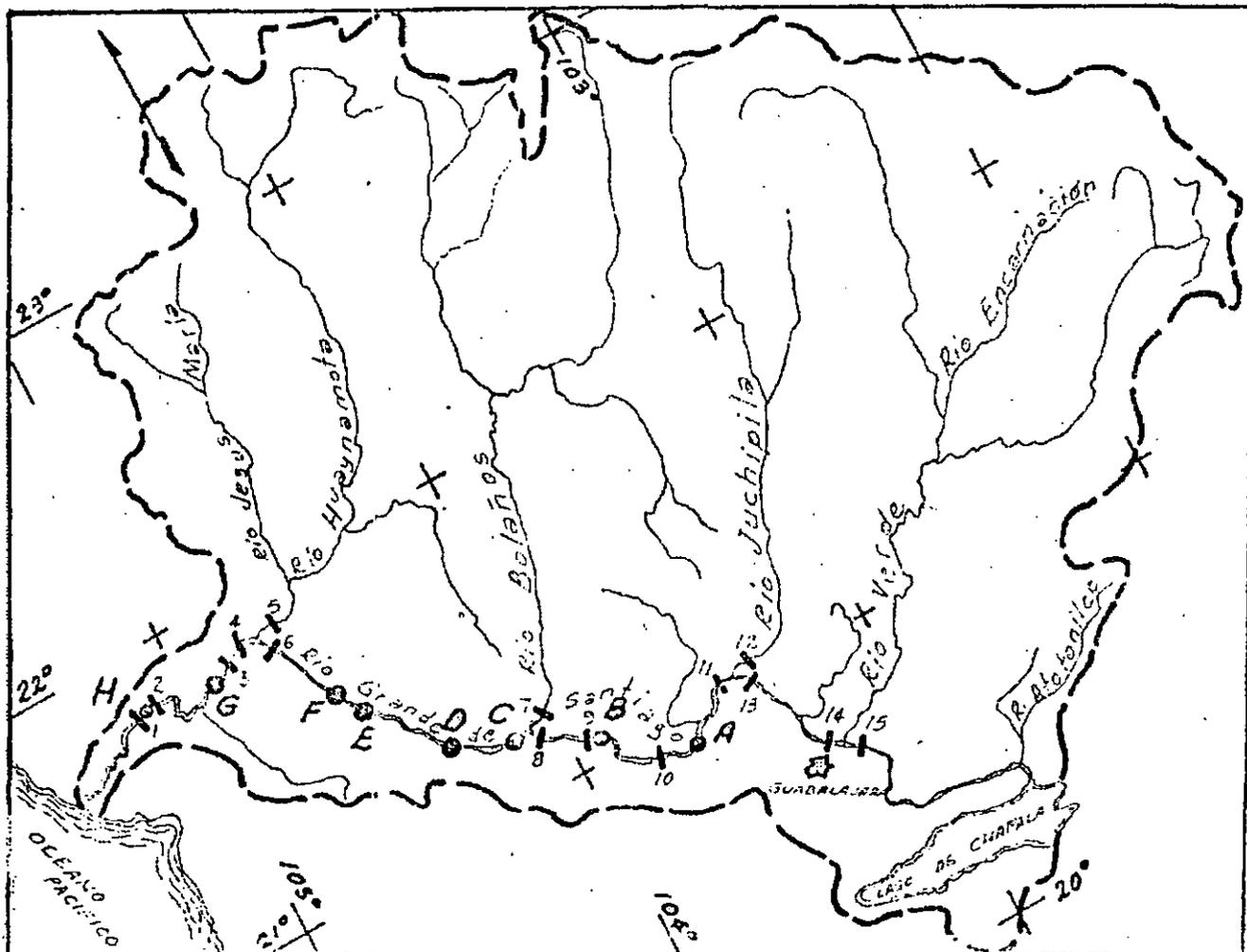
PLANO I





PLANO 2

PLANO 3



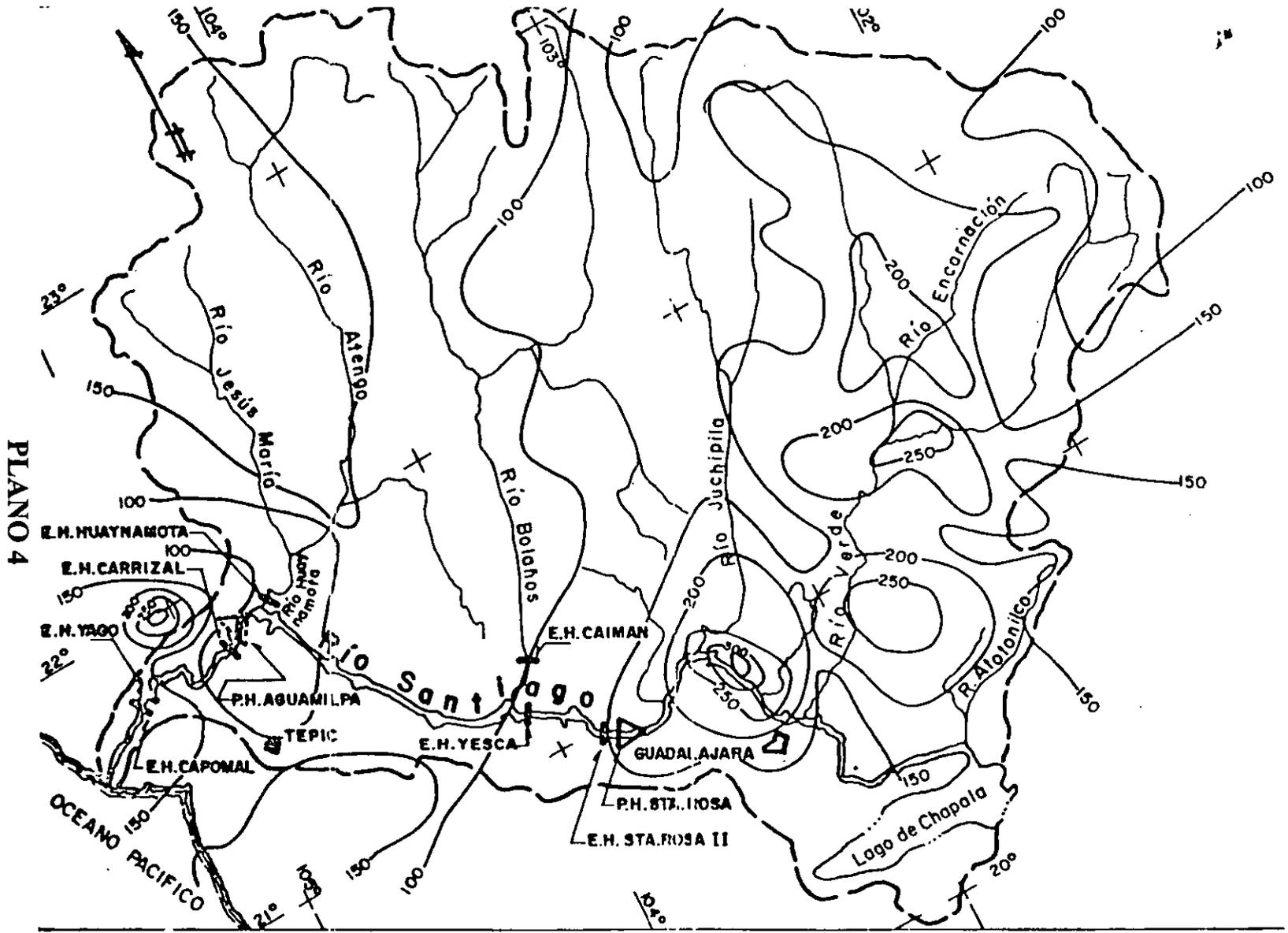
SITIOS	
1	Santa Cruz
2	La Alucara
3	La Yesca
4	Limen II
5	Cajon 2
6	Juanacoste
7	Aguamilpa
8	El Cora

ESTACIONES HIDROMETRICAS.	
1	Capomal
2	Yago
3	Carrizal
4	Despeñadero
5	Huaynamota II
6	El Sauz
7	El Calman
8	La Yesca
9	Paso de Analco
10	Santa Rosa
11	San Cristobal
12	La Boquilla
13	San Cristobal II
14	Fuente Arcediano
15	Las Juntas

C F E

CUENCA DEL RIO SANTIAGO

VE DE F. SURA
14



ISOYETAS DE LA TORMENTA DEL 10 AL 19 DE AGOSTO DE 1973

CONCLUSIONES

Partiendo de la afirmación de que las presas son un factor importante en el desarrollo de la nación al proporcionar los medios para lograr autosuficiencia en productos y energía, en el caso de Nayarit, un estado rico en recursos naturales y agrícolas, ya que hoy en día es un importante productor en el panorama, así también con un enorme potencial a desarrollar, será más viable al dotarlo de infraestructura que solucione los problemas causados por eventos hidrometeorológicos extremos, como es el caso de la cuenca del río Grande, ya que con la construcción y operación de Aguamilpa se verá beneficiado el Corredor Tepic-Aguamilpa al ampliar los ciclos agrícolas de temporal por riego.

