

28
2 ej



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**ANALISIS HIDRAULICO DE
ENCAUZAMIENTO DE CAUCES NATURALES.
APLICACION RIO SAN FRANCISCO.**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

MARCOS RAUL ESPINOSA DIAZ



MEXICO, D. F.

1996

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



**EL PRESENTE TRABAJO SE IMPRIMIÓ CON EL APOYO DE
LA COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA**



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-005/96

Señor
MARCOS RAUL ESPINOSA DIAZ
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. MIGUEL ANGEL FLORES LIRA**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

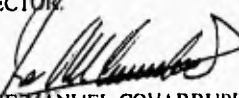
**"ANALISIS HIDRAULICO DE ENCAUZAMIENTO DE CAUDES NATURALES.
APLICACION RIO SAN FRANCISCO**

- I. INTRODUCCION**
- II. ESTUDIOS BASICOS DE CAMPO Y GABINETE**
- III. HIDROLOGIA**
- IV. ANALISIS EN CONDICIONES NATURALES**
- V. APLICACION AL RIO SAN FRANCISCO, EDO. DE MEXICO**
- VI. CONCLUSIONES**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 22 de enero de 1995.
EL DIRECTOR.


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP*nl

A mi esposa e hijos:

M.C. Selma Díaz Leñero

Aníbal Espinosa Díaz

Marcos Raúl Espinosa Díaz

*Por el gran apoyo, amor, alegrías y cariño
que siempre me han dado. Con todo mi amor*

A mis Padres:

Ing. Enrique Eduardo Espinosa Rosas

Margarita Díaz Pegueros de Espinosa

*Por su amor, apoyo, y la ayuda que siempre me
han dado, A su insistencia en la culminación de
este trabajo.*

A mis hermanos

Ing. Enrique Eduardo Espinosa Díaz

Ing. Juan Francisco Espinosa Díaz

Esela Hortensia Espinosa Díaz

*Por que siempre nos una ese cariño y amor
para salir adelante en la vida.*

*En Agradecimiento al Ing. Victor J. del Razo Tapia
Gerente de Proyectos de Infraestructura Agropecuaria de la C.A.S.
por las facilidades y ayuda que me brindo para la elaboraci3n
de este trabajo.*

*Al mis amigos y compa1eros de la Jefatura de Proyecto de
Uso Eficiente de la C.A.S.*

Ing. Jos3 Alberto Garcia G3mez

Ing. Joel Mendoza Jim3nez

Ing. Jorge Rodriguez G3mez

M.C. Guillermo Buendia Espinosa

Rosa Castillo Escamilla

M. de los Angeles G. Hern3ndez

*Por el gran apoyo y ayuda que me brindaron en la realizaci3n
de este trabajo.*

Al Sr. Jorge Gonz3lez K. y Gabriela Guzm3n Cort3s

*Por las Facilidades y ayuda que me dieron en la edici3n de este
trabajo, su apoyo moral y su amistad.*

Al Ing. Miguel Angel Flores Lira

*Por su apoyo y direcci3n para realizar este trabajo,
su amistad y confianza.*

Análisis Hidráulico de Encruzamiento de enuces naturales. Aplicación al río San Francisco.

Temario

Introducción

Capítulo 1.- Estudios Básicos de campo y gabinete.

Capítulo 2.- Hidrología

Capítulo 3.- Análisis en condiciones naturales.

Capítulo 4.- Aplicación al río San Francisco, edo. de México.

Capítulo 5.- Conclusiones.

Análisis Hidráulico de Encauzamiento de cauces naturales. Aplicación al río San Francisco.

Índice General

Introducción

Capítulo 1.- Estudios Básicos de campo y gabinete.

<i>1.1.- Introducción</i>	<i>1</i>
<i>1.2.- Estudios de Campo</i>	<i>2</i>
<i>1.3.- Datos topográficos</i>	<i>3</i>
<i>1.4.- Datos Hidrométricos y Climatológicos</i>	<i>6</i>
<i>1.5.- Datos para determinación de Transporte de Material</i>	<i>31</i>
<i>1.6.- Datos de Geotecnia</i>	<i>41</i>

Capítulo 2.- Hidrología

<i>Introducción</i>	<i>44</i>
<i>2.1.- Ciclo Hidrológico</i>	<i>45</i>
<i>2.2.- Desarrollo histórico</i>	<i>49</i>
<i>2.3.- Características fisiográficas de una cuenca</i>	<i>52</i>
<i>2.4.- Precipitación</i>	<i>58</i>
<i>2.5.- Escurrimiento</i>	<i>84</i>
<i>2.6.- Hidogramas y su análisis</i>	<i>89</i>
<i>2.7.- Avenidas máximas</i>	<i>93</i>
<i>2.8.- Métodos de análisis</i>	<i>98</i>

<i>Capítulo 3.-</i>	<i>Análisis en condiciones naturales.</i>	
	<i>Introducción</i>	<i>133</i>
	<i>3.1.- Hidráulica en cauces naturales</i>	<i>137</i>
	<i>3.2.- Hidráulica Fluvial</i>	<i>143</i>
<i>Capítulo 4.-</i>	<i>Aplicación al río San Francisco, est. de México.</i>	
	<i>Introducción</i>	<i>182</i>
	<i>4.1.- Planteamiento del Problema</i>	<i>182</i>
	<i>4.2.- Hidrología</i>	<i>186</i>
	<i>4.3.- Estudios hidráulicos</i>	<i>228</i>
	<i>4.4.- Alternativas de Solución</i>	<i>231</i>
<i>Capítulo 5.-</i>	<i>Conclusiones</i>	<i>253</i>
	<i>Bibliografía</i>	

Introducción

Uno de los diversos campos de la Ingeniería Hidráulica es la Hidráulica Fluvial en ríos naturales. Desde hace muchos siglos las grandes civilizaciones se han desarrollado y florecido en zonas cercanas a ríos y lagos, de los cuales obtuvieron el agua vital para su subsistencia o hicieron uso de las corrientes como vías de comunicación.

Al ir progresando las civilizaciones y desarrollando la Agricultura se vio la necesidad de construir obras para la conducción del agua hasta los campos y proteger a las poblaciones en contra de las inundaciones, o de regular las mismas con el objeto de que los daños que se presentaran fueran mínimos en función de los beneficios que se reportaran.

Las primeras obras que se hicieron con el fin de proporcionar agua a una zona o de permitir cruzar un río o desviar su cauce, eran en un principio fácilmente destruidas por las primeras avenidas que se presentaban en el cauce. No obstante con el paso de los años y el avance de las ciencias, incluyendo la Ingeniería Hidráulica (Hidráulica general, Hidrología, Hidrometría), fue posible el crear obras de protección más adecuadas para evitar los daños causados durante la época de avenidas y controlar los ríos durante su época de estiaje.

En la actividad de la Ingeniería, existen dos aspectos fundamentales con los que todo ingeniero debe tener en cuenta cuando se plantea la solución de un problema, el Técnico y el Económico. Estos aspectos son importantes dado que de nada servirá una obra proyectada, si desde el punto de vista Técnico es muy completa pero económicamente es insoportable por las características técnicas impuestas en la solución del problema, o bien una obra que sea muy económica y técnicamente deficiente, ya que al término de ella puede presentar fallas que la hagan inoperante.

Los análisis anteriores a un proyecto de cualquier rama de la Ingeniería se

deben realizar mediante Estudios de Factibilidad donde se observen las relaciones beneficio-costo de un proyecto. Este tipo de relaciones deberán ser mayores a uno para que los proyectos propuestos o analizados sean rentables. El presente trabajo parte de la idea de que un estudio de Factibilidad se ha desarrollado y es recomendable la elaboración de un proyecto.

El objetivo principal de este trabajo es presentar una serie de criterios que deben seguirse en el planteamiento del aprovechamiento de una corriente natural y las obras de protección contra los daños que ella pueda ocasionar en poblaciones, estructuras de cruce o zonas de riesgo.

Hablar de las diversas obras de protección y obras de control en ríos es demasiado extenso y por lo tanto queda fuera de los alcances del presente trabajo.

Dependiendo del tipo de obras que se deseen proteger, el proyectista deberá manejar información Hidrológica, Hidráulica, Hidráulico-Fluvial y Geotécnica.

Presentamos una definición de lo que es un Encauzamiento y/o Rectificación de un río; Son todas aquellas obras que se diseñan y construyen con el objeto de evitar divergencias de los cauces, la formación y mantenimiento de un solo cauce o cubeta principal, o el dirigir adecuadamente a las corrientes hacia determinadas obras (pueden ser puentes u obras de toma, etc.).

Datos necesarios para un Diseño adecuado.

Como se mencionó al principio, dentro de los requerimientos para la elaboración de una obra de encauzamiento, dependiendo de la magnitud de ésta, será necesario contar con información:

- Topográfica
- Climatológica o Hidrométrica (Hidrológica)
- Hidráulica-Fluvial
- Geotécnica

La magnitud de los trabajos anteriores está en función de la importancia de la obra que se trate. Así, una obra de toma, no requiere de tanta información como la requerida para el diseño integral de un encauzamiento de río, que consiste de diversas obras para su control y regulación.

En el capítulo 1 se presentan los estudios básicos y el análisis de la información que puede ser obtenida en campo y analizada en gabinete. Aquí se presentan algunos criterios topográficos para el levantamiento de cuencas, tramos de cauces y llanuras de inundación, recopilación de información Climatológica o Hidrométrica, indicándose la forma en que se ha dividido el territorio de México en

Regiones Hidrológicas, tanto por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (hoy Secretaría del Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca), a través de la Comisión Nacional del Agua (C.N.A.) y de la Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.), para la ubicación de estaciones para aforo de precipitaciones y escurrimientos, indicando los medios mediante los cuales pueden obtenerse datos de campo para la determinación de los gastos de una corriente y saber el gasto presentado por una avenida en forma aproximada, se presentan tablas para la determinación del coeficiente de Manning, conocido el gasto valuado y la elevación del agua podrá ser posible obtener curvas elevaciones gastos para una sección de control. Se indica la información principal que puede obtenerse de estaciones climatológicas como son: velocidad del viento, temperatura, evaporación, precipitación máximas diarias, etc., o hidrométricas como es gastos máximos diarios, mensuales y anuales, determinación de transporte de material en suspensión y de fondo, etc., así como una breve análisis de la información Geotécnica necesaria y una referencia sobre las pruebas de laboratorio, indicando cuáles pueden ser las pruebas que se realicen y el tipo de análisis para verificar la estabilidad de un bordo y/o la formación de un cauce filot.

En el capítulo 2 se presentan los estudios Hidrológicos que deben realizarse para la determinación del gasto de diseño asociado a un período de retorno, mostrándose primeramente un esbozo acerca del Cielo Hidrológico, presentando una representación esquemática del mismo. Después se da una breve descripción del campo de la Hidrología y un resumen histórico de ella. Se indica la manera en la cual la precipitación se presenta en la naturaleza, pasando a definir las características fisiográficas de una cuenca y los medios de usar la información disponible para la selección del período de retorno y utilizar los diferentes métodos hidrológicos de acuerdo con tipo de datos (climatológicos o hidrométricos), para definir el gasto o avenida máxima que se utilizará para el estudio Hidráulico-Fluvial.

Dentro de los métodos que se utilizan para la determinación del Gasto de diseño de un proyecto en particular, se presentan los Empíricos, los semiempíricos, El de la Precipitación Máxima Probable, los Estadísticos, el Hidrograma unitario Triangular y otros métodos para determinación de tiempos de Concentración y determinación de las características fisiográficas más importantes en la zona de proyecto.

En el capítulo 3 se presentan las ecuaciones básicas de la hidráulica que serán utilizadas en la elaboración del modelo matemático con el cual se harán los estudios hidráulicos (determinación de curvas de remanso y elevaciones de nivel del agua), posteriormente se presentan los criterios más comunes en la elaboración de los estudios de Hidráulica Fluvial, estos estudios son de velocidades permisibles, velocidad media

de las partículas, estudios de arrastre de sedimentos (gasto sólido), socavación en cauces naturales y finalmente características estables de un cauce. Se presentan los criterios mencionados con varios métodos para resolver un mismo problema con el fin de tener varios parámetros para poder hacer una toma de el proceso más adecuada a la zona de estudio.

En el capítulo 4 se presenta el ejemplo numérico del Anteproyecto del Dren San Francisco, Méx. donde se utilizan varios de los métodos expuestos en este trabajo. Se presentan los estudios hidrológicos e hidráulicos realizados en este proyecto, las alternativas desarrolladas y los resultados definitivos.

Finalmente en el capítulo 5 se indican las conclusiones principales del tema desarrollado dando algunas recomendaciones adicionales a las ya presentadas en cada capítulo.

CAPITULO 1

Estudios Básicos de Campo y Gabinete

1.1.- Introducción

La especialidad de la Ingeniería Hidráulico-Fluvial es una disciplina que abarca un gran campo de actividades dentro de la rama de la Ingeniería Civil, pues requiere de disciplinas generales tales como Topografía, Hidrología, Mecánica de Suelos, Estabilidad de las Construcciones, etc., además de los temas correspondientes a la Hidráulica.

Toda obra que se proyecta realizar debe de contar con los estudios previos de Factibilidad que determinen que su relación beneficio-costos es óptima y por lo tanto que el proyecto es rentable. Una vez que se cuenta con el estudio de Factibilidad y que éste muestra que la obra es beneficiosa se deberán realizar los estudios de detalle para la correcta elaboración del proyecto de encauzamiento y/o rectificación de un río. Estos estudios estarán en función de la importancia y magnitud de la obra que se trate, estructuras existentes y/o en proyecto, para que se pueda contar con datos confiables para la solución del problema y poder determinar los efectos que las nuevas obras producirán sobre el cauce.

Los estudios necesarios para la elaboración de un proyecto de encauzamiento y/o rectificación de un río se pueden dividir en:

- Estudios Topográficos
- Estudios Hidrológicos
- Estudios Hidráulico Fluviales
- Estudios Geotécnicos

Los estudios realizados en campo sirven de base para la elaboración del proyecto y éste para la construcción de la obra. La construcción de la obra (experiencia y criterios adecuados) y la buena organización de la misma en sus trabajos, no son suficientes para asegurar una obra adecuada y económica, si ésta no está apoyada en un estudio de campo previo que sea bueno o si el proyecto es malo en sí.

Debe realizarse una visita a la zona de proyecto por parte del Ingeniero Proyectista, en la cual deberá definir la problemática del río y las incorporaciones de ríos que haya, así como identificar las estructuras existentes y posibles lugares de nuevas en proyecto, con el fin de definir la magnitud de los estudios Topográficos o Hidrológicos. Una vez terminados los estudios de campo el Ingeniero Proyectista deberá en base a la información proporcionada (Levantamiento Topográfico, Topografía de detalle de las estructuras existentes o en proyecto y confluencias con tributarios de la zona de proyecto, datos hidrométricos y climatológicos, estudios de Mecánica de suelos y obtención de granulométricas del cauce, obtención de muestras de material de sedimentos en suspensión y arrastra de fondo), efectuar los estudios Hidrológicos para determinar el gasto de diseño, éste estudio deberá realizarse para diferentes períodos de retorno de una avenida y de acuerdo con el tipo de obras de protección que se vayan a diseñar (protección a centros de población, ó a zonas agrícolas, ó en umbos, a presas de derivación, etc.), seleccionar el gasto de diseño adecuado para el proyecto. Con ese gasto se efectuarán los estudios hidráulico-fluviales necesarios para las alternativas propuestas.

Este trabajo no pretende abarcar todas las disciplinas afines a la elaboración de un proyecto de Encruzamiento y/o Rectificación de Ríos, sino más bien dar un panorama de los trabajos y estudios que deben seguirse en la elaboración del mismo.

En el presente capítulo se dará una idea de los diferentes estudios de campo que deben realizarse para que con base a la información obtenida el Ingeniero Proyectista pueda hacer un análisis de ésta y aplicar los criterios adecuados para la elaboración de un proyecto.

1.2.-Estudios de Campo

Los estudios de campo corresponden a trabajos de naturaleza diversa como son datos Topográficos, datos sobre características hidráulicas de la corriente (obtención de

velocidades, tirantes y pendentos, datos hidrométricos y climatológicos, datos sobre materiales en suspensión y arrastre de fondo), estudios de Geotécnia.

Para obtener los datos de campo que se requieren en la elaboración de un proyecto se harán levantamientos topográficos y se obtendrán de estaciones aforadoras los datos sobre gastos, precipitaciones, arrastre de materiales en suspensión y de fondo.

Se describen a continuación los datos que deben obtenerse de los estudios de campo necesarios para un proyecto en forma breve.

1.3.- Datos Topográficos

Es la información topográfica que se usa para resolver en una forma racional y práctica un proyecto cuando se desea definir una cuenca, un vaso de almacenamiento, sitios para presas de derivación, almacenamiento y regulación, tramos de cauces, llanuras de inundación, etc., requiriendo que el ingeniero tenga buena experiencia y criterio, además de usar el equipo y la técnica idóneos para los trabajos que se pretenden realizar.

Los trabajos de Topografía más comunes en la elaboración de un proyecto de encauzamiento y/o rectificación de ríos, se describen someramente a continuación.

Levantamiento de Cuenca.- Este levantamiento se hace generalmente con la finalidad de determinar el área de la cuenca y forma de concentración de las aguas, a modo de emplear estos datos en la solución de los estudios hidrológicos, tales como, la determinación del gasto de diseño asociado a un período de retorno, determinación de coeficientes de escurrimiento, tiempo de concentración de las aguas, etc.

El levantamiento de la cuenca presenta dos aspectos principales:

- Identificación del Paroaguas.
- Levantamiento propio de la cuenca.

Los métodos de levantamiento varían según la extensión de la cuenca. De ellos se deberá obtener datos necesarios para determinar:

- Área y forma de la cuenca.
- Forma de concentración de las aguas (cauce principal y afluentes y pendiente de los mismos).
- Cobertura vegetal (zonas forestales, cultivadas, pastizales, etc.).
- Condiciones geológicas (naturaleza del terreno y características generales de cada zona de la cuenca).

Para efectuar el levantamiento topográfico de la cuenca se emplearán poligonales con plancheta, poligonales con tránsito y estadia, triangulación con plancheta, intersecciones con plancheta y poligonales aéreas.

En la formación de planos las escalas más usuales son: 1:2000, 1:10000, 1:20000, 1:50000 y 1:100000, debiéndose usar según el caso una escala que permita anotar los detalles que se mencionan a continuación:

- Forma de contorno de la cuenca indicando su área.
- Forma de concentración de aguas, indicando los cauces principales.
- Pendientes generales de los cauces principales.
- Cubierta vegetal.
- Detalles importantes, como obras hidráulicas, centros de población, afluentes del cauce, vías de comunicación, etc.

En algunos proyectos donde se desea encauzar y/o rectificar un tramo del cauce, puede delimitarse una cuenca interior y determinar así el gasto de diseño asociado a un período de retorno para las obras que se realicen. Se deberá tomar en cuenta si el tramo analizado es intermedio, los afluentes secundarios que haya con el cauce principal, las salidas de agua que existan en él si estas son importantes con respecto al gasto del cauce, a fin de poder ubicar correctamente la cuenca interior.

Del tramo de cauce que se vaya a estabilizar se obtendrán secciones transversales, perfil longitudinal, planta Topográfica con curvas de nivel a cada metro y Topografía de detalle para las zonas de estructuras existentes ó en proyecto y confluencias con otros cauces. El levantamiento consistirá en el establecimiento de puntos de control, secciones transversales en una franja aproximada de por lo menos tres veces el ancho de la cubeta para secciones pequeñas, ó de acuerdo con los lineamientos que se tengan o se establezcan en las visitas de reconocimiento, las huellas de aguas máximas en ambas márgenes cuando se puedan obtener, así como de la inspección del cauce para fijar los diferentes valores del coeficiente de rugosidad de Manning en los tramos que serán estudiados.

Con los datos obtenidos se procederá a elaborar el plano de la zona de proyecto, el cual debe hacerse en una escala adecuada (escala 1:2000 para planos de detalle del encauzamiento y 1:10000 ó 1:20000 para los planos generales, son las más comunes), y referido a un sistema coordinado, en dichos planos se mostrará:

- Planta Topográfica de la zona de proyecto con curvas de nivel a cada metro.
- Poligonal de apoyo o del eje del encauzamiento y poligonal de auxiliar para el levantamiento.
- Poligonales por el eje de los bordes si hay un antiproyecto estudiado, en el tramo.
- Estructuras existentes y cruce con diferentes vías de comunicación (puentes, carreteras, vías de ferrocarril, ductos, etc.), en el tramo.

Ubicación de las estructuras en proyecto.

Perfil longitudinal donde se muestre el fondo del cauce, el perfil por las márgenes del río y perfil del terreno natural por el eje de las bordas si hay anteproyecto estudiado o ya existen.

Se deberá incluir en planes adicionales la planta y perfil de estructuras existentes, tales como puentes, presas derivadoras, etc.

Levantamiento de Tramos de Cauces.- Cuando se trate de determinar el gasto de una corriente por el método de sección pendiente, se hará el levantamiento Topográfico de un tramo recto y uniforme del cauce, apropiado para el caso; o bien cuando se trate de levantar las márgenes del río para su estabilización.

El levantamiento consistirá en el establecimiento de puntos de control, secciones transversales, las huellas máximas dejadas en ambas márgenes, así como de la inspección del cauce para fijar los diferentes valores del coeficiente de rugosidad.

Este levantamiento deberá tener una extensión suficiente tanto para aguas arriba como hacia aguas abajo, a modo de estudiar el río en forma integral y no local, lográndose una mejor solución con ello.

Estos datos, se deberán dibujar en papel milimétrico, teniendo especial atención en las poligonales de ambas márgenes, la ubicación en planta de las secciones transversales levantadas; el perfil longitudinal de las márgenes, del fondo del cauce y las huellas máximas del escurrimiento, así como la dirección de la corriente.

Levantamiento de Planos de Inundación.- El levantamiento Topográfico de los terrenos adyacentes al cauce tiene por objeto formar un plano suficientemente preciso y a una escala adecuada, para proyectar sobre él, por ejemplo los bordos de protección en el encauzamiento de un río, requiriéndose para ello llevar un control del levantamiento tanto horizontal como vertical.

Cuando se trate de pequeñas áreas, el control se hace a través de una poligonal cerrada; para áreas de mediana extensión se utiliza una poligonal o un sistema de poligonales cerradas con tránsito y cinta. Los puntos de control vertical se establecen por medio de una nivelación directa en las estaciones de control horizontal.

En la formación de planos se dibujará el sistema coordenado adecuado y los principales detalles del terreno, tales como ríos, arroyos, veredas, caminos, vías de ferrocarril, líneas de transmisión, centros de población, etc.

De acuerdo con la importancia de un proyecto será muy ventajoso realizar vuelos fotográficos antes de llevar a cabo los trabajos de apoyo terrestre, pues con las fotografías aéreas examinadas estereoscópicamente se puede hacer un buen proyecto de triangulación y estudiar el acceso a cada vértice.

Los trabajos batimétricos para medir las profundidades del agua en las lagunas,

mares, ríos, así como cualquier otro tipo de depósito, son complementarias a los que se ejecutan en tierra y por tanto, se desarrollan apoyadas en el control terrestre que se haya establecido para el caso. Para situar la lancha que realiza los sondeos, es necesario resolver el triángulo formado cuando menos por dos fuentes de coordenadas conocidas en tierra y el punto ocupado por la lancha de observación en el agua.

La configuración del terreno subacuático tiene características muy diferentes de cualquier terreno que esté afectado por agentes meteorológicos, pues bajo el agua, la erosión es muy diferente a la que se presenta en los terrenos de la superficie bajo los efectos de la meteorización.

Dentro de estos aspectos se encuentra la erosión del fondo y las márgenes de un cauce que es provocada por el efecto de la velocidad de la corriente, la cual ocasiona el arrastre de particulitas, bien sea en suspensión o de fondo. Ello provoca que la forma del cauce cambie constantemente al presentarse avenidas de diferentes intensidades, por ello es conveniente que estos levantamientos sean hechos en época de estiaje y los datos obtenidos sean ocupados cuanto antes.

1.4.- Datos Hidrométricos y Climatológicos

Tal como los estudios topográficos son necesarios para elaborar los estudios hidráulicos de una corriente o flujo, los que son de vital importancia para conocer su comportamiento, los estudios Hidrológicos también tienen una relación directa para el estudio de las corrientes. La determinación o conocimiento del gasto máximo durante las avenidas, la velocidad que alcanza el agua cuando éstas tienen lugar, la frecuencia con que se presentan dichas avenidas, la duración de las mismas, el nivel al que llega el agua, la zonas que inundan, la dirección general de la corriente en la sección del río en estudio, el alineamiento del río y muchas otras circunstancias, son factores que influyen en las características de la obra por construir y en el costo de la misma, así como en su funcionamiento una vez construida la obra.

El estudio de una avenida "a posteriori" contribuye a mejorar el conocimiento sobre la mecánica del proceso, más no a mitigar los daños producidos. Para ello se requerirá de un pronóstico hidrológico basado en un sistema de provisión ó "modelo de alarma", que dependerá de la información Hidrométrica y Climatológica de que se disponga y de las condiciones específicas para las cuales se va aplicar.

El empleo de estaciones de aforo, tanto para obtener datos Hidrométricos como Climatológicos, es necesario para conocer el comportamiento de una corriente y sus características, como se mencionó antes. Mediante el empleo de estaciones Hidrométricas se podrá conocer la magnitud de los gastos en época de avenidas y en estiaje que

también es importante), los niveles alcanzados por la corriente, la frecuencia y duración de las avenidas, el material en suspensión y el arrasto de fondo de una corriente durante un largo periodo de tiempo. Desgraciadamente, no siempre es posible contar con este tipo de datos relativos a una corriente en particular como se comprende, y además, en una sección del tramo en estudio.

A la fecha, la República Mexicana cuenta con una amplia red de estaciones Climatológicas o Hidrométricas controladas por diversas dependencias gubernamentales, federales y estatales que sistemáticamente realizan procesos de captura de datos hidrometeorológicos en forma periódica. Entre ellas podemos mencionar a la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos-S.A.R.H. (ahora por medio de la Comisión Nacional del Agua-C.N.A.), la Comisión Federal de Electricidad-C.F.E., la Comisión Internacional de Límites y Aguas-C.I.L.A., Departamento del Distrito Federal-D.D.F., Gobiernos de los Estados, Municipios y Particulares.

En la tabla # 1.1 se muestra el número de estaciones climatológicas o hidrométricas en la República Mexicana hasta 1970.

Estas dependencias tienen la responsabilidad de normar, organizar y operar en su caso, los sistemas de captura, procesamiento y análisis de información hidrometeorológica y su posterior publicación y difusión de los datos hidrológicos. Esta publicación puede ser mensual, anual y conforme al objetivo o uso correspondiente de cada dependencia (Véase la tabla 1.2. Información Hidrológica en la República Mexicana). Esta información es básica para conocer el potencial Hidrológico Nacional, que está relacionado con los volúmenes o gastos que transporta un río a través de todo su territorio. Con apoyo en estos datos será factible desarrollar y diseñar las obras hidráulicas necesarias que demandan los requerimientos del país.

La S.A.R.H. y C.F.E. han dividido al país en regiones Hidrológicas.

Regionalización. Para su estudio hidrológico, El Territorio Nacional ha sido dividido en regiones hidrológicas, las dos más importantes son las realizadas por la S.A.R.H. y C.F.E., por ser estas las dependencias que manejan y administran los recursos Hidráulicos más importantes en el país.

Por ello, la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos -S.A.R.H. dividió al país en 37 regiones hidrológicas como se muestra en la Fig. 1.1. y dispone además de una serie de planos con la localización de las estaciones Climatológicas o Hidrométricas que operan en la República Mexicana.

Adicionalmente a esto ha publicado algunos atlas climáticos de diversas cuencas del país, así como las cartas de isoyetas medias anuales de la República Mexicana.

Tabla 1.1 Número de Estaciones Climatológicas e Hidrométricas de la República Mexicana hasta 1970.

NÚM.	ESTADO	Número de estaciones Climatológicas		Número de estaciones Hidrométricas	
		Pluviómetros	Pluviógrafos	Pluviómetros	Pluviógrafos
1	Aguascalientes	28	1	11	2
2	B. California	53	8	9	4
3	B. California Sur	56	8	2	1
4	Campeche	32	3	2	1
5	Coahuila	41	4	16	4
6	Colima	22	3	4	3
7	Chiapas	175	36	89	60
8	Chihuahua	140	7	29	14
9	Distrito Federal	54	14	4	1
10	Durango	83	10	27	12
11	Guanajuato	84	8	23	2
12	Guzttero	112	23	42	20
13	Hidalgo	66	13	23	13
14	Jalisco	170	16	67	42
15	Estado de México	173	23	82	28
16	Michoacán	132	14	68	30
17	Nariño	56	2	16	6
18	Nepart	44	3	21	17
19	Nuevo León	67	11	26	3
20	Oaxacu	184	29	46	24
21	Puebla	132	10	73	33
22	Queretaro	23	2	8	2
23	Quintana Roo	27	3	0	1
24	San Luis Potosí	103	6	22	9
25	Sinaloa	98	11	39	1
26	Sonora	102	11	32	17
27	Tabasco	42	10	16	6
28	Tamaulipas	87	13	31	14
29	Flaxcala	28	3	4	1
30	Veracruz	193	22	60	41
31	Yucatán	37	7	0	0
32	Zacatecas	34	3	16	7
Total de Estaciones		2682	343	912	428

Tabla 1.2. Información Hidrológica en la República Mexicana.

<i>PUBLICACIÓN</i>	<i>ALCANCE</i>	<i>FRECUENCIA</i>	<i>DEPENDENCIA</i>
<i>Boletín Hidrológico del Valle de México.</i>	<i>Datos Hidrométricos y Meteorológicos del Valle de México.</i>	<i>Anual</i>	<i>Comisión Hidrológica de la cuenca del Valle de México, S.A.R.H.</i>
<i>Boletín del Servicio Meteorológico Nacional.</i>	<i>Observaciones Pluviométricas y termométricas.*</i>	<i>Mensual</i>	<i>Dirección General del Servicio Meteorológico Nacional, S.A.R.H.</i>
<i>Boletín Hidrométrico.</i>	<i>Escurrimientos del Río Colorado, Bravo y otros ríos internacionales.</i>	<i>Anual</i>	<i>Comisión Internacional de Límites y Aguas, S.R.E.</i>
<i>Boletín Hidrométrico.</i>	<i>Datos Hidrométricos y Climatológicos del río Popocatepec.</i>	<i>Anual</i>	<i>Comisión del Popocatepec.</i>
<i>Boletín Hidrológico.</i>	<i>Datos Hidrométricos.*</i>	<i>Periódica</i>	<i>Comisión Federal de Electricidad.</i>
<i>Boletín Meteorológico.</i>	<i>Datos Hidrométricos.*</i>	<i>Periódica</i>	<i>Comisión Federal de Electricidad.</i>
<i>Boletín Hidrológico.</i>	<i>Datos Hidrométricos.**</i>	<i>Periódica</i>	<i>Dirección de Hidrología S.A.R.H.</i>
<i>Boletín Climatológico.</i>	<i>Datos Climatológicos región Hidrológica N° 12-a (parcial)</i>	<i>Información hasta Dic. de 1972</i>	<i>Dirección de Hidrología S.A.R.H.</i>

* Se refieren a sus estaciones en toda la República Mexicana.

** Abarca información por región Hidrológica. El país está dividido en 37 regiones Hidrológicas.

Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.) dividió al Territorio Nacional en 5 Regiones (Fig. 1.2), las que ha su vez están subdivididas en sistemas hidrológicos, estos sistemas se indican en la tabla 1.3, y estas subdivisiones están constituidas por una o varias cuencas (esta división es congruente con la regionalización llevada a cabo por la S.A.R.H.), en total se han considerado 27 sistemas hidrológicos para propósitos de evaluación del potencial Hidroeléctrico. Dicho conocimiento sobre el potencial hidrológico es muy importante en el proceso para el desarrollo de proyectos hidroeléctricos, constituyendo la base de las actividades de C.F.E., en el área de Planeación, permitiendo detectar los problemas a que puede enfrentarse el Sistema Eléctrico Nacional a mediano y largo plazo.

Cuando en el proyecto que se está estudiando no se incluye el levantamiento topográfico de la cuenca (lo cual es muy común en la mayoría de los proyectos), se puede obtener la información, de las Cartas Topográficas, Geológicas, Edafológicas, Uso de Suelo, Hidrológicas, etc. publicadas por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (I.N.E.G.I.), que se tienen en diferentes escalas y de las diversas fotografías aéreas de ciertas zonas.



37 REGIONES HIDROLOGICAS (S. A. R. H.)

FIG. 1.1

Tabla 1.3. División de Regiones Hidrológicas según C.F.E.

	R E G I O N				
	PACIFICO NORTE	PACIFICO SUR	GOLFO	SURESTE	NORTE
S	Ilaja California Norte	Costa de	Sn. Fdo...-Soto la	Grijalva	Conchas
I II	Sonora	Michoacán	Marina	Usumacinta	Bravo
T I	Taquí	Balsas	Pánuco	Tonalá	Nazas
E D	Puerto-Maya	Costa de Guerrero	Costa de Veracruz	Tacataipo	
M R	San Lorenzo-Simaloa	Costa de Oaxaca	Papaloapan	Costa de Chiapas	
A O	Baluarto-Elata		Cantacuelcos		
L	San Pedro-Acoponeta				
O	Lerma				
G	Santiago				
I	Costa de Jalisco				
C					
O					

Ya sea por medio de la topografía levantada o por medio de cartas del I.N.E.G.I., una vez definida el área de la cuenca se necesita definir si esta es grande o pequeña. Para una cuenca pequeña, la forma y cantidad del escurrimiento están influenciadas principalmente por las condiciones físicas del suelo; por lo tanto, el estudio Hidrológico debe enfocarse con más atención a la cuenca misma. Podemos definir una cuenca pequeña como aquella cuyo escurrimiento sea sensible a las lluvias de alta intensidad y corta duración, y donde predominan las características físicas del suelo con respecto a las del cauce. Una cuenca pequeña puede variar hasta un área máxima que para fines prácticos, Chou considera de 250 km².

Por lo tanto el escurrimiento en una cuenca, independientemente de las características de la precipitación y de la evapotranspiración, depende de las características fisiográficas de la misma, sean de tipo geométrico, como el área de drenaje, pendiente, elevación, las características del cauce principal, de la red de corriente, etc., o bien de las características físicas, como el tipo de cobertura vegetal del suelo, el uso del mismo, el tipo, las condiciones de permeabilidad y la capacidad de almacenamiento superficial, etc.

El área de la cuenca, se definirá como la superficie, en proyección horizontal, delimitada por el paraguas. En grandes proyectos es conveniente subdividir una gran cuenca en subcuencas para facilitar su estudio, estas subcuencas o subcuencas estarán también delimitadas por paraguas interiores. El criterio que se tome como base para subdividir el área de la cuenca, debe ser el grado de importancia de los escurrimientos de la corriente tributaria, dados por la información obtenida mediante alguna estación hidrométrica o algún método deductivo.



12

REGIONALIZACION (C.F.E.)

FIG. 1.2. DIVISION DE SISTEMA HIDROLÓGICO DE C.F.E.

Hidrométricos. Al aforar una corriente en una sección definida se pretende conocer el volumen de agua que pasa por ella, en una unidad de tiempo. Hay diversas formas de aforar una corriente, dependiendo de las características del río por medir y del tipo de equipo disponible. Los procedimientos para aforar una corriente se pueden agrupar en tres criterios: secciones de control, relación sección-velocidad y relación sección-pendiente.

Para poder aplicar estos criterios y determinar el gasto que pasa por la sección es necesario determinar la velocidad de la corriente y el área hidráulica de la sección en estudio.

La determinación de la velocidad se podrá efectuar por medio de métodos directos y métodos indirectos. La medición directa se hace por medio de flotadores o molinetes. La determinación indirecta se hace por medio de fórmulas hidráulicas aplicables a cada caso especial, ya sea en un río, un canal, un vertedor, un orificio, etc.

El uso de flotadores no es recomendable, ya que este procedimiento es muy lento; este método permitirá conocer el gasto de una corriente en forma aproximada. En corrientes netamente torrentiales, este procedimiento no da buenos resultados, debido a los cambios demasiado rápidos que ocurren en el régimen del escurrimiento.

El tramo utilizado para las observaciones y recorrido de los flotadores deberá ser lo más limpio, uniforme y recto en una extensión de cuando menos 6 veces el ancho del río y levantar secciones transversales del tramo en estudio a fin de conocer la velocidad media. El tramo se delimitará por dos secciones definidas con balizas puestas en ambas márgenes del río, o bien con alambres tendidos sobre la corriente y sostenidos con postes. Las distancias entre ambas secciones se fijará de acuerdo con el ancho de la corriente (50, 100 ó 150 metros), dejando aguas arriba de la primera una parte del tramo recto, para que los flotadores puedan adquirir su velocidad antes de que se empiece a tomar el tiempo entre secciones.

Los flotadores pueden ser de dos clases; superficiales y sumergidos, los primeros son los más usados y pueden improvisarse con cualquier material de cuerpo ligero, no sumergible. En ambas secciones se pondrán escalas referidas a un mismo punto de nivel a modo de determinar la pendiente hidráulica. La velocidad media (V), en la sección se estimará en función de la velocidad media superficial (V_m), pudiéndose determinar previamente la relación $K = V/V_m$ por medio de observaciones directas o calculando V por medio de fórmulas empíricas ya conocidas. Si se desconoce, puede aplicarse un coeficiente aproximado de 0.90, es decir:

$$V = 0.90 V_m \quad \text{-----} (1.1)$$

donde:

La determinación de la velocidad empleando el molinete, se diferencia esencialmente por la profundidad a la cual se hacen las mediciones de la velocidad sobre la vertical. Los métodos más empleados son; el de los 6/10, el de los 2/10 y 8/10; el método de varios puntos y el método de superficie. En estos métodos, como el 6/10 de la profundidad del fondo, se cuenta la profundidad a partir de la superficie libre del agua hacia abajo, es decir a una profundidad del 60% del tirante, se mide la velocidad del agua que es muy parecida a la velocidad media en la vertical en que se está haciendo la observación (figura 1.4.b).

Debido a que la velocidad del agua varía de un punto a otro, en una misma

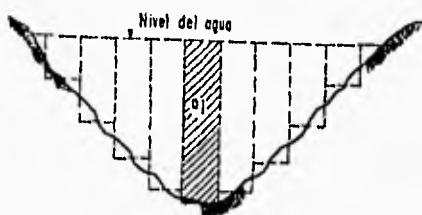


Fig. 1.4.a. Forma de subdividir un cauce para valorar el gasto

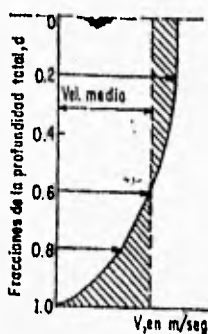


Fig. 1.4.b. Curva de velocidades en la vertical de una corriente

sección transversal se deberá subdividir la sección en varios tramos (figura 1.4.a) y efectuar medidas en diferentes profundidades a fin de obtener la velocidad media de la sección. Para poder efectuar mediciones en diferentes puntos de la sección será necesario construir una estructura para tal fin.

Los métodos anteriores se basan en las propiedades del arco de la parábola, a la cual se asemeja la curva representativa de las velocidades en una vertical. El registro y cálculo de aforo con molinete (figura 1.5), se deberá llevar diariamente en una bitácora y presentar un resumen mensual de los registros, con el fin de poder determinar el gasto diario máximo mensual.



Figura 1.5 Molinete para medir la velocidad de la corriente en un río.

Otro medio de determinar la velocidad de una corriente es mediante el método de sección pendiente hidráulica, el cual será visto más adelante, dicho método se basa en el uso de la ecuación de Manning y el conocimiento de las secciones transversales en el tramo de estudio seleccionado.

Tirantes y Pendiente Hidráulica. La determinación del nivel del agua en un momento dado, puede hacerse en forma directa o indirecta. Para hacerlo en forma directa se observará la elevación de la lámina de agua sobre una escala colocada para este propósito en el cauce, o indirectamente empleando dispositivos especiales para referir su nivel a una escala colocada fuera del agua en la que podrán observarse los niveles por medio de un aparato registrador automático.

Las escalas más comunes son los limnómetros y los limnógrafos. Los limnómetros

son escalas graduadas que se usan para mediciones directas o indirectas, los limnigrafos son dispositivos dotados de un sistema de registro que permite obtener los niveles de agua una corriente todo el tiempo.

Como se menciono antes, existen tres criterios para determinar el gasto que pasa por una corriente que son; secciones de control, relaciones seccion-velocidad y relacion seccion-pendiente hidraulica.

El primero de ellos es el más exacto, pero solo es aplicable a cauces artificiales (con seccion prismatica), o en rias con seccion pequena y poco escurrimiento. El segundo criterio es el más usual y es utilizable en cualquier tipo de corriente. El tercer método es empleado para complementar los registros de aforo que pudieron obtenerse mediante el segundo método, aunque es muy usado para obtener gastos máximos de corrientes cuando no se dispone de aparatos de medición. Veamos brevemente estos.

Secciones de Control. En hidraulica, una seccion de control de una corriente es aquella donde la energia especifica del escurrimiento es minima. Dicha energia está relacionada con el tirante critico por lo que se dice que hay una seccion control cuando se presente este. La seccion de control puede ser artificial o natural, un ejemplo tipico de ello es la seccion vertedera o vertedor, la cual puede ser de pared delgada o gruesa. Los vertedores de pared delgada se usan para aforar pequenas corrientes o caudales de riego. Para gastos menores de 0.50 m³/seg, se usan secciones transversales triangulares, con un ángulo de 60° a 90° en el vértice inferior, para gastos mayores se emplean secciones rectangulares. Estos son los tipos de vertedores mas comunes pero hay más formas de vertedores. (Ref. 2, capítulo 7)

La ventaja de usar este tipo de estructuras es que bastaría con conocer la carga sobre el vertedor y así poder determinar el gasto. Para un vertedor rectangular por ejemplo se tiene la expresion:

$$Q = C L H^{3/2} \text{ -----(1.2)}$$

donde

- Q - Gasto sobre la cresta vertedera, en m³/seg.
- C - Coeficiente de descarga, en m^{3/2}/seg.
- L - Longitud de la cresta vertedera, en m.
- H - Carga sobre la cresta vertedera, en m.

Se tiene la desventaja de que si la corriente transporta material sólido, este tipo de estructuras funcionan como una trampa de dicho material, originando fluctuaciones

en el coeficiente de descarga y problemas de mantenimiento.

Muchas veces para aliviar estos problemas se construyen secciones de control elevando el fondo, ó estrechando la sección ó ambas. El gasto se podrá determinar con la siguiente ecuación:

$$Q = 1.7 b H^{3/2} \text{ -----(1.3)}$$

donde

Q - Gasto sobre la cresta colectora, en $m^3/seg.$

b - Ancho de la sección del río, en m.

H - Energía Específica, en m.

La energía específica que se utiliza en esta ecuación será igual a la suma del tirante de agua sobre la sección de control más la carga de velocidad.

$$H = y + \frac{V^2}{2g} \text{ -----(1.3.a)}$$

donde:

y - Tirante de agua sobre la sección de control, en m.

V - Velocidad media de la corriente en la sección, en $m/seg.$

g - Aceleración de la gravedad igual a 9.81 , en m/seg^2 .

Relación Sección-Velocidad. Este criterio es el más usual en ríos y está basado en el principio de continuidad:

$$Q = V A \text{ -----(1.4)}$$

donde:

Q - Gasto que pasa por la sección, en $m^3/seg.$

V - Velocidad media de la corriente en la sección, en $m/seg.$

A - Área Hidráulica de la sección transversal de la corriente, en m^2 .

Lo anterior implica que para evaluar el gasto de un río, en una cierta sección de esto se requiere determinar su velocidad y su área.

Si se determina el perfil de la sección de afuera, al conocer el tirante se obtiene

el área hidráulica, por lo tanto el problema se reducirá en la estación de aforo a medir elevaciones y velocidades medias del agua, para calcular el gasto que pasa en el momento de efectuar dichas mediciones.

Como se mencionó anteriormente la velocidad de una corriente no es uniforme y para poder obtener una mejor aproximación es necesario dividir la sección transversal en tramos tal como se muestra en la figura 1.4.a, con la sección dividida podemos aplicar la siguiente ecuación para determinar el gasto que pasa por ella:

$$Q = \sum_{i=1}^n V_i a_i \quad \text{-----}(1.4.a)$$

donde:

- Q - Gasto instantáneo que pasa por la sección de aforo en el momento de efectuar la medición, en m³/seg.
- V_i - Velocidad media de la faja vertical i en la sección de aforo, en m/seg.
- a_i - Área hidráulica de la faja vertical i de la sección transversal de la corriente, en m². (véase fig. 1.4.a)

En general, al evaluar el gasto en una sección de aforo, se tienen mayores errores debido a la determinación del área de la sección transversal que a la propia velocidad. Por ello será recomendable que se ponga mejor atención en la determinación de la profundidad de una corriente. Cuando la velocidad de una corriente no es grande (menores a 1.2 m/seg, o no cívica), no existe mucho problema para determinar el área hidráulica de una sección, pero si estas velocidades medias son superiores a 1.5 m/seg. y el río es profundo, es difícil hacer mediciones exactas de la profundidad.

Este aspecto que dificulta la determinación del área hidráulica de una sección, es debido a que ésta puede variar con el tiempo debido a que el río arrastra material de fondo, lo que se hace más evidente durante la época de lluvias que generan avenidas, donde una sección puede ver su fondo disminuido producto del arrastre de material de fondo, este fenómeno se conoce como socavación y será tratado más adelante.

De este modo si la sección de aforo cambia constantemente, de tal forma que no se conserve una sección fija, es necesario medir las profundidades para cada faja vertical donde se hagan las mediciones de velocidades.

Relación Sección-Pendiente. El estudio del escurrimiento del agua en cauces naturales y artificiales, es mucho más complicado e incierto que el debido a líneas de

tuberías, a causa de la diversidad de formas de los cauces y de las condiciones de la superficie libre del agua de los mismos. Se verá a continuación un criterio que se basa en el uso de fórmulas hidráulicas para la determinación del gasto que pasa por una sección. Este criterio permite obtener el gasto de una corriente a partir de la fórmula de Manning para evaluar la velocidad del flujo:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \text{-----}(1.5)$$

donde:

V - Velocidad media del flujo en la sección, en m/seg.

n - Coeficiente de rugosidad de Manning, en $m^{1/3}$ /seg.

R_h - Radio hidráulico de la sección, en m.

S - Pendiente hidráulica de la sección.

Si aplicamos la ecuación 1.4. y conocemos el área hidráulica de la sección, sustituyendo la ecuación 1.5 en esta nos queda:

$$Q = \frac{A}{n} R_h^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \text{-----}(1.6)$$

En avenidas la pendiente de la superficie libre del agua (pendiente hidráulica), es sensiblemente igual a la pendiente geométrica del eje del río a lo largo del curso de éste. Por ello para fines de estimación de la velocidad del agua en crecientes es suficiente medir la pendiente del fondo del río. En consecuencia se debe levantar el perfil longitudinal del fondo del río en la zona en que se pretende hacer el aforo. Se recomienda que la longitud de este perfil sea mayor de 100 metros. (Fig. 1.6.a)

Por otra parte, se deberán levantar secciones transversales del río en las cuales se indique el nivel de aguas máximas extraordinarias (N.A.M.E.), el nivel de aguas mínimas (N.A.Mín.) y el nivel de aguas máximas ordinarias (N.A.M.O.). Suponiendo que se pueda conocer el N.A.M.E., hay un fenómeno que no siempre se toma en cuenta al estimar la velocidad y el gasto de los ríos en la época de avenidas y es el de la socavación producida por el arrastre de material de fondo.

Si la sección o secciones hidráulicas en el estudio permanecen constantes durante las avenidas, la aplicación de las fórmulas para la velocidad y el gasto son correctas, es decir el método es aplicable a secciones de control.

Si la velocidad alcanzada por la corriente durante las avenidas es capaz de secar el fondo, las fórmulas tendrán que aplicarse a la sección secada y no a la sección de estiaje.

Un medio para evaluar la ecuación 1.6 sería definir un volumen de control (fig. 1.6.b), para la zona de aforo, en la que definamos con el subíndice 1 a las características de la sección aguas arriba y con el subíndice 2 a la de aguas abajo, pudiéramos entonces decir:

$$A = \frac{A_1 + A_2}{2}; R_h = \frac{Rh_1 + Rh_2}{2}; S_f = \frac{h_f}{L}; h_f = z + h_v + h_i,$$

donde:

h_i - Pérdida por turbulencia, en m/seg.

h_v - Pérdida de carga de velocidad, en m.

z - Densivel entre secciones 1 y 2, en m.

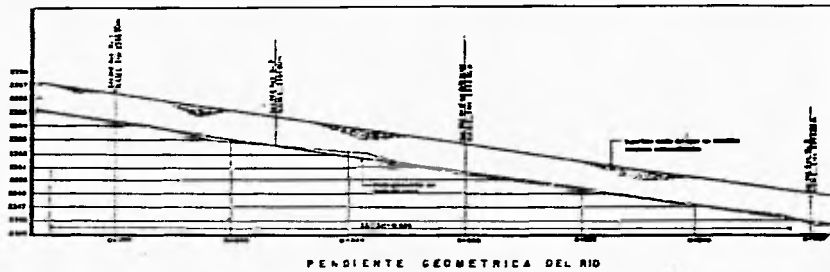
L - Longitud horizontal entre las secciones 1 y 2, en m.