Este tipo de proyectos representan un peligro potencial a causa de los daños catastróficos que pueden tener lugar en caso de que el agua se libere repentinamente debido a una falla o un accidente. El riesgo potencial esta en función de la altura de la presa y el volumen de agua almacenada y el costo que representaría los daños ocasionados por el agua (costo de reparación, el tiempo que este parada la central hidroeléctrica, los daños ocasionados aguas abajo).

Una de las causas principales de fallas en las presas es el derrame sobre la corona, erosionando la cortina (principalmente en nuestro caso se trata de materiales graduados con cara de concreto), atribuidos a una estimación errónea del gasto de diseño; que trae por consecuencia insuficiencia en la capacidad del vertedor, así como una operación deficiente en los equipos de descarga.

Los métodos usados comúnmente en el diseño de obras hidráulicas en México son los expuestos en el presente trabajo; para proyectos de grandes presas se utilizan los métodos estadísticos e hidrometeorológicos, los primeros tienen mayor preferencia porque proporcionan los medios para realizar un análisis económico completo; los segundos, cuando el parámetro a considerar es la pérdida de vidas humanas y el grado de desarrollo en la zona por proteger (industrial, urbano), proporcionan mayor seguridad de que la avenida de diseño no sea excedida.

En el caso que nos ocupa, el escurrimiento en el río Santiago es muy cambiante a la altura de Aguamilpa ya que en época de estiaje puede oscilar entre 8 y 180 m³/seg y entre 95 y 2,000m³/seg en uno lluvioso, al realizar una análisis de frecuencias se encontró que los gastos máximos para 10,000 años de periodo de retorno (según recomendación de la ICOLD), varían los gastos de 12,000 a 17,000 arrojados, según la estación hidrométrica, el periodo analizado y el método seguido como se puede observar en la gráficas anexas al final de este apartado.

Si se utilizan envolventes nacionales o mundiales se corre el riesgo de ser demasiado severo, ya que los gastos máximos por Km² han sido obtenidos de los ríos Grijalva y Usumacinta en el caso de México; y de ríos de la India e Indonesia en el caso de la envolvente mundial, ya que ser demasiado conservadores en la prevención de fallas futuras podría ser un peor desastre, por esta razón podemos deducir que los resultados obtenidos por el criterio de las envolventes se utilizarán como valores comparativos, el gasto de diseño se debe encontrar entre la regional (máximo registrado) y la nacional; si consideramos que en México hay cuencas hidrológicas más húmedas que la del río Santiago, como la de el Papaloapan, Grijalva-Usumacinta, Coatzacoalcos). Ahora bien la desventaja de utilizar métodos empíricos (o métodos de parámetros concentrados) para grandes presas, es que el valor resultante no toma en cuenta la frecuencia del evento ni las características climatológicas de la cuenca donde se aplica, lo que origina que el valor arrojado no tenga manera de compararse con nada.

Para que se tengan resultados confiables en la aplicación de los métodos estadísticos la longitud de registro deberá ser al menos de 30 años, para obtener resultados confiables; por otra parte se tienen

Para que se tengan resultados confiables en la aplicación de los métodos estadísticos la longitud de registro deberá ser al menos de 30 años; por otra parte se tienen registros para regiones ciclónicas los gastos máximos obtenidos con métodos como el de Gumbel, Nash o Levediev, son buenos si no se extrapolan para obtener en periodos de retorno tres veces mayor del tamaño de la muestra utilizada. Lo que quiere decir que para el caso de Aguamilpa, si utilizamos toda la información de las estaciones Yago y Capomal, las cuales miden el 2% más del área drenada hasta el sitio del proyecto, tendríamos un periodo máximo de registros de 38 años, pudiéndose extrapolar en forma confiable hasta un periodo de retorno de 114 años; si extrapolamos a 10,000 años, o sea 263 veces el registro, no habría mucha confiabilidad en el resultado.

Al usar los métodos antes mencionados, se supone que existe una proporción directa entre el gasto pico y el volumen; suposición que se contradice con los registros que se tienen en otros proyectos en los cuales se utilizó la hipótesis antes citada.

Por la magnitud del proyecto, así como las severas consecuencias que traería consigo la falla de la cortina, los gastos máximos de diseño obtenidos con los métodos empíricos y estadísticos se usarán solo para fines comparativos.

En este caso se utilizara el método de la PMP para obtener la avenida máxima de diseño, ya que este método nos da por resultado el hidrograma de la avenida máxima probable, junto con el gasto máximo (pico hidrograma) y el volumen esperado de dicha avenida, cabe señalar los modelos hidrológicos no generan información sobre la respuesta de la cuenca, solo la procesan, por tanto si se desea mucha información sobre la respuesta de una cuenca igual de abundante debe ser la que alimente al modelo.

Del resultado de esta metodología, el gasto máximo de diseño resulta 17,482 m³/seg con un volumen de 6,966 x10⁶ m³, como una aproximación al evento mas severo que podría ocurrir en la cuenca del Río Santiago.

Para seleccionar la magnitud de la avenida de diseño en grandes presas, organismos internacionales han emitido recomendaciones para seleccionar la AMP, tomando en cuenta el tamaño de la presa y el potencial de daños derivado de una posible falla de la misma, en general las recomendaciones consisten en indicar en que casos usar alguno de los grupos de métodos (hidrometeorológicos y estadísticos).

Con el fin de estandarizar criterios, es necesario proponer procedimientos técnicos "rígidos", a nivel nacional y por regiones, que permitan uniformar los criterios de cálculo independiente de los técnicos que nos apliquen.

En la tabla 1 se muestran las especificaciones usadas por el cuerpo de ingenieros de E.U.A. para clasificar presas según su tamaño; en la tabla 2 se muestran las diferentes categorías asociadas con el potencial de falla de acuerdo con las características que presentara el área que podría ser afectada por la falla; en las tablas 3 y 4, los criterios de diseño recomendados por el cuerpo de ingenieros de E.U.A. y por el Comité Internacional sobre Presas Grandes (ICOLD).

Categoría	Volumen de almacenamiento Millones de m ³ (V)	Altura de la presa H en mts
Pequeña	< 1.2	< 12
Intermedia	1.2 ≤ V ≤ 60	12 ≤ H ≤ 30
Grande	≥ 60.0	≥ 30

Tabla 1 Clasificación de presas de acuerdo con el tamaño

Categoría	Pérdidas de vidas (grado de desarrollo)	Pérdidas de vidas (grado de desarrollo)
Bajo	Ninguna, (ninguna estructura permanente para habitación humana)	Mínima (agricultura o estructuras no desarrolladas)
Significativo	Pequeña (ningún desarrollo urbano y pocas estructuras habitables)	Apreciable (Notable agricultura)
Alto	Considerable	Considerable Agricultura o industrias desarrolladas