Las pérdidas h_i y h_v pueden considerarse despreciables, pero pueden ser de consideración si las velocidades entre las secciones 1 y 2 son muy diferentes.

En este criterio se supone un régimen establecido, el cual no se presenta durante una avenida, que es el caso de más interés. Por otra parte el gasto está relacionado directamente con el coeficiente de Manning, por lo que podría haber error en el cálculo del gasto si se evalúa mal este. Así este criterio presenta un medio ideal para completar registros de aforos en estaciones hidrométricas, ya que en estos casos se dispondrá de suficientes datos para evaluar con bastante precisión el coeficiente de rugosidad.

En las tablas 1.4.a a la 1.4.d, se muestran una lista de los valores del Coeficiente de Rugosidad de Manning (n), para canales de varias clases y que ha sido propuesta por Cheov. En ella se muestran valores mínimo, medio y máximo, que son de mucha utilidad como guía para la selección de " n ". (Ref. 6 capítulo A.2.9)

Con la información del gasto evaluado y conocida la elevación correspondiente de la superficie libre del agua es posible dibujar una curva de elevaciones contra gastos (fig. 1.7). Esta curva es continua si la sección de control es constante y no se presentan alteraciones debidas a sedimentación o erosión y además la corriente tiene un régimen establecido en el momento de evaluar las mediciones de elevaciones y gastos.



RESUMEN DE CÁLCULOS					
SECCION	AREA	PERIMETRO	PERIMETRO	AREA	PERIMETRO
Nº	m ²	m	m	m ²	m
SECCION HID. AUX. N.º 1 A 60 m. AGUAS ARRIBA DE LA PRESA	1000	100	100	1000	100
SECCION HID. AUX. N.º 2 A 60 m. AGUAS ARRIBA DE LA PRESA	1000	100	100	1000	100
SECCION HID. AUX. N.º 3 A 60 m. AGUAS ARRIBA DE LA PRESA	1000	100	100	1000	100
SECCION HID. AUX. N.º 4 A 60 m. AGUAS ARRIBA DE LA PRESA	1000	100	100	1000	100
SECCION HID. AUX. N.º 5 A 60 m. AGUAS ARRIBA DE LA PRESA	1000	100	100	1000	100
COSTO PROMEDIO 0.200 m ³ /m					

Nota:
Estos cálculos se refieren a un canal de 60 m de ancho y 1.00 m de profundidad en su parte superior. Se debe tener en cuenta que el ancho y la profundidad del canal en su parte inferior pueden variar en consecuencia con el tipo de suelo.



**CÁLCULO DE UNA AVENIDA
MÉTODO DE LA SECCIÓN Y LA PENDIENTE**

Fig. 1.6.a Ejemplo de la determinación de una avenida con el método de sección-pendiente.

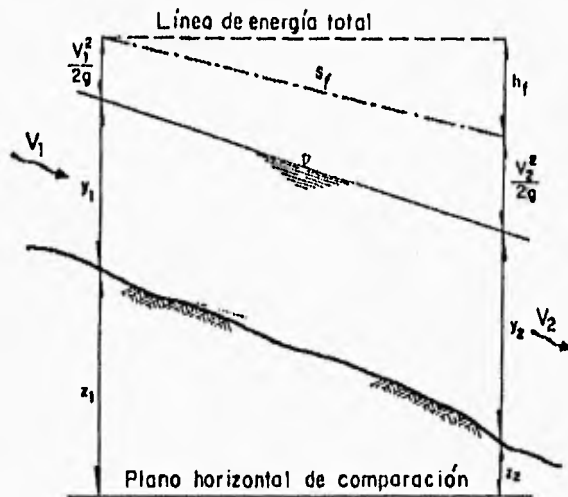


Fig. 1.6.b.- Determinación del volumen de control entre las secciones 1 y 2.

El régimen de un río varía continuamente, por lo que solo cuando hay escurrimiento base se puede aceptar gastos constantes durante un cierto intervalo de tiempo y se puede hablar de un régimen establecido. Cuando el régimen no es establecido (como durante una avenida) y se desea deducir el gasto a partir de la curva elevaciones gastos se deberán efectuar correcciones dependiendo de las causas por las que el régimen no está establecido. (Ref. 2 capítulo 4.6.2)

Evaluar el gasto con estas curvas a partir de la superficie libre del agua, depende de la sección de control y por tanto de cada río en particular. Si la sección es estable se puede usar una curva elevaciones gastos por períodos de tiempo grandes o ir ajustando los gastos deducidos de la curva a partir de una serie de aforos efectuados esporádicamente. Al no ser estable esta sección los cambios ocurrirán durante la época de avenidas, por lo que será necesario rehacer las curvas elevaciones gastos después de pasadas estas. Cuando los cambios en la sección sean lentos y solamente ocurren durante algunas avenidas, se ajustan los gastos deducidos de la curva con efectuar algunos aforos adicionales.

Tabla 1.2.a Valores del coeficiente n de Manning. Conductos cerrados fluyendo parcialmente llenos

TIPO DE MATERIAL.	MÍNIMO	MEDIO	MÁXIMO
1. METALES			
a) Latón liso	0.009	0.010	0.013
b) Acero			
1.- Soldado	0.010	0.012	0.014
2.- Remachado	0.013	0.016	0.017
c) Hierro Fundido			
1.- Pintado	0.010	0.013	0.014
2.- Normal	0.011	0.014	0.016
d) Hierro Forjado			
1.- Negro	0.012	0.014	0.015
2.- Galvanizado	0.013	0.016	0.017
e) Metal corrugado			
1.- Drenaje	0.017	0.019	0.021
2.- Drenaje Pluvial	0.021	0.024	0.030
2. NO METALES			
a) Lucita	0.008	0.009	0.010
b) Vidrio	0.009	0.010	0.013
c) Cemento			
1.- Liso	0.010	0.011	0.013
2.- Mortero	0.011	0.013	0.015
d) Concreto			
1.- Alcantarillado recto y libre de escombros	0.010	0.011	0.013
2.- Alcantarillado con curvas, conexiones y algunos escombros.	0.011	0.013	0.014
3.- Acabados	0.011	0.012	0.014
4.- Drenajes rectos con ventanas de inspección, entradas, etc.	0.013	0.015	0.017
5.- No acabados, en cimbra de acero	0.012	0.013	0.014
6.- No acabados, en cimbra de madera lisa.	0.012	0.014	0.016
7.- No acabados, en cimbra de madera bruta.	0.015	0.017	0.020
e) Madera			
1.- Ducha	0.010	0.012	0.014
2.- Laminada y tratada.	0.015	0.017	0.020
f) Arcilla			
1.- Tubos de barro cocido común	0.011	0.013	0.017
2.- Tubos de albañal vitificado	0.011	0.014	0.017
3.- Tubos de albañal vitificado con ventanas de inspección	0.013	0.015	0.017
4.- Tubos vitificado para drenes con juntas ahuecadas.	0.014	0.016	0.018
g) Mampostería			
1.- De vitrícola	0.011	0.013	0.015
2.- Acabados con mortero de cemento.	0.012	0.015	0.017
h) Drenes Sanitarios cubiertos de lana con curvas y conexiones.	0.012	0.013	0.016
i) Drenaje con fondo liso	0.016	0.019	0.020
j) Acabados con cemento rugoso	0.018	0.025	0.030

Tabla 1.4.b. Valores del coeficiente n de Manning. Canales revestidos o en rellenos.

TIPO DE MATERIAL.	MÍNIMO	MEDIO	MÁXIMO
1. METALES			
a) Superficies de acero lisa			
1.- Pintadas	0.011	0.012	0.014
2.- No pintadas	0.012	0.013	0.017
b) Corrugadas	0.021	0.025	0.030
2.- NO METALES			
a) Cemento			
1.- Superficie lisa	0.010	0.011	0.013
2.- En mortero	0.011	0.013	0.015
b) Madera			
1.- Plana, no tratada.	0.010	0.012	0.014
2.- Plana, Crosotada.	0.011	0.012	0.015
3.- Rústica.	0.011	0.013	0.015
4.- Tablones y Tejamanil.	0.012	0.015	0.018
5.- Cubierta con tela.	0.010	0.014	0.017
c) Concreto.			
1.- Acabado con lana metálica.	0.011	0.013	0.015
2.- Acabado con lana de madera.	0.013	0.015	0.016
3.- Acabado con grava en el fondo	0.015	0.017	0.020
4.- Sin acabar.	0.014	0.017	0.020
5.- Cunitado, buena sección	0.016	0.019	0.021
6.- Cunitado, sección ondulada.	0.018	0.022	0.025
7.- Sobre roca, bien excavada.	0.017	0.020	
8.- Sobre roca, excavado irregular.	0.022	0.027	
d) Fondo de concreto, acabado con lana y de tabules de :			
1.- Mampostería cuidada sobre mortero.	0.015	0.017	0.020
2.- Mampostería hunda sobre mortero.	0.017	0.020	0.024
3.- Mampostería juntaada y aplanada con mortero.	0.016	0.020	0.024
4.- Mampostería juntaada con mortero.	0.020	0.025	0.030
5.- Mampostería seca a vultco.	0.020	0.030	0.035
e) Fondo de grava con lados de:			
1.- Concreto cimbrado.	0.017	0.020	0.025
2.- Mampostería sobre mortero.	0.020	0.023	0.026
3.- Mampostería seca a vultco	0.023	0.033	0.036
f) Ladrillo			
1.- Vitricota.	0.011	0.013	0.015
2.- Con mortero de cemento.	0.012	0.015	0.018
g) Mampostería			
1.- Juntaada con mortero.	0.017	0.025	0.030
2.- Secca.	0.023	0.032	0.035
h) Asfalto			
1.- Liso.	0.013	0.014	
2.- Rugoso.	0.016	0.016	
i) Cubierta Vegetal			
	0.030		0.500

Tabla 1.4.c Valores del coeficiente n de Manning. Canales excavados o dragados en diferentes tipos de suelo.

TIPO DE MATERIAL.	MÍNIMO	MEDIO	MÁXIMO
a) Tierra, recto y uniforme.			
1.- Limpio, recientemente terminado.	0.016	0.018	0.020
2.- Limpio, después de intemperizado.	0.018	0.022	0.025
3.- Grava, sección uniforme y limpia.	0.022	0.025	0.030
4.- Con poco pasto y poca hierba.	0.022	0.027	0.033
b) Tierra, con curvas y en régimen lento			
1.- Sin vegetación.	0.023	0.025	0.030
2.- Pasto con algo de hierba.	0.025	0.030	0.033
3.- Hierba densa o plantas acuáticas y canales profundos.	0.030	0.035	0.040
4.- Fondo de tierra y rampa en los lados.	0.028	0.030	0.035
5.- Fondo rocoso y hierba en los bordes.	0.025	0.035	0.040
6.- Fondo empinado y bordes limpios.	0.030	0.040	0.050
c) Riscado o dragado en línea recta.			
1.- Sin vegetación.	0.025	0.028	0.031
2.- Pocos arbustos en los bordes.	0.035	0.050	0.060
d) Cortes en Rocas.			
1.- Lisas y uniformes.	0.025	0.035	0.040
2.- Astillado e irregular.	0.035	0.040	0.050
e) Canales abandonados, hierba y arbustos sin limpiar.			
1.- Hierba densa, tan alta como el tirante.	0.050	0.080	0.120
2.- Fondo limpio, arbustos en las paredes.	0.040	0.050	0.080
3.- Igual al anterior con máximo escurrimiento.	0.045	0.070	0.110
4.- Densos de arbustos, alto nivel de escurrimiento.	0.080	0.100	0.140

Tabla 1.4.d Valores del coeficiente n de Manning, Cauces Antárticos.

TIPO DE MATERIAL.	MÍNIMO	MEDIO	MÁXIMO
1. Arroyos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas 30 m)			
a) Corrientes en planicies			
1.- Limpio, recto, sin declives ni rasaduras profundas	0,025	0,030	0,040
2.- Igual al anterior para más rocas y con hierba	0,030	0,040	0,050
3.- Limpio, curvo, algunas irregularidades en el fondo	0,035	0,045	0,060
4.- Igual al anterior, algo de hierba y roca	0,040	0,050	0,060
5.- Igual al anterior, pero tomas profundidad y algunas pocas eficientes	0,045	0,055	0,070
6.- Igual al 4, pero más roca	0,050	0,060	0,070
7.- Tramos irregulares con hierba y ranuras profundas	0,055	0,065	0,080
8.- Tramos irregulares con mucha hierba y ranuras profundas, o cauces de avenidas con rocas y plantas subacuáticas	0,060	0,070	0,100
b) Corrientes de montañas, sin vegetación en el cauce, tal día muy inclinada, árboles y arbustos a lo largo de las márgenes que quedan emergidos durante las avenidas			
1.- Fondo de grava, arena y piedras en su mayoría	0,070	0,080	0,100
2.- Fondo de hierba y grandes rocas	0,080	0,090	0,120
2. Puentes de madera			
4. Puentes de concreto			
1.- Puentes altos	0,070	0,080	0,100
2.- Puentes bajos	0,080	0,090	0,120
3. Cauce entubado			
1.- Cauce entubado	0,070	0,080	0,100
2.- Cauce entubado con tuberías de concreto	0,080	0,090	0,120
3.- Cauce entubado con tuberías de plástico	0,090	0,100	0,150
4. Canchales			
1.- Canchales de concreto y tuberías de concreto	0,070	0,080	0,100
2.- Canchales de concreto y tuberías de plástico	0,080	0,090	0,120
3.- Canchales de plástico y tuberías de plástico	0,090	0,100	0,150
4.- Canchales y tuberías de concreto de concreto y plástico	0,100	0,110	0,150
5.- Canchales y tuberías de plástico de concreto y plástico	0,110	0,120	0,150
5. Estrechos			
1.- Estrechos de concreto y tuberías de concreto	0,070	0,080	0,100
2.- Estrechos de concreto y tuberías de plástico	0,080	0,090	0,120
3.- Estrechos de plástico y tuberías de plástico	0,090	0,100	0,150
4.- Estrechos y tuberías de concreto de concreto y plástico	0,100	0,110	0,150
5.- Estrechos y tuberías de plástico de concreto y plástico	0,110	0,120	0,150
6. Cauce de concreto y tuberías de concreto y plástico			
1.- Cauce de concreto y tuberías de concreto	0,070	0,080	0,100
2.- Cauce de concreto y tuberías de plástico	0,080	0,090	0,120
3.- Cauce de plástico y tuberías de plástico	0,090	0,100	0,150
4.- Cauce de concreto y tuberías de concreto y plástico	0,100	0,110	0,150
5.- Cauce de plástico y tuberías de plástico y plástico	0,110	0,120	0,150
7. Cauce de plástico y tuberías de plástico y plástico			
1.- Cauce de plástico y tuberías de plástico	0,070	0,080	0,100
2.- Cauce de plástico y tuberías de plástico y plástico	0,080	0,090	0,120
3.- Cauce de plástico y tuberías de plástico y plástico y plástico	0,090	0,100	0,150
4.- Cauce de plástico y tuberías de plástico y plástico y plástico y plástico	0,100	0,110	0,150
5.- Cauce de plástico y tuberías de plástico y plástico y plástico y plástico y plástico	0,110	0,120	0,150

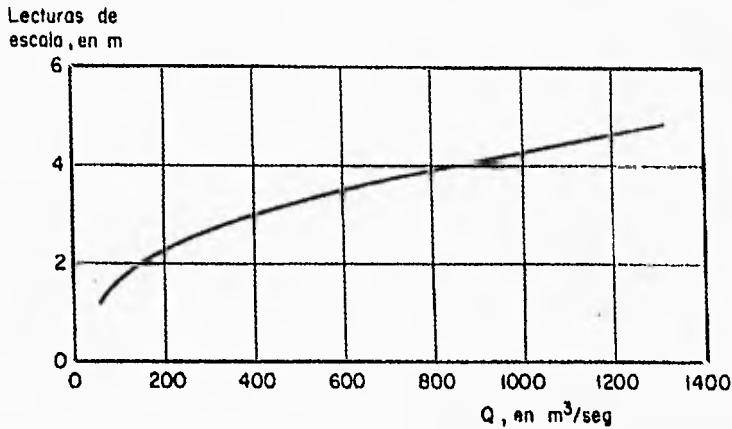


Fig. 1.7.- Curva elevaciones - gastos, en una sección de control dada.

Como se mencionó al principio, en muchas ocasiones no es posible contar con una estación Altimétrica en el tramo o río que se está analizando por lo que en esos casos tendremos que disponer de la información Climatológica que se tenga disponible para esa zona y/o complementar los estudios Hidrológicos cuando la importancia de la obra así lo amerite.

Para considerar la Climatología y su influencia en los datos Hidrológicos, se deben registrar a parte de la precipitación y evaporación, la temperatura del aire, la velocidad y dirección del viento y la humedad atmosférica.

Climatológicos

Medición de la Temperatura. Para medir la temperatura del aire se utiliza el termómetro el cual debe colocarse en condiciones tales que permita la libre circulación del aire alrededor y además, protegido de la exposición directa de los rayos solares y de la precipitación, para lo que se utilizan casetas de madera poniéndose un termómetro de máxima y mínima, con el cual se hacen lecturas diarias de la temperatura máxima, mínima y ambiente. Se puede emplear un termógrafo, éste aparato proporciona mayor información que los anteriores, puesto que realiza un registro continuo de la temperatura respecto al tiempo sobre un papel enrollado en un

cilindro de rotación.

Los términos de temperatura promedio, media y normal son medidas aritméticas. Las dos primeras se emplean indistintamente, pero normal, generalmente se emplea como un patrón de comparación, es el promedio de una fecha dada, mes estación o año, en un período específico de 30 años. La temperatura media diaria es el promedio de la máxima y mínima. La temperatura normal es el promedio de las temperaturas medias diarias de una fecha dada en un período de 30 años. La fluctuación diaria de la temperatura es la diferencia entre la más alta y la más baja de ese día.

Medición del Viento. Otro factor importante en los datos climatológicos es el viento, que es el aire en movimiento y representa un factor muy importante en la evaporación y precipitación. Para determinar su dirección se utiliza una veleta, la cual se sitúa a unos cuatro metros sobre el nivel del suelo. La velocidad del viento se mide con un anemómetro de tubo, cuyo funcionamiento es parecido al de tubo de Pitot. Como la velocidad del viento varía con la altura sobre el terreno, se hacen ajustes aproximados para diferentes elevaciones, empleando la fórmula empírica:

$$\frac{V}{V_0} = \left(\frac{Z}{Z_0} \right)^K \quad \text{-----}(1.7)$$

donde:

V - Velocidad del viento a la altura Z sobre el terreno, en m/sec.

V_0 - Velocidad del viento al nivel del anemómetro Z_0 en m/sec.

$Z-Z_0$ - Elevación sobre el terreno natural y sobre el anemómetro, en m.

K - Es una constante con un valor próximo a 1/7.

La medición de la humedad es uno de los procedimientos instrumentales menos precisos de la Meteorología. Los procedimientos más comunes para determinar la humedad en las capas superficiales son el uso del Psicrómetro, el Higrómetro de cabello, el Higrógrafo de cabello, el Higrómetro que combina las características del anterior y el termógrafo, registrando sobre un papel la humedad relativa y la temperatura. El Higrómetro Espectroscópico mide la absorción selectiva de la luz en ciertas bandas del espectro, según el vapor de agua. Se ha empleado para medir la humedad atmosférica total, tomando al sol como fuente de luz.

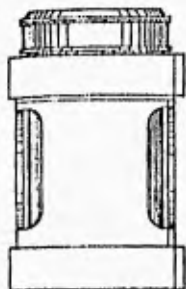
Medición de la Precipitación. La precipitación se mide en términos de la altura de lámina de agua y se expresa comúnmente en milímetros. Los aparatos de medición se basan en la exposición a la intemperie de un recipiente cilíndrico abierto en su parte superior, en el cual se recoge el agua producto de la lluvia u otro tipo de precipitación registrando su altura. Los aparatos de medición se clasifican de acuerdo con el registro de las precipitaciones en Pluviómetros y Pluviógrafos. En la figura 1.8 se muestra un Pluviómetro y un Pluviógrafo.

La medición de la precipitación por medio de un Pluviómetro se hace mediante una regla graduada, generalmente se acostumbra hacer una lectura cada 24 horas. Con los Pluviógrafos la medición se hace sobre un papel montado en un sistema de relojería, por medio de este es posible conocer el comportamiento de la precipitación durante la tormenta que la origina y además es posible determinar la intensidad de precipitación "i", la cual se define como la altura lluvia entre el tiempo en que se origina.

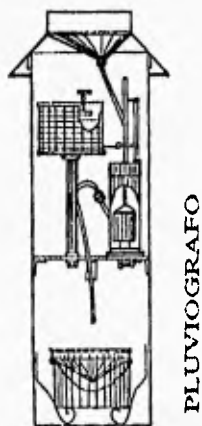
Medición de la Evaporación. Otro aspecto que es de importancia dentro del ciclo hidrológico es la evaporación. Para medirla se han hecho grandes esfuerzos tendientes a determinar un método directo que la evalúe. Para determinar la evaporación en lagos o recipientes se puede pensar en el uso de la ecuación de equilibrio y medir el gasto que entra y sale, la lluvia y el agua que se infiltra, pero éste último término no es posible evaluarlo, por otro lado al medir los otros factores puede haber también errores y ello podría hacer que la evaporación parezca excesiva, razón por la que dicho método no se puede aplicar.

En una región determinada se puede hacer una medición del grado de evaporación mediante un evaporímetro en forma directa. El evaporímetro más común consiste de un recipiente circular de 1.20 m. de diámetro y 0.26 m. de altura. La medición se hace mediante la diferencia de niveles de agua en el depósito, generalmente en un lapso de tiempo de 24 horas.

En la medición con evaporímetro, se plantean diversos problemas como los de extrapolar los datos de la zona donde se realizó la medición a otra donde se desea conocer la evaporación, por ejemplo en una presa de almacenamiento o lago el principal problema se presenta debido a la variación de la masa de agua contenida en el embalse y al agua constante del evaporímetro. Ello provocará que la lectura del evaporímetro sea mayor que la que puede sufrir la masa adyacente. Se conoce a la variación de las evaporaciones como Coeficiente de evaporación, el cual varía según la estación del año y puede haber diferencias apreciables entre los coeficientes mensuales y el anual, considerándose que los coeficientes medios varían entre un 0.70 y un 0.80.



PLUVIOMETRO



PLUVIOGRAFO

Fig. 1.8 Pluviometro y Pluviografo para medir la precipitación.

Otro aspecto que es importante en los cauces naturales y artificiales es el transporte y arrastre de sedimentos, por lo que se deberán tomar muestras en campo del material que sean representativas

1.5.- Datos para determinación de Transporte de Material.

Es importante caracterizar cuantitativamente el sedimento, lo mismo que el sólido, dado que en la Hidráulica Fluvial se estudia el movimiento de las dos fuentes como un solo fenómeno.

Los sedimentos se dividen en dos tipos de acuerdo a su comportamiento mecánico; en material suelto friccional y material cohesivo, una vez que ha sido arrastrado por el fluido, su parte granular se comporta igual que el material suelto y su aglutinante pasa a formar una suspensión coloidal.

Del material suelto las principales características que intervienen para la mecánica de su arrastre son; tamaño, peso específico, peso volumétrico, forma y velocidad de caída de las partículas en el fluido. Para el material cohesivo son de interés la adhesión entre las partículas, la resistencia al corte del material, su índice de plasticidad, la composición granulométrica del material grueso y mineralógico del aglutinante.

Tamaño de los Sedimentos. Al tomar una muestra en una zona determinada de un cauce, se encuentra una gran variedad de dimensiones de las partículas. Con el fin de referirse en forma apropiada al designar a las partículas de una cierta tamaño, se utiliza entre varios, la clasificación adoptada por la A. G. U. (American Geophysical Union), que se muestra en la tabla 1.5

Granulometría. Para poder conocer la granulometría de un río se debería efectuar sondeos a lo largo del cauce que permitan definir los diferentes estratos en un suelo y la composición granulométrica de los diferentes capas en los sitios donde se efectúan los muestreos. Se determinarían en laboratorio las pruebas necesarias para obtener la graduación típica de un suelo, estos resultados se presentarían en forma de una curva acumulativa de tamaños. (Fig. 1.9)

Las graduaciones típicas de los suelos son; bien graduado, cuando todos los tamaños de partículas se encuentran presentes en proporciones semejantes, mal graduado que puede ser uniforme y saltado. Se dice que una muestra es mal graduada uniforme cuando la mayor parte de los granos son aproximadamente del mismo tamaño y mal graduada saltada cuando hay ausencia de uno o más tamaños intermedios.

En el laboratorio la medida del rango del tamaño se denomina "Coeficiente de Uniformidad (C_u)" que se define como la relación del diámetro correspondiente al 60% y 10% que pasa según la curva granulométrica.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \text{ ----- (1.8)}$$

donde:

C_u - Coeficiente de Uniformidad, adimensional.

D_{60} - Diámetro de la partícula por debajo del cual queda el 60 por ciento de la muestra de suelo en peso, en mm.

D_{10} - Diámetro de la partícula por debajo del cual queda el 10 por ciento de la muestra de suelo en peso, en mm.

Tabla 1.5.- Clasificación del American Geophysical Union para material sedimentarios.

GRUPO	CLASE	TAMAÑO, MM	
Cantos Rodados	Muy grandes	2000	- 4000
	Grandes	1000	- 2000
	Medianos	500	- 1000
	Pequeños	150	- 500
Guijarros	Grandes	130	- 250
	Pequeños	64	- 130
Grava	Muy gruesa	32	- 64
	Gruesa	16	- 32
	Mediana	8	- 16
	Fina	4	- 8
	Muy fina	2	- 4
Arena	Muy gruesa	1	- 2
	Gruesa	0.5	- 1
	Mediana	0.25	- 0.5
	Fina	0.125	- 0.25
	Muy fina	0.062	- 0.125
Limo	Gruesa	0.031	- 0.062
	Mediano	0.016	- 0.031
	Fina	0.008	- 0.016
	Muy fina	0.004	- 0.008
Arcilla	Gruesa	0.002	- 0.004
	Mediana	0.001	- 0.002
	Fina	0.0005	- 0.001
	Muy fina	0.00024	- 0.0005

La forma de la curva granulométrica está dada por el "Coeficiente de Curvatura (C_c), que es la relación del cuadrado del diámetro correspondiente al 30% que pasa, entre el producto del D_{60} por el D_{10} .

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} D_{10}} \quad \text{-----} (1.9)$$

donde:

C_c - Coeficiente de Uniformidad, adimensional.

D_{30} - Diámetro de la partícula por debajo del cual queda el 30 por ciento de la muestra de suelo en peso, en mm.

Los tamaños menores de suelo exigen una investigación fundada en otros principios. El método del hidrómetro (densímetro) es hoy quizás el de más uso, basado en el hecho de que la velocidad de sedimentación de las partículas en un líquido es función de su tamaño. La ley fundamental de que se hace uso es debida a Stokes.

SRH. DIRECCION DE PROYECTOS DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL MECANICA DE SUELOS

ANALISIS GRANULOMETRICO

Procedente: ... Identificación de Lab.: ...
 Estado: ... Fecha: ...

SECCION	SECCION	SECCION	SECCION	OBSERVACIONES
1	2	3	4	
10	10	10	10	
20	20	20	20	
30	30	30	30	
40	40	40	40	
50	50	50	50	
60	60	60	60	
70	70	70	70	
80	80	80	80	
90	90	90	90	
100	100	100	100	

ANALISIS POR DECANTACION
 Efectuado con 100 g de material lavado y soluble por la malla N°100
 W % = 1000 $\frac{W}{V}$

SECCION	SECCION	SECCION	SECCION	OBSERVACIONES
1	2	3	4	
10	10	10	10	
20	20	20	20	
30	30	30	30	
40	40	40	40	
50	50	50	50	
60	60	60	60	
70	70	70	70	
80	80	80	80	
90	90	90	90	
100	100	100	100	

Observaciones: ...
 Fecha: ...

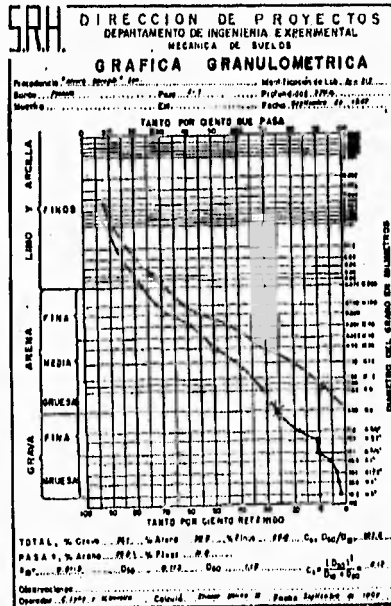


Fig. 1.9.- Determinación de una curva granulométrica típica.

Peso de los sedimentos. En mecánica de suelos se relaciona el peso de las distintas fases con sus volúmenes correspondientes por medio del concepto de peso Específico γ_s , el cual se expresa como la relación entre el peso de sólidos W_s y su volumen de sólidos V_s :

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \text{-----}(1.10)$$

donde:

γ_s - Peso específico del sólido, en Kg/m³.

W_s - Peso del sólido, en Kg.

V_s - Volumen del sólido, en m³.

El peso específico relativo S_s se define como la relación entre el peso específico de la muestra γ_s y el peso específico del agua γ_0 a 4 °C, destilada y sojeta a una atmósfera de presión.

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_0} = \frac{W_s}{V_s \gamma_0} \text{-----}(1.11)$$

donde:

S_s - Peso específico relativo de la muestra, adimensional.

γ_0 - Peso específico del agua, en Kg/m³.

En caso de calcularse pesos específicos de suelos situados bajo el nivel freático, debe considerarse que hay empuje hidrostático que ejerce influencia en los pesos, tanto específicos como relativos por lo que se deberán usar las relaciones:

$$\gamma_s' = \gamma_s - \gamma_0 \text{-----}(1.12)$$

$$S_s' = S_s - 1 \text{-----}(1.13)$$

donde:

γ_s' - Peso específico saturado de la muestra, en Kg/m³.

S_s' - Peso específico relativo saturado de la muestra,

adimensional.

Otra relación que se utiliza es el peso volumétrico γ_v definido como el peso de los sólidos W_s sobre el volumen total que ocupa el conjunto V_t , contenido dentro de él, los huecos o vacíos.

$$\gamma_v = \frac{W_s}{V_t} \text{-----}(1.14)$$

Estos parámetros se determinarán en el laboratorio, las muestras utilizadas deberán ser por lo menos un kilogramo de material para ensaye.

Material Transportado. En Hidráulica Fluvial es importante poder determinar el arrastre de material tanto de fondo como en suspensión y de esta manera poder cuantificar el azolve que puede presentarse en un embalse o descargue de un río, la socavación general, o al pie de estructuras o en un tramo de río específico. Se verá a continuación la forma de evaluar el arrastre de fondo y en suspensión en campo y en el capítulo correspondiente se analizará la forma de evaluar el arrastre con los datos obtenidos de campo, aún cuando son de importancia estos datos no siempre es posible contar con registros de ellos en los boletines para un proyecto o zona elegida.

El arrastre en suspensión toma en cuenta las todas las partículas sólidas que el líquido arrastra arriba de la capa del fango y por tanto incluye el arrastre de fondo en suspensión y el arrastre de lavado. Para poder diferenciar ambos arrastres, se tomará una curva granulométrica del fango del cauce, así las partículas que hayan sido muestreadas en arrastre en suspensión que pertenecían a la curva se las considerará como partículas de fondo arrastradas en suspensión y todas las restantes que sean más pequeñas que las partículas de fondo, serán de lavado. En caso de que no se cuente con la curva granulométrica del fondo puede aceptarse como frontera entre ambos arrastres el diámetro 0.062 mm, con los que todas las partículas mayores a éste diámetro serán de arrastre de fondo en suspensión.

Tomas de Muestras de Material de Fondo. El gasto sólido de fondo puede medirse en algunos casos, mediante aparatos especialmente construidos. En general este tipo de mediciones es muy impreciso y solo puede realizarse en ríos de poca pendiente y material de fondo más o menos fino. En ríos de montaña es prácticamente imposible medir el gasto sólido de fondo, dada la gran velocidad que lleva y el tipo de material que arrastra.

Las muestras se emplean para determinar la distribución granulométrica del material del fondo. Debe tenerse presente que el gasto sólido de fondo varía con el tiempo, por lo que será mayor su variabilidad en época de avenidas que en estiaje, por ello la frecuencia de las mediciones dependerá de la precisión que se desea obtener. El transporte de fondo de un río es constante a lo largo de todo el año, y es función del gasto, pero no es posible establecer una ley de variación y el volumen transportado difiere de los anteriores.

La distribución del transporte sólido en la sección transversal, así como de velocidades no son uniformes (fig. 1.10), por lo que en cada sección se deben considerar varias verticales para efectuar las mediciones, por ejemplo 3 ó 4 verticales, tomando en cada vertical, muestras a dos profundidades, una sobre el techo del fondo, mientras que la otra a 50 cm. de techo.

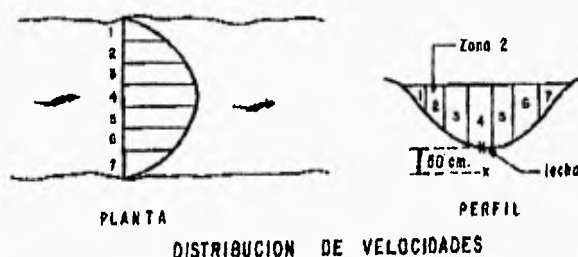


Fig 1.10 Distribución de velocidades sobre una sección de aforo.

El muestreador típico de fondo consiste fundamentalmente en una caja prismática, la cual presenta una abertura hacia aguas arriba de modo de captar los sólidos que se transportan sobre el fondo. Este procedimiento permite determinar el volumen de material captado en un cierto tiempo y calcular el gasto sólido sobre la capa de fondo. Naturalmente la colocación del muestreador produce una perturbación en las condiciones normales del transporte. En la práctica esto se provee mediante la introducción de un coeficiente de corrección, que será determinado experimentalmente en el laboratorio, el cual se define como la relación entre el gasto sólido que ingresa al aparato y aquel que pasaría por la sección del río igual a la del instrumento. Los muestreadores de este tipo presentan dificultades tales como, mantenimiento adecuado de la estabilidad y de la adherencia al fondo del río, la cantidad de tiempo que es necesario mantener el aparato en el fondo debido a las

fluctuaciones del gasto, la incertidumbre con la que se conoce el coeficiente, éste último siendo el que presenta más problemas. Experiencias efectuadas en Laboratorio de Zurich (VAWE), donde se calibraron en tres modelos diferentes construidos a escalas de 2.5, 5 y 10 (relaciones prototipo modelo), obtuvieron un coeficiente medio de eficiencia del orden del 45%. Un esquema básico de un medidor de fondo se presenta en la figura 1.11.

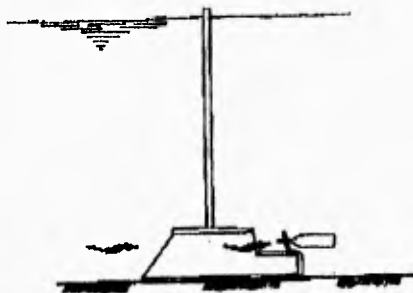


Fig 1.11 Esquema básico de un medidor de fondo

En nuestro medio no se mide el arrastre de fondo sino únicamente en suspensión, lo cual puede producir un error muy grande al no considerarlo, pero en la mayoría de los corrientes, sobre todo cuanto más cerca esté de su desembocadura, el arrastre en suspensión sobrepasa al arrastre de fondo, al grado que éste puede ser mayor al 95% del arrastre total.

El volumen de la muestra obtenida deberá ser suficiente para todas las pruebas de laboratorio, siendo recomendable cuando menos tomar un kilogramo en los casos comunes ó dos en el caso de que el material contenga grava en un porcentaje mayor al 40%.

La ubicación de los pozos, sondas o sitios de muestreo, tanto, como la profundidad a la que fueron tomadas las muestras, deberán dibujarse en planta y perfil.

De la misma manera que el arrastre de fondo, no es uniforme en la sección de muestreo, el arrastre en suspensión tampoco lo es. Para obtener una muestra representativa éste también deberá ser tomado en diferentes puntos de la sección, además la concentración de sedimentos no es uniforme a lo largo de la vertical, por lo que es conveniente el tomar 2 ó 3 muestras a diferentes profundidades.

La forma más simple de muestreo consiste en tomar una muestra superficial, la cual es muy poco representativa si hay materiales, menores o mayores que son

transportados en suspensión. Para un río determinado puede intentarse establecerse una relación con la concentración media lo cual es poco confiable y solo se realiza para tener una idea de la concentración.

Se puede señalar como método, el que consiste en determinar las concentraciones en los puntos superficiales, un tercio y dos tercios del tirante y aplicar la fórmula:

$$g_s = \left(\frac{1}{4} C_{\text{super}} + \frac{2}{4} C_{0.33d} + \frac{1}{4} C_{0.66d} \right) g \quad \text{---- (1.15)}$$

donde:

- d - Tirante del agua, en m.
- g - Gasto líquido por unidad de ancho.
- $C_{0.33d}$ - Concentración a la profundidad de $1/3$ del tirante.
- $C_{0.66d}$ - Concentración a la profundidad de $2/3$ del tirante.
- C_{super} - Concentración a la profundidad de $1/3$ del tirante.
- g_s - Transporte de sólidos en suspensión por unidad de ancho, en Kg/m^2 .

La frecuencia de los muestreos dependerá de la profundidad con que se desea hacer la investigación para determinar el volumen de sólidos transportados en un año y la distribución granulométrica de los mismos, debido a las grandes fluctuaciones que hay en periodos cortos y durante la época de avenidas. Dependiendo del tamaño de la cuenca y la naturaleza de la misma en ciertos casos es preferible recurrir a un aparato de muestreo continuo.

Hay una serie de condiciones ideales que se aplican a los muestreadores y se mencionan algunas a continuación:

- La muestra obtenida debe ser representativa de la mezcla de agua y sedimento en las proximidades del punto y tiempo de muestreo.
- Las condiciones de entrada al muestreador deben ser tales que se produzca una perturbación mínima en el escurrimiento.
- Solo debe abrirse o cerrarse a la profundidad de muestreo, y ser capaz de tomar muestras a diferentes profundidades.
- Que el muestreador sea simple, de costo reducido, que no haya necesidad de ser vaciada la muestra a otro recipiente y sea transparente de preferencia para poder ver el material captado.
- Ser capaz de trabajar continuamente por periodos largos de tiempo.

Estas y otra características adicionales son para un muestreador ideal, los principales muestreadores que se han construido tratando de cumplir con estas condiciones son:

- Muestreador Cilíndrico
- Botellas de Doff
- Turbósina Noyphic
- Equipo de Muestreo Continuo
- Muestreo directo con recipientes Van Dorn

El muestreador Cilíndrico consiste como lo indica su nombre de un pequeño cilindro con dos tapas, se orienta por medio de una aleta y un contra peso, en la dirección de la corriente. Se abren las tapas por medio de un cable operado desde la superficie permitiendo el paso del flujo, corrándose rápidamente, obteniéndose una muestra instantánea de la que se retira, pesa y analiza el material sólido.

Existen dos tipos de Botellas Doff, la Botella Doff No. 1 se utiliza para medir el material transportado a una altura de 0.30 m. del fondo, la No. 2 cuando las mediciones están comprendidas entre 0.05 y 0.30 m. del fondo.

En uso se restringe a un diámetro medio de las partículas superior a 0.08 mm. y para velocidades comprendidas entre 0.25 m/seg. a 2.5 m/seg. El uso de estas implica la consideración de coeficientes de corrección (de gasto y de pérdida). Este instrumento está constituido por un depósito en forma de botella, su cuerpo principal está formado por una cámara de decantación y dos cámaras laterales, la parte frontal constituye un orificio de entrada y la parte posterior de la botella tiene una tapa removible.

La turbósonda de Noyphic consta fundamentalmente de un cuerpo principal de zinc, el cual actúa como escudallo o lastre. Tiene forma apropiada y termina en una cola y aletas direccionales. Puede mantener su estabilidad hasta una velocidad de más o menos 4 m/seg. El aparato debe introducirse en el agua lentamente y con una velocidad uniforme no mayor que la cuarta parte de la velocidad de la corriente. También se puede utilizar como equipo continuo de muestreo, a lo largo de una vertical. Esta turbósonda permite la lectura simultánea de la velocidad, puesto que mide un volumen en un tiempo determinado.

El equipo de muestreo continuo, permite tomar a cada instante muestras cuyo volumen sea proporcional al gasto del río. La muestra se envía a un depósito cónico, cuyo volumen es suficiente para almacenar las muestras obtenidas durante un día por ejemplo. Generalmente se dispone de un circuito de tres depósitos similares de modo que al cabo de las primeras 24 horas se pueda retirar uno de ellos y obtener los sólidos depositados en éste y continuar el muestreo. Este equipo se utiliza cuando se

esperan variaciones muy intensas y rápidas de la concentración.

Los muestreadores de Van Dorn son cilindros (sin tapas en sus extremos de 10 cm. de diámetro y 23 cm. de largo, constituidos generalmente de material transparente. En cada extremo tiene dos válvulas de hule en forma de campana; unidas entre sí por una liga axial al eje del tubo. Al accionar un disparador se sueltan y cierran instantáneamente los extremos del tubo.

Con el muestreo se obtiene una concentración instantánea para varias condiciones específicas, la cual se asocia a la velocidad de la corriente medida durante el muestreo.

1.6.- Datos de Geotecnia.

Los estudios de Geotecnia consisten en verificar la calidad de los materiales componentes del terreno, en las zonas de desplante de bordos para encauzamientos y/o rectificaciones de ríos, así como las condiciones de cimentación en los sitios de las estructuras existentes y/o en proyectos; con el fin de determinar los parámetros de diseño y garantizar la estabilidad de las secciones en los bordos y la capacidad de carga en estructuras. Otro aspecto importante en la realización de los estudios de Geotecnia es el de la determinación de los bancos de materiales en la zona de estudio para su uso en la construcción de las obras, obteniéndose su localización, estudio y forma de explotación.

Para la elaboración de los estudios de Geotecnia y obtener los datos necesarios puede hacerse lo siguientes:

- Reconocimiento geológico superficial.
- Puntos en las zonas de encauzamientos y/o rectificaciones, bordos y estructuras.
- Localización preliminar y definitiva de los bancos de materiales.
- Análisis de estabilidad de taludes (definitivos) del encauzamiento y/o rectificación del cauce, bordos, y diseño de la sección estable de los bordos.
- Análisis de capacidad de carga y de asentamientos en la zona de estructuras existentes (si se justifica) y/o en proyectos (solo en las definitivas).
- Especificaciones de Colocación y Compactación.

Pruebas de Laboratorio. El reconocimiento de campo geológico superficial, se efectúa mediante una visita a la zona de proyecto, con objeto de precisar las condiciones geológicas superficiales de las zonas de proyecto, poniendo especial atención a los sitios donde se construirán bordos y estructuras y aquellas donde se considere posible la ubicación de bancos de materiales.

Los sondeos se efectúan con el fin de obtener los parámetros de diseño para realizar los estudios Hidráulico-Fluviales del cauce, así mismo, por la posibilidad de que el material extraído del cauce sea apto para la formación de bordos (cuando se haga un cauce piloto o se tenga préstamo lateral para bordos), si estos son necesarios, además de proponer en forma provisional la inclinación de los taludes en las secciones de rectificación. Los trabajos son sondeos con recuperación de muestras del fondo cauce y taludes, obteniendo de ellos, la Estratigrafía y determinación de las propiedades índice y mecánicas de la muestra (se obtendrán dos muestras en cada sondeo). La separación de los sondeos podrá variar dependiendo de las características topográficas y geométricas de la zona de proyecto y las propias del terreno.

De acuerdo a los sondeos se deberá llevar un registro de campo, el que puede tener los siguientes datos; Referencia Topográfica, elevación, estación, nivel de aguas freáticas, columna estratigráfica, la cual deberá efectuarse para suelos de acuerdo con la carta del S.U.C.S. (véase tabla 1.5) y megascópicamente en roca, si se realizan pruebas de penetración estándar, registro de número de golpes a diversas profundidades como 15, 30 ó 50 cm. por ejemplo, etc. Estos datos y algunos otros que sean necesarios se deben incluir en el informe correspondiente.

Cuando se requiera de la construcción de bordos se efectuarán sondeos con pozos a cielo abierto en la zona de desplante de los bordos, de los cuales se obtendrán muestras tanto alteradas como inalteradas con el propósito de determinar los parámetros de diseño y realizar las pruebas de análisis de estabilidad de los mismos.

La localización de los bancos de materiales, preliminar y definitiva se hace de acuerdo a las necesidades de cada proyecto, esto es, no todos los proyectos tienen estructuras (que pueden ser de cruce, alcantarillas, sifones, entradas de agua, protecciones con enrocamiento, etc.), o en ocasiones el material del cauce puede no ser apto para la formación de bordos (cauces aronosos) y es necesario formarlos con préstamo lateral o de bancos. Otra vez podrá no ser necesario profundizar el cauce, pero si ser necesario construir o sobrelevar los bordos.

Las pruebas para determinar si el material del fondo del cauce es apto para la formación de bordos y realizar los estudios Hidráulico-Fluviales pueden ser: determinación del contenido natural de agua, granulometría con hidrómetro, límites de consistencia (líquido y plástico), densidad de sólidos, pruebas Proctor o de Densidad Relativa, peso volumétrico en sitio, en base a estas pruebas, se pueden definir la inclinación de los taludes de corte, así como determinar los parámetros de diseño para análisis de estabilidad de los bordos mediante pruebas como las de permeabilidad triaxial UU con esfuerzos de confinamiento y triaxiales CU con esfuerzos de confinamiento.

En los sitios localizados como posibles bancos de materiales, se determinará en forma preliminar la potencialidad y calidad de los mismos, mediante pozos a cielo abierto. Para cada uno de los sitios se hará una estimación del volumen aprovechable.

El análisis de Estabilidad de los bordos se hará de acuerdo a los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio, de los cuales se obtendrán los parámetros de diseño. El método que se aplica más comúnmente es el Suroco, las condiciones de análisis pueden ser:

Condiciones iniciales: Al término de la construcción y con presión hidrostática.

Condiciones finales: Con flujo establecido para condición de llenado vaciado rápido.

En caso de que sea una formación rocosa, se analizará la estabilidad por medio de superficies planas de deslizamiento o una superficie formada por cuñas definidas por la intersección de planos de debilidad.

Más adelante se verá como se hace el análisis de los bordos mediante el uso del método suroco de dovelas.

Los análisis de capacidad de carga y de asentamientos se harán en zonas donde se tengan estructuras existentes y/o en proyecto de acuerdo a los resultados de laboratorio con los que se determinarán los parámetros de diseño, para cada estructura de cruce. Se deberá elegir el o los métodos más convenientes para determinar la capacidad de carga y asentamientos de estructuras de acuerdo con los métodos actuales. Estos análisis se harán para obras definitivas, las cuales ya en base a estudios preliminares fueron aceptadas como resultado de estos estudios.

Las especificaciones de colocación y compactación se elaborarán en función de los resultados obtenidos de los ensayos a las muestras producto de los sondeos, los cuales se deben elaborar acorde con los manuales de mecánica de suelos de las diversas Secretarías de Estado o en caso de ser para una industria particular a las diferentes pruebas de campo y laboratorio que esta designará.

Todos estos trabajos deben complementarse con la elaboración de informes correspondientes para cada uno de los puntos indicados antes. Estos tendrán planos de localización de sondeos, bancos de materiales, zonificación, memorias de cálculo, tanto de las diferentes pruebas de laboratorio como de los análisis de taludes, asentamientos y capacidad de carga de las estructuras, resultados de las pruebas efectuadas a cada muestra, etc.

Con este último punto hemos presentado un panorama a grandes rasgos de los trabajos de recopilación y análisis de información en campo así como de su determinación.

CAPÍTULO 2

Hidrología

Introducción

En el diseño de los proyectos relacionados con obras fluviales, se tiene como un problema el planteamiento de la selección de la avenida de diseño. Dicho proceso es en mucho basado en la experiencia y criterio, más que un procedimiento técnico.

En los trabajos o estudios de ingeniería básica de las obras hidráulicas se encuentra la Hidrología, mediante la cual podemos determinar la avenida de diseño para elaborar las obras de protección y encauzamiento de ríos, puentes, bordes y estructuras menores.

Hidrología como una ciencia. La Hidrología en su más amplio sentido es la ciencia que se relaciona con el agua. Puesto que trata con el agua principalmente de la superficie terrestre, esta es una ciencia de la tierra. Por razones prácticas sin embargo, la Hidrología está algunas veces limitada en varios aspectos; por ejemplo, no cubre todos los estudios de los océanos (Oceanografía).

Si bien se hace uso del término Hidrología para denotar el estudio de las

aguas superficiales, otros términos tales como Hidrografía o Hidrometría, también denotan el estudio de aguas superficiales. Sin embargo actualmente estos términos tienen un significado específico; la Hidrografía es la ciencia que describe las características físicas y condiciones de todas las aguas de la superficie terrestre, particularmente, Cartografiando los cuerpos de agua para propósitos de navegación. La Hidrometría es la ciencia que se encarga de la medición del agua.

La Hidrología no es totalmente una ciencia pura, pues esta tiene muchas aplicaciones prácticas. Para enfatizar su importancia práctica, el término Hidrología Aplicada es comúnmente usado. Dado que numerosas aplicaciones del conocimiento Hidrológico están en el campo de la Ingeniería Hidráulica, Sanitaria, Agricultura, almacenamientos de aguas y otras ramas más, se emplea también el nombre de Hidrología para Ingeniería. Si bien el uso de estas expresiones es más para identificar sus propósitos que para bosquejar cualquier línea de demarcación las cuales son cognoscitivamente imposibles.

Tratando de presentar una definición esta podría ser que la Hidrología es la ciencia que trata con las propiedades, distribución y circulación del agua, específicamente el estudio del agua en la superficie de la tierra, en el subsuelo y bajo las rocas, y en la atmósfera, particularmente con la evaporación y la precipitación.

Con el fin de dar una definición más completa podemos decir que; la Hidrología es la ciencia que trata con las aguas de la tierra, su ocurrencia, circulación y distribución, sus propiedades químicas y físicas y su reacción con su ambiente incluyendo su relación con los seres vivos. El dominio de la Hidrología abarca la historia completa de la vida del agua sobre la tierra.

2.1.- Ciclo Hidrológico

La Hidrología puede verse como la examinación científica y la evaluación de un todo continuo de un ciclo Hidrológico o del agua. El ciclo Hidrológico de ningún modo es un simple estático, sino un grupo de numerosas arcos los cuales representan los diferentes medios a través del cual el agua en la naturaleza circula y es transformada. Estos arcos penetran tres partes del sistema terrestre total; atmósfera, hidrosfera y litosfera. La atmósfera es una envuelta gaseosa sobre la hidrosfera, la hidrosfera son los cuerpos de agua que cubren la superficie de la tierra y la litosfera son las rocas sólidas bajo la hidrosfera. Las actividades del agua se extienden al través de estas tres partes del sistema terrestre desde una profundidad promedio de media milla en la litosfera, a una altura de 10 millas en la atmósfera. Esto crea

un gigantesco sistema de gran complejidad y por demás intrincado.

El ciclo Hidrológico no tiene principio o final, como agua evaporada de los océanos y la tierra, se vuelve parte de la atmósfera. La mezcla evaporada es elevada

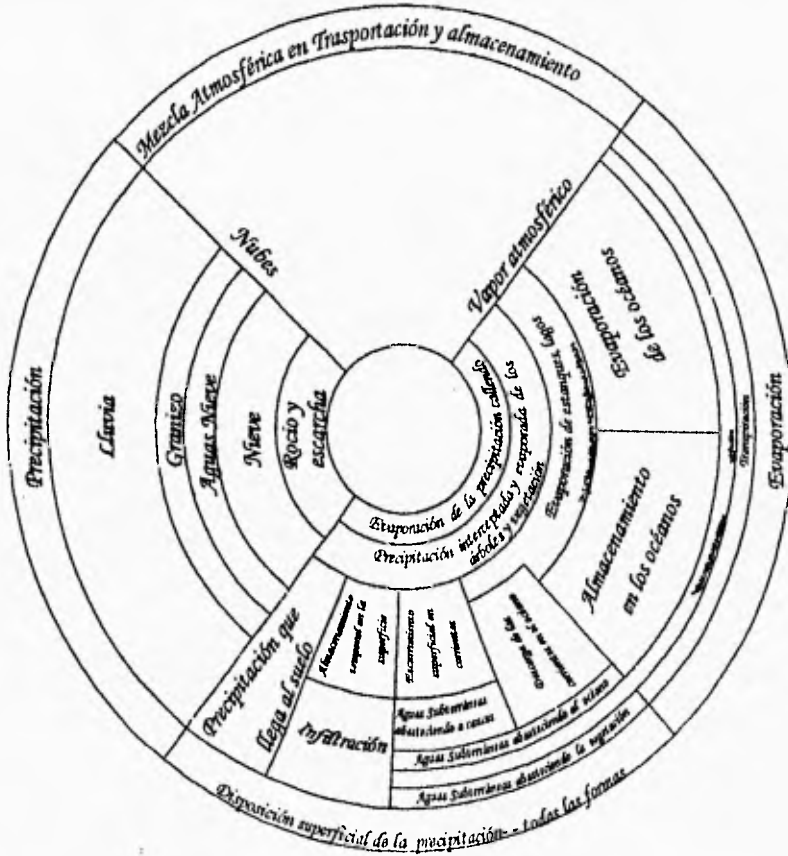


Figura 2.1.- Ciclo Hidrológico, una representación cuantitativa

y conducida por la atmósfera hasta que finalmente se precipita a la tierra ya sea en los océanos o en la superficie

El agua precipitada podrá ser interceptada o transpirada por plantas, puede correr sobre la superficie del suelo y formar corrientes, o puede infiltrarse en el suelo. Mucha del agua interceptada, transpirada y del escurrimiento superficial regresa al aire al través de la evaporación. El agua infiltrada puede percolarse a zonas muy profundas para almacenarse como agua subterránea la cual podrá después fluir como

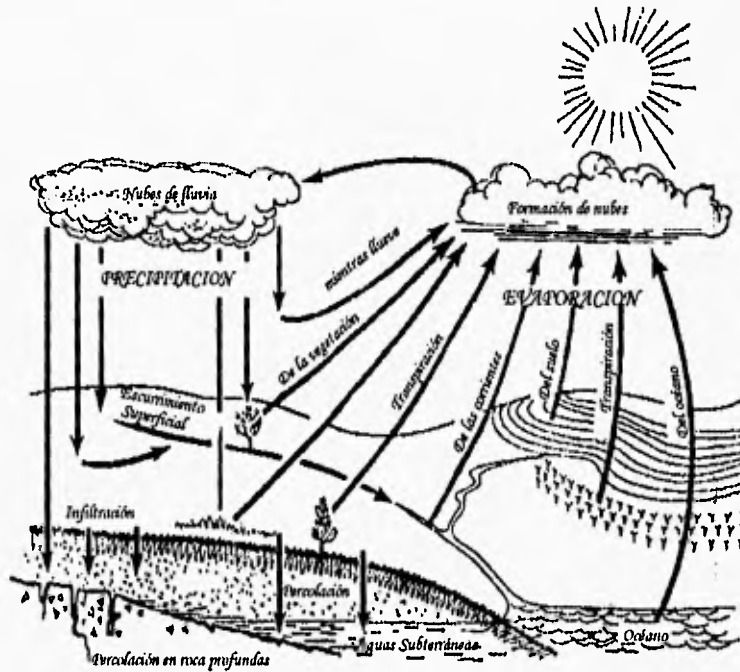


Figura 2.2.- El Ciclo Hidrológico, una representación descriptiva.

manantiales o filtraciones en corrientes como escurrimiento y finalmente evaporarse a la atmósfera para completar el ciclo hidrológico. Así, el ciclo hidrológico sufrirá varias

procesos complicados de evaporación, precipitación, intercepción, transpiración, infiltración, percolación, almacenamiento y escurrimiento.

El ciclo Hidrológico puede representarse mediante diagramas, los cuales podrán ser cualitativos (fig. 2.1), descriptivos (fig. 2.2) o cuantitativos.

Se ha estimado que el 97% del agua en todo el mundo está en los océanos. La cantidad de agua dulce (3% restante), está distribuida como sigue; 75% en las capas de hielo polares y los glaciales, 11% en aguas subterráneas en profundidades de 750 a 3500 metros, 11% en aguas subterráneas a profundidades menores a los 750 metros, 0.3% en lagos y almacenamientos, 0.067% mezclada con los suelos, 0.035% en la atmósfera y 0.03% en corrientes superficiales. Estas son sin embargo estimaciones estacionarias de distribución. Aún cuando el contenido de agua en la atmósfera es relativamente pequeño en cualquier momento, inmensas cantidades de agua pasan a través de ésta anualmente. La precipitación anual sobre la superficie terrestre sola es 7.7 veces más grande que la mezcla contenida en la atmósfera completa en cualquier momento, esto es 30 veces más grande que la mezcla de aire sobre la tierra. Según estudios, la precipitación media anual es de aproximadamente 86 cm/año, la cual bajo condiciones estacionarias está balanceada por una cantidad igualmente grande de evaporación, con lo que se tendría una evaporación promedio de 2.37 mm. pure toda la tierra por día.

Las cantidades de evaporación, precipitación, escurrimiento y otras cantidades hidrológicas no están igualmente distribuidas sobre la tierra, ya sea geográficamente o momentáneamente.

Las cantidades de agua que van a través de cualquier arco o arcos del Ciclo Hidrológico puede evaluarse por la ecuación hidrológica, la cual simplemente establece que:

$$E - S = \Delta A \quad \text{-----} \quad (2.1)$$

dónde:

- E - Entradas de agua durante un periodo dado, en el área del problema.
- S - Salidas de agua durante un periodo dado, en el área del problema.
- ΔA - Es el cambio de almacenamiento en diversas formas de retención, depresiones, o intercepciones.

Se tendrían como Entradas por ejemplo, las que corresponden al escurrimiento

en canales y corrientes naturales, aguas subterráneas que cruzan por el área del problema más la precipitación total sobre el área durante el período, para las salidas se tendrá la descarga producto del escurrimiento en canales y corrientes naturales, aguas subterráneas que cruzan por el área del problema más la evaporación y transpiración sobre el área durante el período. Su ecuación 2.1 es esencialmente una forma de la ecuación de continuidad.

Campo de la Hidrología. En vista de la amplitud del Ciclo Hidrológico para ser tratado, la Hidrología es una ciencia muy amplia, siendo esta interdisciplinaria porque toma elementos excesivamente de muchas otras ramas y los integra para su propia interpretación y uso. Las ciencias auxiliares requeridas por las investigaciones hidrológicas son: Física, Química, Biología, Geología, Mecánica de Fluidos, Matemáticas, Estadística e investigación de operaciones. Cuando los áreas del ciclo Hidrológico se estudian en el interior de la atmósfera, la Hidrología atraviesa el dominio de la Hidrometeorología, Meteorología y la Climatología. En la Hidrosfera esta abarca los dominios de la Potamología (Corrientes superficiales), la Limnología (lagos), la Criología (nieve y hielo), la Glaciología y la Oceanografía. En la Litósfera se relaciona con la Agronomía, Hidrogeología (enfocizando los aspectos hidrológicos), la Geo-hidrología (enfocizando los aspectos geológicos) y la Geomorfología.

Dado que la Hidrología es una ciencia que fundamenta el desarrollo y control de los recursos del agua, ésta tiene una importante influencia en la agricultura, recursos forestales, manejo de aguas residuales, leyes y política de operación del agua y seguridad hidráulica, con aplicaciones prácticas en el diseño estructural, abastecimiento de agua, depósito y tratamiento de aguas negras y residuales, irrigación, drenaje, Hidroeléctricas, control de avenidas, navegación, control de erosión y sedimentación, control de salinidad, abatimiento de contaminación, usos recreativos del agua, preservación de peces y animales y obras de protección costera.

2.2.-Desarrollo Histórico

Con el fin de entender un poco más claramente la evolución de los diferentes métodos utilizados en la Hidrología se presenta una breve descripción de su avance a través de la historia.

Período de Especulación.-(de la antigüedad a 1400 D.C.).-Desde tiempos antiguos a 1400 D.C., el concepto del ciclo hidrológico fue especulado por muchos filósofos, incluido Homero (alrededor del año 1000 A.C.), Tales, Platón y Aristóteles en Grecia; Lucrecio, Séneca y Plinio en Roma; y muchos otros durante ese período.

[Faint, mostly illegible text at the top of the page, possibly bleed-through from the reverse side.]

CONCEPTOS BÁSICOS DE HIDROLOGÍA

[Faint text paragraph following the first section header.]

CONCEPTOS BÁSICOS DE HIDROLOGÍA

[Faint text paragraph following the second section header.]

CONCEPTOS BÁSICOS DE HIDROLOGÍA

[Faint text paragraph following the third section header.]

CONCEPTOS BÁSICOS DE HIDROLOGÍA

[Faint text paragraph following the fourth section header.]

CONCEPTOS BÁSICOS DE HIDROLOGÍA

[Faint text paragraph following the fifth section header.]

CONCEPTOS BÁSICOS DE HIDROLOGÍA

[Faint text paragraph following the sixth section header.]

CONCEPTOS BÁSICOS DE HIDROLOGÍA

[Faint text paragraph following the seventh section header.]

Mientras la mayoría de los conceptos filosóficos fueron erróneos, Marcus Vitruvius, quien vivió en el tiempo de Cristo, prefirió una teoría, la cual es ahora generalmente aceptada, puesto que estableció que las aguas subterráneas eran en su mayor parte derivadas de la lluvia y la nieve infiltradas en la superficie, esta teoría se considera como antecesora de los conceptos modernos del Ciclo Hidrológico.

Durante este período sin embargo, los hombres aprendieron una gran cantidad de conocimientos prácticos al través de la construcción de grandes trabajos hidráulicos conocidos en la historia.

Período de Observación(1400-1600 D.C.).- Fue durante el Renacimiento que se observó un cambio gradual de los conceptos filosóficos puros de la Hidrología hacia la ciencia observacional de nuestros días.

Período de Medición(1600-1700 D.C.).- Las primeras mediciones pueden considerarse que se iniciaron en el siglo 17, donde se hicieron mediciones de la evaporación y capilaridad en la cuenca drenada por el río Sena, por Pierre Perrault; Edmé Mariotte calculó las descargas en el río Sena en París, después de medir la sección transversal del canal y la velocidad de la corriente.

Período de Experimentación(1700-1800 D.C.).- Durante el siglo 18 los estudios experimentales de Hidrología fueron prosperando. Como resultado de ello, mucho en el camino de los nuevos descubrimientos y el entendimiento de los principios hidráulicos fue obtenida, todas estas investigaciones aceleraron gradualmente el principio de los estudios hidrológicos sobre una base cuantitativa.

Período de Modernización(1800-1900 D.C.). El siglo 19 fue en muchas formas la gran era de la Hidrología experimental que se inició en el período precedente de experimentación y fue ahora modernizado, tal que los cimientos de la Hidrología fueron firmemente puestos. Las señales de modernización pueden ser vistas de las muchas contribuciones significativas a la hidrología moderna que se dieron durante esta época.

La mayoría de las contribuciones se dieron en la Hidrología de aguas subterráneas y en la medición de aguas superficiales.

En el campo de las aguas subterráneas, el conocimiento de la Geología fue por primera vez aplicado a los problemas hidrológicos por William Smith, y también muchos otros descubrimientos básicos fueron hechos (la ecuación de flujo capilar, las leyes de Darcy para flujo subterráneo, la fórmula de pozos de Dupuit-Thiem, etc).

En el campo de las aguas superficiales, la Hidrometría tuvo grandes avances incluyendo el desarrollo de muchas fórmulas de flujo e instrumentos de medición y el inicio de aforo sistemático de las corrientes.

En el campo de la evaporación, John Dalton, primero reconoció la relación entre la evaporación y la presión del vapor y así estableció las leyes de Dalton.

Período de Empirismo (1900-1930 D.C.). Si bien muchos trabajos sobre la modernización de la Hidrología han sido iniciados en el siglo 19, el desarrollo de la Hidrología cuantitativa era todavía inmaduro.

La ciencia de la Hidrología fue largamente empírica, debido a que las bases físicas para la mayoría de las determinaciones de la Hidrología cuantitativa no eran bien conocidas, ni había muchos programas de investigación de cualquier conducta consecuente para producir información cuantitativa para poder ser usada por hidrólogos e ingenieros en la solución de problemas prácticos. Durante parte del final del siglo 19 y en los primeros 30 años del 20, el empirismo en la Hidrología se volvió más evidente, debido a que se prefusieron cientos de fórmulas y la solución de sus coeficientes y parámetros que tenían, dependían principalmente sobre el juicio y la experiencia.

Como la mayoría de los estudios empíricos para la solución de problemas hidrológicos prácticos pronto se encontró insatisfactorio, se dio comienzo a la creación de Organizaciones para el avance de la Hidrología.

Período de Racionalización (1930-1950 D.C.). Durante este período surgen muchos grandes hidrólogos, quienes usaron el análisis racional en lugar del empirismo, para resolver los problemas hidrológicos. En 1832 Storman hizo un notable avance en la Hidrología, por demostrar el uso de un hidrograma unitario para transformar la lluvia en exceso a un hidrograma de escurrimiento. Un notable desarrollo en este período fue el establecimiento de muchos laboratorios hidráulicos e hidrológicos al través de todo el mundo.

Períodos de Teorización (1950-a la fecha). Desde 1950 investigaciones teóricas han sido usadas extensivamente en problemas hidrológicos. Como muchos principios racionales habían sido propuestos, ellos podían ahora ser sujetos a un análisis matemático. Con la llegada de sofisticados instrumentos y las computadoras de alta velocidad que estaban siendo desarrolladas, estas podían ser empleadas ahora para medir el delicado fenómeno hidrológico y para resolver las complicadas ecuaciones matemáticas involucradas en las teorías hidrológicas. Más aún la emergencia de la mecánica de fluidos moderna de la hidráulica tradicional, ha ayudado grandemente en la promoción del desarrollo de la Hidrología Teórica. Ejemplos de ello son los análisis lineales y no lineales de sistemas hidrológicos, la aplicación de las teorías de transferencia de masa y calor al análisis de la evaporación, la generación secuencial de datos hidrológicos y el uso de investigación de operaciones en el diseño de recursos

de agua, por mencionar algunos.

2.3.-Características Fisiográficas de una cuenca.

La cuenca de drenaje de una corriente es el área que contribuye al escurrimiento y aporta parte o el total del flujo de una corriente principal y sus tributarias. Está limitado por el partaguas que es la línea imaginaria que divide a las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento producido por la lluvia y que fluirá hacia la salida de la misma. El partaguas está formado por los puntos de mayor elevación y cruza las corrientes en el punto de salida.

En una cuenca pequeña el escurrimiento está afectado por las condiciones físicas del suelo, por lo que el estudio hidrológico debe poner más atención a la cuenca misma. En el caso de cuencas muy grandes se puede producir un efecto de almacenamiento en el cauce, por lo que deberá también ponerse atención a las características de este.

Podemos distinguir en las características de una cuenca dos tipos de factores que actúan sobre ellas; los geométricos y los físicos. De entre los factores geométricos, los más relevantes que se pueden mencionar son; el área del cauce, la topografía, la pendiente de la cuenca, la pendiente del cauce, red de drenaje, longitud del tramo del cauce. De entre los físicos, está la cubierta vegetal del suelo, uso del suelo, tipo de suelo, condiciones de infiltración superficial, condiciones geológicas, condiciones topográficas favorables para la formación de almacenamientos (lagos, lagunas, etc.).

Cuando se determinan las características fisiográficas de una cuenca, es en general necesario recurrir a varios criterios para determinar una característica en particular, y obtener de esta manera varios resultados. Esto tiene como finalidad el poder establecer una relación entre las características del escurrimiento y las fisiográficas de la cuenca, lo que permitirá seleccionar la que proporcione una mayor aproximación a la relación.

Área de la cuenca. Podemos definir el área de la cuenca como el área drenada, cuya proyección horizontal está delimitada por el partaguas que son los puntos de mayor elevación topográfica y distribuyen el escurrimiento producido de la precipitación en diversas cuencas. Es común que se haga su cálculo por medio de un planímetro o cuando se cuenta con topografía digitalizada para computadores por medio de programas de tipo CAD.

Pendiente de la cuenca. Hay diversos criterios para determinar la pendiente de una cuenca, podemos mencionar los siguientes:

- Criterio de Alvord
- Criterio de Horton
- Criterio de Nash

En el presente trabajo mencionaremos únicamente los dos primeros.

Criterio de Alvord. Se analiza primero la pendiente existente entre curvas de nivel, analizando la faja definida por las líneas medias que pasan entre las curvas de nivel, se tiene, que para cada una de ellas la pendiente de su área tributaria es

$$S_1 = \frac{D}{W_1}$$

donde:

S_1 - Pendiente media de la faja referente a esa curva de nivel

D - desnivel entre líneas medias, como son líneas intermedias entre curvas de nivel, se puede aceptar que es el desnivel entre dichas curvas.

W_1 - Ancho de la faja que igual a:

$$W_1 = \frac{a_1}{l_1}$$

donde:

a_1 - Área de la faja.

l_1 - Longitud de la curva de nivel.

por lo que sustituyendo nos queda:

$$S = \frac{D l_1}{a_1} \frac{a_1}{A} + \frac{D l_2}{a_2} \frac{a_2}{A} + \dots + \frac{D l_n}{a_n} \frac{a_n}{A}$$

ordenando

$$S = \frac{D}{A} (l_1 + l_2 + \dots + l_n)$$

por lo que

$$S_c = \frac{D L}{A} \text{-----(2.2)}$$

donde:

S_c - Pendiente de la cuenca.

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

A - Área de la cuenca, en Km².

L - Longitud total de las curvas de nivel, en Km.

Criterio de Horton. Para este criterio se traza una malla de cuatros sobre el área de la cuenca en estudio, la cual conviene orientar en el sentido de la corriente principal (Fig. 2.3). Se requiere de un mínimo de 4 cuatros por lado, pero para tener una mejor aproximación en este criterio se requiere hacer más densa la malla.

A continuación se mide la longitud de cada línea de la malla comprendidas dentro de la cuenca y se cuentan las intersecciones y tangencias de cada línea con las curvas de nivel. La pendiente de la cuenca en cada dirección de la malla está dada por:

$$S_x = \frac{N_x D}{L_x} \quad \text{y} \quad S_y = \frac{N_y D}{L_y}$$

donde:

S_x, S_y - Pendiente de la cuenca en las direcciones "x" o "y" respectivamente.

D - Densidad constante entre curvas de nivel, en Km.

N_x, N_y - Número total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en las direcciones "x" o "y" respectivamente, con las curvas de nivel.

L_x, L_y - Longitud total de las líneas de la malla en las direcciones "x" o "y" respectivamente, comprendidas dentro de la cuenca en Km.

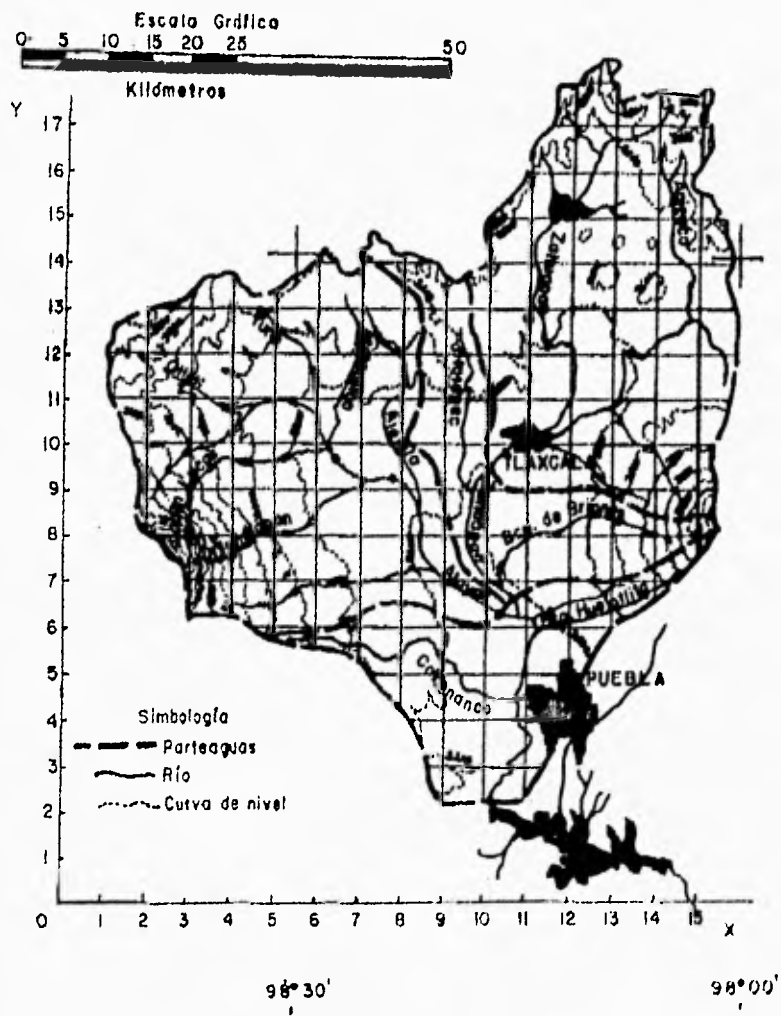


Figura 2.3 : Cuadrícula típica para determinar la pendiente por el criterio de Horton

Estableciendo la pendiente media como:

$$S_x = \frac{N D \sec \theta}{L} \text{-----(2.3)}$$

donde

S_x - Pendiente media de la cuenca.

N - $N_x + N_y$

L - $L_x + L_y$

θ - Angulo entre las líneas de la malla y las curvas de nivel.

Por embargo, ya que resulta muy tedioso el calcular la $\sec \theta$ para cada intersección, Horton recomienda usar un valor promedio de 1.57. En la práctica es común ignorar el valor de $\sec \theta$, o bien considerar el promedio aritmético o geométrico de las pendientes S_x y S_y como la pendiente de la cuenca. Para hacer uso de este criterio se puede elaborar una tabla.

Red de Drenaje. Las trayectorias o arreglo de los cauces de las corrientes naturales son también características de una cuenca, la cual determina la eficiencia del sistema de drenaje, estas pueden describirse de acuerdo con el orden de las corrientes, longitud de los tributarios, densidad de corriente y de drenaje.

Una corriente puede ser efimera, intermitente, o perenne, será efimera cuando llueva agua solo cuando llueva o inmediatamente después, intermitente cuando llueva agua la mayor parte del tiempo, pero principalmente en época de lluvias, cuando esta termina y comienza a bajar el nivel freático más allá del fondo del cauce, el escurrimiento subterráneo deja de alimentar al cauce y cesa el flujo, las corrientes perennes tienen agua todo el tiempo.

El orden de la corriente puede proporcionarnos el grado de bifurcación dentro de la cuenca. La longitud de los tributarios nos da indicación de la pendiente propia de la cuenca, la longitud de las corrientes se mide a lo largo del eje del valle y no se toman en cuenta sus meandros.

Densidad de Corriente, y de Drenaje. La densidad de Corriente se obtiene como la relación entre el número de corrientes y el área drenada.

$$D_c = \frac{N_c}{A} \text{-----(2.4)}$$

donde

D_c - Densidad de Corriente.

N_c - Número de corrientes de la cuenca.

A - Área total de la cuenca, en Km².

En su determinación solo se consideran las corrientes perennes o intermitentes, si bien esta no determina una eficiencia de drenaje real, la densidad de drenaje nos da una idea más real que la anterior y se determina como la longitud de las corrientes por unidad de área.

$$D_d = \frac{L}{A} \text{-----(2.5)}$$

donde

D_d - Densidad de Drenaje, por unidad de área.

L - Longitud total de las corrientes perennes o intermitentes en la cuenca, en Km.

A - Área total de la cuenca, en Km².

Pendiente del Cauce. Podemos decir que la pendiente de un tramo de río es el desnivel entre los extremos del tramo dividido por la longitud del mismo.

$$S_0 = \frac{H}{L} \text{-----(2.6)}$$

donde

S_0 - Pendiente media del tramo de cauce considerado.

L - Longitud horizontal del tramo de cauce, en m.

H - Desnivel entre los extremos del tramo de cauce, en m.

Otro medio de obtener la pendiente media del cauce es compensándola, trazando una línea que pase de un extremo a otro del tramo en estudio, de tal manera que la el área tanto abajo de ella como arriba sea igual, respecto al perfil estudiado. Otro método para su determinación es aplicar la ecuación de Taylor Schwarz, la cual considera que el río está formado por una serie de canales con pendiente uniforme, cuyo tiempo de recorrido es igual al del río.

Para ello se subdividirá el río "n" tramos de longitud igual Δx y se obtendrá el desnivel en ellos, con lo que podremos valorar la pendiente como se indica en la ecuación 2.7.

Esta ecuación tendrá mayor aproximación entre más número de segmentos se divida el cauce.

$$S = \left[\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_n}}} \right]^2 \quad (2.7)$$

donde

S = Pendiente media del tramo en estudio.

m = Número de segmentos iguales, en los cuales se subdividió el tramo en estudio.

S_1, S_2, \dots, S_n = Pendiente de cada segmento según la ecuación 2.5.

2.4.- Precipitación.

Se denomina precipitación a el agua que en cualquiera de sus estados físicos cae de la atmósfera hacia la superficie terrestre, siendo esta producida por un fenómeno de condensación del vapor de agua (las rasgos característicos son; la saturación del aire y los núcleos de condensación), si bien la humedad siempre está presente en la atmósfera para que se presente la precipitación se requiere de algún mecanismo que enfríe el aire para que éste llegue al punto de saturación. Los enfriamientos de grandes masas, necesarios para que haya precipitación en cantidad significativa, se obtendrán cuando suben las masas de aire. Sin embargo la saturación no siempre dará origen a la precipitación.

Por la forma en que esta se presenta como un fenómeno meteorológico podemos definir las clases.

Precipitación por Convección.- Cuando en tiempo tranquilo el aire, saturado o no, en la vecindad del suelo es calentado por la radiación solar, se dilatan y elevan en el centro numerosas "células de convección" que se forman poco a poco. Conforme ascienden estas, se enfrían según el caso (seco o saturado) y alcanzarán su punto de condensación a una altura que es conocida como nivel de condensación. Aquí se empiezan a formar las nubes llamadas "cumulos", si la corriente de convección vertical inicial es intensa y puede durar el tiempo suficiente, se formará un sistema nuboso que podrá o no descargar la lluvia. La diferencia en temperatura puede deberse al calentamiento no uniforme en la superficie terrestre y la masa de aire. Dicha precipitación puede estar acompañada de relámpagos, truenos y vientos locales su intensidad es variable, siendo esta conocida como llovizna y aguaceros, en los períodos cálidos forma tormentas de verano. (Fig. 2.4)

PRECIPITACION POR CONVECCION

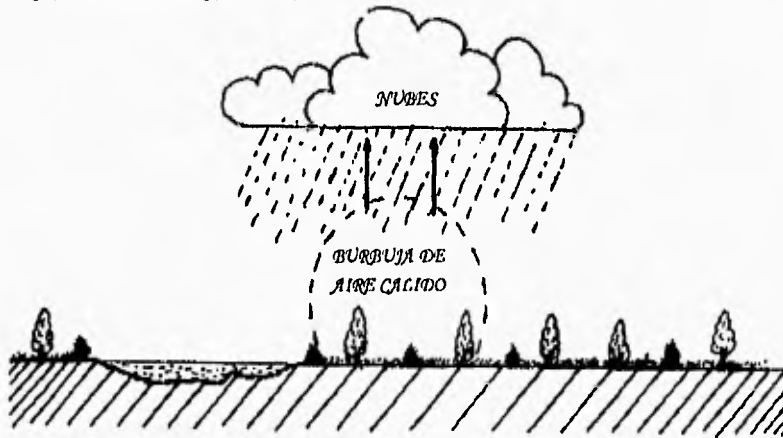


Figura 2.4.- Precipitación por convección

Precipitación Orográfica.- Se manifiesta cuando los vientos cargados de humedad que soplan del mar a la tierra se encuentran con cadenas montañosas o pasan de una zona de influencia de mar relativamente caliente a vastas extensiones de suelo más frío, esta masa de aire húmedo tiende a elevarse produciendo un enfriamiento que puede alimentar la formación de un sistema nuboso y producir precipitaciones. Estas se presentan como lluvia o nieve en las vertientes de la barrera montañosa que están del lado de donde sopla el viento y en ocasiones dependen de perturbaciones ciclónicas. No está bien definido si el efecto de las montañas produce o ocasiona 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 este, su condensación y precipitación. (Fig. 2.5.)

Precipitación Ciclónica.- La precipitación ciclónica está asociada al paso de los ciclones y está ligada con los planes de contacto (superficies frontales), entre las masas de aire de diferentes temperaturas y contenidos de humedad. Esta puede ser un frontal y puede ocurrir donde existe una depresión barométrica. El levantamiento del aire se origina por la convergencia horizontal de la entrada de la masa de aire en el área de baja presión.

PRECIPITACION OROGRAFICA

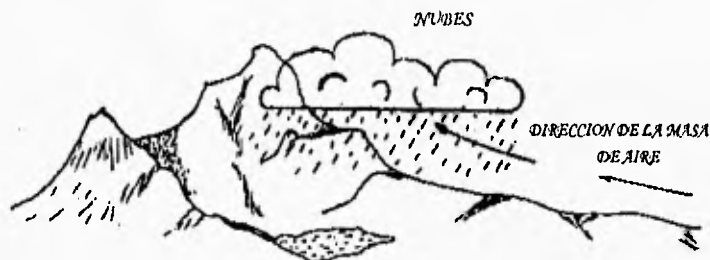


Figura 2.5.- Representación esquemática de la precipitación Orográfica

La frontal puede originarse por el levantamiento de aire caliente sobre el frío. Este levantamiento puede producirse cuando el aire frío se mueve sobre el aire caliente (Figs. 2.6.a. y 2.6.b.).

La precipitación de un frente cálido se distribuye sobre un área bastante grande, es ligera y continua, mientras que en los frentes fríos, esta es intensa, de corta duración y próxima a la superficie frontal.

En la naturaleza, los resultados de estos tipos de enfriamientos a menudo están interrelacionados y la precipitación resultante no puede ser clasificada dentro de un solo tipo.

Datos de Precipitación.- Se mencionó en el capítulo anterior que los datos de estaciones climatológicas se obtienen de pluviómetros y de pluviógrafos, los que miden la precipitación en base a una columna vertical de agua que se acumularía sobre una superficie a nivel si la precipitación permaneciese en el lugar donde cae, esta se mide en milímetros y décimos de milímetros.

Con los pluviómetros podemos determinar la altura de precipitación total en intervalos de 24 horas, tomados a partir de las 8 de la mañana de cada día. Como las lecturas con pluviómetros se hacen cada 24 horas no será posible determinar si la precipitación corresponde únicamente a una tormenta ó a una sucesión de ellas. Su análisis está limitado a un período diario, siendo la información de gran utilidad

como apoyo para el manejo de la distribución de las tormentas en el área por su gran densidad en relación con los pluviógrafos.

PRECIPITACION DE FRENTE FRIO

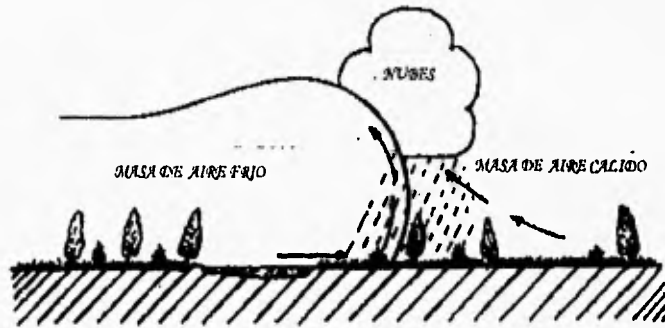


Figura 2.6.b.- Precipitación Ciclónica, con frentes fríos.

PRECIPITACION EN FRENTE CALIDO

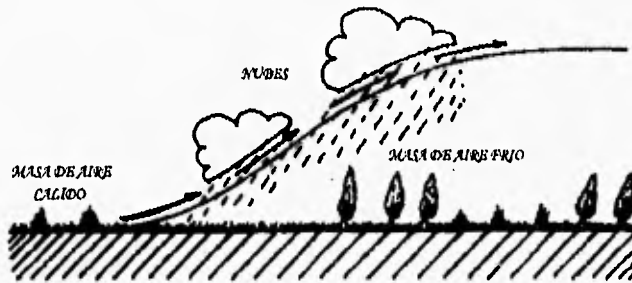


Figura 2.6.a.- Precipitación Ciclónica, con frentes cálidos

Con el uso de los pluviógrafos se puede determinar más información referente

a una tormenta en particular, pues por medio de un pluviógrafo se obtiene un registro diario de las tormentas que se presentaron en el área contra el tiempo. Mediante el uso de los datos de pluviógrafos se puede determinar la curva masa, que es la representación gráfica de la altura de precipitación acumulada contra el tiempo. Cualquier tangente a la curva masa representa la intensidad de lluvia, i , para ese instante, definiéndose como:

$$i = \frac{\Delta P}{\Delta t} \text{-----(2.8)}$$

donde

i - Intensidad de la lluvia, en mm./hr.

ΔP - Incremento de lluvia en el intervalo, en mm.

Δt - Incremento de tiempo, en hr.

Al partir de la curva masa será posible obtener hidrogramas de la precipitación, los cuales son diagramas de barras que representan las variaciones de la altura de precipitación o su intensidad en intervalos de tiempo previamente seleccionados.

Para elaborar los hidrogramas se divide la curva masa en intervalos de tiempo constante, Δt (dividiendo el tiempo que duró la tormenta en n intervalos, iguales o no), se obtendrá la altura de precipitación hasta el final de cada intervalo de tiempo, midiendo la altura de precipitación que se tuvo en cada uno de ellos y se grafican los valores obtenidos.

Precipitación media sobre una zona.- Dado que los dispositivos de medición de la precipitación registran una lluvia puntual, esto hace necesario el estimar la altura de precipitación media en la zona de proyecto, pudiendo ser el promedio, mensual, anual un período determinado de tiempo. Hay dos métodos que se pueden usar para ello que son; el aritmético, el de los polígonos de Thiessen y el método de las isoyetas.

De ellos el más simple es el aritmético, pues no toma en cuenta, ni la forma en la distribución geométrica de las estaciones en una cuenca, ni la forma en que se distribuye la lluvia en el espacio, esta asigna una misma área a todas las alturas de precipitación registradas, pero es útil en zonas con topografía muy suave y condiciones atmosféricas muy uniformes. Consistirá en obtener el promedio aritmético de las alturas de precipitación registradas en cada estación localizada en el área de proyecto. Se aplica la ecuación:

$$\bar{h}_p = \left(\frac{1}{n} \right) \sum_{i=1}^n h_{p_i} = \left(\frac{1}{n} \right) (h_{p_1}, h_{p_2}, \dots, h_{p_n}) \quad \text{---(2.9)}$$

donde

h_p - Altura de precipitación media en la cuenca, en mm.

h_{p_i} - Altura de precipitación registrada en la estación i , en mm.

n - Número de estaciones bajo análisis.

Su exactitud dependerá del número de estaciones disponibles, y de la forma de su distribución.

El método de los polígonos de Thiessen, si toma en cuenta la distribución de las estaciones en el área de proyecto, pero no los factores topográficos y otros que afectan a la distribución de la lluvia, pero permite sistematizar los cálculos, que es importante cuando hay que analizar muchas tormentas, pues los polígonos no cambian a menos que se agreguen o quiten estaciones de la zona de estudio.

Para su aplicación es necesario el poder ubicar las estaciones de la zona de estudio, de modo tal que pueda asignarse un área de influencia a cada una, se trazan líneas que las unan (figura 2.7), unas con otras y se trazan líneas bisectoras perpendiculares a los lados de los triángulos, los cuales formaran una serie de polígonos llamados de Thiessen, los cuales formaran el área efectiva para cada estación.

Cada polígono será un área tributaria de esa estación, por lo que su altura de precipitación media será:

$$\bar{h}_p = \left(\frac{1}{A_1} \right) (h_{p_1}A_1 + h_{p_2}A_2 + \dots + h_{p_i}A_i) \quad \text{---(2.10)}$$

donde

h_p - Altura de precipitación media en la cuenca, en mm.

h_{p_i} - Altura de precipitación registrada en la estación i , en mm.

A_1 - Área total en la cuenca, en Km².

A_i - Área parcial de influencia de la estación i , en Km².

Finalmente el método de las isoyetas es el más preciso de ellos, puesto que estas se tratan de dibujar tomando en cuenta los efectos topográficos en la distribución de la lluvia. Su exactitud depende de la habilidad del analista.

Si se hace un trazo indiscriminado de las isoyetas, esto puede provocar errores considerables, su precisión no es mayor que la de los polígonos de Thiessen. Es el más

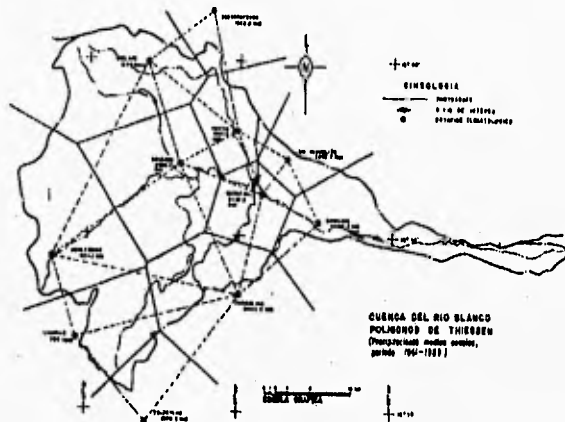


Figura 2.7.- Determinación de los Poligonos de Thiessen

laborioso, pues cada tormenta que se analiza tiene un plano de isoyetas diferentes (véase figura 2.8).

Se deben ubicar las estaciones climatológicas en un plano y anotar el valor de la precipitación registrada, trazando a continuación las curvas de igual precipitación, denominadas isoyetas, teniendo en cuenta los efectos orográficos y la morfología de la tormenta. De esta forma las isoyetas tenderán a seguir una configuración parecida a las curvas de nivel. La precipitación media se obtiene por:

$$\bar{h}_p = \left(\frac{1}{A_T} \right) (h_{p_1}A_1 + h_{p_2}A_2 + \dots + h_{p_n}A_n) \quad (2.11)$$

donde

h_p - Altura de precipitación media en la cuenca, en mm.

h_{p_n} - Altura de precipitación promedio entre 2 isoyetas, en mm.

A_T - Área total en la cuenca, en Km².

A_n - Área de influencia de cada 2 isoyetas, en Km^2 .

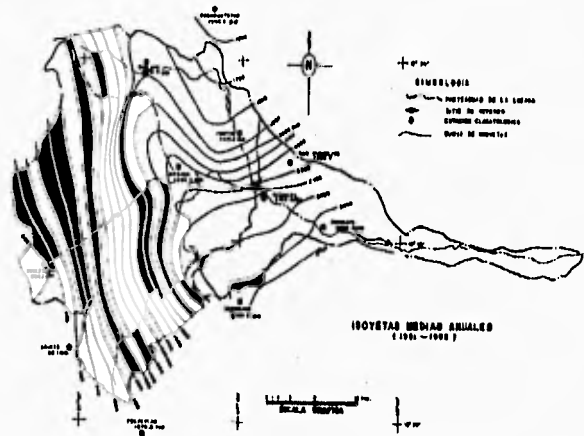


Figura 2.9.- Determinación de la precipitación media por medio de Isoyetas

Curvas de Altura de Precipitación-Área-Duración. De los diversos análisis para lluvias, el cálculo de las máximas combinaciones de altura de lluvias respecto a sus áreas de distribución para diferentes duraciones de tormentas, es de suma importancia.

En este estudio es necesario conocer la distribución de la tormenta en la zona de estudio, por lo que será conveniente que las estaciones de la zona dispongan de pluviógrafo, o en su caso el conocer esta en función de las que sí cuentan con esto, haciendo el ajuste sin olvidar aquellas que solo cuentan con pluviómetro.

Cuando se cuenta con un solo pluviógrafo, se tomará la distribución de la lluvia registrada en esta, como representativa de toda la cuenca. Si hay otras estaciones, la distribución de la tormenta se obtiene sumando las curvas masa de dichas estaciones dando peso a sus áreas tributarias obtenidas por medio de los polígonos de Thiessen y ajustando la curva masa así obtenida con base en la

precipitación media en la zona, para lo cual se también se usan las estaciones pluviométricas existentes.

En cálculo debe hacerse para las tormentas más desfavorables, puesto que se trata de relacionar las condiciones más adversas.

En base a los siguientes puntos podemos presentar un procedimiento para la determinación de las curvas de altura precipitación-área-duración (H.A.D.):

- Dibujar las curvas masa de las estaciones que cuentan con pluviógrafo
- Trazar los polígonos de Thiessen para las estaciones pluviográficas.
- Dibujar las isoyetas correspondientes a la altura de precipitación total de la tormenta, medida tanto en con estaciones pluviográficas como pluviométricas.
- Calcular el área encerrada entre cada dos isoyetas y el parteaguas de la cuenca, así como la precipitación media en esa área. Para las isoyetas próximas al parteaguas, el área será encerrada entre la isoyeta y el parteaguas.
- Superponer el plano de isoyetas al de los polígonos de Thiessen y calcular la porción del área de influencia de cada estación pluviográfica que queda entre cada dos isoyetas.
- Determinar la curva masa media correspondiente al área encerrada por cada isoyeta y el parteaguas, partiendo de la mayor, como si ésta fuera una cuenca. Estas curvas masa medias se pueden ajustar.
- Seleccionar diferentes duraciones de interés, que en general pueden ser múltiplos de 6 hrs., aunque éste intervalo varía en función del área de la cuenca.
- Para cada duración, seleccionar los máximos incrementos de precipitación de curvas masa calculadas de modo que estén situadas en intervalos de tiempo contiguos.
- Dibujar los datos de área, altura de precipitación

Curvas de altura precipitación máxima en 24 horas período de retorno.- El único medio de acotar un evento de diseño de una estructura hidráulica, cuando su análisis se base en registros de lluvias, es a través del conocimiento de la variación de las características de las tormentas en relación con sus período de retorno.

En determinación de la variación de las alturas de lluvia máxima anuales en 24 horas en relación con el período de retorno, se hace con información de estaciones climatológicas y pluviométricas, lo cual dada su mayor densidad respecto a los pluviógrafos, permite ajustar las tormentas.

Con los valores de altura de precipitación máxima anual con duración de 24 horas ordenamos estos de mayor a menor y obtenemos sus períodos de retorno correspondientes Tr con la expresión:

$$Tr = \frac{n + 1}{m} \text{ ----- (2.12)}$$

donde

Tr - Período de retorno, en años.

n - Número de años del registro.

m - Número de orden; 1 a la altura más grande; 2 a la siguiente; etc.

Proponiendo una ecuación del tipo:

$$hp = a + b \log Tr \text{ ----- (2.13)}$$

donde

Tr - Período de retorno, en años.

a, b - Parámetros de ajuste.

hp - Altura de la lluvia máxima anual en 24 horas, en mm.

Esta ecuación puede asociarse con la distribución de frecuencias para una población $hp = Y$ y $\log Tr = X$:

$$Y = a + b X$$

que es la ecuación de una recta cuyos parámetros a y b pueden evaluarse por medio de mínimos cuadrados, para obtener la expresión de ajuste que sea mejor para la pareja de datos (x, y) , resolviéndola:

$$a = \bar{y} - b \bar{x} \text{ ----- (2.14)}$$

$$b = \frac{S_{xy}}{S_x^2} \text{ ----- (2.15)}$$

siendo

$$\bar{x} = \left(\frac{1}{n} \right) \sum_{i=1}^n x_i, \quad \bar{y} = \left(\frac{1}{n} \right) \sum_{i=1}^n y_i$$

$$S_{xy} = \left(\frac{1}{n} \right) \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y}) = \left(\frac{1}{n} \right) \sum_{i=1}^n x_i y_i - (\bar{x})(\bar{y}) \quad \text{-----} \quad (2.16)$$

$$S_x^2 = \left(\frac{1}{n} \right) \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 = \left(\frac{1}{n} \right) \sum_{i=1}^n x_i^2 - (\bar{x})^2 \quad \text{-----} \quad (2.17)$$

$$S_y^2 = \left(\frac{1}{n} \right) \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2 = \left(\frac{1}{n} \right) \sum_{i=1}^n y_i^2 - (\bar{y})^2 \quad \text{-----} \quad (2.18)$$

$$r = \frac{S_{xy}}{\sqrt{S_x^2 \cdot S_y^2}} \quad \text{-----} \quad (2.19) \text{ coef. de correlación}$$

Con relación al coeficiente de correlación (r) que es una medida de la dependencia entre las variables, es común en este tipo de análisis obtener valores entre 0.92 y 0.99 ($r = 1.00$ correlación perfecta; $r = 0$ correlación nula).

De esta forma, es posible conocer en cada estación con pluviómetro su altura de lluvia para un periodo de retorno cualesquiera y por ende su distribución en el área de estudio a través de su plano de isoyetas.

Los periodos de retorno preferibles para la determinación de la altura de precipitación en 24 horas con este método son los comprendidos entre 0 y n .

Con esto será posible determinar el valor de la lluvia máxima en 24 horas representativa de la cuenca, si solo se ha tomado una estación pluviométrica, pero cuando se han obtenido resultados con dos o más estaciones cercanas, los valores calculados con ellas para la lluvia probable en 24 horas deberán ser 'pasados' para obtener el valor representativo, lo anterior, se recomienda llevarlo a cabo por medio de los polígonos de Thiessen.

Curvas de intensidad-duración-periodo de retorno. Cuando se observa un registro de pluviógrafo, dado que éste es continuo, existirán múltiples combinaciones para asociar la altura de lluvia con una cierta duración que son valores directos. Un medio de proceder es considerando sólo las características finales de las tormentas, relacionando su altura de lluvia total con su duración total.

Con este criterio, para utilizar la información obtenida, se requiere agrupar las alturas de lluvia en base a duraciones constantes, seleccionando intervalos de duración de lluvia constante, considerando representativos de cada uno de ellos su duración media. De esta manera se tendrá para cada duración característica un grupo de alturas de lluvia.

Otro medio de análisis de los registros de lluvia correspondientes, es valuando la máxima variación de la altura de lluvia respecto a un intervalo de duración constante.

Para valorar las curvas de intensidad-duración-periodo de retorno, se requiere obtener la ecuación que mejor se ajuste entre los diversos grupos de valores de intensidad de lluvia, su duración y sus periodos de retorno. La ecuación que relaciona simultáneamente las tres variables en una familia de curvas, es la siguiente:

$$i = \frac{k Tr^m}{(d + c)^n} \quad (2.20)$$

donde:

Tr - Periodo de retorno, en años.

k, m, n - Parámetros que se obtienen al hacer el ajuste de la ec. 2.20

d - Duración de la intensidad de lluvia, en minutos.

i - Intensidad de la lluvia, en mm/hr.