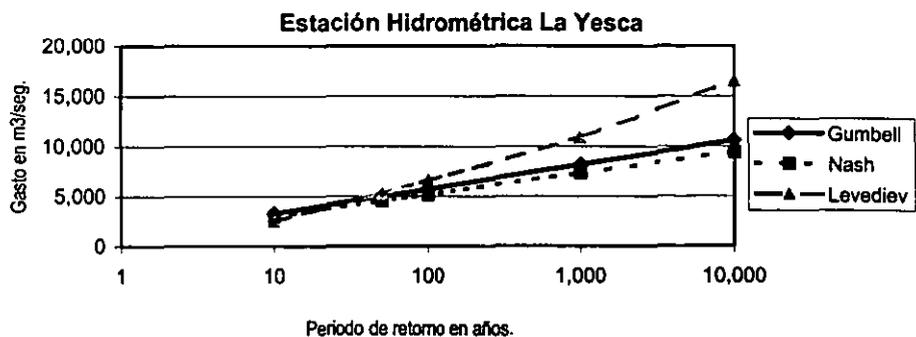
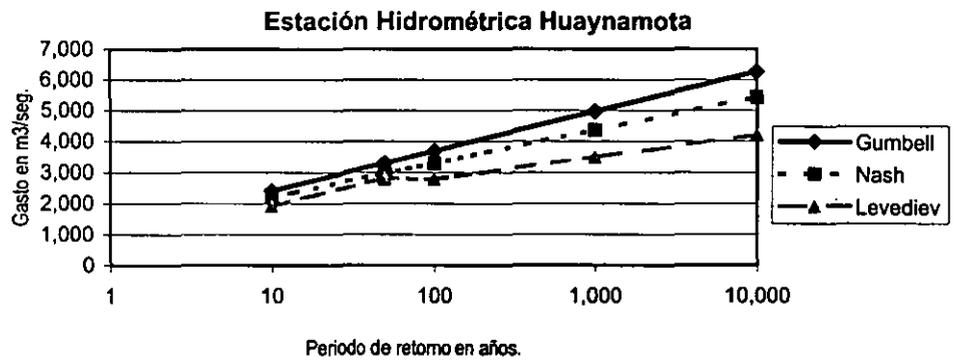
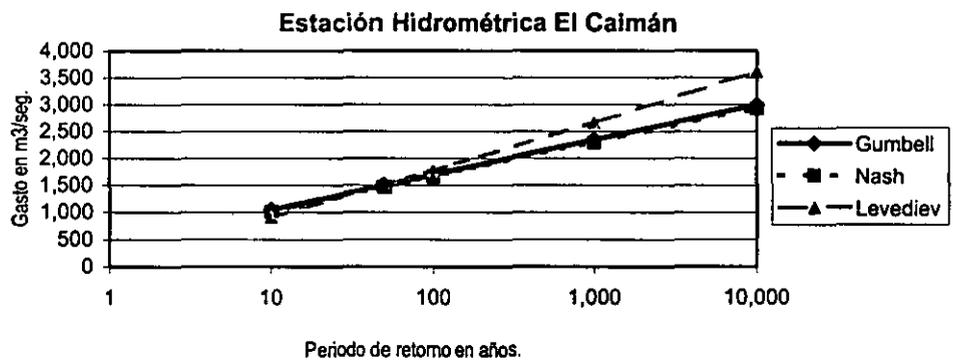
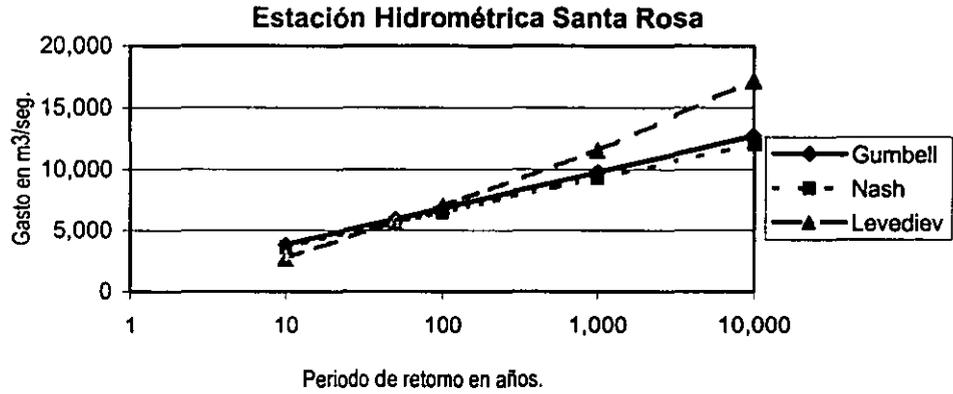
Tabla 2 Clasificación de presas de acuerdo al potencial de daños