Tomando logaritmos a esta ecuación se tiene:

$$\log i = \log k + m \log Tr - n \log (d + c)$$

haciendo una transformación de esta última ecuación tendremos:

$$y = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 \quad (2.21)$$

donde:

$$y = \log i ; a_0 = \log k ; a_1 = m ; x_1 = \log Tr ; a_2 = -n ; x_2 = \log (d + c)$$

La ecuación 2.21 es una familia de líneas rectas de pendiente a_2 , ordenada al origen a_0 y espaciamiento a_1 .

Si los datos registrados de i , d y Tr , se dibujan en papel semilogarítmico, usualmente se agrupan en torno a líneas rectas. A veces las líneas resaltan ligeramente curvas, lo que se puede corregir agregando a las duraciones un valor constante c , o bien en algunos casos, cuando la pendiente de la línea varía mucho dividiendo la línea para cada periodo de retorno en dos rectas. Si los datos se agrupan suficientemente en torno a las líneas rectas, el valor de c puede tomarse

como cero.

Haciendo un ajuste de correlación lineal múltiple de una serie de tres tipos de datos, se obtiene un sistema de ecuaciones como el que siguiente:

$$\begin{aligned} \sum y &= N a_0 + a_1 \sum x_1 + a_2 \sum x_2 \\ \sum (x_1 y) &= a_0 \sum x_1 + a_1 \sum x_1^2 + a_2 \sum x_1 x_2 \\ \sum (x_2 y) &= a_0 \sum x_2 + a_1 \sum x_1 x_2 + a_2 \sum x_2^2 \end{aligned}$$

Las incógnitas son a_0, a_1 y a_2 , x_1, x_2 o y , son respectivamente los logaritmos del período de retorno, la duración (con el valor de c agregado a ser necesario) y la intensidad obtenidos de un registro de precipitación. Una vez calculados los coeficientes a_0, a_1 y a_2 es posible evaluar los parámetros k, m y n de la ecuación 2.2.

Otro método estadístico aplicable al análisis de frecuencias de lluvias, es el de Gumbel, para realizar el análisis de frecuencias para cada duración, se supone que los valores máximos anuales representan una población con una distribución de probabilidad de Gumbel $F(i)$ dada por la expresión:

$$\text{Probabilidad de que } \{I \leq i\} = F(i) = e^{-e^{-\frac{(i+a)}{c}}} \quad \text{-----} \quad (2.22)$$

donde:

- I - Variable aleatoria que representa la intensidad de la lluvia.
- a, c - Parámetros.
- e - Base de los logaritmos naturales.
- i - valores de la intensidad de lluvia.

Por otra parte, si un evento hidrológico I igual o mayor que i ocurre en T años, la probabilidad de $P\{I \geq i\}$ es igual a 1 en T casos, o sea:

$$P\{I \geq i\} = \frac{1}{T} \quad \text{-----} \quad (2.23)$$

La probabilidad de que I menor o igual que i es el complemento de la anterior:

$$1 - P \{I \geq i\} = \frac{1}{T} \quad \text{-----} \quad (2.24)$$

de donde

$$P \{I \geq i\} = 1 - \frac{1}{T} \quad \text{-----} \quad (2.25)$$

sustituyendo en la expresión 2.22 tenemos:

$$1 - \frac{1}{T} = e^{-a} \cdot \frac{-(i+a)}{c} \quad \text{-----} \quad (2.26)$$

Para ajustar esta última ecuación a los datos de la muestra, se iguala la media (μ) de la función de Gumbel a la media (\bar{i}) de los valores registrados y la desviación estándar (Γ) de la función a la correspondiente (S) de los datos. Las fórmulas aplicables son las siguientes donde N es el número de observaciones:

$$\bar{i} = \frac{\sum_{j=1}^n i_j}{N} \quad \text{-----} \quad (2.27)$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n i_j^2 - \bar{i}^2}{N - 1}} \quad \text{-----} \quad (2.28)$$

$$c = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S \approx 0.780 S \quad \text{-----} \quad (2.29)$$

$$a = 0.577 c - \bar{i} \quad \text{-----} \quad (2.30)$$

Para cada serie de valores de i asociados a una misma duración se obtiene una pareja de valores correspondientes a los parámetros a y c , los cuales definen la función que mejor se ajusta a cada serie de datos. Estos valores se sustituyen en la ecuación 2.26, así como el valor del período de retorno de proyecto, con el cual se pueden determinar los valores de la intensidad de precipitación asociada a cada duración y al período de retorno considerado.

Finalmente se tiene un conjunto de parejas de valores que relacionan la intensidad con la duración correspondiente a dicho período, las que muestran una distribución sensiblemente hipérbolica que se puede representar matemáticamente por una expresión de la siguiente forma:

$$i = \frac{A}{d + B} \quad \text{-----} \quad (2.31)$$

donde:

A, B - Parámetros.

d - Duración de la tormenta, en minutos.

i - Intensidad de la precipitación, en mm/hr.

Por medio del siguiente par de ecuaciones derivadas del método de ajuste por mínimos cuadrados, se pueden obtener los parámetros A y B .

$$A = \frac{N \sum_{j=1}^n d_j^2 - \left(\sum_{j=1}^n d_j \right)^2}{N \sum_{j=1}^n \frac{d_j}{i_j} - \sum_{j=1}^n d_j \sum_{j=1}^n \frac{1}{i_j}} \quad \text{-----} \quad (2.32)$$

$$B = \frac{A \sum_{j=1}^n \frac{1}{i_j} - \sum_{j=1}^n d_j}{N} \quad \text{-----} \quad (2.33)$$

Relación entre la precipitación máxima puntual y su valor medio en el área circundante. Al presentarse una tormenta hay un punto en el cual la precipitación es máxima y alrededor de él, dicha precipitación va disminuyendo. La rapidez con la que la disminución se produce es característica del tipo de la tormenta, y de la zona en la que presenta; por ejemplo, para lluvias de origen ciclónico la disminución es más lenta que en las de tipo convectivo.

Precipitación Máxima Probable (PMP). Los diseños de algunas estructuras hidráulicas donde el método de estimación de la avenida requiere del conocimiento de la condición más desfavorable de lluvia, se deben estimar a partir de la llamada Precipitación Máxima Probable (P.M.P.). Si bien no puede asignarse un período de retorno, esta debe ser estimada a partir de métodos especiales y no en base a la extrapolación.

Se puede definir a la Precipitación Máxima Probable, como la cantidad de precipitación que constituye el límite superior físico para una duración determinada sobre una cuenca en particular.

De una manera más completa la P.M.P. de una cuenca y en un intervalo de tiempo dado sería la máxima altura de lluvia posible de acuerdo con las condiciones meteorológicas de la zona; También se le puede definir como la máxima altura de lluvia que se produciría en una región, si ocurrieran simultáneamente los valores más desfavorables de un número razonable de factores causantes de la precipitación.

Varios métodos son usados para calcular la P.M.P. y son posibles de aplicar en un estudio particular, se hace aquí mención de tres de ellos pero únicamente se describe completo el método estadístico o de Hershfield.

Maximización de los parámetros de los modelos de tormentas. Los modelos de tormentas son idealizaciones simplificadas del mecanismo real de la tormenta.

Su principal objetivo consiste en detectar los parámetros de más peso, que afectan la magnitud de las precipitaciones causadas por la tormenta, para que al maximizar los valores de tales parámetros, se puedan obtener estimaciones razonables de la precipitación máxima probable.

Los parámetros que definen la magnitud de las precipitaciones que se calculan con el modelo de tormenta, se pueden resumir como sigue:

- Temperatura de punto de rocío del aire que ingresa al modelo.
- Velocidad del flujo de aire que entra al modelo.
- Altura de los niveles principales del modelo (desarrollo vertical del modelo).
- Factor geométrico del modelo (magnitud de la base del modelo).

Los modelos de tormentas dan los principios básicos para los estudios de maximización de las variables meteorológicas involucradas en el proceso de la lluvia. Los modelos de lluvias son útiles para determinar la P.M.P. en cuencas grandes. Sin embargo, muchos de estos son calibrados para cada aplicación en particular y después de probar su conducto, se modifican sus parámetros con el fin de mejorar sus resultados o inclusive se los sustituye por otros.

Básicamente se tienen dos modelos de tormentas, el del plano inclinado y el de convergencia. El primero se refiere al proceso de la producción de precipitación en tormentas orográficas o frontales, mientras que el segundo describe el que se presenta en el caso de tormentas convectivas o en las ciclónicas.

El modelo del plano inclinado considera una masa de aire que tiene una lámina precipitable W_{12} , que entra a una cuenca rectangular de ancho X y largo

Y con una velocidad V_{12} . La masa de aire después de elevarse uniformemente a lo largo de la una cuenca de altura ΔL , sale con la misma velocidad V_{34} y una lámina W_{34} .

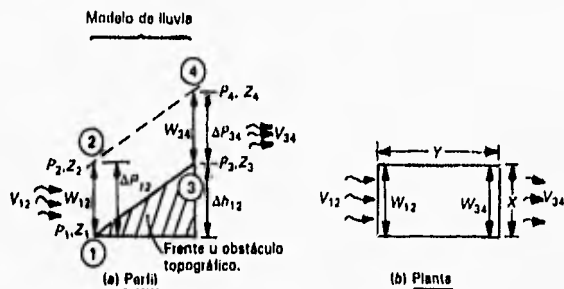


Figura 2.9.- Representación del modelo de plano inclinado.

La masa que pasa por cualquier sección de altura Δz en un intervalo de tiempo Δt es:

$$\frac{m}{\Delta t} = \rho \Delta z X v = \frac{\gamma}{g} \Delta z X v \quad \text{-----} \quad (2.34)$$

donde:

- ρ - Densidad del aire.
- γ - Peso específico del aire.
- g - Aceleración de la gravedad.
- m - Masa.
- Δz - Altura de la sección.
- Δt - Intervalo de tiempo.

aceptando que hay una distribución de presiones aproximadamente hidrostática y del principio de conservación de masa;

$$\frac{\text{masa que entra}}{\Delta t} = \frac{\text{masa que sale}}{\Delta t} = \frac{\text{masa almacenada}}{\Delta t} \quad \text{-----} \quad (2.35)$$

La masa almacenada, es decir, la masa de precipitación que se produce dentro

del modelo, es muy pequeña en comparación con las de entrada y salida, por lo que se puede despreciar. La ecuación de continuidad de masa se podrá escribir como:

$$\frac{\Delta p_{12}}{g} X v_{12} = \frac{\Delta p_{34}}{g} X v_{34} + v_{34} - \frac{\Delta p_{12}}{\Delta p_{34}} v_{12} \quad (2.36)$$

Del mismo modo es posible plantear la ecuación de continuidad de la humedad:

$$\frac{\text{humedad precipitable que entra}}{\Delta t} - \frac{\text{humedad precipitable que sale}}{\Delta t} = \frac{\text{humedad precipitada}}{\Delta t} \quad (2.37)$$

En este caso la cantidad almacenada, que es la humedad que se precipita dentro del modelo ya no es despreciable, por lo que debe conservarse en el análisis. De la ecuación anterior:

$$W_{12} X v_{12} - W_{34} X v_{34} = \frac{W_p X Y}{\Delta t} = \frac{W_p A}{\Delta t} \quad (2.38)$$

donde:

$W_{ij} X v_{ij}$ - Humedad precipitable que pasa por la sección ij .

W_p - Humedad precipitada en la cuenca.

A - Área de la cuenca.

Substituyendo la ecuación 2.36 en 2.38 y reordenando, se tiene ;

$$\frac{W_p}{\Delta t} = \frac{X}{A} v_{12} \left[W_{12} - W_{34} \frac{\Delta p_{12}}{\Delta p_{34}} \right] \quad (2.39)$$

La cual nos permitirá calcular la precipitación total W_p que se tiene en la cuenca si las condiciones dadas en la figura 2.9 prevalecen durante un tiempo Δt . Al cociente $K = X/A$ se lo llama "Factor Geométrico" o constante de la cuenca y es el que toma en cuenta la influencia de la geometría de la cuenca de la precipitación.

Si reordenamos la ecuación anterior y ponemos el factor geométrico tendremos:

$$\frac{W_p}{\Delta t} = K v_{1,2} W_{1,2} \left[1 - \frac{W_{3,4}}{W_{1,2}} \frac{\Delta p_{1,2}}{\Delta p_{3,4}} \right] \text{-----} (2.40)$$

El término entre paréntesis se interpreta como la fracción de agua precipitable de entrada $W_{1,2}$ que "se suelta" en la cuenca y se conoce como "Factor de Convergencia o de Eficiencia". El factor

$$W_e = W_{1,2} \left[1 - \frac{W_{3,4}}{W_{1,2}} \frac{\Delta p_{1,2}}{\Delta p_{3,4}} \right]$$

Se lo llama "Agua Precipitable Efectiva". El término de la ecuación 2.39 y 2.40 $W_p/\Delta t$ es una lámina de lluvia por unidad de tiempo, que como se mencionó antes es la intensidad de lluvia, para este caso $i = W_p/\Delta t$ será una intensidad media que prevalece durante el tiempo en que se tienen las condiciones meteorológicas dadas en la figura 2.9 y que representan el modelo, si reescribimos la ecuación 2.40 con esto tendremos:

$$i = K v_{1,2} W_e \text{-----} (2.41)$$

En una cuenca real, el factor geométrico K se calcula haciendo que X sea un lado del rectángulo que circunscribe a la cuenca, perpendicular a la dirección del viento (Figura 2.10).

Este modelo supone que la masa de aire es estable y que por lo tanto, el ascenso de la misma es producido únicamente por la barrera frontal o topográfica. Tal proceso no es común en la naturaleza y produce lluvias leves. En general las masas de aire se hacen inestables al elevarse y la lluvia se produce por combinación de efectos convectivos y orográficos.

Modelo convergente con flujo radial de entrada. Cuando el aire es forzado a converger en una cierta zona, se produce un movimiento vertical del mismo por la elevación de la presión en la parte inferior de la zona (Figura 2.11).

Si el aire con agua precipitable $W_{1,2}$ converge radialmente a una columna circular de radio r y toda esa agua precipitable se deposita en la base del cilindro, la intensidad de lluvia será:

$$i = \frac{2}{r} v_{1,2} W_{1,2} \text{ ----- (2.42)}$$

Pero para este caso, el factor geométrico es $K = 2/r$ y el factor de eficiencia tomará el valor de 1. Este no es un modelo que represente una situación realista, que pueda

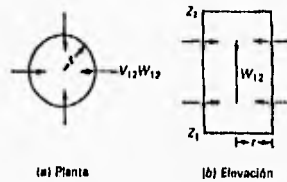


Figura 2.11.- Modelo Convergente con flujo radial.

mantenoso por mucho tiempo. En la Figura 2.12 se presenta un modelo más realista, que representa un caso que sí puede mantenerse por periodos razonables de tiempo. En este caso, el agua precipitable efectiva resulta igual que en el modelo del plano inclinado:

$$W_e = W_{1,2} - \frac{\Delta p_{1,2}}{\Delta p_{3,4}} W_{3,4}$$

Y la intensidad de lluvia será:

$$i = \frac{2}{r} v_{1,3} \left[W_{1,2} - \frac{\Delta p_{1,3}}{\Delta p_{3,4}} W_{3,4} \right] \text{ ----- (2.43)}$$

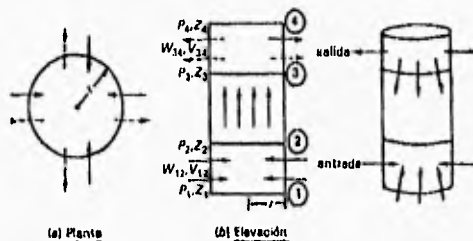


Figura 2.12.- Modelo Convergente radial más realista

En ambos modelos será necesario fijar alturas o niveles de presión que limiten al modelo. Se puede tomar en cuenta lo siguiente:

Límite superior del modelo p_4 . El punto 4 en ambos modelos (véanse figuras 2.9 y 2.11) es el límite hasta el cual se produce la precipitación.

Esta altura puede variar entre los 8 y los 16 km, lo que corresponde aproximadamente a niveles de presión de 300 y 100 mb respectivamente. En el modelo convergente, es recomendable usar la tabla 2.3

Tabla 2.3 Determinación del punto p_1 en modelos convergente en función del punto de rocío en la superficie.

Punto de rocío, °C	10	15	20	25
p_1 , mb	300	240	150	100

- Ancho de la capa de entrada Δp_{12} . El ancho de la capa de entrada se puede tomar como la zona de la atmósfera en donde hay mayor cantidad de humedad. Esto se presenta entre la superficie de la tierra y un nivel de presión de 800 a 700 mb, dependiendo del punto de rocío en la superficie.
- Ancho de la capa de salida Δp_{34} . El límite inferior de la capa de salida p_3 depende del modelo; en el plano inclinado este límite estará dado por la topografía del terreno o de la forma del frente y en el caso convergente, el ancho de la capa de salida debe tomarse igual al ancho de la entrada, esto es Δp_{34} estaría entre 200 y 300 mb.

Los modelos de tormentas así requieren de una gran cantidad de datos para poder aplicarse en forma racional y poder dar el peso adecuado a las variables que se involucran en ellos por lo que su uso queda más bien ligado por cuencas grandes y proyectos de grandes presas.

Trasposición de tormentas. Esto consiste fundamentalmente en analizar la cuenca en estudio ante grandes tormentas ocurridas en otros sitios. Las mayores tormentas ocurridas, junto con las traspuestas de otros sitios, se maximizan finalmente para obtener la tormenta de diseño.

El trasladar las tormentas de los lugares donde ocurrieron a otros lugares donde pudieran ocurrir se llama Trasposición de Tormentas; en este proceso se toma en cuenta, desde el punto de vista meteorológico, la posibilidad de que la tormenta ocurrida en otro lugar sea factible de ocurrir en el sitio en estudio. Por lo anterior no sería válido traspasar una tormenta ciclónica a una zona donde solo se pueden presentar tormentas convectivas, ni una tormenta tropical en zona polares.

La maximización se hace suponiendo que las tormentas históricas extremas seleccionadas son representativas de mecanismos que han trabajado a mayor agua precipitable y que únicamente pueden ser maximizadas en términos de la humedad disponible. La tormenta por traspasar debe estar en la forma de curvas h-p. Es decir, una

vez que la tormenta se ha sintetizado en esta forma, la trasposición consiste simplemente en multiplicar los valores de la precipitación por el factor de ajuste de la trasposición.

$$K = \frac{h_a}{h_0} \text{-----(2.44)}$$

donde:

K - Factor de ajuste por trasposición.

h_a - Agua precipitable en el punto de ocurrencia de la tormenta por trasponer, para el punto de rocío persistente durante unas 12 horas en el lapso de duración de la tormenta, en mm.

h_0 - Agua precipitable en la cuenca en estudio para el mismo punto de rocío, en mm.

Los valores de h_0 y h_a se pueden determinar mediante las figuras 2.13 y 2.13a, mediante el área de la cuenca, se establecen alturas de precipitación para diferentes duraciones de las curvas hp-A-d ajustadas con el factor K , con lo que se obtiene una curva masa, de la que se calculan las alturas de precipitación en intervalos de tiempo Δt previamente seleccionados y se conforman diferentes histogramas colocando dichas alturas en diferentes posiciones, pero respetando las alturas de precipitación acumulada hasta obtener las condiciones más desfavorables.

Dicha tormenta puede aún maximizarse, esta maximización consiste en incrementar la tormenta ocurrida (maximización in situ) o la traspuesta considerando la máxima temperatura de punto de rocío posible de presentarse en la zona y la ocurrida durante la tormenta, así se obtiene:

$$K_m = \frac{h_m}{h_0} \text{-----(2.45)}$$

donde:

K_m - Factor de maximización, adimensional.

h_m - Agua precipitable calculada con el valor de la temperatura de punto de rocío persistente máxima en la historia de la zona, en mm.

Se define como temperatura de rocío "persistente", al máximo valor que es

igualado o excedido en todas las observaciones durante un periodo de 12 horas.

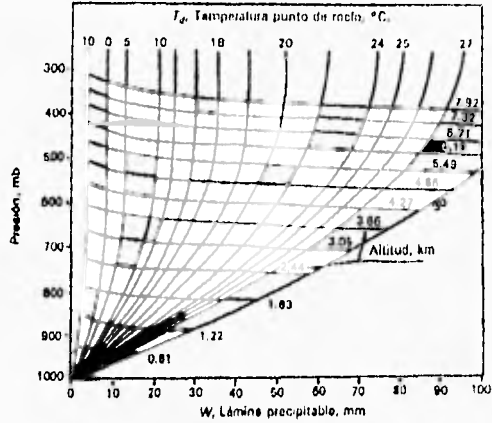


Figura 2.13.- Determinación de h_0 y h_a en función de la temperatura del punto de rocío.

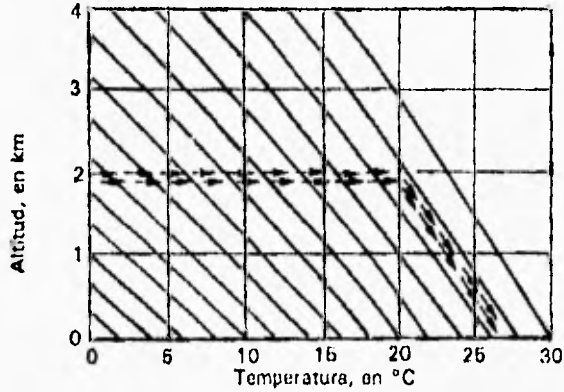


Figura 2.13.a.- Determinación de h_0 y h_a en función de la temperatura del punto de rocío.

Método Estadístico o de Gerstfeld. Este método puede emplearse siempre y cuando se disponga de suficientes datos de precipitación máxima diaria y es útil para estimaciones rápidas en cuencas no mayores de 1000 km²; se debe contar con

registros de lluvias máximas en 24 horas, cuyo período de debe ser del orden de 20 años o cuando menos de 10 años.

Dicho método se basa en la ecuación General del Análisis Hidrológico de Frecuencia, la cual para el caso de la estimación de la Precipitación Máxima Probable se convierte en :

$$PMP = \bar{x}_n + K_m S'_n \quad \text{-----} (2.46)$$

donde:

PMP - Precipitación Máxima Probable en 24 horas, en mm.

\bar{x}_n, S'_n - Media y desviación estándar, respectivamente de la serie anual de lluvias máximas en 24 horas, previamente corregidas por valor máximo observado y longitud de registro, en mm.

K_m - Factor de frecuencia, en función de la lluvia media anual, adimensional.

para su aplicación se pueden seguir los puntos que se indican a continuación:

- Con los registros de precipitaciones máximas en 24 horas se integra una serie anual.
- A la serie anual formada se le suprime el evento máximo formándose dos series de n y $n-1$ datos extremos, a las que se les obtiene la media y desviación estándar típica, por medio de las siguientes ecuaciones:

$$\bar{x}_n = \left(\frac{1}{n} \right) \sum_{i=1}^n x_i \quad \text{-----} (2.47)$$

$$S'_n = \sqrt{\left(\frac{1}{n} \right) \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x}_n)^2} \quad \text{-----} (2.48)$$

$$\bar{x}_{n-1} = \left(\frac{1}{n} \right) \sum_{i=1}^{n-1} x_i \quad \text{-----} (2.49)$$

$$S'_{n-1} = \sqrt{\left(\frac{1}{n-2} \right) \sum_{i=1}^{n-1} (x_i - \bar{x}_{n-1})^2} \quad \text{-----} (2.50)$$

Se calcula el factor de frecuencia K_m por medio de la figura 2.14, en base a la medida de la serie anual x_n y la duración que se analiza (24 horas).

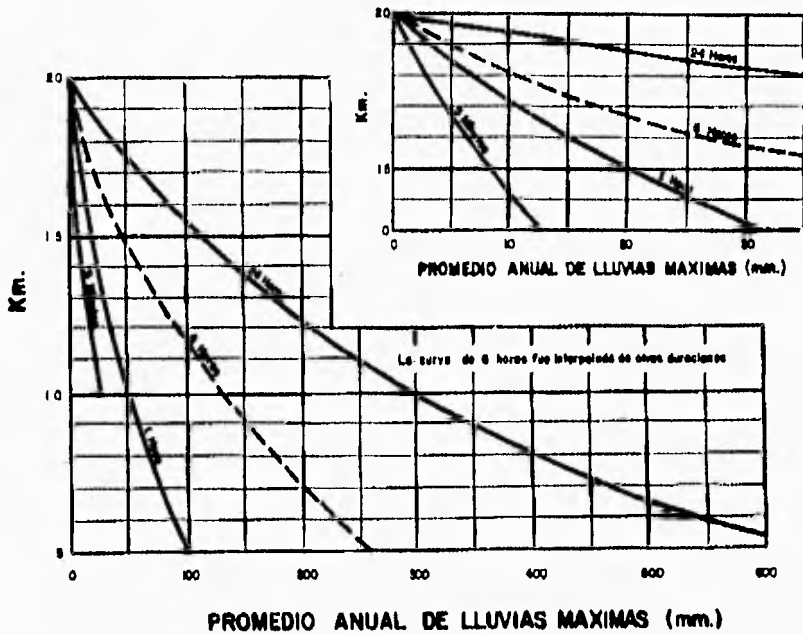


Figura 2.14.- Determinación del factor de frecuencia K_m .

El cálculo de K_m en base a la figura 2.14 puede conducir a valores muy altos para algunas regiones y valores muy bajos para otras por lo que se recomienda calcular los valores de K_m para todos los registros disponibles de la zona; los factores K_m se calculan por medio de la siguiente ecuación:

$$K_m = P_{máx} - \bar{P} / S'_n \quad \text{-----} (2.51)$$

donde:

$P_{máx}$ - Precipitación Máxima del registro disponible de lluvias máximas en 24 horas, en mm.

P, S'_n - Medios y desviación estándar de las lluvias máximas del

registro disponible, en mm.

K_m = Factor de frecuencia, adimensional.

Los valores de K_m calculados se llevan a una gráfica en cuyo eje de las coordenadas contenga los valores de K_m contra las magnitudes de P en las abscisas.

Con tal gráfica se traza una curva envolvente que defina los valores de K_m a usar en la zona de proyecto y que permita verificar o corregir el calculado con la fig. 2.14.

Se ajustan o corrigen la media y desviación estándar de la serie anual por la máxima precipitación observada, con ayuda de las figuras 2.15 y 2.16 respectivamente; en función de la longitud del registro n y de las relaciones:

$$\bar{x}_{n-1} / \bar{x}_n \quad ; \quad \bar{s}'_{n-1} / \bar{s}'_n$$

- Se ajustan o corrigen la media y desviación estándar de la serie anual por tamaño de muestra, con auxilio de la figura 2.17, tomando en cuenta únicamente la longitud del registro.
- Con estos valores corregidos se calcula la PMP. La PMP calculada se corrige por intervalo fijo y único de observación, pues los datos utilizados para calcularla son lluvias de 24 horas medidas diariamente, entonces el valor calculado se debe multiplicar por un factor de ajuste que Hershfield tomó como 1.13.
- Si se requiere la magnitud de la PMP para duraciones diferentes a 24 horas se puede distribuir ésta en el tiempo, hay varias técnicas, pudiéndose usar la curva envolvente de registros manuales de lluvia (tabla 2.4), que se muestra en la figura 2.18. Localizándose para la duración de 24 horas el valor ya corregido de la PMP en milímetros trazando por tal punto una línea recta paralela a la envolvente manual con lo cual se podrán leer las magnitudes de la PMP para cualquier duración requerida.
- Finalmente se realiza el ajuste o corrección de la PMP puntal por cuenca o magnitud de área del proyecto, lo anterior se hace por medio de la figura 2.19, tomando en consideración la duración analizada y la magnitud de la cuenca o área en Km^2 .

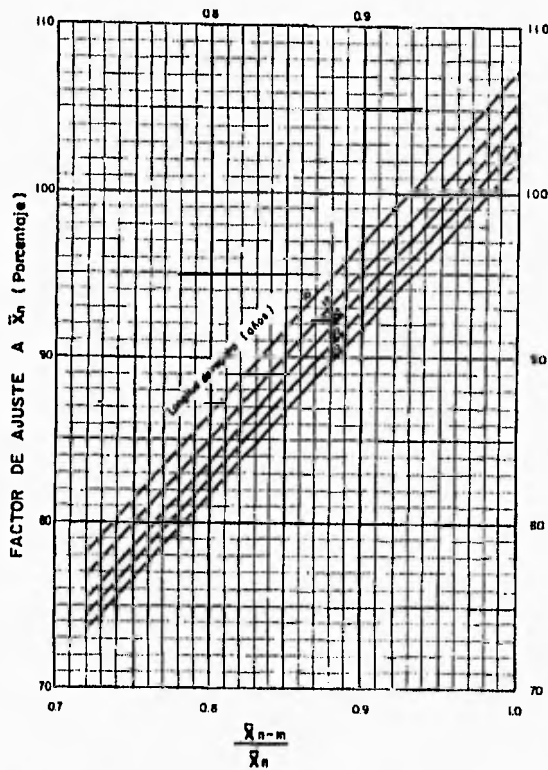


Figura 2.15.- Gráfica para ajuste de la media.

2.5.- Escurrimiento.

El escurrimiento se define como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca.

Podemos definir al escurrimiento por la forma en que viaja como superficial, subsuperficial y subterráneo. Así el escurrimiento superficial es el que viaja por la superficie del terreno hacia los cauces extendiéndose por cualquier depresión del terreno por la que pueda fluir el agua (esta puede tener una longitud y capacidad variable), durante y después de producida la precipitación. En lluvias de poca intensidad este se presentará únicamente si el terreno es impermeable, cuyo porcentaje es muy pequeño

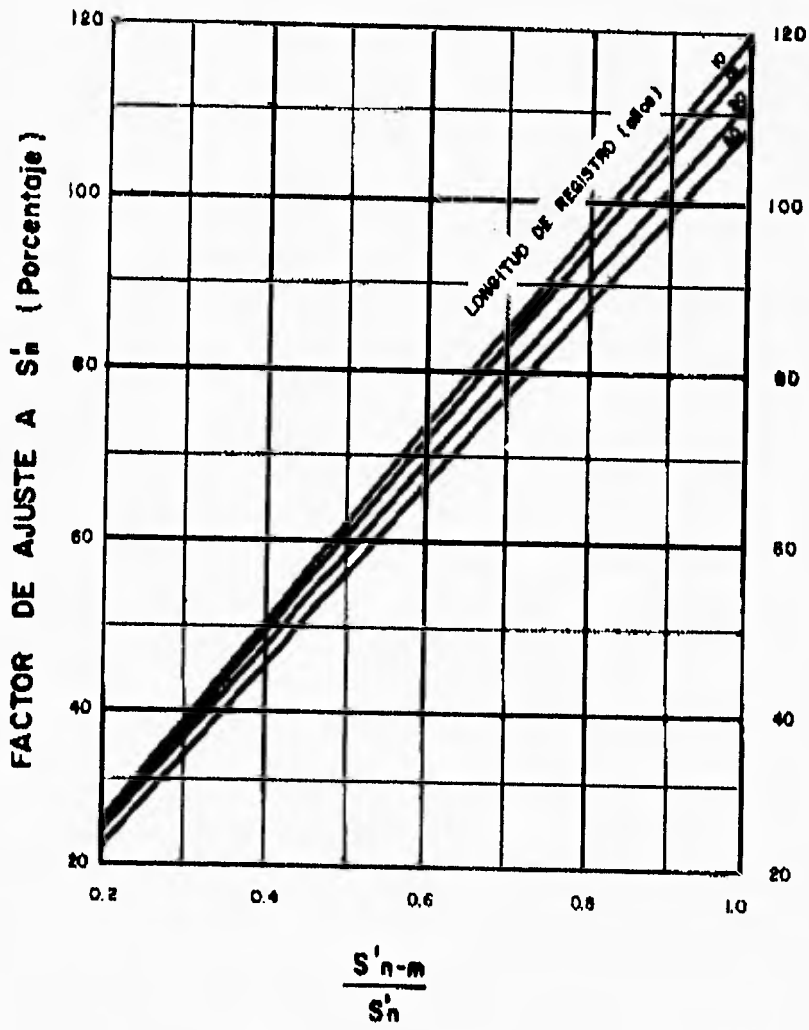


Figura 2.16.- Gráfica para ajuste de la desviación estándar

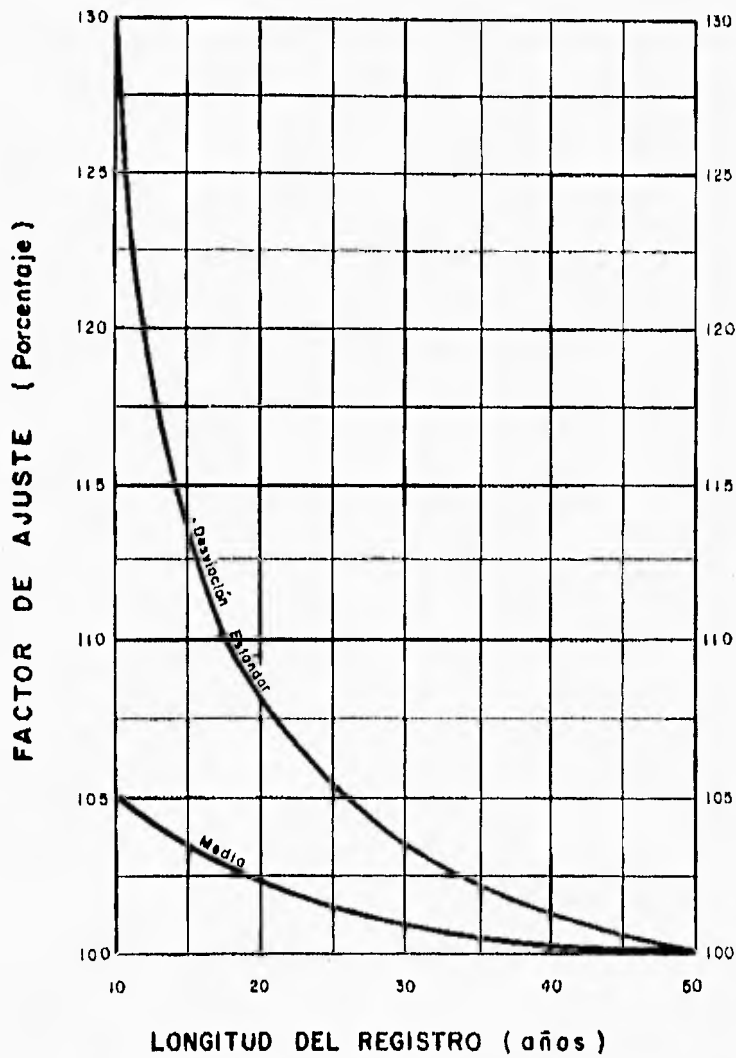


Figura 2.17 - Gráfica para ajuste y corrección de la media y desviación estándar por longitud de registro únicamente.

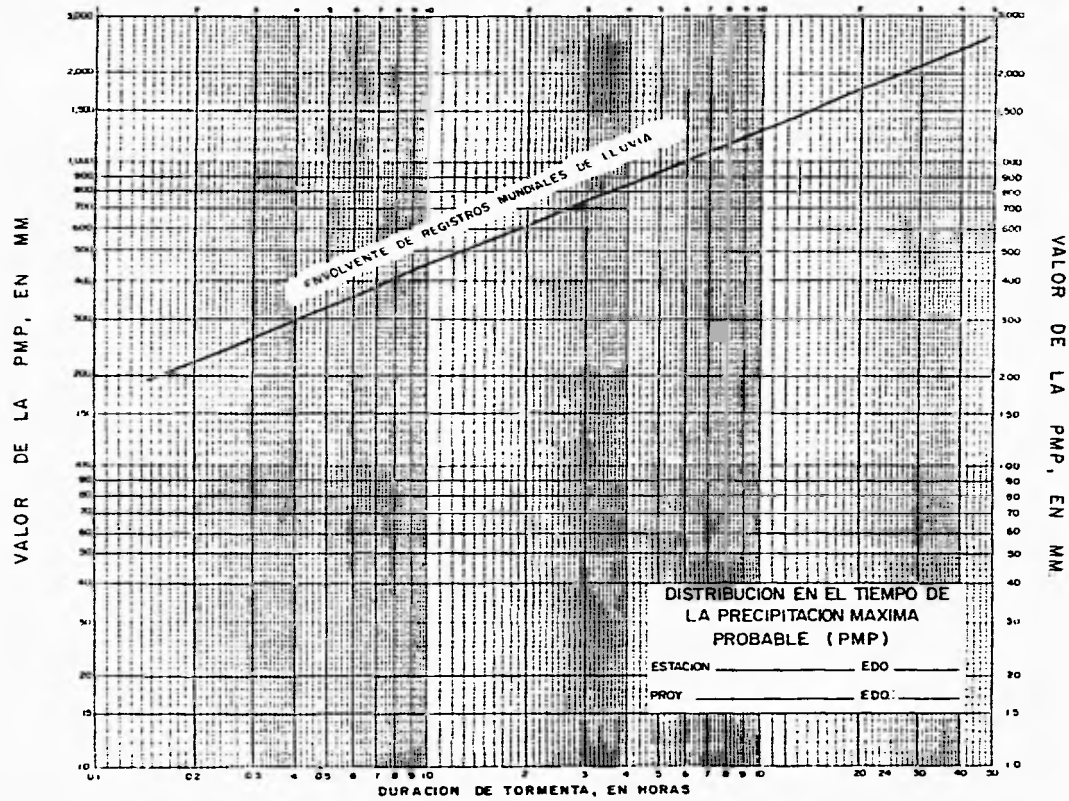


Figura 2.18.- Distribución en el tiempo de la Precipitación Máxima Probable (PMP).

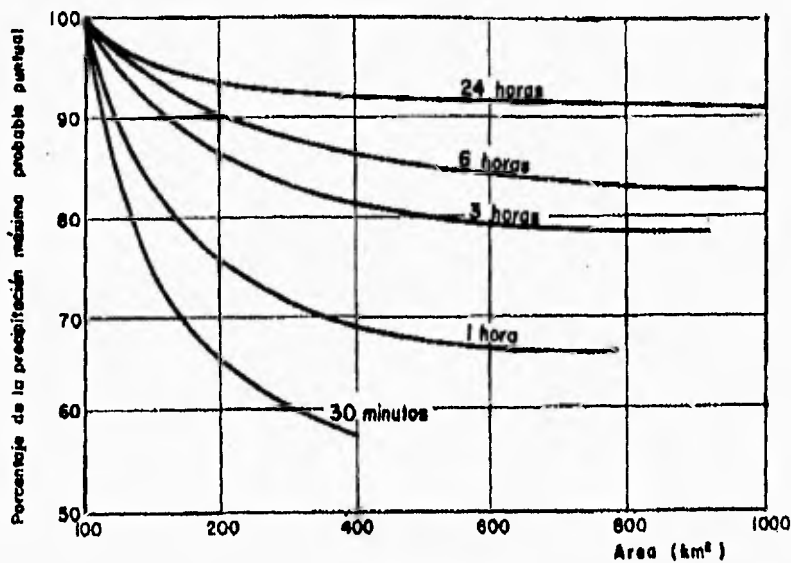


Figura 2.19.-Curvas de reducción de la tormenta por área

en una cuenca, excluyendo las zonas urbanas en donde toda o casi toda el área es impermeable. El escurrimiento subsuperficial es la parte de la lluvia que se infiltra y se mueve lateralmente por los estratos más elevados hasta llegar al cauce, su movimiento es más lento que el superficial por lo que tarda más en llegar al cauce. La cantidad de escurrimiento subsuperficial depende de las condiciones geológicas de la zona, las que harán que esto se agregue al escurrimiento subterráneo o aflora antes de llegar al cauce y siga por la superficie. El escurrimiento subterráneo es el resultado de la lluvia que se infiltra hasta llegar a la zona de saturación que posteriormente abastecerá a los almacenamientos de agua subterránea, los cuales mantienen a las corrientes durante la época de estiaje, resulta claro que su movimiento es mucho más lento que los anteriores por estar sujeto a restricciones físicas y geológicas de la cuenca.

El escurrimiento subsuperficial puede ser casi tan rápido como el superficial o casi tan lento como el subterráneo dependiendo de la permeabilidad de los estratos superiores del suelo, por lo que no es fácil distinguirlo de ellos.

Por esto se ha clasificado al escurrimiento en términos de su rapidez; así tenemos, escurrimiento directo, que es el que se agrega a una corriente después de

ocurrida la lluvia y está formado por los flujos superficial y subsuperficial inmediato, puesto que tiene una respuesta rápida a la lluvia y se considera como el resultado de la lluvia efectiva o en exceso. El escurrimiento base (causal de estiaje o gasto base) que se forma por el escurrimiento subsuperficial y el subterráneo es el que más lentamente llega a la salida de la cuenca y en general, difícilmente se lo puede relacionar con una tormenta en particular, a menos que la cuenca sea sumamente pequeña o su suelo muy permeable.

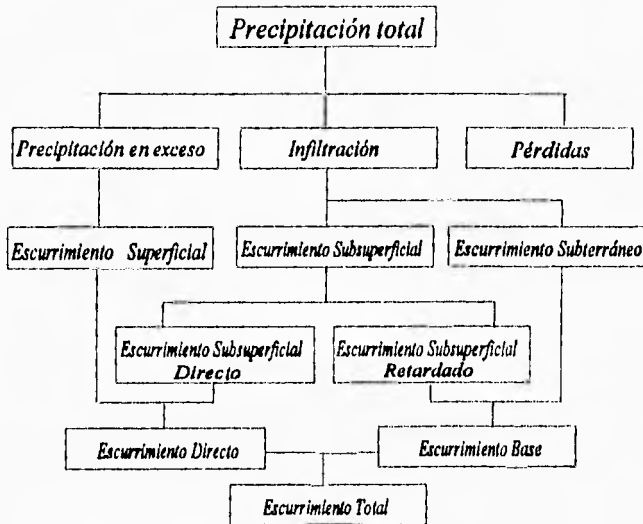


Figura 2.20.- Relación Lluvia Escurrimiento

El diagrama de la figura 2.20 nos da una idea general de como está compuesto el escurrimiento total. Esta distinción entre los tres componentes del flujo es totalmente arbitraria, puesto que muchos factores pueden estar interrelacionados.

Un aspecto importante que debemos tomar en cuenta es que el escurrimiento producirá fluctuaciones del gasto en las corrientes que drenan las cuencas y estos pueden registrarse por medio de un hidrograma, siendo esto la representación gráfica de la variación del gasto respecto al tiempo.

2.6.-Hidrogramas y su Análisis.

Un hidrograma es la representación gráfica del gasto que pasa en una

determinada sección transversal del río contra el tiempo en que se produce este. Su representación puede hacerse anual, o sea correspondiente a intervalos de tiempo relativamente grandes o a valores instantáneos de gastos de una avenida, producidos por una sola tormenta (figura 2.21). La forma de los hidrogramas producidos por tormentas particulares varía, no únicamente de una cuenca a otra, sino también de tormenta a tormenta.

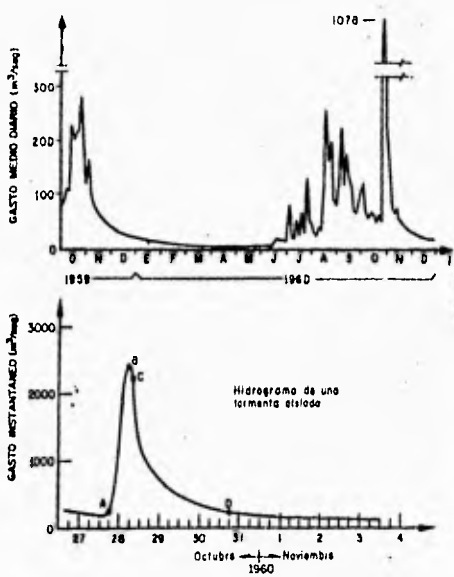


Figura 2.21 .- Hidrogramas Típicos de un río para una cuenca dada

Al analizar un hidrograma esto se dividirá en sus componentes (escurrimiento directo y base). Puede considerarse al hidrograma como una expresión integral de las características fisiográficas y climáticas que gobiernan las relaciones entre la precipitación y el escurrimiento en una cuenca en particular, definiendo las complejidades de dichas características por una sola curva empírica.

Un hidrograma simple típico, producido por una tormenta concentrada es una curva con una sola cresta o pico, pero el caso más general es el hidrograma compuesto de varios picos, lo que indica variaciones bruscas en la intensidad de precipitación, una sucesión de lluvias u otras causas.

En la figura 2.22 se muestran los partes de un hidrograma.

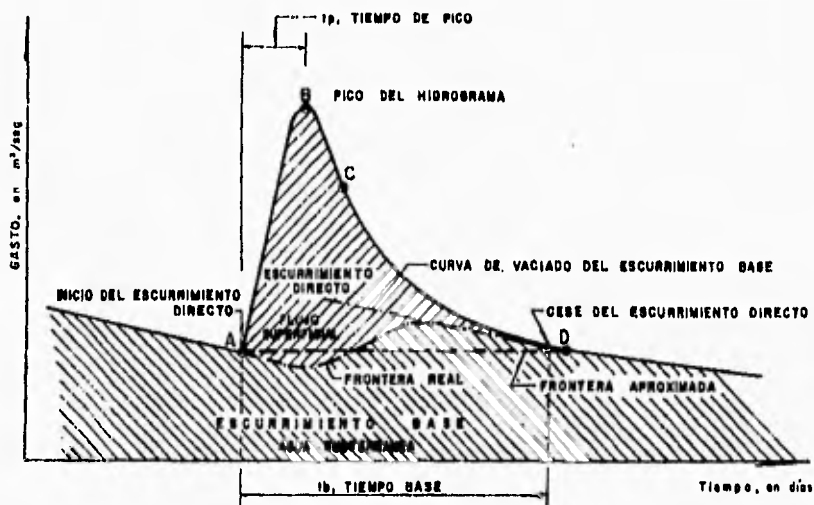


Figura 2.22 .- Hidrograma aislado, mostrando las partes componentes de este.

- A **Punto de Levantamiento.**- Se inicia el escurrimiento directo, producido de una tormenta en exceso, entre los factores que dependen de que el escurrimiento se presente inmediatamente después de iniciada la tormenta, durante la misma o mucho después que cesó de llover, se pueden citar el tamaño de la cuenca, sistema de drenaje, tipo de suelo, intensidad y duración de la lluvia, etc.
- B **Pico.**- Es el gasto máximo que se presenta durante la tormenta, es el punto más importante para fines de diseño.
- C **Punto de Inflexión.**- En este punto, aproximadamente, es cuando termina el flujo superficial, de aquí en adelante, el escurrimiento que llega, es lo que queda por los canales de la cuenca y el escurrimiento subterráneo.
- D **Final del Escurrimiento Directo.**- A partir de este punto, cede solamente el escurrimiento subterráneo, es el punto más difícil de ubicar.
- t_p **Tiempo pico.**- Tiempo que hay entre los puntos A y B.
- t_b **Tiempo base.**- Es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento hasta el punto final del escurrimiento.

El tiempo base de un hidrograma aislado puede ir desde algunos minutos hasta varios días y el pico puede tener valores del orden de unos cuantos litros hasta miles

de metros cúbicos por segundo.

En lo que corresponde al inicio del escurrimiento directo es fácil de determinar, puesto que el hidrograma sufre un incremento muy marcado. El problema es definir donde termina esto y la frontera del escurrimiento base.

Básicamente hay varios criterios para determinar esta frontera. En un primer método se puede considerar a una línea recta horizontal como la frontera, la cual inicia desde el punto de inflexión que marca el inicio del escurrimiento directo. El segundo criterio y más exacto es donde se utiliza la curva de vaciado de la cuenca (esto es la variación del gasto base respecto al tiempo).

La curva de vaciado nos muestra el punto aproximado donde termina el escurrimiento directo en una tormenta. Esta se puede obtener analizando una serie de hidrogramas durante la época de estiaje (secas) y con la cual haciendo una superposición podrá obtenerse una variación bastante completa de esta curva. Otro medio de acuerdo a Burnes, considera que la curva de vaciado puede expresarse como:

$$Q_t = Q_0 K, \text{ ----- (2.52)}$$

donde:

Q_t - Gasto un tiempo T después del gasto Q_0 en m^3/seg .

Q_0 - Gasto inicial sobre la curva de vaciado, en m^3/seg

K , - Constante de vaciado, adimensional.

Esta ecuación también puede expresarse como:

$$Q_{t+1} = Q_t K, \text{ ----- (2.53)}$$

Con esta expresión podemos hacer una gráfica de Q_{t+1} contra Q_t . Esta ecuación representa una recta de pendiente K . Esto permite conocer las curvas de vaciado a partir del hidrograma de una tormenta. Conociendo la curva de vaciado del escurrimiento base se podrá determinar el punto de la frontera donde se separan los escurrimientos.

Otro criterio es analizar varios hidrogramas y seleccionando aquellos tramos en donde solo exista escurrimiento base, de aquí se obtiene la curva de vaciado del escurrimiento base, los tramos seleccionados se dibujan en papel semilogarítmico,

representando en el eje aritmético el tiempo y en el logarítmico al gasto y se desplazan horizontalmente tratando de definir una sola curva (Fig. 2.23).

Si en alguno de los tramos seleccionados existiera escurrimiento directo, esto se manifiesta como en la figura 2.23.b, en que este no es tangente a dicha línea (curva b), estos tramos se eliminan del análisis.