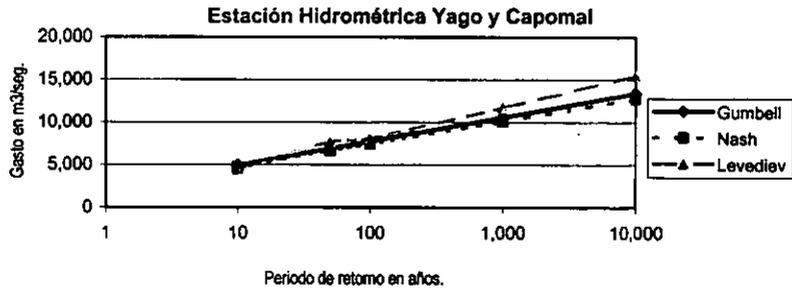
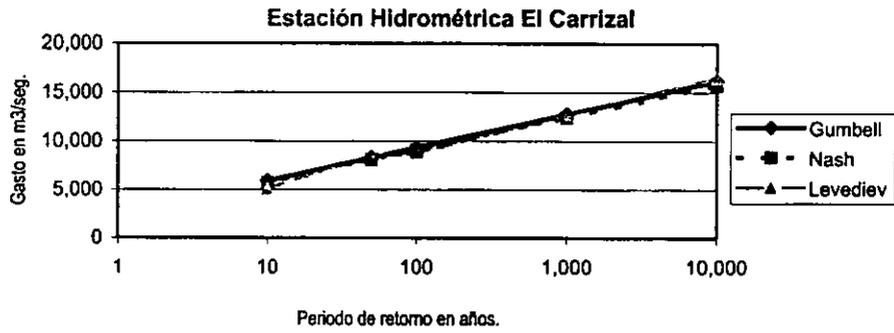
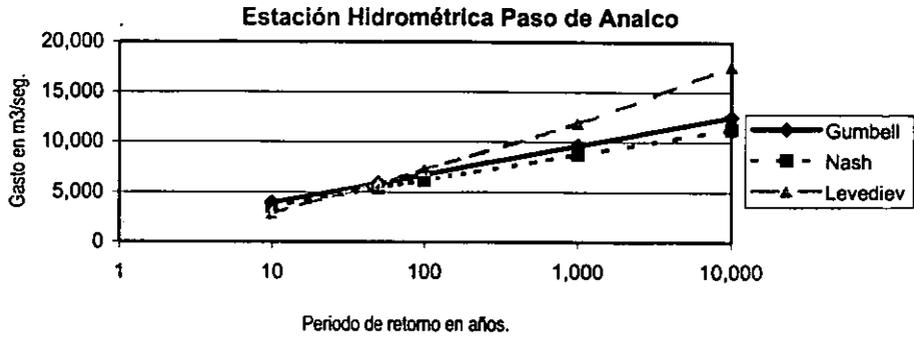
Categoría	Tamaño	Avenida de diseño
Bajo	Pequeña	Avenida de 50 a 100 años
	Intermedia	Avenida de 100 años a ½ de AMP
	Grande	½ de AMP a AMP.
Significativo	Pequeña	Avenida de 100 años a ½ de AMP
	Intermedia	½ de AMP a AMP.
	Grande	AMP
Alto	Pequeña	½ de AMP a AMP.
	Intermedia	AMP.
	Grande	AMP.

Tabla 3 Criterio de diseño recomendado (Cuerpo de Ingenieros del ejercito de EUA)

Potencial de falla	Avenida de diseño
Bajo	Avenida de 1,000 a 5,000 años.
Significativo	Avenida de 5,000 a 10,000 años.
Alto	Avenida de 10,000 años a AMP.

Tabla 4 Criterio de diseño recomendado para grandes presas (ICOLD)





BIBLIOGRAFÍA

- 1.- Aparicio Mijares, Francisco J. "Fundamentos de hidrología de superficie", Limusa 1ª edición, 1992
- 2.- Chow, V.T. Maidament, David R., Mays W.Larry "Hidrología Aplicada", McGraw Hill, 1ª ed., Colombia, 1994
- 3.- "Curso de Post-Grado Fundamentos de Hidrología". Impartido por la facultad Nacional de Minas y la Organización Panamericana de la Salud, Medellín Colombia, 1967
- 4.- Linsley, Kholer y Paulus. "Hidrología para Ingenieros". McGrawHill-Latinoamericana, 2ª ed. Colombia.1977
- 5.- Comisión Federal de Electricidad. Manual de Diseño de Obras Civiles. Hidrotecnia "Tormenta de Diseño"
- 6.- Comisión Federal de Electricidad. Manual de Diseño de Obras Civiles. Hidrotecnia "Avenida de Diseño"
- 7.- Comisión Federal de Electricidad. Manual de Diseño de Obras Civiles. Hidrotecnia "Relación entre Precipitación y Escurrimiento"
- 8.- Domínguez Mora, Ramón. "Análisis regional de tormentas y avenidas de diseño. Aplicación a la cuenca del Papaloapan", Tesis de Maestría. DEPFI, UNAM, México, 1981
- 9.- Springall Galindo, Rolando. "Drenaje en Cuencas Pequeñas". Publicación 143 del Instituto de Ingeniería. UNAM. México.1969
- 10.- Springall Galindo, Rolando. "Escurrimiento en Cuencas Grandes". Publicación 146 del Instituto de Ingeniería. UNAM. México.1969
- 11.- Springall Galindo, Rolando. "Hidrología Primera Parte". Series del Instituto de Ingeniería número D-7. UNAM. México.1970
- 12.- Springall Galindo, Rolando. "Evolución de la Hidrología Superficial en México", Revista Ingeniería Hidráulica, pag 39-53 número especial octubre de 1990
- 13.- Viessman, W. Jr, J.W. Knapp, G.L. Lewis., "Introduction to Hidrology", Harper & Row, 1ª ed. New York 1977