La curva de vaciado deducida se superpone al hidrograma por analizar

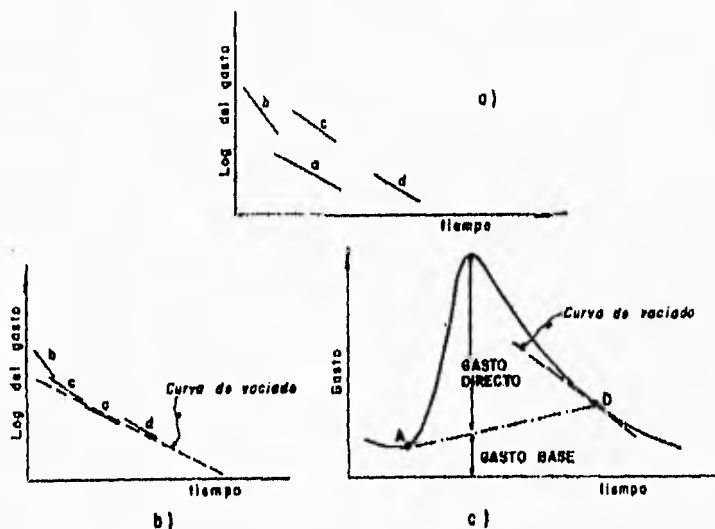


Figura 2.23. Determinación del punto en que termina el escurrimiento directo.

haciéndola coincidir en el extremo derecho y se determina el punto D como aquel en que la curva se separa del hidrograma (Fig. 2.23.c).

2.7.-Avenidas Máximas.

Con los datos climatológicos o hidrométricos recopilados en campo se procede a la determinación del gasto de diseño o la avenida de diseño, que será utilizada para el análisis de la corriente estudiada. Los métodos para estimación del gasto o la avenida de diseño de que se dispone son numerosos y sin embargo no se ha adoptado ninguno unánimemente, lo cual nos indica la complejidad o importancia del problema para la selección del cálculo de este.

Al utilizar varios criterios en la estimación del gasto o avenida de diseño, se utilizan racionalmente los diversos datos de que se dispone (lluvias máximas, gastos máximos instantáneos, información de campo, etc.), por lo común incompletos, por lo que los resultados de estos se podría llegar a obtener resultados más seguros y precisos. El presente trabajo no abarca todos los criterios que se tienen, simplemente presenta los más usuales pero no implica que sean los únicos o más exactos, ya que el estudio hidrológico es diferente para cada caso y se debe tomar esto en cuenta para el estudio de cada proyecto.

Como se indicó en el capítulo anterior, se cuenta con estaciones climatológicas o hidrométricas, que según datos hasta 1970 se tenían 345 pluviógrafos y 432 limnógrafos en todo el Territorio Nacional, por lo que hace casi imposible contar con datos para cada río o cuenca, lo que implica que en muchos casos se tendrá que hacer transposición de cuencas, tomando los datos de una cuenca con información y pasándolos a otra sin estos.

Importancia de la estimación del gasto o avenida máxima. Podemos mencionar como aplicación general de la hidrología superficial a la determinación de la cantidad de agua que dispone una corriente (incluidas sus propiedades físicas, químicas y bacteriológicas), el volumen de material sólido transportado por la corriente y la determinación de la magnitud de las avenidas o crecidas en la corriente y cuando se presentan. Es esta última, es la que más información requiere y sea quizás la más difícil de contestar o importante de ellas. El conocimiento anticipado de las avenidas permite el prevenir a la población o el adoptar las medidas de seguridad que sean necesarias, si se dispone del tiempo suficiente para ello.

Los factores que influyen en la formación de estas avenidas se pueden agrupar en tres grupos, siendo estos factores de tipo climático, geomorfológico y extrahidrológicos y además obras artificiales. Dentro de los factores climáticos el más importante es la Tormenta que la genera tomándose en cuenta su tipo, duración, extensión y frecuencia o periodo de retorno. Otros son la Intercepción, la Infiltración, la Evaporación y la Transpiración. Entre los Geomorfológicos podemos mencionar las características de la cuenca y su red de drenaje, como son la forma, magnitud y orientación de la cuenca, longitudes pendientes y secciones transversales de los cauces, lagos y embalses. Finalmente los extrahidrológicos son por ejemplo deslizamientos de laderas, formación de barreras naturales en ríos y los glaciales. Las obras artificiales modifican las avenidas propias de una cuenca pudiendo ser esta de efecto positivo o negativo, siendo debidas a fuentes, encauzamientos y rectificación de ríos, cultivos, bosques o embalses.

Predicción de las Avenidas.- La predicción hidrológica es uno de los

aspectos más importantes de la llamada Hidrología Aplicada, cuyo objetivo es dar un uso adecuado a los volúmenes de agua y planear una política de operación idónea, siendo sus características fundamentales en los métodos para predicción las siguientes:

- Período cubierto por la predicción.
- Elementos del régimen hidrológico que pronostica.
- Métodos de predicción.
- Propósito o finalidad de la predicción.

La anticipación nos proporciona la oportunidad de poder notificar a las poblaciones y adoptar las medidas de seguridad que puedan evitar o mitigar los daños que estas puedan ocasionar.

Su eficiencia es función de su precisión cuantitativa y de la anticipación con que se da aviso, dependiendo estas características de la naturaleza de los datos, los que pueden ser:

- Registros de gastos aguas arriba del sitio de pronóstico.
- Registros de precipitaciones.
- Predicción de precipitaciones.

En cuencas grandes ($A < 3000 \text{ Km}^2$), la anticipación con la que se puede advertir es suficiente y de buena garantía, en base a los registros de estaciones hidrométricas de aguas arriba.

En cuencas medianas ($200 < A < 3000 \text{ Km}^2$) el tiempo que tarda la avenida es corto y habrá que adelantarse a su formación y predecirla en función de las precipitaciones que la originan.

Finalmente en cuencas pequeñas ($A < 200 \text{ Km}^2$), el tiempo transcurrido entre la llegada de la lluvia y la presencia de la avenida es bastante corto, por lo que es preciso recurrir a la predicción de las tormentas que generan las avenidas, mediante radar o satélite, a pesar de los errores que tal método lleva consigo.

En la figura 2.24. se muestra un resumen de generalidades sobre avenidas máximas.

Determinación del Período de Retorno. Las estructuras hidráulicas se pueden dividir en mayores y menores. Es común que las obras fluviales caigan dentro de las estructuras menores (puentes, alcantarillas, sistemas de drenaje, bordos, diques y presas pequeñas). Así una obra deberá considerar un intervalo de tiempo para el cual no haya ningún daño en ella.

El período de retorno se define como el intervalo promedio de tiempo dentro del cual un evento hidrológico puede ser igualado o excedido al menos una vez en promedio.

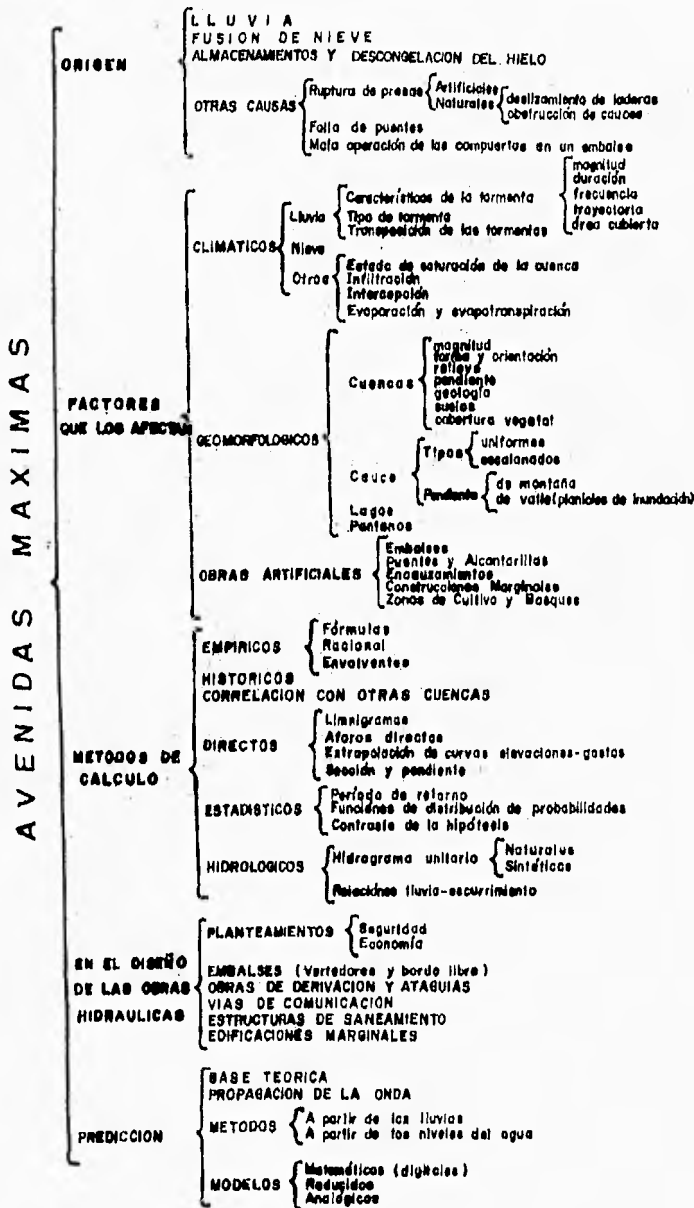


Figura 224. Resumen de generalidades sobre avenidas máximas

En la tabla 2.3 se muestran la vida útil de diferentes obras hidráulicas, mientras que en la tabla 2.4 se indican los periodos de retorno de diseño recomendables en estructuras menores.

Tabla 2.3. Vida útil de diferentes obras Hidráulicas.

TIPO DE OBRA	Vida útil en años
<i>Cortinas de Presas</i>	
Tierra, concreto y mampostería.	150
Enrocamiento.	60
Acero.	40
Almacénamientos	75
Canales y Zanjas	75
<i>Aforadores</i>	
Concreto y mampostería.	75
Acero.	50
<i>Túneles</i>	
	100
<i>Tanques</i>	
Concreto.	50
Acero.	40
<i>Tuberías a Presión</i>	
	50
<i>Tuberías</i>	
Concreto	20
Acero:	
menor de 4 pulg. de ϕ	30
mayor de 4 pulg. de ϕ	40
<i>Piensa fundida:</i>	
de 2 a 4 pulg. de ϕ	50
de 4 a 6 pulg. de ϕ	65
de 8 a 10 pulg. de ϕ	75
mayor de 12 pulg. de ϕ	100
<i>Bombas</i>	
	18-25
<i>Turbinas</i>	
	35
<i>Generadores</i>	
De más de 3000 KW.	28
de 1000 a 3000 KW	25
de 50 HP a 1000 KW	17-25
menores de 50 HP	14-17

Para cuantificar la probabilidad de ocurrencia o riesgo de que se presente en una obra hidráulica un evento mayor al de diseño se debe tener en cuenta el costo de la obra, los daños que se pueden producir si se presenta la falla, costo de mantenimiento, los inconvenientes y perjuicios en caso de falla y finalmente el riesgo de vidas humanas.

Tabla 2.4.- Periodos de retorno recomendables para obras hidráulicas menores

TIPO DE OBRA	Periodo de retorno en años
<i>Áreas de Protección (Bordos)</i>	
Zonas Urbanas, importantes rutas de transporte y grandes plantas industriales.	100
Regiones Agrícolas Industriales	50
Regiones Agrícolas menores	7-20
Áreas forestales y planicies de inundación	10
<i>Estructural</i>	
Bordos o Diques	2-50
Drenajes Urbanos o pluviales	2-10
Zanjas de drenaje	5-50
Drenaje en Aeropuertos	5
Puentes sobre carreteras importantes	100
Puentes sobre carreteras menos importantes, o alcantarillas sobre carreteras importantes	25
Alcantarillas sobre caminos secundarios, drenaje de lluvia o construcciones	1-10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde pueda tolerarse encharcamiento con lluvia de corta duración	1-5
<i>Presas (Periodo de retorno mínimo)</i>	
Cinco presas cuya falla causaría pérdidas de vidas humanas	
Presa de Tierra	1000
Presa de Concreto y Mampostería	500
Presas que al fallar no ocasionan pérdidas	
Costeosa	500
Moderadamente costosas	100
Pequeñas presas	20

2.8.- Métodos de Análisis.

Para conocer el gasto de diseño (gasto máximo), Existen diferentes criterios entre los que se pueden describir los siguientes métodos; Empíricos, Semiempiricos, Hidrometeorológicos (Relación lluvia-escorrentía) y los Estadísticos.

Dado que en muchas ocasiones, el proyectista cuenta con muy poca o ninguna información sobre mediciones directas que le permitan conocer la historia de los escurrimientos en el sitio de interés, estos se tienen que estimar a partir de los datos de precipitación, ya que éstos son los más abundantes. Por ello es necesario hacer uso de varios criterios para poder tener una idea más clara de lo que ocurre en el área de proyecto. Se comentan a continuación algunos métodos, si bien no es posible aplicar tales los métodos en un proyecto en particular, debido a sus rangos de aplicación, si se presentan criterios alternativos.

Métodos Empíricos. Quizás el más común de los métodos empíricos lo constituyen las fórmulas empíricas, las que ahora son poco usadas debido a que se cuenta con procedimientos más confiables para la estimación de avenidas máximas, pero ante la falta de datos para estimar la avenida máxima en cuencas de pequeña extensión y poco pobladas, la aplicación de las fórmulas empíricas permite conocer en forma rápida el orden de magnitud de tal avenida, sin tener que disponer de información hidrométrica.

Su uso puede recomendarse cuando sus resultados han sido contrastados con datos reales en una determinada cuenca o región, o se desea representar de manera fácil los resultados obtenidos con estudios racionales de avenidas en un río o una cuenca, siendo estos estudios aquellos que usan suficientes datos reales de avenidas o aplica diversos criterios de estimación para concluir con los resultados en el probable hidrograma.

El principal inconveniente es que su aplicación se hace en cuencas diferentes a las que fueron deducidas, por lo que los coeficientes deberían de ser ajustados, lo que resulta sumamente difícil, sin embargo debido a la correlación que hay entre la magnitud de cuenca y el gasto máximo los resultados obtenidos por las fórmulas empíricas pueden servir para acotar la magnitud de las avenidas de proyecto.

Se indican aquí las fórmulas de Fuller, Scimemi, y Creagar:

$$\text{Fuller: } Q_T = Q_m (1 + 0.8 \log Tr) \text{ ----- (2.54.a)}$$

$$Q_m = q \left(1 + \frac{2.66}{A^{0.3}} \right)$$

$$\text{Scimemi: } Q_m = \left(\frac{600}{A \cdot 10} \cdot 1 \right) A \text{ ----- (2.54.b)}$$

$$\text{Creagar: } Q = 39.077 (0.3861 A)^{0.936} A^{0.048} \text{ ----- (2.55.c)}$$

donde:

- Q_T - Gasto de la avenida máxima para un Tr , en $m^3/seg.$
- Q_m - Valor medio de los gastos máximos instantáneos, en m^3/seg
- Q - Gasto de avenidas normales, en $m^3/seg.$
- q - Valor medio de los gastos máximos diarios, en m^3/seg
- Tr - Período de retorno, en años.

A - Área de la cuenca, en km².

Envolventes Regionales. Estos métodos empíricos toman únicamente en cuenta el área de la cuenca. Su aplicación está restringida a la falta total de datos o información hidrográfica, para casos en que se requiera una estimación gruesa de los gastos máximos probables. En ellos se relaciona el gasto máximo Q con el área de la cuenca A. Se usan básicamente dos fórmulas; la de Creager y la de Lowry.

Para determinar su fórmula Creager, este gráfico los gastos máximos por unidad de área observados en cuencas de todo el mundo, contra el área misma de la cuenca, posteriormente hizo una curva que sirva envoltorio de todos los puntos graficados y obtuvo la ecuación correspondiente:

$$\text{Creager: } q = 1.303 C_c (0.386 A)^{\frac{0.936}{0.048}} - A^{-1} \quad (2.55)$$

donde:

q - Gasto máximo unitario, en m³/seg/km².

C_c - Coeficiente que depende de la región considerada.

A - Área de la cuenca, en km².

Cuando se consideran las cuencas de todo el mundo el coeficiente C_c vale 100, el problema planteado admite múltiples soluciones dependiendo de los puntos que se escojan para definir la curva envoltorio, lo que ha dado lugar ha un segundo método similar al de Creager que es el método de la curva de Lowry. El planteo su ecuación en forma más simple siendo esta:

$$\text{Lowry: } q = \frac{C_1}{(A + 259)^{0.85}} \quad (2.56)$$

donde:

q - Gasto máximo unitario, en m³/seg/km².

C₁ - Coeficiente que depende de la región considerada.

A - Área de la cuenca, en km².

Los coeficientes C_c y C₁ se pueden determinar por regiones, graficando a los gastos unitarios máximos q registrados con sus respectivas áreas de cuenca en una gráfica logarítmica y seleccionando el valor de C_c y C₁ que envuelven todos los puntos medidos. El valor de C₁ para la envoltorio mundial se puede tomar como 3500. La anterior Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, hoy Comisión Nacional del

Aquí, cálculo los valores de C_2 y C_1 para las envolventes regionales, en la República Mexicana, en las tablas 2.5 y 2.6 se tienen los valores del coeficiente de Creager y Lowry respectivamente.

Métodos Semiempíricos. Los métodos semiempíricos son similares a los empíricos, pero hacen intervenir además la intensidad de la lluvia en la relación funcional que define el gasto de diseño. Estos métodos se basan en el conocimiento del ciclo hidrológico e difieren unos de otros en el mayor o menor detalle con que toman los valores que intervienen en dicho ciclo.

Dentro de estos métodos podemos mencionar el método Racional y el hidrograma unitario triangular.

Método Racional. Basado en la relación lluvia escurrimiento, este método toma en cuenta, además del área de la cuenca, la altura de la precipitación o intensidad de precipitación, considerando que el gasto máximo se alcanza cuando la precipitación mantiene una intensidad constante durante un tiempo igual al de concentración.

A pesar de estar basado en ciertas hipótesis que generalmente no se cumplen y se apartan más de la realidad mayor es el área de la cuenca considerada, su uso es muy generalizado en muchos países debido a su gran sencillez. La fórmula racional es:

$$Q_p = 0.278 C i A \quad (2.57)$$

donde:

- Q_p - Gasto pico o máximo, en $m^3/seg.$
- C - Coeficiente de escurrimiento.
- A - Área de la cuenca, en $km^2.$
- i - Intensidad de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca, en $mm/hr.$

El coeficiente C representa la relación entre el volumen escurrido y el lluvioso y depende de las características de la cuenca. En la tabla 2.7 se muestran los valores de los coeficientes más comúnmente empleados.

En el caso de que la cuenca por drenar esté compuesta por diferentes tipos de suelos, el coeficiente de escurrimiento global C se calcula con la fórmula:

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n C_i A_i}{A} \quad (2.58)$$

donde:

C_i - Coeficiente de escurrimiento de cada área parcial.

C - Coeficiente de escurrimiento global.

A - Área de la cuenca, en km^2 .

A_i - Área de la cuenca parcial, en km^2 .

n - Número de áreas parciales.

De la hipótesis que expresa que el gasto producido por una lluvia de intensidad constante sobre una cuenca es máximo cuando dicha intensidad se mantiene por un lapso igual o mayor que el tiempo de concentración, el que podemos definir como el tiempo de recorrido del agua desde el punto hidráulicamente más alejado hasta el punto de salida de la cuenca, pues de esta manera toda el área de la cuenca contribuye al escurrimiento, se hace necesario el calcular previamente este tiempo, para lo cual podemos emplear alguna de las muchas fórmulas empíricas que existen. Se indican a continuación algunas de ellas:

Fórmula de Kirpich:

$$T_c = 0.0662 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \text{-----} \quad (2.59)$$

donde:

T_c - Tiempo de concentración, en hr.

L - Longitud del cauce principal, en km.

S - Pendiente del cauce principal.

Otra segunda fórmula propuesta por Kirpich:

$$T_c = 0.39 \left[\frac{L^2}{S} \right]^{0.385} \text{-----} \quad (2.60)$$

donde:

T_c - Tiempo de concentración, en hr.

L - Longitud del cauce principal, en km.

S - Pendiente del cauce en porcentaje y calculada como H/L , siendo H el desnivel total del cauce principal en m.

Esta última ecuación solo debe ser aplicada en T_c menores de 10 horas, en pequeñas cuencas rurales, es decir no urbanas, también podemos usar la ecuación 2.61 para cuencas rurales pequeñas únicamente.

$$T_c = 32.5 (10^{-5}) \left(\sqrt{\frac{L^3}{H}} \right)^{0.77} \text{-----} (2.61)$$

donde:

T_c - Tiempo de concentración, en hr.

L - Longitud del cauce principal, en km.

H - Desnivel total del cauce principal, en m.

Rewe propone la siguiente fórmula que es usada por California Highways and Public Works.

$$T_c = \left[\frac{0.86 L^3}{H} \right]^{0.385} \text{-----} (2.62)$$

La Forest Resources Division, FAL, propone la siguiente ecuación:

$$T_c = \frac{L^{1.15}}{15 H^{0.38}} \text{-----} (2.63)$$

H - Desnivel total del cauce principal, en km.

E. Basso propone las siguientes fórmulas:

$$T_c = 0.067 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77} \text{-----} (2.64)$$

$$T_c = 0.067 \left(\frac{L^{1.155}}{H^{0.385}} \right) \text{-----} (2.65)$$

H - Desnivel total del cauce principal, en km.

También hay métodos para estimar el tiempo de concentración en forma de gráficos como lo muestra en la figura 2.25, donde por medio del arco de la curva y en función de la topografía de esta se puede determinar el T_c .

Tabla 2.5

Valores del coeficiente C_c de Creager para las regiones de la República Mexicana.

REGION	COEFICIENTE DE CREAGER
1.- Baja California Norte	30
2.- Baja California Sur	72
3.- Rio 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.- Pacifico Centro	100
7.- Cuenca rio Balsas	
a) Alto Balsas	18
b) Bajo Balsas	32
8.- Pacifico Sur	62
9.- Cuenca rio Bravo	
a) Zona Conchos	23
b) Zona Salado y San Juan	91
10.- Golfo Norte	61
11.- Cuenca rio Pánuco	
a) Alto Pánuco	14
b) Bajo Pánuco	67
12.- Golfo Centro	59
13.- Cuenca rio Papaloapan	36
14.- Golfo Sur	36
15.- Sistema Grijalva-Usumacinta	50
16.- Peninsula de Yucatan	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 Cuicatlan y Patcuaro	6.8
22.- Valle de México	19
23.- Cuenca del rio Metzitlan	37

Tabla 2.6 Valores del coeficiente de la envolvente E_p de Lowry para las regiones de la República Mexicana, hasta 1975.

REGION	COEFICIENTE DE LOWRY
1.- Baja California Noroeste (Ensenada)	980
2.- Baja California centro (El Vizcaino)	520
3.- Baja California Sureste (Magdalena)	2190
4.- Baja California Noroeste (Laguna Salada)	1050
5.- Baja California centro este (Sta. Rosalia)	990
6.- Baja California Sureste (La Paz)	5120
7.- Rio Colorado	1050
8.- Sonora Norte	760
9.- Sonora Sur	2140
10.- Sinaloa	3290
11.- Presidio-San Pedro, Zona costera	4630
11.- Presidio-San Pedro, Zona alta	470
12.- Lerma-Santiago	1290
13.- Huicicila	760
14.- Ameca	600
15.- Costa de Jalisco	5270
16.- Armeria-Coahuayana	4940
17.- Costa de Michoacán	2100
18.- Balsas Alto	1090
18.- Balsas medio y bajo	4450
19.- Costa Grande	2100
20.- Costa chica-Río Verde	3180
20.- Alto río Verde	390
21.- Costa de Oaxaca (pta. Angel)	3000
22.- Tehuantepec	2170
23.- Costa de Chiapas	1190
24a.- Alto Nuevo-Conchas	1020
24b.- Medio Nuevo	5170
24c.- Río Solido	1410
24d.- Bajo Bravo	2130
25.- San Fernando-Solo la Marina	2330
26a.- Alto Pánuco	1300
26b.- Bajo Pánuco	3010
26c.- Valle de México	760
27.- Tuxpan-Nautla	2450
28.- Papacapan	1750
29.- Coahuaculco	1840
30.- Orizaba-Ulucacinta	2130
30.- Alto Orizaba	610
31.- Yucatán Oeste (Campeche)	370
32.- Yucatán Norte (Yucatán)	sin datos
33.- Yucatán Este	sin datos
34.- Cuencas cercadas del Norte (Cuauhtémoc)	230
35.- Mapint	
36.- Nayarit	1510
37.- Aguascalientes	380
38.- El Salado	1310

Tabla 2.7 Valores del coeficiente C de escurrimiento para la fórmula Racional.

TIPO DE AREA DRENADA	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	
	MINIMO	MAXIMO
ZONAS COMERCIALES		
Zona comercial	0.70	0.95
Vecindarios	.050	0.70
ZONAS RESIDENCIALES		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares, espaciados.	0.40	0.60
Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	.025	0.40
Casas Habitación	.050	0.70
ZONAS INDUSTRIALES		
Espaciado	0.50	0.80
Compactado	0.60	0.90
CEMENTERIOS, PARQUES	0.10	0.25
CAMPOS DE JUEGOS	0.20	0.35
PATIOS DE FERROCARRIL	0.20	0.40
ZONAS SUBURBANAS	0.10	0.30
CALLES		
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.80	0.95
Alquitranadas	0.70	0.85
ESTACIONAMIENTOS		
TECHADOS		
PRADERAS		
Suelos arenosos planos (pendiente 0.02)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias(0.02-0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos excavados (pendiente 0.07 o más)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (pendiente 0.02)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias(0.02-0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos excavados (pendiente 0.07 o más)	0.25	0.35

Van To Chow propone para estimar el tiempo de retraso T_r la siguiente fórmula:

$$T_r = 0.005 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64} \quad (2.66)$$

donde:

T_r - Tiempo de Retraso, en hr.

L - Longitud del cauce principal, en m.

S - Pendiente del cauce principal en porcentaje.

Una última fórmula para determinar el tiempo de concentración está dada por:

$$T_c = \frac{L}{3600 V} \quad (2.67)$$

donde:

L - Longitud del cauce principal, en km.

V - Velocidad media del agua en el cauce principal en m/s.

Para determinar la velocidad media podemos emplear la tabla 2.8.

Tabla 2.8 Velocidad media en función de la pendiente del cauce principal.

Velocidad Media, en m/seg.				Pendiente del canal principal, %	Velocidad media, m/s
Pendiente %	Bosques	Pastizales	Canal Natural no bien definido		
0.3	0.3	0.5	0.3	1.2	0.6
4.7	0.6	0.9	0.9	2.4	0.9
8.11	0.9	1.2	1.5	4.6	1.2
12.15	1.1	1.4	1.4	6.8	1.5

La ecuación 2.67 no toma en cuenta el recorrido del agua de lluvia desde que llega a la superficie hasta los cauces.

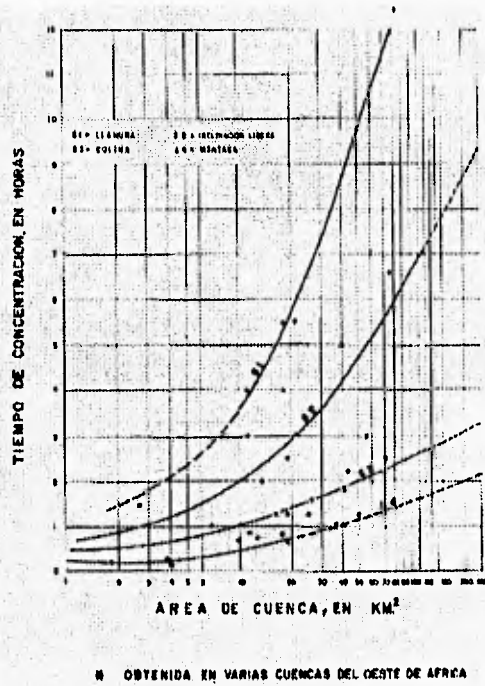


Figura 2.25 Gráfica para estimación del tiempo de concentración

Una vez determinado el tiempo de concentración se procede a obtener la intensidad a partir de las curvas de Intensidad-Duración-Periodo de retorno (I-D-Tr) de la estación pluviográfica más próxima a la cuenca en estudio, para lo que se considera la duración de la tormenta igual al tiempo de concentración calculado y se fija el periodo de retorno en función de la vida útil del proyecto y del riesgo que se puede aceptar de que la obra falle.

La experiencia ha demostrado que el método racional solo debe ser aplicado a cuencas menores de 13 Km², en las que además existe un desfase pequeño entre lluvias y el gasto máximo. El californiana División Highways recomienda utilizar el método racional en cuencas de hasta 40.5 Km² (10000 acres). En general el método tiene aplicabilidad en cuencas de hasta 100 Km² y periodos de retorno 100 años, pero solo se recomienda su uso en cuencas menores de 15 Km².

Cuando no es posible determinar las curvas de Intensidad-Duración-Periodo de retorno, se puede obtener la intensidad con la expresión $i = P / T_c$, siendo P la precipitación en milímetros y T_c el tiempo de concentración.

Con esta expresión se puede obtener el gasto pico en forma aproximada, por lo que es recomendable el uso de la estación pluviográfica para la determinación de la intensidad.

Método de Sánchez Bribiesca. La fórmula propuesta por el Ing. José Luis Sánchez Bribiesca para calcular el gasto máximo de una cuenca pequeña (hasta 100 Km²), es la siguiente:

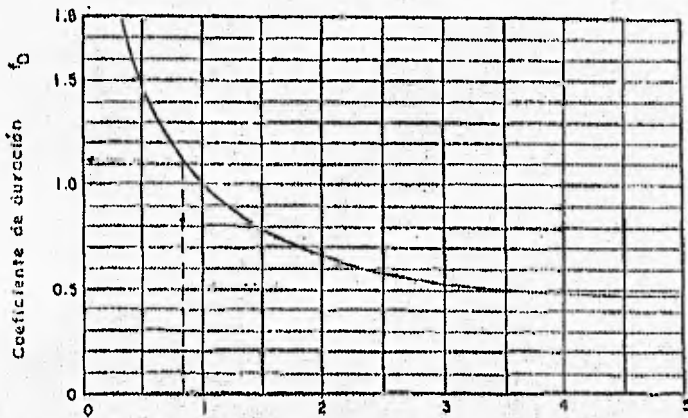
$$Q = \frac{f_d f_w h_p A}{4500} \text{-----} (2.68)$$

donde:

- Q = Gasto de diseño, en m³/seg.
- f_d = Coeficiente de duración, adimensional.
- f_w = Coeficiente de precipitación adimensional.
- h_p = Altura de precipitación en exceso, en m.
- A = Área de la cuenca, en km².

La secuencia para determinar el gasto de diseño puede hacerse investigando la duración de las tormentas de la cuenca; si son rápidas o intensas se pensará en media hora, o si son prolongadas, en 3 ó 4 horas, esto permite escoger el factor f_d, según la figura 2.26.

De acuerdo con la frecuencia de las tormentas y con la humedad de la zona



Duración de la lluvia en horas.

Figura 2.26. Gráfica para determinar el valor de f_d .

se selecciona f_w según la tabla 2.9. Los dos factores mencionados definen el clima por lo cual, a la tabla original se le agregó la columna central con denominación equivalente del clima en términos de la clasificación adoptada por el INEGI.

Reconocer la cuenca, sino se ha calibrado previamente, para escoger el número de escarriamiento N de la tabla 2.10. Cuando la cuenca tiene diferentes valores de N se calcula el promedio pesado de ella.

Determinar el valor de h_1 , o sea la máxima precipitación correspondiente a una hora de duración, registrada en la cuenca o en la estación más cercana a ella.

Tabla 2.9. Determinación del coeficiente f_w en la fórmula de Sánchez Britosca.

CONDICION	FUENTE DE INFORMACION: CARTAS DE CLIMAS	VALOR DE f_w
Aguaceros aislados en zonas secas o de pluviosidad media.	Clima secos y semisecos	1.0
Aguaceros en época de lluvias en zonas de pluviosidad media.	Clima subhúmedo	1.5
Aguaceros en zonas muy húmedas de fuerte pluviosidad y de tormentas frecuentes.	Clima húmedo	2.0

Tabla 2.10 Valores del número de recomendación V_{R} en la categoría de *Brindavea*.

C O B E R T U R A	VALORES		
	DESCRIPCIÓN	DESCRIPCIÓN	DESCRIPCIÓN
Descripción según autor	Descripción	Descripción	Descripción
	Punto de información	Punto de información de pendiente y drenaje	Punto de información de pendiente y drenaje
	Carta de Uso de Suelo	Carta Topográfica de Terreno	Carta Topográfica de Terreno
		Edafológica	Edafológica
Ninguna	Desprovista de vegetación, Zonas urbanas o industriales	Indiferente	Indiferente
Sombreado, fuerte pendiente y buen drenaje	Uso agrícola	Pendiente mayor que 1.5%, con textura de media a fina. Drenaje bien integrado	Indiferente
Sombreado, baja pendiente, ondulado, Mal drenaje	Uso agrícola	Pendiente menor que 1.5% con textura gruesa. Drenaje ausente, mal integrado	Indiferente
Pastizal, fuerte pendiente y buen drenaje	Uso pecuario	Pendiente mayor que 1.5%, con textura de media a fina. Drenaje bien integrado	Indiferente
Pastizal, ondulado y mal drenaje	Uso pecuario	Pendiente menor que 1.5%, con textura gruesa. Drenaje ausente, mal integrado	Indiferente
Matorral	Asociaciones esparsas de vegetación	Indiferente	Indiferente
Bosque, fuerte pendiente y buen drenaje	Uso forestal	Pendiente mayor que 1.5%, con textura de media a fina. Drenaje bien integrado	Indiferente
	Uso forestal	Pendiente menor que 1.5%, con textura gruesa. Drenaje ausente, mal integrado	Indiferente

Únicamente en caso de no encontrarse ninguna información en constituir el valor obtenido en la figura 2.27. El valor de V_{R} será más confiable cuando concuerda con la curva o una de las 4, evaluadas mediante en la figura, en el caso de duda se recomendará usar el límite superior de los que define el valor V_{R} de la figura 2.28. Finalmente conviene que el V_{R} obtenido por cada punto únicamente se use para el V_{R} del punto desde por la curva de la figura 2.29.

Los resultados se evalúan de acuerdo y tiene los valores de que permite tener en cuenta los datos fotográficos y edafológicos que reflejan mejor las condiciones de recomendación mediante curvas de la manera.

La determinación se que en a curva el punto de donde el V_{R} es más confiable en un momento se puede obtener. Incluso por los valores de la figura 2.28, pero puede determinarse a recomendación mediante a depender de información fotográfica respecto de la cobertura vegetal o si se trata de un punto.

Tabla 2.10 Valores del número de escurrimiento N en la fórmula de Sánchez Rábasa.

C	O	B	E	R	T	U	R	A	SUELO		
									Permeable (arcilloso)	Medio	Poco permeable (arcillosos)
Descripción según autor	Descripción s / In e g i							Permeabilidad			
Ninguna		Desprovista de vegetación, Zonas urbanas o industriales		Cualquiera					80	87	91
Sembrado, fuerte pendiente y buen drenaje		Uso agrícola		Pendiente mayor que 12%, con textura de media a fina. Drenaje bien integrado.					65	75	85
Sembrado, baja pendiente, ondulado. Mal drenaje		Uso agrícola		Pendientes menor que 12%, con textura gruesa. Drenaje ausente, mal integrado.					60	70	80
Pastizal, fuerte pendiente y buen drenaje		Uso pecuario		Pendientes mayor que 12%, con textura de media a fina. Drenaje bien integrado.					70	80	90
Pastizal, ondulado y mal drenaje		Uso pecuario		Pendientes menor que 12%, con textura gruesa. Drenaje ausente, mal integrado.					50	65	80
Natural		Asociaciones específicas de vegetación							40	60	80
Bosque, fuerte pendiente y buen drenaje.		Uso forestal		Pendiente mayor que 12%, con textura de media a fina. Drenaje bien integrado.					50	65	80
		Uso forestal		Pendiente menor que 12%, con textura gruesa. Drenaje ausente, mal integrado.					35	55	75

Únicamente en caso de no encontrar ninguna información se considerará el valor obtenido en la figura 2.27. El valor de h_1 será más confiable cuanto más cercana esté la cuenca a una de las 40 estaciones mostradas en la figura; en el caso de dársele se recomienda usar el límite superior de la zona. Obtener el valor h_2 de la figura 2.28., determinar el área de la cuenca, sustituir los valores obtenidos en la ecuación 2.68. Finalmente comprobar que el gasto obtenido por este procedimiento no exceda el valor del gasto dado por la curva de la figura 2.29.

Este método es sencillo de aplicar y tiene la ventaja de que permite tener en cuenta factores fisiográficos y climatológicos que influyen importantemente en el escurrimiento resultante dentro de la cuenca.

Su desventaja es que no se conoce el período de retorno al cual están asociadas las intensidades de precipitación dadas por las isoyetas de la figura 2.27, pero puede subsanarse el inconveniente cuando se dispone de información pluviográfica amplia de las estaciones cercanas a la cuenca en estudio.

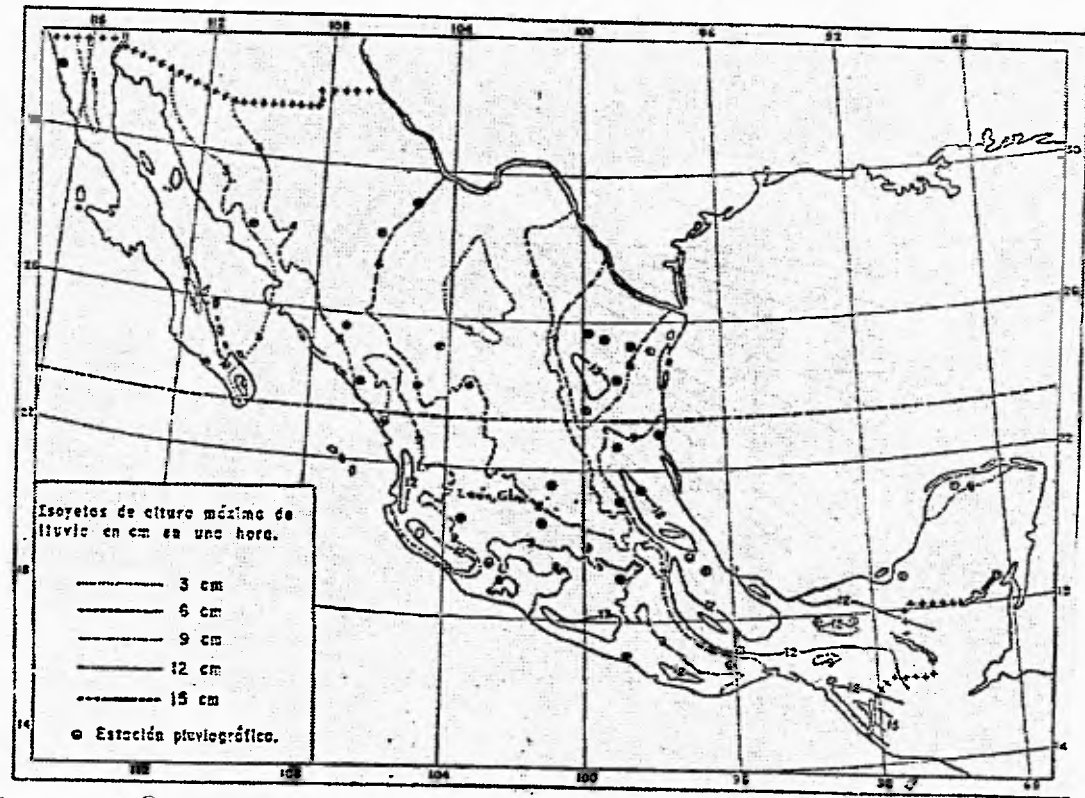


Figura 2.27 - Determinación de los valores de h_1 , en la fórmula de Sánchez Bribiesca.

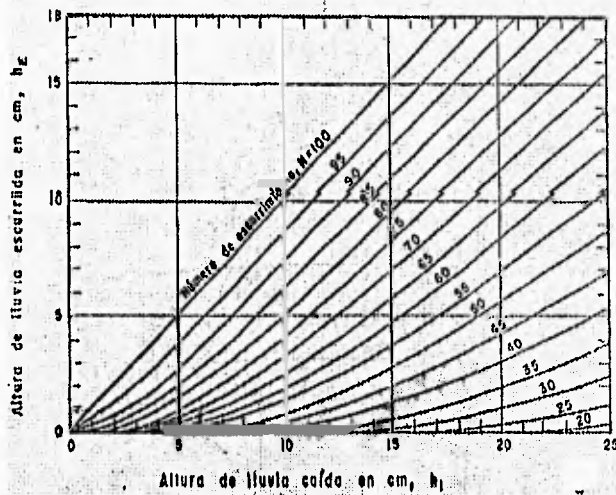


Figura 2.28. - Determinación de h_2 en función del número de escurrimiento y h_1 .

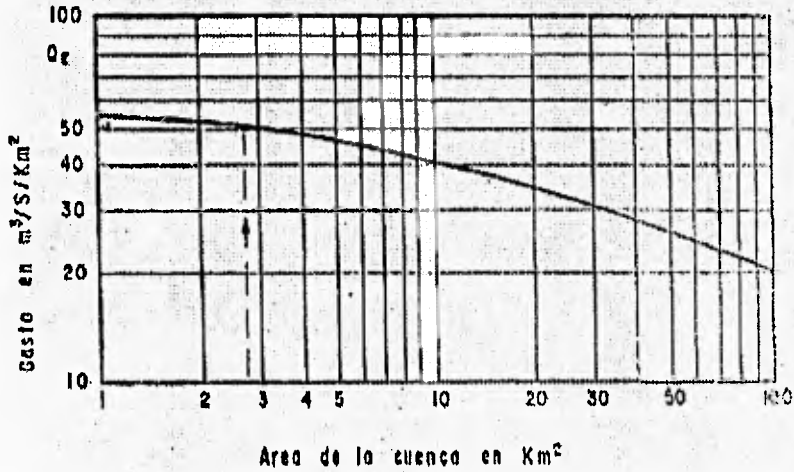


Figura 2.29. - Envolvente de gastos máximos de la República Mexicana (Curva de Creager).

Métodos Hidrológicos. Los métodos hidrológicos pretenden reproducir matemáticamente el fenómeno de la avenida, tienen la ventaja de poder simular aceptablemente el proceso hidrológico de la avenida si se estiman satisfactoriamente los

parámetros necesarios, su desventaja está también ligada a la evaluación de los parámetros necesarios, en la manera más exacta posible, dado, que si no son cuantificados en forma correcta distorsionan los resultados, llegando estos a ser absurdos.

Método del Hidrograma Unitario Triangular.- el método del hidrograma unitario triangular es uno de los métodos hidrológicos de más amplia rango de aplicación, ya que se puede utilizar en cuencas de hasta 2590 Km² según el Bureau of Reclamation.

El U.S. Soil Conservation Service (SCS) dependiente del U.S. Department of Agriculture, planteó en 1957 la posibilidad de representar el hidrograma de respuesta de una cuenca por medio de una figura geométrica simple, el triángulo. A partir de tal consideración se deducen a continuación las fórmulas o ecuaciones que se aplicarán en tal método, de acuerdo con la figura 2.30.

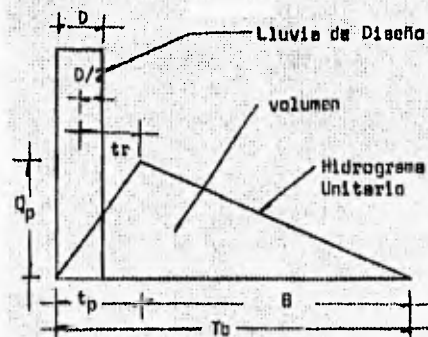


Figura 2.30 . Hidrograma Unitario Triangular

De acuerdo con esta figura se tienen las siguientes características:

Q_p - Gasto pico de diseño, en m³/seg.

D - Duración de la lluvia en exceso, en horas.

t_p - Tiempo pico, igual al tiempo entre el inicio y el máximo del escurrimiento.

t_r - Tiempo de retraso(lag), definido como el tiempo en horas entre el centro de masa de la tormenta y la hora del gasto máximo.

B - Tiempo en horas desde el gasto máximo hasta el final del escurrimiento directo.

t_b - Tiempo base del hidrograma, en horas.

El volumen de escurrimiento directo originado por la tormenta (área bajo el

hidrograma triangular), se podrá expresar como:

$$\text{vol} = \frac{Q_p t_p}{2} + \frac{Q_p B}{2} = \frac{Q_p}{2} (t_p + B) \quad Q_p = \frac{2 (\text{vol})}{t_p + B} \quad \text{-----}(2.69)$$

En base al análisis de un gran número de hidrogramas reales se adoptó como valor medio de B en cuencas sin aforos:

$$B = 1.67 t_p \quad \text{-----}(2.70)$$

para lo cual

$$t_b = 2.67 t_p \quad \text{-----}(2.71.a)$$

Esta última puede ser sustituida por la ecuación presentada en la referencia 1 donde:

$$t_b = n t_p \quad \text{-----}(2.71.b)$$

donde:

n = Parámetro que puede obtenerse de la figura 2.31.
podemos expresar el volumen (vol) de la ecuación 2.69 en términos del área de la cuenca y de la precipitación en exceso Pe como:

$$\text{vol} = 10^3 A P_e$$

sustituyendo en 2.69 y simplificando tenemos:

$$Q_p = \frac{0.208 A P_e}{t_p} \quad \text{-----}(2.72)$$

donde:

- Qp = Caudal pico, en m³/seg.
- Pe = Precipitación en exceso, en mm.
- tp = Tiempo pico, igual al tiempo entre el inicio y el máximo del escurrimiento directo, en horas.
- A = Área de la cuenca, en km².

Esta ecuación se conoce la Ecuación General del Cusco Máximo en el método del hidrograma triangular, el valor de t_p de acuerdo con la figura 2.31 se calculará por la fórmula:

$$t_p = D/2 + t_r \text{ -----(2.73)}$$

Para los hidrólogos del SCS han concluido como valor representativo del tiempo de retraso, el 60% del tiempo de concentración, entonces:

$$t_p = D/2 + 0.6 t_c \text{ -----(2.74)}$$

Cuando por alguna razón se desconoce la duración de la lluvia en exceso, ésta se puede calcular de manera aproximada como:

$$P_e = 2 t_c^{0.5}$$

su cálculo puede seguirse mediante la forma de cálculo que se muestra a continuación, correspondiendo a tal forma las columnas que se citan:

- Se calculan las siguientes características físicas de la cuenca:

A Área de la cuenca.

T_c Tiempo de concentración en horas.

N Número de la curva de escurrimiento para la condición de media de humedad en la cuenca adimensional.

- A partir de las curvas h_p-D-T_r construidas para la cuenca en estudio, se determinan las lluvias para duraciones de 1, 2, 3, 4, 5, 6, 12 y 24 horas para los períodos de retorno de diseño y se anotan en la columna 1.

- Se calculan los incrementos de lluvia (col. 2), los cuales se tabulan en la columna 3 según la siguiente secuencia para los primeros 6 incrementos: 6, 4, 3, 1, 2, 5.

El orden anterior forma un hidrograma más severo (para generar avenidas), que el originado por los incrementos tabulados en la columna 2 y a la vez menos crítico que el hidrograma construido por con la secuencia inversa de los incrementos de la columna 2.

- De acuerdo al número N de la curva de escurrimiento, se estima con el criterio del SCS las cantidades de escurrimiento directo para las cantidades de lluvia de la columna 4.

En la condición de humedad media de la cuenca utilizada, se supone que la cantidad de agua contenida en el suelo es semejante al promedio de las condiciones antes de ocurrir la avenida máxima anual.

En la columna 6, se tabulan los incrementos de escurrimientos, los cuales al ser restados a los incrementos de lluvia (col. 3), Permiten calcular las pérdidas reales en dichos incrementos de tiempo (columna 8).

El procedimiento del SCS para estimar el escurrimiento directo en los cálculos de avenidas máximas, debe ser modificado o corregido debido a que tal método reporta valores de escurrimiento casi iguales a los incrementos de lluvia (col. 3 y 7 respectivamente), conforme la duración de la tormenta aumenta.

Por otra parte los estudios de campo con infiltrómetros reportan las siguientes pérdidas mínimas según el tipo de suelo.

Suelos tipo A: 2.5 mm/hr.

Suelos tipo B y C 1.3 mm/hr.

Suelos tipo D: 0.7 mm/hr.

Con base a los valores anteriores se podrán calcular las pérdidas teóricas (col. 7), que serán igual a los valores de la pérdida límite según el tipo de suelo, por la duración del incremento de lluvia, en horas. Por último la corrección anteriormente citada consiste en reducir el valor del incremento del escurrimiento calculado cuando la pérdida real es menor que teórica, tales casos (generalmente en duraciones de 12 y 24 horas), se resta al incremento de lluvia (col. 3) la pérdida teórica y tal resultado será el incremento de escurrimiento corregido (col. 6).

De acuerdo al valor calculado para el tiempo de concentración en horas se selecciona de la tabla siguiente el tiempo de incremento de lluvia en exceso D, en horas.

Valor de TC en horas	Valor de "D", en horas		
	Primeras 6 horas	Segundas 6 horas	terceras 12 horas
3	5	30	60
3 a 10	10	60	120
10 a 15	20	120	240
15 a 30	30	180	480

En seguida para cada uno de los tres intervalos D seleccionados, se calculan el tiempo pico t_p , el tiempo base del hidrograma t_b y el gasto máximo q_p para un milímetro de escurrimiento por medio de las

ecuaciones 2.73 y 2.74 y la ecuación de gasto máximo.

METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR (HIDROGRAMA DE)								
PROYECTO _____			MPIO. _____		EDD. _____		TIPO DE OBRA _____	
REGION HIDROLOGICA No. _____			FECHA _____		CALCULO _____		REVISO _____	
DATOS : A : _____ Km ² T _r : _____ días (P _{med}) _m : _____ mm Relación ($\frac{P_{24h}}{P_{24h}}$) : _____ T _c : _____ hrs. N _g : _____ Suelos tipo : _____ Pérdida mínima : _____ mm/v								
0	1	2	3	4	5	6	7	8
TIEMPO	LLUVIA TOTAL	INCREMENTO DE LA LLUVIA	INCREMENTO ORDENADO	LLUVIA ACUMULADA	ESCURRIMIENTO ACUMULADO (INCREMENTO)		INCREMENTO DE PERDIDA	
Horas	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	TEORICA (mm)	REAL (mm)
0 — 1								
1 — 2								
2 — 3								
3 — 4								
4 — 5								
5 — 6								
6 — 12								
12 — 24								
CALCULOS :					3.			
a) Tiempo 0 a 6 hrs. : D = _____ hr.			b) Tiempo 6 a 12 hrs. : D = _____ hr.			c) Tiempo 12 a 24 hrs. : D = _____ hr.		
T ₃ = $\frac{1}{2} \cdot 0.67 (\dots)$ = _____ hrs.			T ₆ = $\frac{1}{2} \cdot 0.67 (\dots)$ = _____ hrs.			T ₁₂ = $\frac{1}{2} \cdot 0.67 (\dots)$ = _____ hrs.		
T ₆ = 2.67 (\dots) = _____ hrs.			T ₁₂ = 2.67 (\dots) = _____ hrs.			T ₂₄ = 2.67 (\dots) = _____ hrs.		
q _p = $\frac{2.001 \cdot 11.0}{(\dots)}$ = _____ $\frac{m^3/seg}{mm}$			q ₆ = $\frac{0.001 \cdot 11.0}{(\dots)}$ = _____ $\frac{m^3/seg}{mm}$			q ₁₂ = $\frac{0.001 \cdot 11.0}{(\dots)}$ = _____ $\frac{m^3/seg}{mm}$		
0	6	10	11	12	13	14	OBSERVACIONES	
TIEMPO	INCREMENTO DE LLUVIA EN EXCESO	q _p	q ₆	HIDROGRAMA UNITARIO DEL INCREMENTO				
Horas	P _e (mm)	(m ³ /seg./mm)	(m ³ /seg.)	q ₁ = (P _e) q _p	HORA DE INICIO	HORA DEL MAXIMO	HORA DEL FINAL	
0 — 1					0.0			
1 — 2								
2 — 3								
3 — 4								
4 — 5								
5 — 6								
6 — 12								
12 — 24								

- Se calculan los gastos máximos (col. 11) de cada hidrograma triangular por la multiplicación del incremento del escurrimiento (col. 6 igual a col. 9) por el gasto unitario correspondiente al intervalo de tiempo D (0-6, 6-12 y 12-24 horas).
- Para cada hidrograma unitario triangular se determinan sus horas de inicio, máximo y final, lo anterior, tomando en cuenta los valores de D , tp , y tb , según el siguiente cuadro explicativo:

	Horas de Inicio	Máximo	Final
1er. incremento	0.0	tp_1	tb_1
2do. incremento	D_1	tp_1, D_1	tb_1, D_1
3er. incremento	$2D_1$	$tp_1, 2D_1$	$tb_1, 2D_1$
4to. incremento	$3D_1$	$tp_1, 3D_1$	$tb_1, 3D_1$
5to. incremento	$4D_1$	$tp_1, 4D_1$	$tb_1, 4D_1$
6to. incremento	$5D_1$	$tp_1, 5D_1$	$tb_1, 5D_1$
7to. incremento	$6D_1$	$tp_1, 6D_1$	$tb_1, 6D_1$
8vo. incremento	$6D_1 + D_2$	$tp_1, 6D_1 + D_2$	$tb_1, 6D_1 + D_2$

- Por último se grafican los hidrogramas unitarios triangulares definidos en el paso anterior, a una escala en papel natural, por ejemplo en papel milimétrico y a continuación se suman las ordenadas de todos los hidrogramas que seongan en cada hora de inicio, máximo y final de cada uno de dichos hidrogramas, de ésta manera se definirá el hidrograma total de la avenida que se estima, cuyo periodo de retorno corresponde al de la lluvia procesada.
- Si se desea se puede comprobar la exactitud del hidrograma total construido, calculando el área y transformándola a volumen en m^3 , cantidad que debe ser igual o estar próxima al producto del área de la cuenca A en m^2 , por el valor de la suma de la columna 6 en m .

Podemos obtener un hidrograma unitario adimensional curvilíneo a partir del hidrograma unitario si multiplicamos las ordenadas por el gasto pico. El resultado y las abscisas por el tiempo de pico de la ecuación 2.73.

Métodos Estadísticos o Probabilísticos. Estos métodos permiten a partir de una distribución de probabilidad los gastos máximos registrados en el pasado, extrapolando dicha función se determina el gasto correspondiente a una probabilidad deseada. Los métodos probabilísticos son cada vez más utilizados, pues la información hidrométrica es cada vez mayor y sus resultados han sido verificados con cierto éxito cuando las avenidas que se producen sean debidas únicamente a lluvias que no tenga influencia de nieve o hielo, lo que es lógico, ya que la función de distribución se

ajusta mejor a lluvias máximas, que a fenómenos de hielo.

Su inconveniente es que requiere contar con información hidrométrica de afeñitas máximas anuales. Pero en aquellos casos en que se disponga de una serie amplia y de garantía, los métodos estadísticos permiten obtener unos resultados seguros y aceptables.

Se describen a continuación los siguientes métodos estadísticos: Nash, de Gumbel y Gumbel 1, Lebediev, Log-Parson tipo III y Pearson, éstos procedimientos se muestran con sus respectivas tablas y gráficos. Se incluye el método de mínimos cuadrados como auxiliar en la selección del método más adecuado.

Método de Nash. Este método considera una distribución de valores extremos, que permite ajustar la distribución por mínimos cuadrados. Su expresión general es:

$$Q_d = Q_{\text{máx}} + \Delta z \text{ ----- (2.75)}$$

$$Q_{\text{máx}} = a + c \log \log \left(\frac{T_r}{T_r - 1} \right)$$

Los valores de a y c se determinan por medio de las ecuaciones:

$$a = Q - C \bar{y} \text{ ----- (2.76)}$$

$$c = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2 - n \bar{y}^2} \text{ ----- (2.77)}$$

$$y_i = \log \log \left(\frac{T_r}{T_r - 1} \right)$$

$$\bar{y} = \sum_{i=1}^n \frac{y_i}{n}$$

Calculando el intervalo de confianza Δz en el cual puede variar el valor de $Q_{\text{máx}}$ tenemos:

$$S_{xy} = n \sum_{i=1}^n Q_i y_i - \left(\sum_{i=1}^n Q_i \right) \left(\sum_{i=1}^n y_i \right)$$

$$\Delta z = \pm \sqrt{\frac{S_{xx}}{n^2 (n-1)} + (y - \bar{y})^2 \frac{1}{n-2} \left(S_{xx} - \frac{S_{xy}^2}{S_{yy}} \right)} \quad \text{-----(2.78)}$$

$$S_{yy} = n \sum_{i=1}^n y_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n y_i \right)^2$$

$$S_{xx} = n \sum_{i=1}^n Q_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n Q_i \right)^2$$

donde:

Q_d - Precipitación o Gasto de diseño

$Q_{máx}$ - Precipitación o Gasto máximo para una frecuencia determinada

Q - Precipitación o Gasto medio

Q_i - Precipitación o Gasto máximo observada en el año i .

Δz - Intervalo de confianza

a y c - Constante para cada valor de precipitación o gasto registrado en función del periodo de retorno.

T_r - Periodo de retorno.

y - Valor medio de las Y .

y_i - Constante para cada valor de precipitación o gasto registrado en función del periodo correspondiente.

Método de Gumbel. Este método supone una distribución estadística de valores extremos pero es algo más rígido que Nash. La base de este método es totalmente matemática. Su expresión general es:

$$Q_{máx} = Q (1 + K C_v) \quad \text{----- (2.79)}$$

$$Q = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{n}$$

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{Q_i}{Q_{máx}} - 1 \right)^2}{n-1}} \quad \text{-----(2.80)}$$

$$K = - \frac{1}{\Gamma_n} L_n \left[- L_n \left(\frac{T_r - 1}{T_r} \right) - \frac{y_N}{\Gamma_n} \right] \quad \text{-----(2.81)}$$

donde:

- Q_d - Precipitación o Gasto de diseño
- $Q_{\text{máx}}$ - Precipitación o Gasto máximo para una frecuencia determinada
- Q - Precipitación o Gasto medio.
- Q_i - Precipitación o Gasto máximo observado en el año i .
- n - Numero de años de registro.
- C_v - Coeficiente de variación
- T_r - Período de retorno.
- K - Coeficiente de frecuencia.
- y_N, Γ_N - Parámetros que dependen del tamaño de la muestra se obtiene con las tablas. 2.11

Método de Gumbel 1. Al igual que el anterior su base es fundamento matemática, su expresión general es:

$$Q_{\text{máx}} = \beta - \frac{1}{\alpha} L_N L_N \left(\frac{T_r}{T_r - 1} \right) \text{-----(2.82)}$$

$$\alpha = \frac{1.2825}{S}$$

$$\beta = Q - 0.45 S$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Q_i - Q)^2}{n - 1}} \text{-----(2.83)}$$

donde:

- $Q_{\text{máx}}$ - Precipitación o Gasto máximo para una frecuencia determinada
- Q - Precipitación o Gasto medio.
- Q_i - Precipitación o Gasto máximo observado en el año i .
- n - Numero de años de registro.
- T_r - Período de retorno.
- S - Desviación estándar.
- α, β - Parámetros de estimación.

Tabla 2.11. - Valores de yn y ln para el método de Gambel

n	ln	yn	n	ln	yn
8	0.9043	0.4843	40	1.1590	0.5481
9	0.9288	0.4902	50	1.16066	0.54854
10	0.9497	0.4952	51	1.1623	0.5489
11	0.9676	0.4990	52	1.1638	0.5493
12	0.9833	0.5035	53	1.1653	0.5497
13	0.9972	0.5070	54	1.1667	0.5501
14	1.0095	0.5100	55	1.1681	0.5504
15	1.02057	0.5128	56	1.1696	0.5506
16	1.0316	0.5157	57	1.1708	0.5511
17	1.0411	0.5181	58	1.1721	0.5515
18	1.0493	0.5202	59	1.1734	0.5518
19	1.0566	0.5220	60	1.17467	0.55208
20	1.06283	0.52355	62	1.1770	0.5527
21	1.0696	0.5252	64	1.1793	0.5533
22	1.0754	0.5268	66	1.1814	0.5538
23	1.0811	0.5283	68	1.1834	0.5534
24	1.0864	0.5296	70	1.18536	0.55477
25	1.09145	0.53086	72	1.1873	0.5552
26	1.0961	0.5320	74	1.1890	0.5557
27	1.1004	0.5332	76	1.1906	0.5561
28	1.1047	0.5343	78	1.1923	0.5565
29	1.1086	0.5353	80	1.19382	0.55688
30	1.11238	0.53622	82	1.1953	0.5572
31	1.1159	0.5371	84	1.1967	0.5576
32	1.1193	0.5380	86	1.1980	0.5580
33	1.1226	0.5388	88	1.1994	0.5583
34	1.1255	0.5396	90	1.20073	0.55860
35	1.12847	0.54034	92	1.2020	0.5589
36	1.1313	0.5410	94	1.2032	0.5592
37	1.1339	0.5418	96	1.2044	0.5595
38	1.1363	0.5424	98	1.2055	0.5598
39	1.1388	0.5430	100	1.20649	0.56002
40	1.14132	0.54362	150	1.22534	0.56461
41	1.1436	0.5442	200	1.23593	0.56715
42	1.1458	0.5448	250	1.24292	0.56878
43	1.1480	0.5453	300	1.24786	0.56996
44	1.1499	0.5458	400	1.25450	0.57144
45	1.15185	0.54630	500	1.25880	0.57240
46	1.1538	0.5468	750	1.26506	0.57377
47	1.1557	0.5473	1000	1.26851	0.57450
48	1.1574	0.5477	∞	1.28255	0.57722

Método de Lebediev. Este método considera que los datos (precipitaciones o gastos), tienen una distribución estadística del tipo III de Pearson; su distribución se ajusta a las experiencias tenidas por el autor en ríos soviéticos. Su expresión general tiene la forma:

$$Q_d = Q_{máx} \cdot \Delta z \text{ ----- (2.84)}$$

$$Q_{máx} = Q (K C_v + 1)$$

$$\Delta z = \pm \frac{A Br Q_{máx}}{\sqrt{n}} \text{ ----- (2.85)}$$

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{Q_i}{Q} - 1 \right)^2}{n}}$$

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{Q_i}{Q} \right)^3}{n C_v^3} \text{ ----- (2.86)}$$

$$Q = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{n}$$

donde:

- Q_d - Precipitación o Gasto de diseño
- $Q_{máx}$ - Precipitación o Gasto máximo para una frecuencia determinada
- Q - Precipitación o Gasto medio.
- Q_i - Precipitación o Gasto máximo observado en el año i .
- n - Número de años de registro.
- Δz - Intervalo de confianza.
- C_s - Coeficiente de asimetría.
- C_v - Coeficiente de variación.
- A - Coeficiente que varía de 0.7 a 1.5 dependiendo del número de años de registro. Cuantos más años de registro existan, menor será el valor del coeficiente. Si n es

mayor de 40 años se toma el valor de 0.7.

E_r - Coeficiente que depende de *C_s* y de la probabilidad de que ocurra esa avenida en un año en particular. Se determina en forma gráfica (figura 2.31)

T_r - Período de retorno.

K - Coeficiente que depende de la probabilidad de que ocurra esa avenida en un año en particular, expresada en porcentaje de que se repita la precipitación o gasto de diseño y dependiendo del coeficiente de asimetría ver tabla 2.12, al final del capítulo.

Método de Log-Pearson tipo III. desarrollado por Karl Pearson esta distribución es bastante popular, debido a que cuando su coeficiente de asimetría vale cero, se obtiene una distribución log-normal. Esto implica que la distribución Log-Pearson III sea una línea recta en el papel de probabilidad log-normal. Esta distribución está basada sobre la transformación de los eventos en sus logaritmos de la forma siguiente:

$$\log Q_{máx} = \log Q + K S \log X \text{ ----- (2.87)}$$

$$Q_{máx} = \text{antilog} [\log Q + K S \log X] \text{ ----- (2.88)}$$

$$\log Q = \frac{\sum_{i=1}^n \log Q_i}{n}$$

$$S \log X = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log Q_i - Q)^2}{n - 1}} \text{ ----- (2.89)}$$

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (\log Q_i - Q)^3}{(n - 1) (n - 2) (S \log X)^3} \text{ ----- (2.90)}$$

donde:

$\log Q_{máx}$ - Logaritmo de la Precipitación o Gasto máximo para una frecuencia determinada

- $\log Q$ - Logaritmo de la Precipitación o Gasto medio.
 $\log Q_i$ - Logaritmo de la Precipitación o Gasto máximo observado en el año i .
 n - Numero de años de registro.
 C_s - Coeficiente de asimetría.
 K - Coeficiente de frecuencia, función del periodo de retorno y del coeficiente de asimetría ver tabla 2.13.
 $S \log X$ - Logaritmo de la desviación estándar.

Tabla 2.13. - Valores de K en función del periodo de retorno y C_s , para el método de Log-Pearson Tipo III.

C_s	PERIODOS DE RETORNO, EN AÑOS										
	1.01	1.05	1.11	1.25	2	5	10	25	50	100	200
3.0	-0.667	-0.667	-0.665	-0.660	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	4.051	4.970
2.9	-0.690	-0.688	-0.681	-0.651	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909
2.8	-0.714	-0.711	-0.702	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847
2.7	-0.740	-0.736	-0.724	-0.681	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783
2.6	-0.769	-0.762	-0.747	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718
2.5	-0.799	-0.790	-0.771	-0.711	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652
2.4	-0.832	-0.819	-0.795	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584
2.3	-0.867	-0.850	-0.819	-0.739	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515
2.2	-0.905	-0.882	-0.844	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444
2.1	-0.946	-0.914	-0.869	-0.765	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372
2.0	-0.990	-0.949	-0.895	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298
1.9	-1.037	-0.984	-0.920	-0.788	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223
1.8	-1.087	-1.020	-0.945	-0.799	-0.288	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.7	-1.140	-1.056	-0.970	-0.808	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069
1.6	-1.197	-1.093	-0.994	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990
1.5	-1.256	-1.131	-1.018	-0.825	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910
1.4	-1.318	-1.168	-1.041	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.3	-1.383	-1.206	-1.064	-0.838	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745
1.2	-1.449	-1.243	-1.086	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661
1.1	-1.518	-1.280	-1.107	-0.848	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575
1.0	-1.588	-1.317	-1.128	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489
0.9	-1.660	-1.353	-1.147	-0.854	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401
0.8	-1.733	-1.388	-1.166	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312
0.7	-1.806	-1.423	-1.183	-0.857	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223
0.6	-1.880	-1.458	-1.200	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
0.5	-1.955	-1.491	-1.216	-0.856	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041
0.4	-2.029	-1.524	-1.231	-0.855	-0.066	0.916	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949
0.3	-2.104	-1.555	-1.245	-0.853	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856
0.2	-2.178	-1.586	-1.258	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
0.1	-2.252	-1.616	-1.270	-0.846	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670
0.0	-2.326	-1.645	-1.282	-0.842	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576

Tabla 2.13.- Valores de K en función del período de retorno y Cs, para el método de Log Pearson Tipo III (continuación)

Cs	PERIODOS DE RETORNO, EN AÑOS										
	1.01	1.05	1.11	1.25	2	5	10	25	50	100	200
-0.1	2.400	-1.073	-1.202	-0.836	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482
-0.2	2.472	-1.700	-1.301	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388
-0.3	2.544	-1.726	1.309	-0.824	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294
-0.4	2.615	-1.750	-1.317	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
-0.5	2.686	-1.774	-1.323	-0.808	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
-0.6	2.755	-1.797	-1.328	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016
-0.7	2.824	-1.819	-1.333	-0.790	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926
-0.8	2.891	-1.839	-1.336	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837
-0.9	2.957	-1.858	-1.339	-0.769	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749
-1.0	3.022	-1.877	-1.340	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.661
-1.1	3.087	-1.894	-1.341	-0.745	0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581
-1.2	3.149	-1.910	-1.340	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
-1.3	3.211	-1.925	-1.339	-0.719	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424
-1.4	3.271	-1.938	-1.337	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351
-1.5	3.330	-1.951	-1.333	-0.690	0.240	0.828	1.018	1.157	1.217	1.256	1.282
-1.6	3.388	-1.962	-1.329	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216
-1.7	3.444	-1.972	-1.324	-0.660	0.268	0.808	0.970	1.075	1.116	1.140	1.155
-1.8	3.499	-1.981	-1.318	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
-1.9	3.553	-1.989	-1.310	-0.627	0.292	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044
-2.0	3.605	-1.996	-1.302	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995
-2.1	3.656	-2.001	-1.294	-0.592	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.945	0.949
-2.2	3.705	-2.006	-1.284	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907
-2.3	3.753	-2.009	-1.274	-0.555	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.866
-2.4	3.800	-2.011	-1.262	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833
-2.5	3.845	-2.012	-1.250	-0.518	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800
-2.6	3.889	-2.013	-1.238	-0.499	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769
-2.7	3.932	-2.012	-1.224	-0.479	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741
-2.8	3.973	-2.010	-1.210	-0.460	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714
-2.9	4.013	-2.007	-1.195	-0.440	0.390	0.651	0.681	0.683	0.689	0.690	0.690
-3.0	4.051	-2.003	-1.180	-0.420	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667

Método de Pearson tipo III.- Esta distribución no contempla como en el caso anterior los logaritmos de los valores por lo que sus valores serán los naturales de los mismos, su expresión general es:

$$Q_{mtr} = Q + K S X \text{ ----- (2.91)}$$

$$Q = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{n}$$

$$SX = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Q_i - Q)^2}{n-1}} \quad \text{-----} (2.92)$$

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (Q_i - Q)^3}{(n-1)(n-2)(SX)^3} \quad \text{-----} (2.93)$$

donde:

$Q_{\text{máx}}$ - Precipitación o Gasto máximo para una frecuencia determinada

Q - Precipitación o Gasto medio.

Q_i - Precipitación o Gasto máximo observado en el año i .

n - Número de años de registro.

C_s - Coeficiente de asimetría.

K - Coeficiente de frecuencia, función del periodo de retorno y del coeficiente de asimetría ver tabla 2.13.

SX - Desviación estándar.

Método de los mínimos Cuadrados.- La obtención de los gastos o precipitaciones se basa en la siguiente ecuación de la forma geométrica:

$$Q_{\text{máx}} = a + b \log Tr \quad \text{-----} (2.94)$$

para determinar los valores de a , b y Tr se emplean las siguientes ecuaciones:

$$a = \frac{(\sum_{i=1}^n Q_i)(\sum_{i=1}^n z_i^2) - (\sum_{i=1}^n z_i)(\sum_{i=1}^n Q_i z_i)}{n(\sum_{i=1}^n z_i^2) - (\sum_{i=1}^n z_i)^2} \quad \text{-----} (2.95)$$

$$b = \frac{n(\sum_{i=1}^n Q_i z_i) - (\sum_{i=1}^n z_i)(\sum_{i=1}^n Q_i)}{n(\sum_{i=1}^n z_i^2) - (\sum_{i=1}^n z_i)^2} \quad \text{-----} (2.96)$$

$$R_{xz} = \frac{n \left(\sum_{i=1}^n Q_i z_i \right) - \left(\sum_{i=1}^n z_i \right) \left(\sum_{i=1}^n Q_i \right)}{\sqrt{\left(n \left(\sum_{i=1}^n z_i^2 \right) - \left(\sum_{i=1}^n z_i \right)^2 \right) \left(\left(\sum_{i=1}^n Q_i^2 \right) - \left(\sum_{i=1}^n Q_i \right)^2 \right)}} = 1 \quad (2.97)$$

$$Tr_i = \frac{n+1}{n}$$

$$z_i = \log Tr_i$$

donde:

Q_{max} - Precipitación o Gasto máximo para una frecuencia determinada

n - Número de años de registro.

R_{xz} - Coeficiente de correlación lineal, siempre se aproxima a 1 siendo la ecuación que gobierna a la recta que tiende a 1, lo que es correcto para aplicar este método como auxiliar.

a, b - Constantes en función del registro de precipitaciones o gastos máximos anuales.

Tr_i - Período de retorno asociado al evento i .

Ajuste de Curvas. Este proceso sirve para obtener la mejor regresión entre las variables (gasto-Período de retorno), con respecto a cada método. El problema consiste en encontrar el polinomio del menor grado posible que se ajuste adecuadamente a los datos. Por comodidad se utilizará una ecuación de primer grado, que es la recta representada en el método de mínimos cuadrados.

Antes de efectuar el ajuste de curvas, se puede calcular el coeficiente de correlación lineal, con el cual se conoce si existe relación entre las variables.

Para extrapolar fuera del rango de los datos, usando una relación lineal, se debe tener presente el intervalo de confianza con que esa extrapolación se puede hacer. Es probable obtener errores bastante grandes según el problema.

Con respecto al proceso de cálculo se realizará lo siguiente; de los resultados obtenidos con los criterios antes mencionados, se obtendrán las curvas gasto y/o precipitaciones-período de retorno hasta el punto donde se ubica la estación hidrométrica. Dichas curvas se analizarán y compararán con las curvas de los registros aforados y se definirá cuál es el criterio al que más se ajusta.

Tabla. 2.12.- Valores de K en función de C_s para el método de Ledebier.

C_s	P en %																				C_s		
	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	0.07	0.52	0.25	0.00	-0.25	-0.52	-0.97	-0.84	-1.28	-1.04	-1.58	-2.33	-3.09	-3.00
0.05	3.83	3.10	2.62	2.30	2.00	1.90	1.65	1.28	0.84	0.00	0.52	0.24	-0.01	-0.29	-0.52	-0.68	-0.84	-1.28	-1.02	-1.60	-2.20	-3.02	0.05
0.10	3.04	3.23	2.07	3.40	2.11	1.92	1.07	1.27	0.84	0.00	0.51	0.24	-0.02	-0.27	-0.53	-0.68	-0.85	-1.27	-1.01	-1.84	-2.25	-2.05	0.10
0.15	4.05	3.31	2.71	2.44	2.13	1.94	1.68	1.30	0.84	0.00	0.50	0.23	-0.02	-0.28	-0.54	-0.68	-0.85	-1.20	-1.00	-1.82	-2.22	-2.88	0.15
0.20	4.10	3.38	2.70	2.47	2.16	1.90	1.70	1.30	0.63	0.65	0.30	0.23	-0.03	-0.28	-0.55	-0.60	-0.85	-1.20	-1.58	-1.70	-2.18	-2.81	0.20
0.25	4.27	3.45	2.81	2.50	2.18	1.68	1.71	1.30	0.62	0.64	0.49	0.21	-0.04	-0.30	-0.50	-0.70	-0.85	-1.28	-1.50	-1.77	-2.14	-2.00	0.25
0.30	4.38	3.52	2.80	2.54	2.21	2.00	1.72	1.31	0.82	0.64	0.48	0.30	-0.05	-0.30	-0.50	-0.70	-0.85	-1.24	-1.55	-1.75	-2.10	-2.07	0.30
0.35	4.50	3.59	2.90	2.58	2.23	2.02	1.73	1.32	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.00	-0.30	-0.50	-0.70	-0.85	-1.24	-1.53	-1.72	-2.06	-2.00	0.35
0.40	4.61	3.60	2.95	2.61	2.20	2.04	1.75	1.32	0.82	0.63	0.47	0.10	-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	2.09	1.76	1.32	0.82	0.62	0.46	0.15	-0.03	-0.32	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.51	-1.68	-2.03	-2.47	0.45
0.50	4.83	3.81	3.04	2.68	2.31	2.08	1.77	1.32	0.82	0.62	0.40	0.17	-0.09	-0.33	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.49	1.00	-1.90	-2.40	0.50
0.55	4.64	3.88	3.08	2.72	2.33	2.10	1.78	1.32	0.81	0.62	0.45	0.16	-0.08	-0.34	-0.58	-0.72	-0.85	-1.21	-1.47	-1.64	-1.92	-2.32	0.55
0.60	5.05	3.90	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	5.15	4.03	3.17	2.78	2.37	2.14	1.81	1.33	0.80	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	0.70	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	5.30	4.17	3.26	2.80	2.42	2.16	1.83	1.34	0.70	0.58	0.42	0.15	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.80	-1.18	-1.40	-1.54	-1.78	-2.08	0.75
0.80	5.50	4.24	3.31	2.80	2.45	2.18	1.84	1.34	0.78	0.55	0.41	0.12	-0.13	-0.37	-0.60	-0.73	-0.80	-1.17	-1.38	-1.52	-1.74	-2.02	0.80
0.90	5.02	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	-0.80	-1.16	-1.30	-1.49	-1.70	-1.90	0.90
0.95	5.73	4.38	3.40	2.90	2.50	2.22	1.80	1.34	0.78	0.57	0.40	0.11	-0.15	-0.38	-0.61	-0.73	-0.85	-1.15	-1.35	-1.47	-1.60	-1.90	0.95
1.00	5.84	4.40	3.44	2.90	2.52	2.24	1.87	1.34	0.77	0.50	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	5.90	4.53	3.40	3.02	2.54	2.25	1.88	1.34	0.76	0.58	0.60	-0.10	-0.39	-0.62	-0.73	-0.85	-1.13	-1.32	-1.42	-1.60	-1.70	1.00	
1.05	6.07	4.60	3.53	3.00	2.50	2.20	1.88	1.34	0.70	0.54	0.57	0.08	-0.17	-0.40	-0.62	-0.74	-0.85	-1.12	-1.30	-1.40	-1.50	-1.74	1.05
1.10	6.18	4.67	3.58	3.09	2.58	2.28	1.89	1.34	0.75	0.54	0.50	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	0.50	0.00	-0.18	-0.42	-0.62	-0.74	-0.84	-1.09	-1.20	-1.30	-1.48	-1.69	1.15
1.20	6.41	4.81	3.60	3.15	2.62	2.31	1.92	1.34	0.73	0.52	0.55	0.05	-0.10	-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	3.70	3.18	2.64	2.32	1.93	1.34	0.72	0.52	0.54	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	0.52	0.04	-0.21	-0.43	-0.63	-0.74	-0.84	-1.00	-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	0.50	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	0.40	0.51	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	5.10	3.87	3.30	2.73	2.38	1.95	1.35	0.70	0.48	0.30	0.01	-0.23	-0.44	-0.64	-0.73	-0.82	-1.03	-1.15	-1.21	-1.20	-1.35	1.45
1.50	7.00	5.28	3.91	3.33	2.74	2.35	1.96	1.35	0.69	0.47	0.30	0.00	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.82	-1.02	-1.18	-1.10	-1.26	-1.31	1.50
1.55	7.22	3.92	3.98	3.30	2.70	2.40	1.90	1.33	0.68	0.40	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	3.97	3.90	3.30	2.78	2.42	1.97	1.33	0.68	0.40	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	3.94	4.03	3.42	2.80	2.48	1.97	1.32	0.67	0.45	0.27	0.02	-0.25	-0.46	-0.64	-0.72	-0.81	-0.98	-1.08	-1.12	-1.17	-1.20	1.65
1.70	7.54	3.90	4.07	3.44	2.82	2.44	1.96	1.32	0.66	0.44	0.26	0.03	-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	3.87	4.11	3.47	2.83	2.45	1.98	1.32	0.65	0.43	0.25	0.04	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.98	-1.04	-1.08	-1.12	-1.14	1.75

Tabla. 2.12.- Valores de K en función de C_s para el método de Sebedier. (Continuación)

C_s	P en %																				C_s		
	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	2.40	1.90	1.52	0.64	0.42	0.24	-0.05	-0.23	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.94	-1.02	-1.00	-1.00	-1.11	1.30
1.85	7.87	5.70	4.10	3.52	2.80	2.48	1.90	1.52	0.64	0.41	0.23	-0.05	-0.23	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.95	-1.00	-1.04	-1.00	-1.08	1.85
1.90	7.95	5.77	4.23	3.55	2.88	2.40	2.00	1.51	0.63	0.40	0.22	-0.07	-0.20	-0.48	-0.64	-0.72	-0.70	-0.92	-0.95	-1.01	-1.04	-1.05	1.90
1.95	8.10	5.84	4.20	3.58	2.80	2.50	2.00	1.50	0.62	0.40	0.21	-0.08	-0.50	-0.48	-0.64	-0.72	-0.78	-0.91	-0.90	-0.90	-1.00	-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	-0.900	-1.00	2.00
2.05		5.97	4.34	3.65	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	-0.80	-0.932	-0.95	-0.907	-0.970	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	-0.70	-0.800	-0.914	-0.930	-0.945	2.10	
2.15		6.09	4.42	3.60	2.94	2.53	2.01	1.25	0.58	0.30	0.17	-0.11	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.70	-0.854	-0.898	-0.919	-0.925	2.15	
2.20		6.14	4.40	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	2.20	
2.25		6.20	4.49	3.70	2.94	2.54	2.02	1.20	0.56	0.33	0.15	-0.12	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.828	-0.860	-0.878	-0.886	2.25	
2.30		6.29	4.52	3.75	2.98	2.54	2.01	1.20	0.55	0.32	0.14	-0.13	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.815	-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	-0.849	-0.848	2.35	
2.40		6.37	4.50	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	-0.830	-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	-0.35	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.780	-0.805	-0.816	-0.815	2.45	
2.50		6.50	4.60	3.82	3.05	2.62	2.00	1.23	0.50	0.27	0.10	-0.16	-0.35	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.768	-0.790	-0.795	-0.800	2.50	
2.55		6.52	4.68	3.84	3.00	2.62	2.00	1.22	0.49	0.29	0.09	-0.10	-0.30	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.757	-0.777	-0.780	-0.785	2.55	
2.60		6.54	4.71	3.80	3.08	2.63	2.00	1.21	0.48	0.28	0.08	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.740	-0.764	-0.760	-0.770	2.60	
2.65		6.64	4.75	3.80	3.09	2.63	2.00	1.20	0.47	0.24	0.07	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.65	-0.69	-0.734	-0.750	-0.752	-0.755	2.65	
2.70		6.75	4.80	3.92	3.10	2.64	2.00	1.19	0.46	0.24	0.07	-0.18	-0.38	-0.51	-0.61	-0.65	-0.68	-0.724	-0.730	-0.730	-0.740	2.70	
2.75		6.80	4.83	3.94	3.11	2.64	2.00	1.15	0.45	0.23	0.06	-0.19	-0.38	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.713	-0.724	-0.720	-0.727	2.75	
2.80		6.80	4.80	3.90	3.12	2.65	2.00	1.16	0.44	0.22	0.05	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.703	-0.711	-0.714	-0.715	2.80	
2.85		6.93	4.88	3.98	3.12	2.65	2.00	1.15	0.42	0.21	0.04	-0.23	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.66	-0.692	-0.700	-0.702	-0.702	2.85	
2.90		7.00	4.91	4.01	3.12	2.60	1.95	1.15	0.41	0.20	0.04	-0.21	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.66	-0.681	-0.680	-0.690	-0.695	2.90	
2.95		7.05	4.93	4.03	3.13	2.66	1.98	1.14	0.40	0.19	0.03	-0.21	-0.39	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.672	-0.677	-0.678	-0.678	2.95	
3.00		7.10	4.95	4.05	3.14	2.60	1.97	1.13	0.39	0.19	0.02	-0.22	-0.40	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.661	-0.665	-0.660	-0.660	3.00	
3.05		7.10	4.95	4.07	3.14	2.60	1.97	1.12	0.38	0.18	0.01	-0.22	-0.40	-0.51	-0.58	-0.61	-0.63	-0.651	-0.655	-0.650	-0.650	3.05	
3.10		7.25	5.01	4.09	3.14	2.60	1.97	1.11	0.37	0.17	0.01	-0.23	-0.40	-0.51	-0.58	-0.59	-0.62	-0.641	-0.645	-0.640	-0.640	3.10	
3.15		7.30	5.04	4.10	3.14	2.60	1.90	1.10	0.36	0.16	0.02	-0.24	-0.40	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.631	-0.635	-0.630	-0.630	3.15	
3.20		7.35	5.05	4.11	3.14	2.60	1.90	1.09	0.35	0.15	-0.00	-0.25	-0.41	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.621	-0.625	-0.625	-0.625	3.20	
3.25		7.39	5.11	4.13	3.14	2.60	1.95	1.08	0.34	0.14	-0.01	-0.25	-0.41	-0.50	-0.50	-0.55	-0.60	-0.613	-0.610	-0.610	-0.610	3.25	
3.30		7.44	5.14	4.15	3.14	2.60	1.95	1.08	0.33	0.13	-0.02	-0.20	-0.41	-0.50	-0.50	-0.58	-0.59	-0.605	-0.600	-0.600	-0.600	3.30	
3.35		7.40	5.10	4.10	3.14	2.60	1.94	1.07	0.32	0.12	-0.02	-0.20	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	-0.58	-0.590	-0.597	-0.597	-0.597	3.35	
3.40		7.54	5.10	4.18	3.15	2.60	1.94	1.06	0.31	0.11	-0.05	-0.27	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	-0.58	-0.580	-0.587	-0.580	-0.580	3.40	
3.45		7.50	5.22	4.19	3.15	2.60	1.93	1.08	0.30	0.09	-0.04	-0.27	-0.41	-0.50	-0.54	-0.50	0.57	-0.578	-0.570	-0.580	-0.580	3.45	
3.50		7.64	5.25	4.21	3.10	2.60	1.93	1.04	0.30	0.08	-0.04	-0.26	-0.41	-0.50	-0.54	-0.58	-0.50	-0.573	-0.571	-0.571	-0.571	3.50	

Tabla 2.12.- Valores de K en función de C_s para el método de Lotedien. (Continuación)

C_s	P en %																			C_s		
	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95		97	99
3.55	7.08	5.27	4.22	3.10	2.00	1.63	1.03	0.25	0.072	-0.000	-0.28	-0.41	-0.40	-0.54	-0.54	-0.55	-0.502	-0.504	-0.504	-0.504	-0.504	3.55
3.00	7.72	5.50	4.24	3.17	2.00	1.63	1.03	0.28	-0.004	-0.072	-0.28	-0.42	-0.40	-0.54	-0.54	-0.55	-0.555	-0.550	-0.550	-0.550	-0.550	3.00
3.05	7.70	5.52	4.25	3.17	2.00	1.62	1.02	0.27	0.050	-0.078	-0.28	-0.42	-0.48	-0.53	-0.53	-0.54	-0.548	-0.540	-0.540	-0.540	0.540	3.05
3.70	7.60	5.35	4.20	3.18	2.00	1.01	1.01	0.20	0.048	-0.084	-0.29	-0.42	-0.48	-0.52	-0.53	-0.54	-0.541	-0.541	-0.541	-0.541	-0.541	3.70
3.75	7.01	5.37	4.27	3.13	2.00	1.00	1.00	0.25	0.040	-0.080	-0.29	-0.42	-0.48	-0.51	-0.52	-0.53	-0.533	-0.533	-0.533	-0.533	-0.533	3.75
3.80	7.97	5.40	4.29	3.18	2.05	1.00	1.00	0.24	0.032	-0.065	-0.30	-0.42	-0.43	-0.51	-0.52	-0.52	-0.520	-0.520	-0.520	-0.520	-0.520	3.80
3.85	8.02	5.42	4.31	3.19	2.05	1.00	0.99	0.23	0.020	-0.103	-0.30	-0.41	-0.47	-0.50	-0.51	-0.51	-0.510	-0.510	-0.510	-0.510	-0.510	3.85
3.90	8.08	5.45	4.32	3.20	2.05	1.00	0.98	0.23	0.020	-0.11	-0.30	-0.41	-0.47	-0.50	-0.51	-0.51	-0.513	-0.513	-0.513	-0.513	-0.513	3.90
3.95	8.12	5.47	4.33	3.20	2.05	1.00	0.97	0.22	0.015	-0.11	-0.30	-0.41	-0.40	-0.49	-0.50	-0.50	-0.500	-0.500	-0.500	-0.500	-0.500	3.95
4.00	8.17	5.50	4.34	3.20	2.05	1.00	0.96	0.21	0.010	-0.12	-0.31	-0.41	-0.40	-0.49	-0.49	-0.500	-0.500	-0.500	-0.500	-0.500	-0.500	4.00
4.05	8.23	5.52	4.35	3.21	2.05	1.80	0.95	0.20	0.005	-0.12	-0.31	-0.41	-0.40	-0.48	-0.487	-0.493	-0.493	-0.493	-0.493	-0.493	-0.493	4.05
4.10	8.29	5.55	4.30	3.22	2.05	1.80	0.95	0.20	-0.00	-0.13	-0.31	-0.41	-0.40	-0.45	-0.484	-0.480	-0.487	-0.487	-0.487	-0.487	-0.487	4.10
4.15	8.33	5.57	4.37	3.22	2.05	1.88	0.94	0.10	-0.005	-0.13	-0.31	-0.41	-0.45	-0.47	-0.478	-0.480	-0.481	-0.481	-0.481	-0.481	-0.481	4.15
4.20	8.38	5.60	4.38	3.24	2.04	1.88	0.93	0.10	-0.010	-0.13	-0.31	-0.41	-0.45	-0.47	-0.478	-0.478	-0.478	-0.478	-0.478	-0.478	-0.478	4.20
4.25	8.43	5.62	4.39	3.24	2.04	1.87	0.92	0.18	-0.015	-0.13	-0.31	-0.40	-0.44	-0.40	-0.467	-0.470	-0.470	-0.470	-0.470	-0.470	-0.470	4.25
4.30	8.49	5.65	4.40	3.24	2.04	1.87	0.92	0.17	-0.021	-0.14	-0.32	-0.40	-0.44	-0.40	-0.462	-0.465	-0.465	-0.465	-0.465	-0.465	-0.465	4.30
4.35	8.54	5.67	4.41	3.24	2.04	1.80	0.91	0.10	-0.020	-0.14	-0.32	-0.40	-0.44	-0.455	-0.458	-0.460	-0.460	-0.460	-0.460	-0.460	-0.460	4.35
4.40	8.60	5.69	4.42	3.25	2.03	1.85	0.91	0.15	-0.032	-0.15	-0.32	-0.40	-0.44	-0.451	-0.454	-0.455	-0.455	-0.455	-0.455	-0.455	-0.455	4.40
4.45	8.64	5.71	4.43	3.25	2.03	1.85	0.90	0.14	-0.037	-0.15	-0.32	-0.40	-0.43	-0.440	-0.449	-0.450	-0.450	-0.450	-0.450	-0.450	-0.450	4.45
4.50	8.69	5.74	4.44	3.25	2.02	1.85	0.89	0.14	-0.042	-0.16	-0.32	-0.40	-0.43	-0.441	-0.444	-0.445	-0.445	-0.445	-0.445	-0.445	-0.445	4.50
4.55	8.74	5.76	4.45	3.25	2.02	1.84	0.88	0.13	-0.047	-0.16	-0.32	-0.40	-0.42	-0.430	-0.439	-0.440	-0.440	-0.440	-0.440	-0.440	-0.440	4.55
4.60	8.79	5.79	4.46	3.27	2.02	1.84	0.87	0.13	-0.052	-0.17	-0.32	-0.40	-0.42	-0.432	-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	2.01	1.83	0.86	0.12	-0.058	-0.17	-0.32	-0.40	-0.42	-0.428	-0.430	-0.430	-0.430	-0.430	-0.430	-0.430	-0.430	4.65
4.70	8.89	5.84	4.48	3.28	2.01	1.83	0.85	0.11	-0.064	-0.18	-0.32	-0.40	-0.42	-0.434	-0.435	-0.430	-0.430	-0.430	-0.430	-0.430	-0.430	4.70
4.75	8.92	5.86	4.49	3.28	2.01	1.82	0.83	0.10	-0.069	-0.18	-0.32	-0.395	-0.415	-0.420	-0.420	-0.421	-0.421	-0.421	-0.421	-0.421	-0.421	4.75
4.80	8.96	5.89	4.50	3.28	2.00	1.81	0.82	0.10	-0.075	-0.19	-0.32	-0.39	-0.41	-0.410	-0.410	-0.410	-0.410	-0.410	-0.410	-0.410	-0.410	4.80
4.85	8.99	5.90	4.50	3.29	2.00	1.80	0.81	0.092	-0.081	-0.19	-0.32	-0.383	-0.405	-0.411	-0.412	-0.412	-0.412	-0.412	-0.412	-0.412	-0.412	4.85
4.90	9.04	5.92	4.51	3.30	2.00	1.80	0.80	0.084	-0.087	-0.19	-0.33	-0.380	-0.401	-0.407	-0.408	-0.409	-0.409	-0.409	-0.409	-0.409	-0.409	4.90
4.95	9.08	5.92	4.52	3.31	2.00	1.79	0.79	0.076	-0.093	-0.19	-0.33	-0.383	-0.398	-0.403	-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	2.00	1.78	0.78	0.068	-0.099	-0.20	-0.33	-0.380	-0.395	-0.399	-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	2.00	1.77	0.77	0.059	-0.105	-0.20	-0.33	-0.378	-0.391	-0.395	-0.399	-0.399	-0.399	-0.399	-0.399	-0.399	-0.399	5.05
5.10	9.20	5.98	4.57	3.32	2.00	1.77	0.76	0.051	-0.110	-0.21	-0.33	-0.370	-0.383	-0.391	-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	2.00	1.75	0.74	0.043	-0.115	-0.21	-0.33	-0.373	-0.385	-0.387	-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	2.00	1.74	0.73	0.035	-0.120	-0.21	-0.33	-0.370	-0.382	-0.384	-0.385	-0.385	-0.385	-0.385	-0.385	-0.385	-0.385	5.20

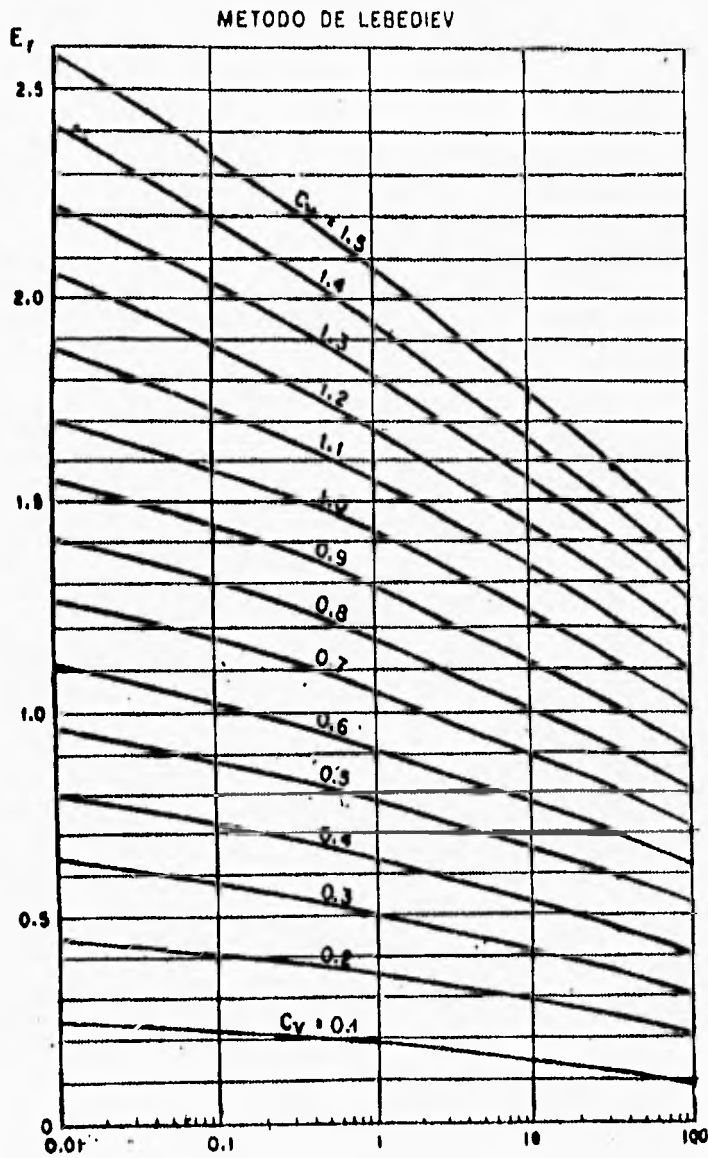


Figura 2.31. Determinación del valor de E_r en función de C_v para el método de Lebediev.

CAPITULO 3

Análisis en condiciones Naturales

Introducción

En capítulo anterior se vio la determinación del gasto de diseño asociado a un período de retorno que será aplicado a una obra o proyecto específico. En este capítulo se analizarán los aspectos fundamentales del escurrimiento a superficie libre, o hidráulica de canales o cauces naturales y la hidráulica fluvial que tienen un papel importante en la elaboración de un proyecto.

Es mediante el estudio hidráulico del río o arroyo que podremos determinar las obras necesarias para la protección de centros de población, áreas agrícolas, protecciones marginales, formación de bordes perimetrales, secunación general y al fin de estructuras, etc.

Para ello se deberán realizar estudios del río en condiciones naturales y plantear las alternativas que se requieran, a fin de obtener una solución adecuada, tanto económica, como ingenieril.

Veremos pues primeramente la hidráulica de canales o cauces naturales y

posteriormente la hidráulica fluvial básica para el desarrollo del proyecto.

Se describen brevemente las características del flujo en canales y cauces naturales.

Características del Flujo en un Canal.- Cuando se procede a la elaboración de un proyecto hidráulico donde se debe proteger a una población, área agrícola o ambas, es conveniente proceder en algunos casos a proponer una rectificación o encauzamiento del cauce en estudio, en la que se puede proponer una sección de un canal de tipo prismático y bertos de protección que contengan el gasto de diseño asociado a un período de retorno, determinado por el estudio hidrológico correspondiente. El flujo en un canal se caracteriza por la exposición de una superficie libre a la presión atmosférica.

Esta superficie libre se considera como una interface entre dos fluidos, el superior un gas (estacionario o en movimiento), y el inferior un líquido en movimiento.

Por su origen los canales pueden ser naturales o artificiales, los primeros serían todos los cursos de agua que hay en forma natural sobre la superficie de la tierra, como arroyos y ríos. Los artificiales son aquellos construidos por el hombre, estos serían canales de navegación, de riego, etc.

Los canales naturales presentan un problema adicional (algunos cauces artificiales también), pues el escurrimiento se relaciona con el transporte de sedimentos, lo que implica que durante su recorrido desde las partes altas (montañas), a las bajas (valles y planicies), esto podrá llevar consigo cuerpos sólidos más o menos grandes (arena, gravas y rocas grandes). Esto produce que los cauces sufran una modificación constante de sus fronteras sólidas o impiden una definición todavía más precisa de la rugosidad del fondo y paredes.

Los flujos a superficie libre se pueden clasificar en 5 formas; en cuanto a su forma como se mueve en el espacio (Unidimensional, bidimensional o tridimensional).

En cuanto a su comportamiento en el tiempo, puede ser permanente (las características del flujo no cambian en el tiempo), o no permanente o transitorio (las características del flujo varían con el tiempo). El caso más común de flujo no permanente se presenta en canales en donde transita una onda de traslación o una avenida.

En cuanto a su comportamiento en el espacio, puede ser uniforme (se presenta si la velocidad media permanece constante en cualquier sección del canal), en el caso de la superficie libre, esto implica que la sección transversal y plantilla del canal sean además constantes. El hecho de que la velocidad media permanezca constante, quiere decir, que la distribución de velocidades de cada sección no se altera. El tirante

correspondiente al flujo uniforme se llama normal. El flujo uniforme solo puede ocurrir en canales de sección prismática. Teóricamente es posible que el flujo uniforme pueda ser permanente o no permanente. En el flujo uniforme permanente el tirante no cambia con el tiempo y es el tipo fundamental en la hidráulica de canales (Fig. 3.1).

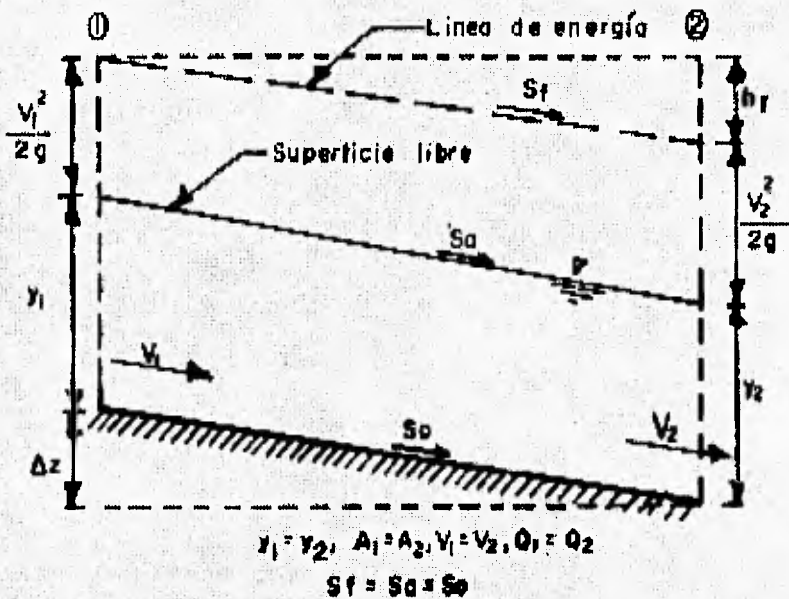


Figura 3.1 - Flujo uniforme.

También puede ser variado, si la velocidad media a lo largo del canal cambia y por lo mismo, poseo características propias al flujo uniforme como se ve en la figura 3.2.

El flujo variado puede ser permanente o no permanente y toda vez que no existe el flujo no permanente uniforme.

El flujo variado puede clasificarse como gradual, rápido y espacial. El flujo gradualmente variado es aquel en el que el tirante cambia en forma gradual a lo largo del canal. En el rápido variado acontece lo contrario, como en el caso del salto hidráulico. El flujo espacialmente variado cambian también las características hidráulicas a lo largo del canal o de un tramo determinado del mismo.

El escurrimiento a superficie libre en la naturaleza es en general no permanente puesto que aún en el caso de controlar el gasto por ejemplo en la descarga de un

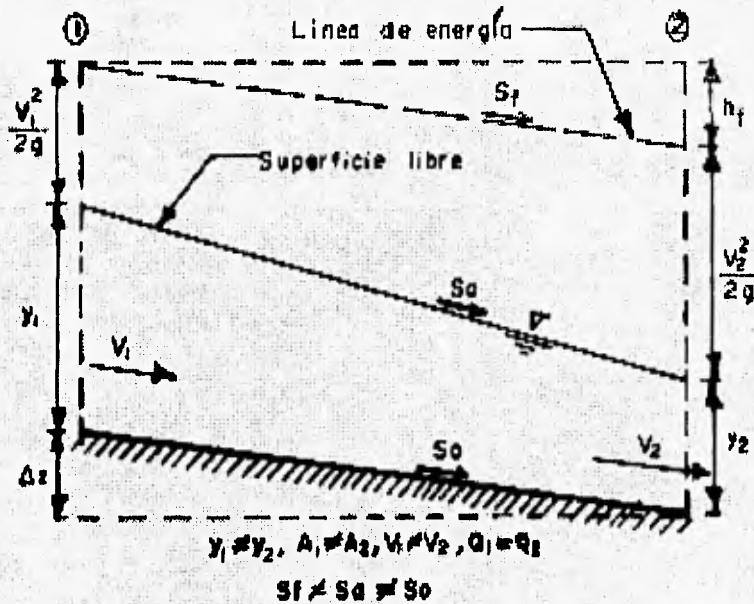


Figura 3.2 - Flujo permanente variado.

Por otro lado, dicho gasto no es constante durante mucho tiempo. Haciendo su análisis mucho más difícil, en algunos problemas se pueden hacer simplificaciones suponiendo que el flujo es permanente, aunque en rigor no lo sea. Por ejemplo el cálculo del romanceo aguas arriba de un embalse puede hacerse para el gasto máximo (gasto pico), supuesto constante, lo que dará casi siempre elevaciones del agua más desfavorables, el cálculo de perfiles en cauces o canales se trata como permanente cuando se diseñan o revisan estructuras, puentes, etc.

En cuanto a sus efectos viscosos podemos decir que este será laminar (el movimiento de partículas es lento y sin mezcla o difusión), turbulento (el movimiento de partículas es rápido y hay mezclado y difusión) o puede estar en transición (valor intermedio entre estos).

Para determinar la viscosidad este es asociado con el número de Reynolds, que se define como:

$$Re = \frac{V R_h}{\nu} \quad \text{-----} (3.1)$$

donde:

- Re - Número de Reynolds, adimensional.
- V - Velocidad media de la sección, en m/seg.
- Rh - Radio hidráulico de la sección, igual A/P, en m.
- A - Área hidráulica de la sección, en m².
- P - Perímetro hidráulico de la sección, en m.
- v - Viscosidad cinemática del agua en m²/seg, para T = 20° C
se considera v = 1 x 10⁻⁶ m²/seg

se considera que para fines prácticos podemos decir que hay:

- Flujo laminar para: Re < 500 a 600
- Flujo en transición para: 500 < Re < 2000
- Flujo turbulento para: Re > 2000

En el caso de los canales naturales y los cauces, la rugosidad de la frontera es normalmente tan grande que ni siquiera se presenta el flujo en transición.

3.1.- Hidráulica en cauces naturales.

Ecuaciones Fundamentales. Para poder realizar el análisis hidráulico de un canal o en un cauce natural, se aplicarán las siguientes ecuaciones fundamentales.

Ecuación de Continuidad. Podemos representar como un volumen de control el tramo estudiado (Figura 3.3.), la aplicación del principio de conservación de masa nos da:

$$Q = V_1 A_1 = V_2 A_2 \text{ -----(3.2)}$$

donde:

- Q - Gasto en m³/seg.
- V₁ y V₂ - Velocidad media de la sección 1 y 2, en m/seg.
- A₁ y A₂ - Área hidráulica de la sección 1 y 2, en m².

Ecuación de Energía. La aplicación del principio de conservación de energía nos lleva a la ecuación de Bernoulli, la que para el volumen de control de la figura 3.3 se puede escribir como:

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + hf \text{ -----(3.3)}$$

donde:

- z_1 y z_2 - Cota o elevación, sobre un plano de referencia del punto más bajo de la sección transversal, en m.
 y_1 , y_2 - Tirante de las secciones 1 y 2, en m.
 V_1 y V_2 - Velocidad media de la sección 1 y 2, en m/seg.
 α_1 y α_2 - Coeficiente de Coriolis, para corregir el efecto de la distribución irregular de velocidades en la sección.
 hf - Pérdida de energía entre las secciones 1 y 2, en m.
 g - Constante de la aceleración = 9.81 m/seg²

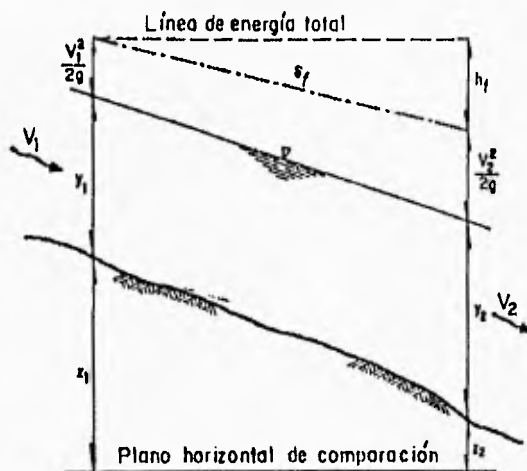


Fig. 3.3.-Determinación del volumen de control entre las secciones 1 y 2.

Los términos de la ecuación 3.4 tienen unidad de longitud, y se los denomina carga de posición, z ; de presión (referida al fondo del canal), $y = P/\gamma$; y de velocidad, $\alpha V^2/2g$.

En la mayoría de los problemas prácticos, en los que el fondo del canal tiene poca pendiente, la distribución de presiones puede considerarse hidrostática por lo que

el tirante se mide verticalmente.

En canales con pendiente fuerte $S_0 > 0.01$ o en zonas con curvatura vertical en las líneas de corriente, debe calcularse P/γ como:

$$\frac{P}{\gamma} = d \cos \phi \pm \frac{V d^2}{g r}$$

donde:

- ϕ - Ángulo de la plantilla del canal con la horizontal, en grados.
- $d = y \cos \phi$ - Tirante medio en la dirección perpendicular al fondo, en m.
- V - Velocidad media del flujo, en m/seg.
- r - Radio de curvatura de las líneas de corriente.

El signo positivo se toma para flujo cóncavo (aumenta la carga de presión) y negativo para flujo convexo (disminuye la carga de presión sobre la hidrostática, como se muestra en la figura 3.4).

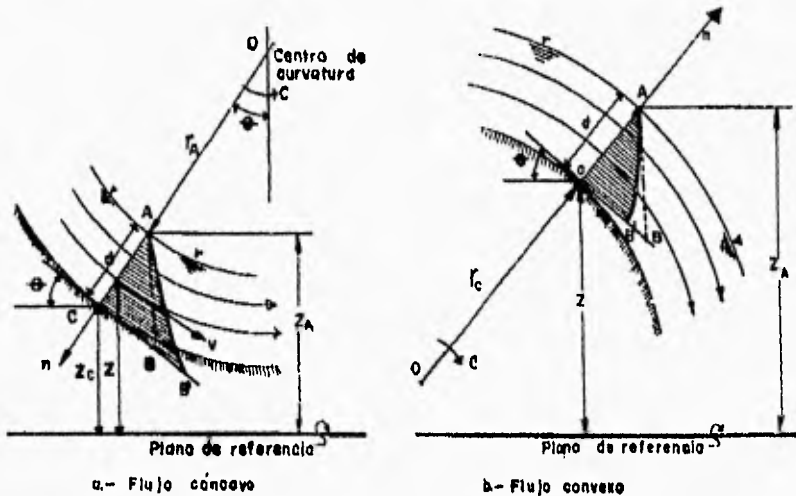


Figura 3.4.- Distribución de presiones en flujo curvilíneo en canales de gran pendiente.

Resistencia al flujo. Debido a la gran cantidad de parámetros que rigen el flujo a superficie libre, no se ha llegado a definir una fórmula de fricción universal. Los principales parámetros que influyen en la resistencia al flujo son; la distribución de velocidades, forma de la sección, distribución del esfuerzo cortante, etc.

las fórmulas de Chezy y Manning son las más usadas en la práctica de ingeniería.

Fórmula de Chezy:

$$V = C \sqrt{R h S f} \text{ ----- (3.4)}$$

donde:

- V - Velocidad media del flujo, en m/seg.
- C - Coeficiente de Chezy, en m^{1/2}/seg.
- Rh - Radio hidráulico, en m.
- Sf - Gradiente hidráulico, adimensional.

Fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} R h^{2/3} S f^{1/2} \text{ ----- (3.5)}$$

donde:

- V - Velocidad media del flujo, en m/seg.
- n - Coeficiente de Manning, en m^{1/3}/seg.
- Rh - Radio hidráulico, en m.
- Sf - Gradiente hidráulico, adimensional.

Si se sustituye esta en la ecuación de continuidad tenemos:

$$Q = \frac{A}{n} R h^{2/3} S f^{1/2} \text{ ----- (3.6)}$$

Se ha considerado en la práctica, que los coeficientes C y n de las fórmulas 3.4 y 3.5 respectivamente se ven afectados únicamente por la rugosidad del canal. Esto representa una simplificación importante, puesto que en realidad dependen del número de Reynolds Re, la rugosidad relativa K, la geometría de la sección G, la uniformidad, el perfil y planta del canal N, El número de Froude Fr y la variación temporal del escurrimiento.

La estimación del coeficiente de Manning es de gran importancia, en el capítulo 1 se presentaron las tablas 1.4.a a la 1.4.d. donde se muestran los valores de este para diferentes clases de canales o cauces. El valor de n es válido si el flujo es turbulento y de pared rugosa.

En base a las ecuaciones básicas podemos definir para el flujo permanente gradualmente variado la ecuación dinámica cuyo tirante varía gradualmente en la

dirección del canal o cauce, de tal manera que las líneas de corriente sean rectas y prácticamente paralelas a y , la distribución hidrostática de presiones prevalece en cada sección.

La ecuación que gobierna el flujo permanente no uniforme es :

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dz}{dx} - Sf \text{ ó } \frac{dH}{dx} = S_0 - Sf \text{ ----- (3.7)}$$

donde:

H - Energía específica, en m.

S_0 - Pendiente del fondo, adimensional.

Sf - Pendiente Hidráulica o de fricción, adimensional.

El cálculo del perfil de la superficie libre consiste en obtener los tirantes a lo largo del canal o cauce resolviendo la ecuación 3.7, con las condiciones de frontera adecuadas (control).

El método de los pasos es el más adecuado para canales naturales y para prismáticos donde podemos conocer el tirante al final de un tramo de longitud conocida.

Sus ecuaciones se plantean para el cálculo hacia aguas arriba y hacia aguas abajo. En el primer caso:

$$H_1 + \frac{1}{2} Sf_1 \Delta x + z_1 - z_2 + h_c = H_2 - \frac{1}{2} Sf_2 \Delta x \text{ ----- (3.8)}$$

donde:

H_1 y H_2 - Energía Específica en la sección, en m.

Sf_1 , Sf_2 - Pendiente hidráulica de las secciones 1 y 2, adimensional.

Δx - Distancia entre la sección 1 y 2, en m/seg.

h_c - Pérdidas locales de energía, si existen, en m.

el primer miembro de la ecuación es conocido y el segundo se resuelve a base de tanteos para obtener el valor de y_2 .

En el cálculo hacia aguas abajo se usará la ecuación:

$$H_1 - \frac{1}{2} Sf_1 \Delta x + z_1 - z_2 = H_2 + \frac{1}{2} Sf_2 \Delta x + h_c \text{ ----- (3.9)}$$

que como en el caso anterior se evalúa por tanteos para obtener el segundo miembro y determinar y_2 . En ambas ecuaciones el término $1/2Sf\Delta x$ será igual a:

$$\frac{1}{2} S f \Delta x - \left(\frac{V n}{R h^{2/3}} \right)^2 \frac{\Delta x}{2}$$

donde:

- V - Velocidad media del flujo, en m/seg.
- n - Coeficiente de Manning, en m^{1/3}/seg.
- Rh - Radio hidráulico, en m.
- Δx - Distancia entre secciones, en m.

La energía específica se define como:

$$H = y + \alpha \frac{V^2}{2g} = y + \alpha \frac{Q^2}{2g A^2}$$

donde:

- H - Energía específica de la sección, en m
- y - Tirante de la sección, en m.
- V - Velocidad media de la sección, en m/seg.
- α - Coeficiente de Coriolis, para corregir el efecto de la distribución irregular de velocidades en la sección.
- A - Área hidráulica de la sección, en m².
- Q - Gasto del canal o cauce, en m³/seg.
- g - Constante de la aceleración = 9.81 m/seg²

En base a las anteriores ecuaciones se desarrollo un modelo matemático que representa las condiciones de flujo para régimen subcrítico o supercrítico con el cual se pueden definir los perfiles hidráulicos del anteproyecto que se usará como ejemplo y en base a estos localizar las zonas que requieran de protección mediante la elaboración de bordos longitudinales o perimetrales o en su caso de protecciones marginales únicamente donde se requiera.

Los datos necesarios para la elaboración de este modelo serán los datos geométricos de cada sección del cauce a cada Δx que se considere y los datos hidráulicos como el gasto de diseño asociado a un período de retorno, el coeficiente de Manning, o los coeficientes en caso de haber más de una rugosidad en la zona de estudio considerada y el tirante inicial que nos proporcionará las condiciones de frontera iniciales para que pueda obtenerse el perfil de agua en la zona de proyecto. Es mediante el análisis hidráulico en condiciones naturales que se puede definir las posibles zonas problemáticas del cauce. Con este estudio se podrán plantear las alternativas de solución ya que de él obtendremos la capacidad hidráulica del río o

canal sin que este se desborde y podemos comparar con el gasto de diseño las elevaciones correspondientes de los tirantes que nos permitirán seleccionar una alternativa viable (podría ser por ejemplo la formación de bordos de protección, o la excavación de un cauce piloto que pueda conducir los gastos normales, o una solución combinada donde se vea la posibilidad de formar bordos pequeños, por la formación de un cauce piloto que bajo la elevación de los tirantes de agua, etc.). Como se puede apreciar el análisis hidráulico del cauce está ligado con el estudio hidrológico y los estudios de campo, tratados en los anteriores capítulos, pasaremos ahora para terminar este capítulo a presentar una breve descripción de los métodos utilizados en hidráulica fluvial para determinar las características de una corriente natural.

3.2.-Hidráulica Fluvial

Introducción. En la Hidráulica Fluvial se estudian los problemas que se presentan al tratar con corrientes naturales y canales cuyos paredes del fondo están formados con materiales susceptibles de ser arrastrados por la corriente.

Cuando se cuantifica un fenómeno es común usar varios métodos, pero se debe tener en cuenta que su uso puede generar resultados muy diferentes entre sí, lo que conduce a poder definir el resultado más correcto en base a la experiencia o en un adecuado conocimiento del tramo del río en estudio.

En este subtema de Hidráulica Fluvial se presentan métodos que nos permitirán determinar la velocidad media crítica de inicio de arrastre de material de fondo, el gasto sólido transportado por un río, definir la socavación general del río en proyecto y determinar las características estables de un río para los grados de libertad. Estos métodos tienen por objetivo el poder definir las obras de protección adecuadas a el tramo en estudio o proyecto.

Los ríos y arroyos al igual que los canales no revestidos permiten el transporte de agua y sedimentos. El sedimento está formado por todas las partículas, cualquiera que sea su tamaño, proveniente de rocas y suelos de una cuenca, que son arrastrados y transportados por una corriente.

Desde el punto de vista de la resistencia que oponen a ser arrastrados los materiales y de su comportamiento al ser transportados se distinguen tres clases de materiales.

- No cohesivo ó granular o friccional
- Cohesivo
- Rocoso

Las propiedades más importantes que se deben conocer sobre las partículas que se estudian son; peso específico, forma, tamaño y velocidad de caída, así como, su distribución granulométrica y peso volumétrico.

Se define al peso específico de una partícula como la relación de su peso entre su volumen.

$$\gamma_s = \frac{W}{Vol} \text{-----} (3.10)$$

donde:

- γ_s - Peso específico, en kgf/m³.
- W - Peso de la partícula, en kgf.
- Vol - Volumen de la partícula, en m³.

La forma puede ser muy variada y afecta el comportamiento al producirse el inicio de arrastre de la partícula.

El tamaño de las partículas varía en cauces naturales desde rocas de gran diámetro hasta partículas coloidales.

Velocidad de caída de una Partícula. Es la máxima velocidad que puede adquirir una partícula cuando cae en el agua; se alcanza cuando su peso sumergido se equilibra con la fuerza de empuje que el agua ejerce sobre ella.

Para determinar la velocidad de caída de una partícula Rubey (1933), definió la siguiente expresión:

$$w = F_1 (g \Delta D)^{1/2} \text{-----} (3.11)$$

donde:

- w - Velocidad de caída de la partícula, en m/seg.
- g - Aceleración de la gravedad igual a 9.81m/seg².
- D - Diámetro de la partícula analizada, en m.
- Δ - Relación de pesos específicos que es igual a:

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma_a}{\gamma_a}$$

- γ_s - Peso específico del material, en kg/m³.
- γ_a - Peso específico del agua, en kg/m³, igual a 1000 kg/m³.
- F_1 - Parámetro que es igual a:

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36 v^2}{g \Delta D}} - \sqrt{\frac{36 v^2}{g \Delta D}}$$

v - Viscosidad cinemática del agua en m^2/seg , para $T = 20^\circ\text{C}$
se considera $v \approx 1 \times 10^6 m^2/\text{seg}$.

En la figura 3.5 podemos ver la curva propuesta por Rubey a una temperatura de 20°C .

Con la curva granulométrica se puede determinar cualquier diámetro D_n de la muestra, donde n indicará el porcentaje en peso de la muestra, que contiene partículas que son menores o iguales que D_n . Por ejemplo si $D_{84} = 0.953$ mm., esto significa que el 84 por ciento, en peso del material está formado por partículas cuyos tamaños son menores o iguales a 0.953.

Podemos obtener la desviación estándar de la distribución granulométrica como:

$$\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}} \quad (3.12)$$

donde

σ_g - Desviación geométrica estándar.

D_{84} - Diámetro de las partículas igual o menor al 84% en peso de la muestra, en mm.

D_{50} - Diámetro de las partículas igual o menor al 50% en peso de la muestra, en mm.

El diámetro medio se puede obtener por medio de:

$$D_m = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta P_i D_i}{100} \quad (3.13)$$

donde

D_m - Diámetro medio de las partículas, en mm.

D_i - Diámetro medio de las partículas correspondiente a cada intervalo en que se dividió la curva granulométrica, en mm.

ΔP_i - Valor en porcentaje de cada intervalo, en que se divide la curva granulométrica, puede ser variable o constante.

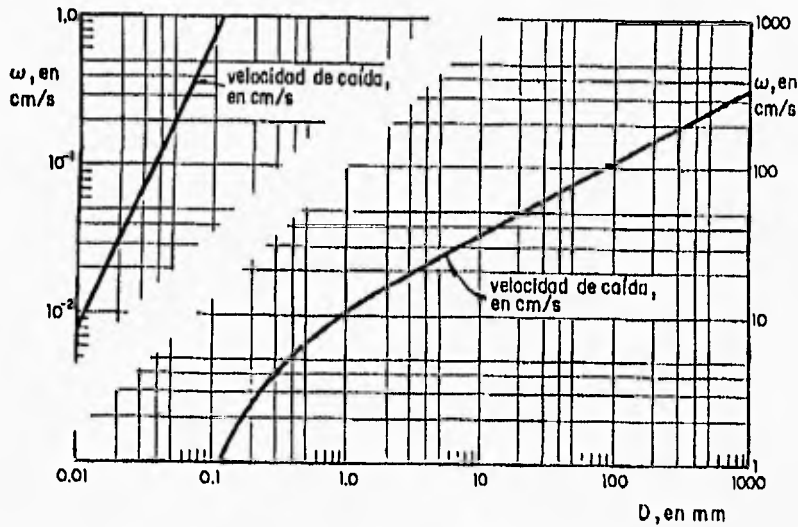


Figura 3.5.- Velocidad de caída de las partículas naturales, según Rubey (para una Temperatura del agua igual a 20° C.).

En cauces naturales se ha visto que los tamaños de las partículas se distribuyen siguiendo una ley de tipo log-normal de probabilidades. Podemos determinar que una muestra se ajusta o no a una distribución log-normal, dibujando esta en papel de distribución log-normal, si se alinean sobre una recta ello significa que los logaritmos de los diámetros de las partículas se distribuyen siguiendo una ley normal de probabilidades y que puede describirse como:

$$D_n = D_{50} \sigma_g^{z_n} \quad (3.14)$$

donde

- D_n - Diámetro de las partículas igual o menor al $n\%$ en peso de la muestra, en mm.
- σ_g - Desviación geométrica estándar.
- D_{50} - Diámetro de las partículas igual o menor al 50% en peso de la muestra, en mm.
- Z_n - Variable aleatoria estándar, su valor se obtiene de la tabla 3.1, según el porcentaje requerido.

el diámetro medio para una distribución log-normal se obtiene con:

$$D_m = D_{60} \cdot \sigma \cdot p \left[\frac{1}{2} (L_n + \sigma_p^2) \right] \text{-----} (3.15)$$

donde

D_m - Diámetro medio de las partículas, en mm.

Dado que la distribución log normal es asimétrica, se tiene que $D_{50} \neq D_m$. Es posible hacer ajustes si los puntos dibujados en el papel de probabilidad no quedan alineados exactamente, pero se aprecia una tendencia a una recta, siendo esta un problema de regresión. Este ajuste puede hacerse con el criterio de G. H. Otto, que para fines prácticos se hace tomando como recta de ajuste, la que resulta de unir los puntos de los valores de los diámetros D_{10} y D_{85} . Determinados estos se calculan todos los demás con ellos.

Movimiento de la partícula.- El conocimiento de las condiciones hidráulicas bajo las cuales se inicia el arrastre de sedimentos nos dará espeñ en el diseño de canales no revestidos, con objeto de que no haya erosión o modificación en su geometría, diseñar protecciones marginales con enrocamiento para evitar la erosión de las márgenes.

El material que forma el fondo y las orillas de un cauce natural puede ser granular o cohesivo.

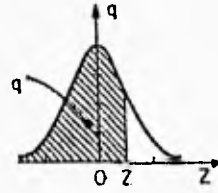
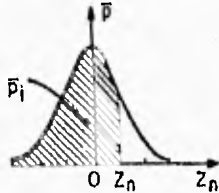
Las fuerzas que se oponen al movimiento de las partículas son:

- Peso propio de cada partícula, si el material es granular.
- Fuerzas de cohesión para materiales finos, estas pueden ser mucho mayores que el peso propio de las partículas y aún partículas granulares mayores, el material cohesivo ofrece una resistencia mayor a ser arrastrado que el granular.

En materiales de comportamiento friccional (granular), el arrastre se origina por acción del flujo, desprendiendo una a una las partículas, en materiales de comportamiento cohesivo, el arrastre se origina desprendiéndose trozos de material del fondo que posteriormente se desagregan.

Tabla 3.1 Función de probabilidad normal

0.000	0.001	0.002	0.003	0.004	0.005	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010	$\Phi(\bar{z}_i)$
-	3.09823	2.07816	2.74778	2.65207	2.57583	2.51214	2.45726	2.40892	2.36562	2.32635	0.99
2.32635	2.29037	2.25713	2.22621	2.19729	2.17009	2.14441	2.12007	2.09693	2.07485	2.05376	0.98
2.05375	2.03352	2.01409	1.99539	1.97757	1.95996	1.94313	1.92684	1.91104	1.89570	1.88079	0.97
1.88079	1.86630	1.85218	1.83842	1.82501	1.81191	1.79912	1.78661	1.77438	1.76241	1.75069	0.96
1.75069	1.73928	1.72793	1.71689	1.70604	1.69540	1.68494	1.67466	1.66456	1.65463	1.64485	0.95
1.64485	1.63523	1.62576	1.61644	1.60725	1.59819	1.58927	1.58047	1.57179	1.56322	1.55477	0.94
1.55477	1.54643	1.53820	1.53007	1.52204	1.51410	1.50626	1.49851	1.49085	1.48328	1.47579	0.93
1.47579	1.46838	1.46106	1.45381	1.44663	1.43953	1.43250	1.42554	1.41865	1.41183	1.40507	0.92
1.40507	1.39838	1.39174	1.38517	1.37866	1.37220	1.36581	1.35946	1.35317	1.34694	1.34076	0.91
1.34076	1.33462	1.32854	1.32251	1.31652	1.31058	1.30469	1.29884	1.29303	1.28727	1.28155	0.90
1.28155	1.27587	1.27024	1.26464	1.25908	1.25357	1.24808	1.24264	1.23723	1.23186	1.22653	0.89
1.22653	1.22123	1.21596	1.21072	1.20553	1.20036	1.19522	1.19012	1.18504	1.18000	1.17499	0.88
1.17499	1.17000	1.16505	1.16012	1.15522	1.15035	1.14551	1.14069	1.13590	1.13113	1.12639	0.87
1.12639	1.12168	1.11699	1.11232	1.10768	1.10306	1.09847	1.09390	1.08935	1.08482	1.08032	0.86
1.08032	1.07584	1.07138	1.06694	1.06252	1.05812	1.05374	1.04939	1.04505	1.04073	1.03643	0.85
1.03643	1.03215	1.02789	1.02365	1.01943	1.01522	1.01103	1.00686	1.00271	0.99858	0.99446	0.84
0.99446	0.99036	0.98627	0.98220	0.97815	0.97411	0.97009	0.96609	0.96210	0.95812	0.95416	0.83
0.95416	0.95022	0.94629	0.94238	0.93848	0.93458	0.93072	0.92686	0.92301	0.91918	0.91537	0.82
0.91537	0.91156	0.90777	0.90399	0.90023	0.89647	0.89273	0.88901	0.88529	0.88159	0.87790	0.81
0.87790	0.87422	0.87055	0.86689	0.86325	0.85962	0.85600	0.85239	0.84879	0.84520	0.84162	0.80
0.84162	0.83805	0.83450	0.83096	0.82742	0.82390	0.82038	0.81687	0.81338	0.80990	0.80642	0.79
0.80642	0.80294	0.79950	0.79606	0.79262	0.78919	0.78577	0.78237	0.77897	0.77557	0.77219	0.78
0.77219	0.76882	0.76546	0.76210	0.75875	0.75542	0.75209	0.74876	0.74545	0.74214	0.73885	0.77
0.73885	0.73556	0.73228	0.72900	0.72574	0.72248	0.71923	0.71599	0.71275	0.70952	0.70630	0.76
0.70630	0.70309	0.69988	0.69668	0.69349	0.69031	0.68713	0.68396	0.68080	0.67764	0.67449	0.75
0.67449	0.67135	0.66821	0.66508	0.66196	0.65884	0.65573	0.65262	0.64952	0.64643	0.64335	0.74
0.64335	0.64027	0.63719	0.63412	0.63106	0.62801	0.62496	0.62191	0.61887	0.61584	0.61281	0.73
0.61281	0.60979	0.60678	0.60376	0.60075	0.59776	0.59477	0.59178	0.58879	0.58581	0.58284	0.72
0.58284	0.57987	0.57691	0.57395	0.57100	0.56805	0.56511	0.56217	0.55924	0.55631	0.55338	0.71
0.55338	0.55047	0.54755	0.54464	0.54174	0.53884	0.53594	0.53305	0.53016	0.52728	0.52440	0.70
0.52440	0.52153	0.51866	0.51579	0.51293	0.51007	0.50722	0.50437	0.50153	0.49869	0.49585	0.69
0.49585	0.49302	0.49019	0.48736	0.48454	0.48173	0.47891	0.47610	0.47330	0.47050	0.46770	0.68
0.46770	0.46490	0.46211	0.45933	0.45654	0.45376	0.45099	0.44821	0.44544	0.44268	0.43991	0.67
0.43991	0.43715	0.43440	0.43164	0.42889	0.42615	0.42340	0.42066	0.41793	0.41519	0.41246	0.66
0.41246	0.40974	0.40701	0.40429	0.40157	0.39886	0.39614	0.39343	0.39073	0.38802	0.38532	0.65
0.38532	0.38262	0.37993	0.37723	0.37454	0.37186	0.36917	0.36649	0.36381	0.36113	0.35846	0.64
0.35846	0.35579	0.35312	0.35045	0.34778	0.34513	0.34247	0.33981	0.33716	0.33450	0.33185	0.63
0.33185	0.32921	0.32656	0.32392	0.32128	0.31864	0.31600	0.31337	0.31074	0.30811	0.30548	0.62
0.30548	0.30286	0.30023	0.29761	0.29499	0.29237	0.28976	0.28715	0.28454	0.28193	0.27932	0.61
0.27932	0.27671	0.27411	0.27151	0.26891	0.26631	0.26371	0.26112	0.25853	0.25594	0.25335	0.60
0.25335	0.25076	0.24817	0.24559	0.24301	0.24043	0.23785	0.23527	0.23269	0.23012	0.22754	0.59
0.22754	0.22497	0.22240	0.21983	0.21727	0.21470	0.21214	0.20957	0.20701	0.20445	0.20189	0.58
0.20189	0.19934	0.19678	0.19422	0.19167	0.18912	0.18657	0.18402	0.18147	0.17892	0.17637	0.57
0.17637	0.17383	0.17128	0.16874	0.16620	0.16366	0.16112	0.15858	0.15604	0.15351	0.15097	0.56
0.15097	0.14843	0.14590	0.14337	0.14084	0.13830	0.13577	0.13324	0.13072	0.12819	0.12566	0.55
0.12566	0.12314	0.12061	0.11809	0.11556	0.11304	0.11052	0.10799	0.10547	0.10295	0.10043	0.54
0.10043	0.09791	0.09540	0.09288	0.09036	0.08784	0.08533	0.08281	0.08030	0.07778	0.07527	0.53
0.07527	0.07276	0.07024	0.06773	0.06522	0.06271	0.06020	0.05768	0.05517	0.05266	0.05015	0.52
0.05015	0.04764	0.04513	0.04263	0.04012	0.03761	0.03510	0.03259	0.03008	0.02758	0.02507	0.51
0.02507	0.02256	0.02005	0.01755	0.01504	0.01253	0.01003	0.00752	0.00501	0.00251	0.00000	0.50
0.010	0.009	0.008	0.007	0.006	0.005	0.004	0.003	0.002	0.001	0.000	



Para poder determinar la velocidad media crítica en la cual se inicia el arrastre de partículas, podemos determinar el esfuerzo cortante crítico propuesto por Engeland, su expresión es:

$$\tau_c = \frac{Rh S_0}{\Delta D_{50}} ; R_c = \frac{V_c D}{\nu} \text{-----} (3.16)$$

donde:

- τ_c - Esfuerzo cortante crítico, en kgf/m^2 .
- Rh - Radio hidráulico, en m.
- Δ - Relación de pesos específicos que es igual a:

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma_a}{\gamma_a}$$

- γ_s - Peso específico del material, en kg/m^3 .
- γ_a - Peso específico del agua, en kg/m^3 , igual a 1000 kg/m^3 .
- D_{50} - Diámetro de las partículas igual o menor al 50% en peso de la muestra, en mm.
- ν - Viscosidad cinemática del agua en m^2/seg , para $T = 20^\circ\text{C}$ se considera $\nu = 1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg}$.
- R_c - Número de Reynolds crítico.
- V_c - Velocidad cortante, en m/seg , que se obtiene por medio de:

$$V_c = \sqrt{g Rh S_0}$$

S_0 - Pendiente hidráulica, adimensional.

Dado que el diámetro interviene en ambos parámetros, se debe proceder por tanteos. Para evitar esto se puede hacer uso de las curvas propuestas por Lane (figura 3.6)

La principal ventaja en el criterio de Lane consiste en que el permite obtener el τ_c tanto cuando el líquido arrastra partículas en suspensión como cuando transporta poco o mucho material fino. Este criterio es aplicable para suelos granulares.

El esfuerzo cortante crítico en suelos cohesivos se recomienda se obtenga en función de la relación de vacíos y el contenido de arcilla, mediante las curvas propuestas por el Bureau of Reclamation que se muestran en la figura 3.7.

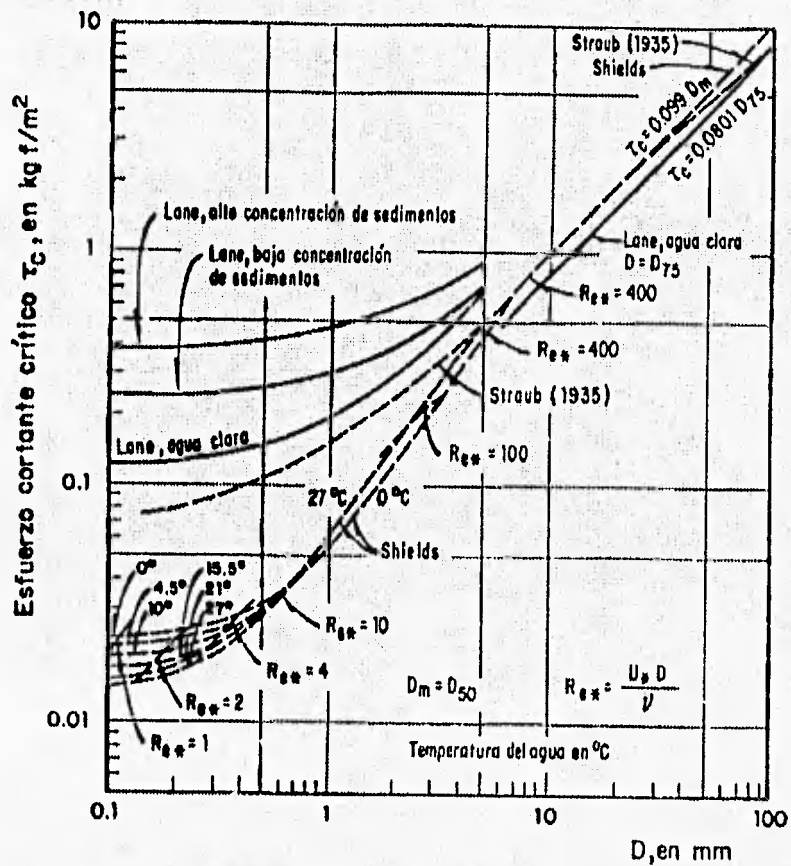


Figura 3.6 Esfuerzo cortante crítico de las partículas, en función de su diámetro.

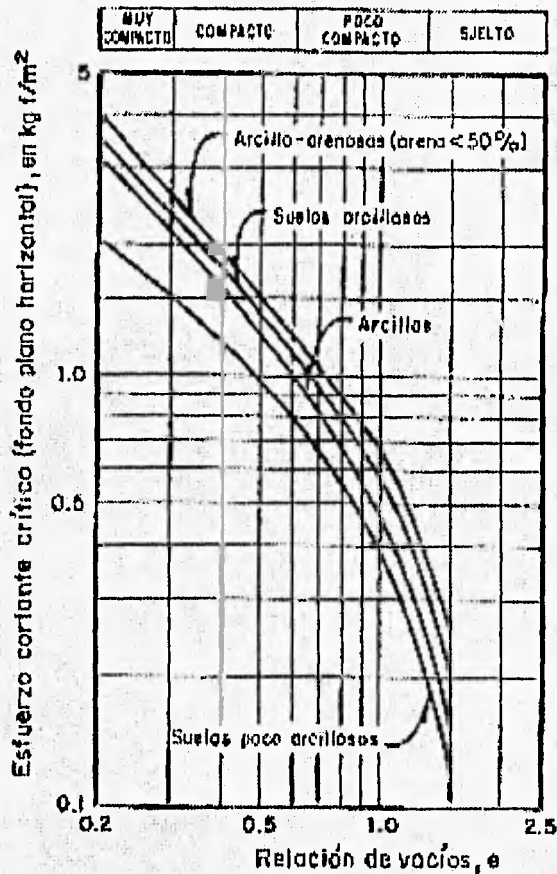


Figura 3.7.- Esfuerzo cortante crítico que resisten suelos cohesivos

Velocidad media Crítica. Al igual que para el esfuerzo cortante, la velocidad media crítica para cada diámetro de partícula ha sido obtenida en el laboratorio experimentalmente.

La velocidad media crítica es función del diámetro de la partícula en estudio y del tirante. Para poder valorarla podemos emplear varios criterios.

Lichtvan-Lovestrov proponen para suelos granulares la siguiente tabla en la que

se indica la velocidad media para diversos diámetros y tirantes.

Tabla 3.2. - Velocidades medias de la corriente que son admisibles (no erosivas) para suelos no cohesivos, en m/seg.

Diámetro medio de las partículas, en mm.	Tirante medio de la corriente					
	0.40	1.00	2.00	3.00	5.00	más de 10.00
0.005	0.15	0.20	0.25	0.30	0.40	0.45
0.05	0.20	0.30	0.40	0.45	0.55	0.65
0.25	0.35	0.45	0.55	0.60	0.70	0.80
1.00	0.50	0.60	0.70	0.75	0.85	0.95
2.50	0.65	0.75	0.80	0.90	1.00	1.20
5.00	0.80	0.85	1.00	1.10	1.20	1.50
10.0	0.90	1.05	1.15	1.30	1.45	1.75
15.0	1.00	1.20	1.35	1.50	1.65	2.00
25.0	1.25	1.45	1.65	1.85	2.00	2.30
40.0	1.50	1.85	2.10	2.30	2.45	2.70
75.0	2.00	2.40	2.75	3.10	3.30	3.60
100.0	2.45	2.80	3.20	3.50	3.80	4.20
150.0	3.00	3.35	3.75	4.10	4.40	4.50
200.0	3.50	3.80	4.30	4.65	5.00	5.40
300.0	3.85	4.35	4.70	4.90	5.50	5.90
400.0		4.75	4.95	5.30	5.60	6.00
500.0 o más			5.35	5.50	6.00	6.20

Para suelos cohesivos podemos utilizar la tabla 3.3 que se muestra en la página siguiente.

J. J. Levi propuso dos fórmulas generales que sirven tanto en material graduado o con diámetro uniforme, la primera se expresa como:

$$V_c = 1.4 (g D_m)^{1/2} \left(1 + L_n \left(\frac{d}{7} D_m \right)^{1/2} \right) \left(\frac{D_{máx}}{D_m} \right)^{1/7} \quad (3.17)$$

que es válida si $10 < d/D_m < 60$

donde

V_c - Velocidad media crítica de inicio de arrastre, en m/seg.

$D_{máx}$ - Diámetro máximo de las partículas, en mm.

D_m - Diámetro medio de las partículas, en mm.

g - Aceleración de la gravedad, en m/seg².

d - Tirante en la sección, en m.

La segunda expresión es:

$$V_c = 1.4 (g D_m)^{1/2} \left(\ln \left(\frac{d}{2 D_m} \right)^{1/2} \right) \left(\frac{D_{m,c}}{D_m} \right)^{1/7} \quad (3.18)$$

que es válida si $d/D_m > 60$

Tabla 3.3.- Velocidades medias de la corriente que son admisibles (no erosivas) para suelos cohesivos, en m/seg.

Denominación de los suelos	Porcentaje contenido de partículas	Suelos poco compactos, peso volumétrico del material seco hasta 1600 kg/m ³																Suelos medianamente compactos, peso volumétrico del material seco de 1600 a 1800 kg/m ³				Suelos compactos, peso volumétrico del material seco de 1800 a 2040 kg/m ³				Suelos muy compactos, peso volumétrico del material seco de 2040 a 2140 kg/m ³					
		0.4				1.0				2.0				3.0				0.4				1.0				2.0				3.0	
Arcillas	30-50	0.005	0.005	0.05	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0			
Tierras fuertemente arcillosas	20-30	0.05	0.10	0.20	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0			
Tierras ligeramente arcillosas	10-20	0.10	0.20	0.40	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0			
Suelos aluviales y arcillas magras									0.60	0.70	0.80	0.85	0.80	1.0	1.2	1.3	1.1	1.3	1.5	1.7											
Tierras arenosas	5-10	20-40	Según la tabla 3.2 en relación con el tamaño de las fracciones arenosas																												

Maiza-García proponen dos ecuaciones, en la primera utilizan la fórmula logarítmica obtenida de las ideas de Prandtl y Von Karman y las experiencias de Nikuradse, con lo que se tiene la siguiente expresión:

$$V_c = 0.57 \tau_c^{1/2} \log \left(\frac{11.11 Rh}{K_s + \frac{39.9 v}{\tau_c^{1/2}}} \right) \quad (3.19)$$

que es válida si $10 < d/D_m < 60$
donde

- V_c - Velocidad media crítica de inicio de arrastre, en m/seg.
- Rh - Radio hidráulico de la sección, en m.
- τ_c - Esfuerzo cortante crítico, en kgf/m².
- v - Viscosidad cinemática del agua en m²/seg, para $T = 20^\circ C$ se considera $v = 1 \times 10^{-6}$ m²/seg.

K_s - Tamaño de las asperezas de la pared en cauces arenosos, se toma como $K_s = 2 D_{84}$.

El esfuerzo cortante crítico τ_c se obtendrá de la figura 3.6 del criterio propuesto por Lane, que será para el diámetro medio del sedimento en estudio.

La otra ecuación establece que:

$$V_c = 6.05 D^{0.35} R_h^{0.15} \quad (3.20)$$

donde

V_c - Velocidad media crítica de inicio de arrastre, en m/seg.

R_h - Radio hidráulico de la sección, en m.

D - Diámetro de la partícula seleccionada, en m.

o bien

$$F_{rc} = 1.932 \left(\frac{D}{R_h} \right)^{0.35}$$

donde

F_{rc} - Número de Froude crítico de la corriente.

Estas se obtuvieron como un valor medio a partir de los resultados de Moller Peler y Müller, Hanks, Levi, Lischvan-Lovetion, Rogardi y Hålbstrom.

Velocidad media en Cauces Abiertos. Cuando hay transporte de sedimentos en un cauce arenoso, la velocidad media o pérdidas por fricción son más fáciles de predecir debido a que la configuración del fondo varía al cambiar la intensidad de la corriente.

Se recomienda para la determinación de la velocidad media o pérdida por fricción el método de Cruickshank-Mazzy y el de Engeland, presentándose únicamente el primero (Ref. 1 capítulo 5).

El primer método considera la resistencia total sin subdividirla, el segundo la subdivide considerando la resistencia total como la suma de la resistencia producida por las partículas y otra asociada a las ondulaciones del fondo del cauce.

El método de Cruickshank-García se recomienda para cauces arenosos. Su principal ventaja es que la velocidad media o pendiente puede obtenerse en forma directa. Se tienen dos ecuaciones, una régimen superior y otra para inferior.

Para régimen inferior se tiene:

$$V = 7.58 W_{50} \left(\frac{d}{D_{84}} \right)^{0.634} \left(\frac{S}{\Delta} \right)^{0.450} \text{-----} \quad (3.21)$$

$$\text{válida si } \frac{1}{S} \geq 83.5 \left(\frac{d}{\Delta D_{84}} \right)^{0.35}$$

Para régimen superior se tiene:

$$V = 6.25 W_{50} \left(\frac{d}{D_{84}} \right)^{0.644} \left(\frac{S}{\Delta} \right)^{0.352} \text{-----} \quad (3.22)$$

$$\text{válida si } \frac{1}{S} \leq 66.5 \left(\frac{d}{\Delta D_{84}} \right)^{0.382}$$

donde

V - Velocidad media, en m/seg.

Δ - Relación de pesos específicos que es igual a:

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma_a}{\gamma_a}$$

γ_s - Peso específico del material, en kg/m³.

γ_a - Peso específico del agua, en kg/m³, igual a 1000 kg/m³.

D_{84} - Diámetro de las partículas igual o menor al 84% en peso de la muestra, en mm.

S - Pendiente hidráulica, adimensional.

W_{50} - Velocidad de caída de las partículas, en m/seg (ver. 3.11)

Transporte de Sedimentos. Los sedimentos son transportados por un fluido, rodando sobre el fondo, saltando o en suspensión. Los sedimentos ruedan como en el caso de las partículas gruesas (arenas), si la velocidad es baja, cuando esta se incrementa estas empiezan a saltar y si es muy fuerte serán arrastradas en suspensión debido a la turbulencia que experimenta el flujo. Las partículas finas son arrastradas en suspensión.

Arrastre en la capa de fondo. Es el material del fondo del cauce que es arrastrado por la corriente dentro de una capa adyacente al fondo, cuyo espesor es igual a dos veces el diámetro de la partícula considerada. Este arrastre se mide como peso seco y se designa q_B y se expresa en (kgf/seg • m); si se expresa en unidades de volumen (m³/seg • m), se lo designa q_{Bv} .

Transporte de fondo en suspensión. Es el material del fondo del cauce que es arrastrado en suspensión, arriba de la capa de fondo, se le designara como g_{BS} o q_{BS} de acuerdo a sus unidades.

Para cuantificar el arrastre total de fondo se suman estos valores, se los designará como g_{BT} o q_{BT} por lo que tendremos:

$$g_{BT} = g_B + g_{BS} \quad \text{o} \quad q_{BT} = q_B + q_{BS}$$

Para su determinación se pueden usar los métodos de Meyer-Peter y Müller o el de Engelund.

De acuerdo a las experiencias realizadas en laboratorio, Meyer-Peter y Müller obtuvieron la siguientes ecuaciones:

$$g_B = 8 \gamma_s D_m^{\frac{3}{2}} g^{\frac{1}{2}} \Delta^{\frac{1}{2}} \left(\left(\frac{n'}{n} \right)^{\frac{3}{2}} \tau_c - 0.047 \right)^{\frac{3}{2}} \quad (3.23)$$

o bien

$$q_B = 8 D_m^{\frac{3}{2}} g^{\frac{1}{2}} \Delta^{\frac{1}{2}} \left(\left(\frac{n'}{n} \right)^{\frac{3}{2}} \tau_c - 0.047 \right)^{\frac{3}{2}} \quad (3.24)$$

donde

g_B o q_B - Carga sólida unitario, en $Kgf/seg \cdot m$ o $m^3/seg \cdot m$, respectivamente.

D_m - Diámetro medio del material del fondo, en m.

g - Aceleración de la gravedad, en m/seg^2 .

Δ - Relación de pesos específicos que es igual a:

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma_a}{\gamma_a}$$

γ_s - Peso específico del material, en kg/m^3 .

γ_a - Peso específico del agua, en kg/m^3 , igual a 1000 kg/m^3 .

τ_c - Esfuerzo crítico, en kgf/m^2 , que se obtiene con:

$$\tau_c = \frac{R_h S}{\Delta D_m}$$

R_h - Radio hidráulico, en m.

S - Pendiente hidráulica, adimensional.

n - Rugosidad de Manning debida a partículas y ondulaciones del fondo, correspondiendo a la rugosidad total de la sección se obtiene despejando n de la ecuación 3.5.

n' - Rugosidad de Manning debida a los granos, se obtiene con la siguiente fórmula:

$$n' = \left(\frac{D_{90}}{26} \right)$$

D_{90} - Diámetro de las partículas igual o menor al 90% en peso de la muestra, en mm.

Esta fórmula es muy usada cuando el diámetro es menor que 0.4 mm.

La fórmula de Engelund se obtuvo en base a los datos de 4 conjuntos de experimentos con arenas. Sus ecuaciones expresadas en función del D_{35} son:

$$g_B = \frac{0.04 \gamma_s V^2 (d S)^{\frac{3}{2}}}{g^{\frac{1}{2}} \Delta^{\frac{1}{2}} D_{35}} \quad \text{-----} \quad (3.25)$$

$$q_B = \frac{0.04 V^2 (d S)^{\frac{3}{2}}}{g^{\frac{1}{2}} \Delta^{\frac{1}{2}} D_{35}} \quad \text{-----} \quad (3.26)$$

donde

g_B q_B - Gasto sólido unitario, en Kg/seg·m o m³/seg·m, respectivamente.

V - Velocidad media de la corriente, en m/seg.

d - Tirante medio de la corriente, en m.

D_{35} - Diámetro de las partículas igual o menor al 35% en peso de la muestra, en mm.

Los otros parámetros ya fueron definidos en las ecuaciones anteriores.

Engelund recomienda que este método se aplique en arenas, pero no si D_{50} es menor a 0.15 mm. o la desviación estándar de los diámetros es menor a 2.

En las ecuaciones anteriores (3.23 a 3.26), se considerara que el gasto sólido total, es igual gasto sólido de arrastro de fondo, pero fallaría determinar el gasto sólido en suspensión. Cuando se desea utilizar una ecuación que no separe ambos gastos podemos aplicar el método de Gilbert y Aulrey que es:

$$q_{BT} = 10.39 \gamma_s (g \Delta D_m^3)^{\frac{1}{2}} \tau_c^{2.62} \text{-----} (3.27)$$

$$q_{BT} = 10.39 (g \Delta D_m^3)^{\frac{1}{2}} \tau_c^{2.62} \text{-----} (3.28)$$

donde

q_{BT} q_B - Gasto sólido total, en $\text{kgf/seg} \cdot \text{m}$ o $\text{m}^3/\text{seg} \cdot \text{m}$, respectivamente.

Socavación. En un río y asociados a las obras que en él se pueden construir, se presentan o se distinguen siete tipos de socavación; socavación general, transversal, en curvas, local al pie de estructuras interpuestas a la corriente, aguas abajo de grandes embalses, al pie de obras de descarga y bajo tuberías.

En el presente trabajo se aplica únicamente la socavación general que es de interés para obras de protección en ríos los otros tipos pueden consultarse en las referencias 1, capítulo 7, en la 7, capítulo a.2.11, en la 13 y 14.

Socavación General. Para su determinación se utiliza el método de Lischuan-Lovodion, que está basado en la determinación de las condiciones de equilibrio entre la velocidad media de la corriente y la velocidad media del flujo que se requiere para erosionar un material de diámetro y densidad conocida. Este criterio se puede aplicar tanto si la distribución de material del suelo es homogénea o heterogénea, es decir formado por estratos de distintos materiales. La condición de equilibrio se presenta cuando:

$$V_c = V_r \text{-----} (3.29)$$

donde:

V_c - Velocidad media que debe tener la corriente para erosionar al material de fondo (inicio de arrastre), en m/seg .

V_r - Velocidad media real de la corriente, en m/seg .

La hipótesis fundamental consiste en decir que el gasto unitario que pasa por una franja cualquiera de la sección permanece constante mientras dura el proceso de erosión. Con lo cual podemos determinar V_r como:

$$V_r = \frac{\alpha d_0^{\frac{5}{3}}}{d_s} \text{-----} (3.30)$$

donde:

- V_r - Velocidad media real de la corriente, en m/seg.
- d_0 - Profundidad inicial que existe en la vertical de la sección entre el nivel del agua al pasar la avenida y el nivel del fondo obtenido durante el estiaje, en m.
- d_s - Profundidad después de producirse la socavación del fondo. Se mide desde el nivel del agua al pasar la avenida hasta el nivel del fondo erosionado, en m.
- α - Coeficiente que se obtiene mediante la expresión:

$$\alpha = \frac{Q_s}{d_m^{\frac{5}{3}} B_e \mu}$$

- B_e - Ancho efectivo, en la sección (ver figura 3.8), en m.

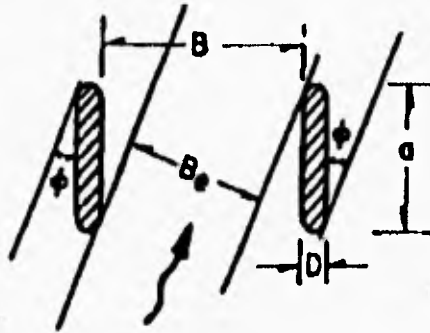


Figura 3.8.- Determinación del ancho efectivo B_e

- d_m - Tirante medio de la sección, el cual se obtiene dividiendo el área hidráulica entre el ancho efectivo ($d_m = A/B_e$), en m.
- μ - Coeficiente de contracción que toma en cuenta el efecto producido por las pilas en caso de existir un puente, se puede determinar con la tabla 3.4.

Tabla 3.4.- Coeficiente de contracción μ .

Velocidad media en la sección, en m/seg	Longitud libre entre dos pilas (claro), en m												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Tabla 3.5.- Valores del Coeficiente β .

Probabilidad de ocurrencia del gasto de diseño (en porcentaje)	Coeficiente β
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

Tabla 3.6.- Valores de x y $1/1 + x$, para suelos cohesivos y granulares.

Suelos Cohesivos						Suelos Granulares					
γ_s	x	$1/1 + x$	γ_s	x	$1/1 + x$	D_m mm	x	$1/1 + x$	D_m mm	x	$1/1 + x$
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	10.00	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.24	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.0	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.0	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.0	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.0	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370.0	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450.0	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.0	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750.0	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

Podemos evaluar la V_e , siendo que la velocidad mínima necesaria para arrastrar los materiales depende de la naturaleza de los mismos se puede aplicar:

$$V_e = 0.68 D_m^{0.28} \beta d_s^x \quad \text{para suelos granulares.}$$

$$V_e = 0.68 \gamma_s^{1.18} \beta d_s^x \quad \text{para suelos cohesivos.}$$

dando:

V_e - Velocidad media de la corriente para erosionar el material de fondo, en m/seg.

β - Coeficiente que toma en cuenta el periodo de retorno con el que se presenta el gasto de diseño, se obtiene de la tabla 3.5.

x - Exponente variable que tiene diferente valor en cada fórmula, se obtiene de la tabla 3.6.

d_s - Profundidad después de producirse la socavación (fig. 3.9), en m.

Para determinar d_s en suelos homogéneos (ver figura 3.10), podemos aplicar las siguientes expresiones:

En suelos Granulares:

$$d_s = \left(\frac{\alpha d_0^{\frac{5}{3}}}{0.68 D_m^{0.28} \beta} \right)^{\frac{1}{1.18}} \quad \text{-----(3.31)}$$

En suelos cohesivos:

$$d_s = \left(\frac{\alpha d_0^{\frac{5}{3}}}{0.60 \gamma_s^{1.18} \beta} \right)^{\frac{1}{1.18}} \quad \text{-----(3.32)}$$

En el caso de tener una distribución heterogénea de materiales (ver figura 3.11), es posible determinar la profundidad en cada vertical, mediante métodos por tanteos. Se analiza cada estrato, aplicando de acuerdo al tipo de material, cualquiera de las ecuaciones 3.31 o 3.32, si la profundidad obtenida d_s , es mayor que la del estrato, se toma el segundo que queda en el límite inferior y se vuelve a determinar d_s con este nuevo material, cuando d_s quede comprendida entre algún estrato esta será la d_s buscada.

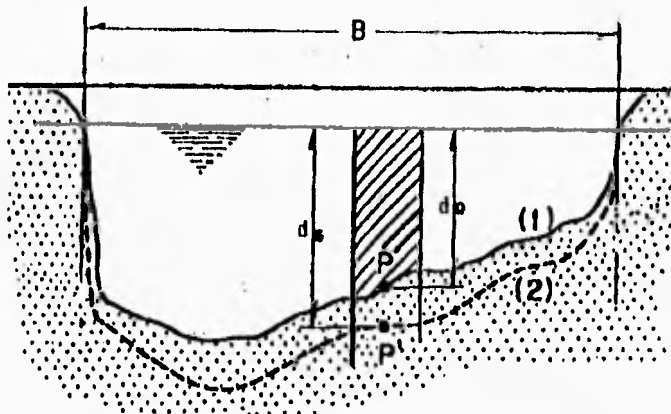


Figura 3.9.- Perfil del fondo después de producirse la socavación.

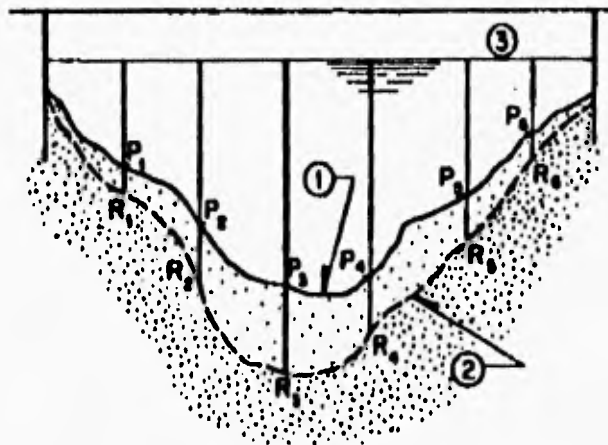


Figura 3.10.- Socavación en lechos homogéneos.

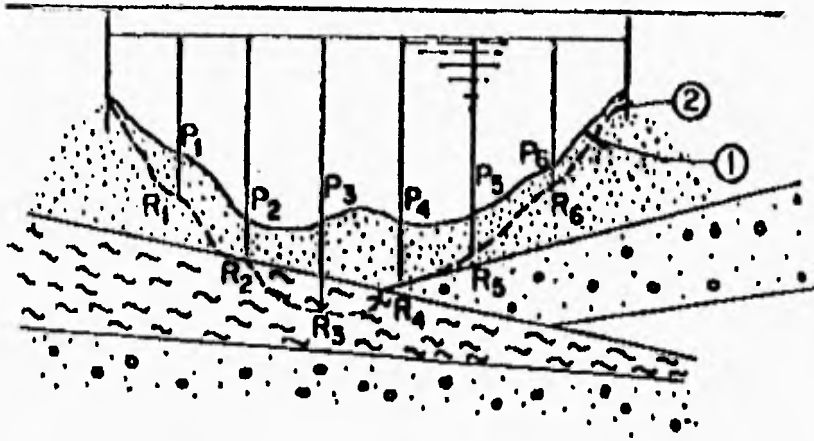


Figura 3.11.- Socavación en lechos Heterogéneos.

Diseño de cauces con arrastre.-Cuando se rectifica un cauce, se requiere conocer sus características finales, o cuando se requiere diseñar un cauce el cual habrá transporte de sedimentos, se deben utilizar métodos de Estabilidad de Cauces. Estos métodos se aplican a ríos y canales en donde todo el gasto pasa por un único cauce.

Se entenderá por cauce estable aquel cuyas características geométricas y pendiente permanecen constantes para un cierto gasto constante.

Cuando nos referimos a cauces naturales podemos mencionar los tipos de estabilidad que son, la estática que se alcanza cuando una corriente no es capaz de mover al material que forma las paredes (talud), y fondo del cauce, lo que implica que la sección de un río permanece igual y en planta el río no sufrirá corrimientos laterales. Estabilidad morfológica que se tiene en cualquier tramo del río, es decir, la geometría de las secciones transversales y las pendientes observadas son las que se representan siempre que se tenga el mismo material del fondo, la misma alimentación de gasto sólido procedente de aguas arriba y el mismo hidrograma. Por último, la estabilidad dinámica, que se puede considerar como un caso particular de la anterior y se observa cuando el río está formado por un solo cauce y todo el gasto circula por él, pero existe arrastre erosión y sedimentación de material sólido, con lo cual sus secciones transversales llegan a variar, pero son aproximadamente similares año con año al ser observadas en la misma época.

Grados de Libertad de un Cauce. Se presentan en una corriente natural 3 grados de libertad, que son; tirante, pendiente y ancho, en ocasiones se considerará como otro grado de libertad al tiempo. Dentro del análisis de un río o corriente se puede considerar que este tiene un grado de libertad.

El escurrimiento con un grado de libertad se determina con una sola ecuación, veamos como ejemplo cuando se tiene un canal revestido o sin arrastre, con un ancho y pendiente dadas y se hace pasar un gasto constante o determinado, este escurrirá con un cierto tirante, que es el único que puede variar, se dirá entonces que se tiene un grado y bastará una ecuación para conocer el tirante que es la única variable.

El escurrimiento con dos grados de libertad se requiere de dos ecuaciones para su determinación, una de resistencia al flujo en cauces con fondo erosionable y otra de transporte de sedimentos. Cuando en una corriente natural las orillas están formadas por material muy resistente a la erosión pero el fondo es arrastrado por la corriente, se tendrá que para un cierto gasto líquido y sólido se ajustarán libremente dos parámetros, la pendiente y el tirante. Esto es común en ríos con proyecciones marginales o bien debido a los materiales propios que forman las orillas del cauce que están formadas por arcillas que han adquirido una cohesión.

El escurrimiento con tres grados de libertad requiere de tres ecuaciones, una de resistencia al flujo, otra de transporte de sedimentos y una tercera que relacione el ancho con el tirante. Esta se presenta cuando el material que forma el fondo y orillas de un río es susceptible de ser arrastrado por la corriente. En un cauce con material aluvial donde se tenga un gasto líquido y sólido como el anterior, se ajustarán la pendiente, ancho y tirante de la sección hasta que el gasto líquido arrastre en forma uniforme y continua al sedimento alimentado.

Gasto Formativo y Gasto Dominante. Todos los gastos que pasan por una sección intervienen en la condición de estabilidad de la misma. Sin embargo se acostumbra trabajar con un único gasto representativo de todo el hidrograma anual, al que se le da el nombre de gasto formativo.

Hay varios criterios para determinarlo pero los tres más importantes se describen a continuación:

- Es aquel gasto que en los ríos de planicie, llena el cauce principal.
- Es el que tiene un período de retorno de 1.4 años.
- Es el que al escurrir en forma constante durante todo el año hace pasar por la sección, el mismo volumen de sedimentos que el hidrograma anual. Este gasto formativo recibe el nombre de gasto dominante.

La forma de obtener el gasto dominante es calculando para cada día del año, el transporte de fondo en función del gasto medio diario aforado; sumando todos los resultados se obtiene el transporte anual de fondo, cuyo valor se divide entre 365 días del año y se obtiene el transporte medio diario que tiene esa capacidad de transporte. El gasto líquido en m³/seg asociado a ese gasto diario recibe el nombre de dominante.

Los dos primeros son los más aplicados, pues no siempre se tiene información de todas las corrientes, aunque si se tiene es conveniente aplicar los tres.

Criterios para determinar la estabilidad en cauces. Cuando una corriente escurre por un solo cauce, se mencionado que existe un equilibrio entre el hidrograma de la corriente o gasto formativo, el gasto sólido que entra al tramo en estudio, las características de los materiales del fondo y de las orillas, la pendiente media del tramo y las características de la sección transversal.

Generalmente conocido el gasto formativo Q_F , el transporte de sedimento g_B o q_B y un diámetro representativo D del material de fondo, puede determinarse la pendiente S , el ancho B y el tirante d , que determinan las características estables de un tramo en estudio. Para obtener estos datos se usarán los métodos de:

- Métodos del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.
- Método de Maza-Cruickshank
- Método de Blench

Estos métodos se aplican a diferentes situaciones en el cauce y es posible aplicar más de un método para un problema en particular.

Métodos Del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. Para resolver el problema sobre dimensionamiento de cauces estables, propusieron tres ecuaciones fundamentales:

- Fórmula de resistencia al flujo en material granular
- Fórmula de transporte de material sólido
- Relación empírica para tomar en cuenta la resistencia de las márgenes.

Se estudiaron varias fórmulas de resistencia al flujo y de transporte de sólidos y se seleccionaron dos de resistencia y dos de transporte. En todas las combinaciones se utilizó como tercera ecuación la propuesta por Glushko, y que fue utilizada por Allinín para deducir su primera ecuación fundamental.

Para considerar la resistencia al flujo, se propusieron las ecuaciones de Cruickshank-Maza y la de Manning. La primera fue obtenida para flujo en fondo arenoso, por lo que se recomienda solo para ríos con ese material de fondo. La

segunda es útil para cauces formados con material grueso.

Con respecto de la fórmula de Cruikshank-Alaya los autores proponen dos fórmulas, una para régimen inferior y otra par régimen superior ecuaciones 3.21 y 3.22, el gasto formativo de un río casi siempre ocurre con la condición de régimen inferior.

En el caso de la ecuación de Manning, esta se expresa en la siguiente forma:

$$V = \frac{1}{n} d^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \text{ ----- (3.32)}$$

en la que se ha sustituido el radio hidráulico por el tirante, suponiendo que la sección es lo suficientemente ancha con respecto al tirante, lo que casi siempre se cumple en condiciones naturales.

Se evalúa la velocidad media con cualquiera de las dos ecuaciones anteriores y se obtiene el gasto que es:

$$Q = A V = B d V \text{ ----- (3.33)}$$

Para considerar el transporte de sedimentos se tomaron en cuenta también dos ecuaciones, la de Engelund y la de Meyer-Peter y Müller.

La fórmula de Engelund (ecc. 3.26) es válida para obtener el transporte de material arenoso ($D_{50} < 2 \text{ mm}$), el transporte en la capa de fondo, a través de toda la sección será:

$$Q_B = B q_B \text{ ----- (3.34)}$$

Diremos ahora de la ecuación de Meyer-Peter y Müller (ecc. 3.24), que se puede utilizar para material granular ya sean gravas o arenas. Si agrupamos los parámetros que permanecen constantes para un tramo dado del río y multiplicamos por el ancho B de la sección a dicha ecuación se tendrá:

$$Q_B = H B (N d S - 0.047)^{1.5} \text{ ----- (3.35)}$$

donde:

$$H = 8 D_m^{\frac{3}{2}} g^{\frac{1}{2}} \Delta^{\frac{1}{2}} \text{ ----- (3.36)}$$

$$N = \left(\frac{n'}{n} \right)^{\frac{3}{2}} \frac{1}{\Delta D_m} \text{ ----- (3.37)}$$

En la ecuación 3.35 se puede ver que si el arrastre es pequeño o nulo, Q_B se disminuye y queda la relación que establece la condición crítica de arrastre

$$N d S = 0.047 \text{ ----- (3.38)}$$

Al no existir arrastre $n/n = 1$, por lo tanto la ecuación 3.38 toma la forma:

$$\frac{d S}{\Delta D_m} = 0.047 \text{ ----- (3.39)}$$

Condición crítica de arrastre y que es enteramente similar a la propuesta por Shields.

Si por el contrario, la condición de transporte de sedimentos es muy grande, los términos Q_B y $N d S$, tienden a dar un valor alto y por lo tanto, se puede eliminar 0.047, con lo que se obtiene la simplificación:

$$Q_B = H B (N d S)^{1.5} \text{ ----- (3.40)}$$

Por otro lado para considerar la resistencia de las márgenes respecto del fondo se escogió la fórmula de Blaschko:

$$B^m = K d \text{ ----- (3.41)}$$

donde

- B - Ancho medio de la superficie libre, en m.
- K - Coeficiente que de acuerdo con Alluin puede variar de 2 a 4 para cauces con material cohesivo y de 8 a 12 para cauces arenosos.
- m - Exponente que puede calcularse con la expresión:

$$m = \frac{0.71}{\tau_*^{0.10}}$$

- τ_* - Parámetro adimensional utilizado por Shields:

$$\tau_* = \frac{d S}{\Delta D_m}$$

- d - Tirante medio, en m.
- S - Pendiente hidráulica, adimensional.
- D_m - Diámetro medio del material de fondo, en m.

De la comparación de estos valores con los propuestos por Simons y Albertson para canales con fondo de arena se fijaron los siguientes valores $m = 0.7$ como promedio para material aluvial. Los valores de K son: 10.2 para orillas y fondo arenoso, 6.3 para fondo de arena y orillas cohesivas y 7.0 para material grueso. Al trabajar con material granular se puede considerar un promedio de 8.5.

En base a lo anterior podemos agrupar las ecuaciones como sigue:

GRUPO	FORMULA DE FRICCIÓN	FORMULA DE TRANSPORTE	FORMULA DE RESISTENCIA	OBSERVACIONES
I	MANNING	MEYER-PETER MÜLLER	GLUSKOV	Para cauces con material granular con cualquier condición de transporte
II	CRUICKSHANK-MAZA	ENGLUND	GLUSKOV	Cauces arenosos con cualquier condición de transporte, excepto muy reducido o nulo
III	CRUICKSHANK-MAZA	MEYER-PETER MÜLLER	GLUSKOV	Cauces arenosos con cualquier condición de transporte

Al primer grupo de ecuaciones corresponde el mayor rango de tamaño de material del fondo, pero requiere de un ajuste del coeficiente de rugosidad. Cuando el gasto es muy pequeño (corazo a coro) ó demasiado grande se puede simplificar la ecuación de Meyer-Peter y Müller lo que facilita el manejo posterior de las ecuaciones de diseño. Si esto no es posible, las ecuaciones son implícitas para B , d y S , y su solución deberá ser por tanteos.

Las ecuaciones del grupo II son explícitas, pero la combinación es útil dentro del rango de las arenas y cuando el gasto sólido no tiende a coro como en el caso anterior. La mayoría de los cauces de planicie pueden ser estudiados con este grupo de ecuaciones.

Las ecuaciones del grupo III, se pueden emplear cuando el transporte de sedimentos tiende a coro complementando las ecuaciones del grupo II. Esta combinación también sirve cualquiera que sea el valor de transporte de sedimentos. Veamos el desarrollo de estas ecuaciones para cada grupo.

Ecuaciones del grupo I, para cualquier condición de transporte. Este grupo utiliza las ecuaciones de Manning, Meyer-Peter y Müller y Gluschkov, de como resultado las siguientes ecuaciones de diseño generales, de las cuales obtenemos una para el ancho B , otra para el tirante d y la última para la pendiente S . Las ecuaciones implícitas obtenidas son:

$$B \frac{(7m+4)}{3} \left(Q_B^{\frac{2}{3}} + 0.047 (E B)^{\frac{2}{3}} \right) = Q^2 n^2 K^{\frac{7}{3}} E^{\frac{2}{3}} N \quad (3.42)$$

Las variables utilizadas en estas ecuaciones ya fueron definidas anteriormente. Como se puede observar están en forma implícita y aún cuando su solución es

$$d^{\frac{(7m+4)}{3m}} \left(Q_B^{\frac{2}{3}} K^{\frac{(7m+4)}{3m}} + 0.047 H^{\frac{2}{3}} d^{\frac{2}{3}} K^{\frac{(7m+6)}{3m}} \right) = Q^2 n^2 K^{\frac{7}{3}} H^{\frac{2}{3}} N \quad (3.43)$$

$$S^{\frac{(10m+4)}{7m+4}} \left(Q_B^{\frac{2}{3}} + 0.047 H^{\frac{2}{3}} \left(Q n K^{\frac{6}{3}} \right)^{\frac{1}{(5m+3)}} \right) = \frac{Q n (K H)^{\frac{2}{3}}}{\left(Q n K^{\frac{6}{3}} \right)^{\frac{2m+1}{5m+4}}} \quad (3.44)$$

sencilla, no es fácil de visualizar como influye cada parámetro en el resultado final en una forma clara.

Existen condiciones en las cuales estas fórmulas pueden simplificarse, para la condición de transporte de sedimentos muy pequeño o nulo y para la condición de mucho transporte de sedimentos.

Para la primera condición, si el tramo en estudio si en el tramo en estudio $Q_B \rightarrow 0$, este término puede eliminarse de las ecuaciones generales. Si además se considera que $m = 0.7$, que es el valor promedio para cauces aluviales, se obtiene:

$$B = 2.32 (n Q)^{0.65} K^{0.642} N^{0.275} \quad (3.45)$$

$$d = \frac{1.80 (n Q)^{0.385} N^{0.193}}{K^{0.65}} \quad (3.46)$$

$$S = \frac{0.021 K^{0.65}}{(n Q)^{0.385} N^{1.193}} \quad (3.47)$$

Para la segunda condición, si en el tramo en estudio Q_n es muy alto, el término 0.047 de la ecuación de Meyer-Peter y Müller, se puede despreciar y tomando una vez más $m = 0.7$, se obtiene:

$$B = (n Q)^{0.694} K^{0.787} \left(\frac{F}{Q_B} \right)^{0.225} \quad (3.48)$$

$$d = (n Q)^{0.472} \left(\frac{1}{K} \right)^{0.449} \left(\frac{F}{Q_B} \right)^{0.157} \quad (3.49)$$

$$B = \frac{\left(\frac{Q_B}{F} \right)^{0.974}}{(n Q)^{0.921} K^{0.075}} \quad (3.50)$$

en donde:

$$F = H N^{\frac{3}{2}}$$

o bien

$$F = \left(\frac{8 g^{\frac{1}{2}}}{\Delta} \right) \left(\frac{n'}{n} \right)^{\frac{9}{4}}$$

Ecuaciones del grupo II, para cauces arenosos con transporte de sedimentos. De este segundo grupo las ecuaciones básicas que fueron consideradas son, las de Cruickshank-Maza para fricción, Engelund para transporte de sedimentos y las de Bluschkov para la resistencia de las orillas. A partir de ellas y considerando otra vez $m = 0.7$, para régimen inferior se obtendrán las siguientes ecuaciones de diseño en forma explícita:

$$B = \frac{0.308 D_{64}^{0.247} K^{0.7} Q^{0.63}}{W_{60}^{0.39} (g \Delta)^{0.06} (D_{35} Q_B)^{0.119}} \text{-----} (3.51)$$

$$d = \frac{0.439 D_{64}^{0.174} Q^{0.441}}{W_{60}^{0.274} (g \Delta)^{0.042} K^{0.61} (D_{35} Q_B)^{0.083}} \text{-----} (3.52)$$

$$S = \frac{2.966 \Delta^{-1.28} g^{0.28} D_{64}^{0.223} K^{0.296} (D_{35} Q_B)^{0.56}}{W_{60}^{0.352} Q^{0.797}} \text{-----} (3.53)$$

Estas ecuaciones como se mencionó antes deben ser usadas cuando el gasto sólido Q_B no tienda a cero. Veamos ahora las ecuaciones del grupo III.

Ecuaciones del grupo III, para cauces arenosos con cualquier condición de transporte de sedimentos. Este grupo de ecuaciones utilizan las fórmulas propuestas por Cruickshank-Maza para fricción, Meyer-Peter y Müller para transporte de sedimentos y las de Bluschkov para la resistencia de las orillas en los casos anteriores. Las fórmulas del grupo III presentan la ventaja de que pueden ser aplicadas aún cuando el transporte de sedimentos tienda a cero. Las ecuaciones de diseño en forma implícita son:

$$B^{(2.58 m + 1.53)} \left(Q_B^{\frac{2}{3}} + 0.047 (H B)^{\frac{2}{3}} \right) = Q^2 n^2 K^{\frac{7}{3}} H^{\frac{1}{3}} N \quad (3.54)$$

$$(d K)^{(2.58 + \frac{53}{m})} \left(Q_B^{\frac{2}{3}} + 0.047 H^{\frac{2}{3}} (d K)^{\frac{2}{3m}} \right) = H^{\frac{2}{3}} N K^{2.58} \left(\frac{Q}{\alpha} \right)^{2.19} \quad (3.55)$$

$$Q_B^{\frac{2}{3}} = \left(S^{\left(\frac{1.16m + 0.74}{1.03m + 1} \right)} \left(\frac{H Q}{\alpha} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{\alpha}{Q K^{1.03}} \right)^{\left(\frac{0.089}{1.03m + 1} \right)} K^{0.089} \right) \left(N - \frac{0.047 \left(\frac{\alpha}{Q K^{1.04}} \right)^{\left(\frac{m}{1.03m + 1} \right)}}{S^{\left(\frac{1.03m + 0.54}{1.03m + 1} \right)}} \right) \quad (3.56)$$

donde:

$$\alpha = \frac{7.58 W_{50}}{D_{64}^{0.634} \Delta^{0.466}}$$

$$H = 8 D_m^{\frac{3}{2}} \beta^{\frac{1}{2}} \Delta^{\frac{1}{2}}$$

$$N = \left(\frac{n'}{n} \right)^{\frac{3}{2}} \frac{1}{\Delta D_m}$$

Estas ecuaciones no tienen una solución explícita para las variables de diseño, pero se pueden obtener simplificaciones de interés como las efectuadas en el grupo I, para transporte de sedimentos muy pequeño o nulo y gran transporte de sedimentos.

De esta manera si la condición de transporte de sedimentos asociado al gasto formativo es muy pequeño o reducido $Q_B \rightarrow 0$, si además suponemos obra voy $m = 0.7$ se obtendrán tres ecuaciones que complementan a las ecuaciones del grupo II, que son:

$$B = 2.15 \left(\frac{Q}{\alpha} \right)^{0.548} K^{0.646} N^{0.25} \quad (3.57)$$

$$d = \frac{1.71 \left(\frac{Q}{\alpha} \right)^{0.384} N^{0.175}}{K^{0.648}} \quad (3.58)$$

$$S = \frac{0.021 \left(\frac{\alpha}{Q} \right)^{0.415} K^{0.593}}{N^{1.27}} \quad (3.59)$$

Si hacemos una comparación de los exponentes de las variables de estas fórmulas con las ecuaciones del primer grupo (ec. 3.45 a 3.47), para la misma condición se ve que los valores son muy similares.

En el caso de que la condición de transporte de sedimentos sea muy grande, el término 0.047 de la ecuación de Meyer-Peter y Müller se puede eliminar y si consideramos también $m = 0.7$ se obtiene:

$$B = \left(\frac{Q}{\alpha}\right)^{0.658} \left(\frac{F}{Q_B}\right)^{0.20} K^{0.775} \text{-----} \quad (3.60)$$

$$d = \left(\frac{Q}{\alpha}\right)^{0.461} \left(\frac{F}{Q_B}\right)^{0.14} \left(\frac{1}{K}\right)^{0.475} \text{-----} \quad (3.61)$$

$$S = \left(\frac{\alpha}{Q}\right)^{0.90} \left(\frac{Q_B}{F}\right)^{0.94} \left(\frac{1}{K}\right)^{0.069} \text{-----} \quad (3.62)$$

donde

$$F = \left(\frac{8 \gamma \frac{1}{2}}{\Delta}\right) \left(\frac{n'}{n}\right)^{\frac{9}{4}}$$

Al igual que en las ecuaciones 3.48 a la 3.50 los exponentes de estas son similares. Para el diseño de cauces con material grueso mayor que 2 mm. se recomiendan las ecuaciones del grupo I. Si el cauce es arenoso se deben utilizar las ecuaciones del grupo II excepto si el gasto sólido es muy pequeño en cuyo caso se aplicarán las ecuaciones del grupo III.

Si el transporte de sedimentos es muy reducido, los resultados obtenidos con el método del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. y los del criterio de Alluvin (Ref. 1 tomo 2, capítulo 7), no presentado aquí, son muy parecidos ya que el autor utilizó como ecuación fundamental una fórmula para el inicio de movimiento de partículas.

Método de Cruickshank-Maza. Este método fue propuesto en 1973 y al igual que el método anterior toma en cuenta tres ecuaciones, una de fricción, una de arrastre de sedimentos y una que relaciona anchos y pendientes, obtenida en forma empírica de observaciones reales.

Las ecuaciones que se consideraron como ecuaciones de partida para obtener las características de equilibrio geométrico fueron:

Fórmulas de resistencia del flujo.

Estas fórmulas corresponden a las propuestas por los autores para arenas, quienes proponen dos ecuaciones, una para régimen inferior con fondos de ríozos y dunas y otra para régimen superior con onclas estacionarias y antilánas, las ecuaciones son la 3.21 y la 3.22 respectivamente.

También aplica la fórmula de Chezy (ecc. 3.4) o de Manning (ecc. 3.5), conocido C en la ecuación de Chezy, se puede obtener la velocidad de la corriente o las pérdidas de fricción ya que:

$$S_f = \frac{h_f}{L}$$

Para evaluar el coeficiente C se recomienda la siguiente expresión:

$$C = 18 \log \frac{11.1 R^h}{k_s}$$

donde

k_s = Diámetro de las partículas si el fondo es plano, en m.

Esta ecuación se obtuvo de la teoría de Prandtl y de las experiencias de Nikuradse para secciones rectangulares muy amplias. En cauces naturales se recomienda tomar $k_s = 2 D_m$.

Manning propuso una nueva ecuación para evaluar el coeficiente C de la fórmula de Chezy.

$$C = \frac{R^{\frac{1}{6}}}{n}$$

El cual al ser sustituido en la ecuación de Chezy nos da la fórmula de Manning (ecc. 3.5), estas ecuaciones se usan para material grueso (primer grado de libertad).

Las fórmulas de arrastre que se proponen son las de Meyer-Peter y Müller que ya han sido descritas antes, se utilizan para determinar el segundo grado de libertad.

La tercera ecuación que se seleccionó fue la de Glushkov (ecc. 3.41). De acuerdo con Altunin y otros autores soviéticos K puede variar de 2 a 4 para fondo y orillas cohesivas y de 8 a 12 para cauces arenosos, el valor de m puede variar de 0.5 a 1.0, dependiendo de la resistencia de los bancos y de la zona del desarrollo del río en el que se encuentra el tramo en estudio. El exponente n puede valorarse con la ecuaciones:

m - Exponente que puede calcularse con la expresión:

$$m = \frac{0.71}{\tau^{0.10}}$$

τ - Parámetro adimensional utilizado por Shields:

$$\tau = \frac{d S}{\Delta D_m}$$

d - Tirante medio, en m.

S - Pendiente hidráulica, adimensional.

D_m - Diámetro medio del material de fondo, en m.

Con las contribuciones de Simmons y Albarbon para canales con fondo de arena, es posible fijar los valores de los parámetros K y m , Estos valores son $m = 0.7$ y $K = 10.2$ para orillas y fondo con material arenoso y $K = 0.3$ para fondo de arena y orillas cohesivos, los cuales son similares a las medidas efectuadas en la República Mexicana y en corrientes con fondo de aluvión.

Al sustituir en la ecuación de Glushkov el valor de 0.7 del exponente se obtiene:

$$\frac{B}{d} = K^{1.42} d^{0.43} \dots \dots \dots (3.63)$$

Esta ecuación indica que la relación ancho a profundidad aumenta a medida que el tirante crece. Esto ha sido discutido por Ackers, considerando que la estabilidad de las orillas está implícita en las ecuaciones de régimen de Lacey y Blench, de las cuales se obtiene:

$$\frac{B}{d} \sim d^{\frac{1}{2}}$$

Conocidos algunos parámetros de las ecuaciones de puntada, se pueden expresar las variables dependientes B , d y S , como funciones de Q y Q_s , y de las características del material del fondo, estas ecuaciones son:

Para régimen inferior:

$$B = \frac{0.3084 D_{64}^{0.2483} K^{0.6990} Q^{0.6397}}{W_{50}^{0.3917} \Delta^{0.0594} \gamma^{0.0595} (D_{35} Q_{BT})^{0.119}} \dots \dots \dots (3.64)$$

$$d = \frac{0.4393 D_{84}^{0.1737} Q^{0.4403}}{W_{50}^{0.2735} \Delta^{0.0415} g^{0.0416} K^{0.5108} (D_{35} Q_{BT})^{0.0832}} \quad (3.65)$$

$$S = \frac{2.9665 \Delta^{1.2799} g^{0.2798} D_{84}^{0.2234} K^{0.2962} (D_{35} Q_{BT})^{0.5696}}{W_{50}^{0.3525} Q^{0.7667}} \quad (3.66)$$

la cual se cumple si:

$$\frac{1}{S} \geq 903 \tau_c^{0.683} \quad \tau_c = \frac{d S}{\Delta D_{84}}$$

para régimen superior

$$B = \frac{0.3248 D_{84}^{0.2011} K^{0.7141} Q^{0.6969}}{W_{50}^{0.4065} \Delta^{0.0477} g^{0.0476} (D_{35} Q_{BT})^{0.0952}} \quad (3.67)$$

$$d = \frac{0.4554 D_{84}^{0.1826} Q^{0.4167}}{W_{50}^{0.2835} \Delta^{0.0334} g^{0.0333} K^{0.5006} (D_{35} Q_{BT})^{0.0666}} \quad (3.68)$$

$$S = \frac{3.1082 \Delta^{1.2904} g^{0.2905} D_{84}^{0.2349} K^{0.3092} (D_{35} Q_{BT})^{0.5818}}{W_{50}^{0.3649} Q^{0.7971}} \quad (3.69)$$

la cual se cumple si:

$$\frac{1}{S} \leq 891 \tau_c^{0.618} \quad \tau_c = \frac{d S}{\Delta D_{84}}$$

A pesar de que los coeficientes y exponentes de las ecuaciones son parecidos en ambos regímenes, al compararlas resulta que, para un mismo gasto o idéntico material de fondo y un transporte de sedimentos (gasto sólido) igual, hay cambios significativos en las dimensiones de las secciones y pendiente, los cuales pueden llegar a ser menores para régimen superior, hasta en un 25 %. Esto es debido a la disminución de la resistencia al flujo al barrerse las dunas y que con las antidunas, si bien la resistencia aumenta, no recupera los valores correspondientes al régimen inferior.

Si comparamos estas ecuaciones con las del Instituto de Ingeniería para el grupo II (ec. 3.45 a 3.50) vemos que se obtienen resultados iguales debido a que esta

se obtuvieron aplicando las fórmulas propuestas por Crickshank-Mayer.

La ventaja principal del método es que permite tomar en cuenta el gasto sólido y por lo tanto conocer las variaciones que sufre la sección cuando es incrementado o reducido debido a las alteraciones en la cuenca y en las obras en los cauces.

Teoría de Régimen. Se desarrolló inicialmente en la India para diseñar canales de riego. Entre los Principales autores que han contribuido con sus observaciones y resultados al desarrollo de esta teoría se cuentan Kennedy, quien la inició en 1895, Lindley, Lane, Lacey, Muthotra, Inglis, Blench, Simmons y Richardson, por citar unos cuantos.

La mayoría de los criterios de los diferentes autores dan resultados parecidos. Aquí se Presentan las fórmulas propuestas por Blench y Lacey, las cuales se complementan y cubren una amplia gama de materiales.

Método de Blench. Las tres ecuaciones para obtener las características geométricas y la pendiente de un canal estable son:

$$B = 1.81 \left(\frac{Q F_b}{F_s} \right)^{\frac{1}{2}} \text{-----} \quad (3.70)$$

$$d = 1.02 \left(\frac{Q F_s}{F_b^2} \right)^{\frac{1}{3}} \text{-----} \quad (3.71)$$

$$S = \frac{0.021 (1 + 0.012 C_s) F_b^{\frac{6}{5}} F_s^{\frac{1}{12}}}{\left(1 + \frac{C_s}{2330} \right) K Q^{\frac{1}{6}}} \text{-----} \quad (3.72)$$

donde:

F_b - Factor de fondo cuyos valores promedio son:
0.8 para material fino.
1.2 para material grueso.

F_s - Factor de orilla cuyos valores son:
0.1 para materiales sueltos.
0.2 para materiales ligeramente cohesivos.
0.3 para materiales cohesivos.

C_s - Concentración del sedimento arrastrado del fondo, partes por millón en peso.

K - Coeficiente igual a:

$$K = \frac{6.03 g}{v^{\frac{1}{3}}} \text{-----} \quad (3.73)$$

Los coeficientes de las ecuaciones anteriores obligan a utilizar el sistema métrico, las demás variables ya han sido definidas.

El factor de fondo F_b , puede ser valuado mediante las expresiones siguientes, la primera si el canal arrastra poco sedimento y el fondo es arenoso:

$$F_b = 1.9 \sqrt{D_m} \text{-----} \quad (3.74)$$

ó bien si existe arrastre de sedimentos y el fondo es arenoso:

$$F_b = 1.9 \sqrt{D_m} (1 + 0.012 C_s) \text{-----} \quad (3.75)$$

Este método conviene utilizarlo en el diseño de canales de riego y en tramos con material fino y con cierta cohesión. Debe tomarse cuidado cuando su aplicación se extrapola a cauces naturales o canales con material grueso.

Se deben seleccionar correctamente los factores de fondo y orilla. De estos el factor de fondo puede ser determinado con mayor aproximación, mientras que el de las orillas se obtiene en forma cuantitativa. El factor de fondo F_b es determinante en la pendiente, mientras que F_s , por estar elevado al exponente 1/12 lo afecta en menor grado.

Para evaluar K se puede aplicar la ecuación 69 pero también es factible escogerlo igual a 1800 para climas fríos y 2000 para climas cálidos.

Para obtener la pendiente y dependiendo de los parámetros que sean conocidas, se pueden utilizar otras ecuaciones para obtenerla, las cuales son equivalentes a la ecuación 3.72 estas ecuaciones son:

$$S = \frac{0.64 F_b^{\frac{7}{6}}}{K B^{\frac{1}{4}} Q^{\frac{1}{13}}} f''(C_s) \text{-----} \quad (3.76)$$

$$S = \frac{0.606 F_b^{\frac{11}{13}}}{K B^{\frac{1}{6}} Q^{\frac{1}{12}}} f'''(C_s) \text{-----} \quad (3.77)$$

Los valores de $f'(C_s)$ y $f''(C_s)$ se obtienen con ayuda de la figura 3.12, en función de C_s . El valor de $f'(C_s)$ que aparece en la misma figura es equivalente al factor:

$$\frac{1 + 0.012 C_s}{\left(1 + \frac{C_s}{2330}\right)}$$

que aparece en la ecuación 3.72, además en las ecuaciones 3.76 y 3.77 se considera que $Fb_0 = Fb$.

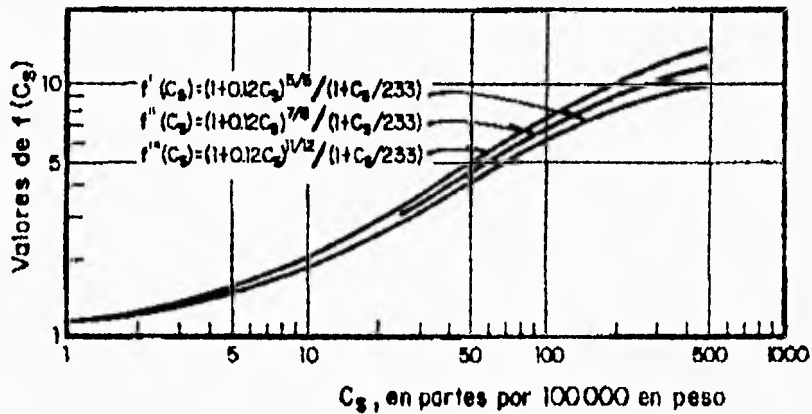


Figura 3.12.- Valores de $f'(C_s)$, $f''(C_s)$ y $f'''(C_s)$ en función de la concentración C_s .

Blanch indica que para aplicar su método o interpretar correctamente los resultados, se debe tener experiencia y conocer bien el tramo en estudio.

Método de Lacey. Fue el primero que hizo intervenir al material del cauce. Tomó únicamente en cuenta el diámetro del sedimento, no así el peso específico. Sin embargo, conviene recordar que este último valor casi es constante para los sedimentos naturales.

Las ecuaciones propuestas por Lacey (en sistema métrico) son:

$$P = 4.838 Q^{\frac{1}{2}} \quad (3.78)$$

$$R = 0.4725 \left(\frac{Q}{f}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.79)$$

$$S = 0.000302 \frac{f^{\frac{5}{3}}}{Q^{\frac{1}{6}}} \text{-----} \quad (3.80)$$

donde

- P - Perímetro mojado, en m.
- Q - Caudal, en m³/seg
- Rh - Radio hidráulico de la sección, en m.
- S - Pendiente Hidráulica, adimensional.
- f - Factor de sedimentación que puede obtenerse con la expresión:

$$f = 55.66 D^{\frac{1}{2}} \text{-----} \quad (3.81)$$

donde

D - Diámetro de la partícula seleccionada, en mm.

Lacey también propuso una fórmula de resistencia al flujo, que complementa a las tres anteriores y que es parecida a la de Manning:

$$V = \frac{Rh^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{3}}}{Na} \text{-----} \quad (3.82)$$

donde

- V - Velocidad media del flujo, en m/seg.
- Rh - Radio hidráulico de la sección, en m.
- S - Pendiente Hidráulica, adimensional.
- Na - Coeficiente de rugosidad dado por la expresión:

$$Na = 0.0225 f^{\frac{1}{4}} \text{-----} \quad (3.83)$$

Si sustituimos el valor de f de la ecuación 3.81 podemos obtener:

$$Na = \frac{D^{\frac{1}{8}}}{16.27} \text{-----} \quad (3.84)$$

Sustituyendo la ecuación 3.84 en la 3.82 se puede expresar la velocidad media en función del diámetro del sedimento.

$$V = \frac{16.27 R h^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}}{D^{\frac{1}{8}}} \text{-----} \quad (3.85)$$

Para secciones en donde el ancho de la superficie libre es mayor que 20 veces el tirante, se considera sin error que el radio hidráulico es igual tirante y el perímetro mojado igual al ancho de la superficie libre.

Cuando lo anterior no se cumple, y suponiendo que la forma de la sección es trapezoidal, se puede trabajar con las expresiones:

$$P = b_0 + 2 d (1 + K^2)^{\frac{1}{2}} \text{-----} \quad (3.86)$$

$$R = \frac{(b_0 + K d) d}{b_0 + 2 d (1 + K^2)^{\frac{1}{2}}} \text{-----} \quad (3.87)$$

donde

- b_0 - Ancho de plantilla, en m.
- d - Tirante medio de la sección, en m.
- K - Talud de las orillas que es igual a la Cot α , donde α es el ángulo que forma el talud con la horizontal.

Para determinar los valores de b_0 y d hay que resolver simultáneamente las ecuaciones 3.86 y 3.87

Si la sección es rectangular $K = 0$ y las ecuaciones 3.86 y 3.87 se simplifican.

Solo los dos primeros métodos para análisis de las condiciones estables toman en cuenta el transporte de sedimentos. Lo anterior hace posible que se puedan predecir los cambios de sección y pendiente que sufrirá un cauce cuando la cuenca le aporte mayor cantidad de sedimentos debido a por ejemplo, deforestación o si esta es reducida por la presencia de una presa, o estructuras que regulan el transporte de sedimentos.

Conociendo las variables que han sufrido una modificación y aceptando que la corriente sigue conservando sus tres grados de libertad, se pueden aplicar las ecuaciones de estos dos métodos, introduciendo en ellos las nuevas variables. Si se conocen las condiciones estables antes de la alteración de alguna o varias variables, se podrán comparar las ecuaciones de equilibrio antes de la modificación con las condiciones después de ella. El proceder de esta forma facilita el estudio de problemas en donde Qb no varíe, ya que es la variable más difícil de conocer con precisión, pero exige

del conocimiento de las condiciones estables antes de la modificación, lo que en el diseño de una gran obra fluvial es fácil, pero no cuando se estudian las consecuencias de un cambio que ya se ha iniciado.

CAPÍTULO 4

Aplicación al río San Francisco, Edo. de México

Introducción

El río San Francisco es el afluente más importante del río de la Compañía, en este último se han realizado obras de rectificación y encauzamiento, requiriendo mantenimiento y supervisión permanentes, dados los asentamientos regionales del subsuelo así como los locales propios de las obras. En este cauce se presentan avenidas con tiempos de concentración cortos que podrían afectar zonas urbanas con una población de 500 mil habitantes y a áreas productivas.

El río San Francisco aporta aproximadamente el 60 % de los escurrimientos del río la Compañía, por lo que se consideró necesario estudiar alternativas de desvío de los gastos hacia otra cuenca, que en caso de ser factible, aliviara las condiciones y riesgos actuales del río la Compañía. Para ello se planteó la posibilidad de elaborar un antiproyecto de un Dren de Alivio.

4.1 Planteamiento del problema

Antecedentes.-El río San Francisco se localiza en la Región Sur Oriental del Valle de México, entre los municipios de Ixtlahuaca y San Francisco Arcahuetlán;

tiene su origen aguas arriba del poblado de San Francisco Acuña y tras un recorrido de 11.0 km aproximadamente, descarga en el río de la Compañía en el sitio denominado puente Colorado. Geográficamente se localiza entre las coordenadas $19^{\circ} 18'$ y $19^{\circ} 22'$ de latitud norte y $98^{\circ} 49'$ y $98^{\circ} 53'$ de longitud oeste.

La zona de proyecto corresponde a la región hidrológica 26 C de acuerdo con la división hecha por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, se determinaron las áreas de las cuencas para el antiproyecto del Dren San Francisco como se comenta a continuación.

El área de la cuenca del río de la Compañía es de 293.5 Km^2 hasta la confluencia con el río San Francisco, esto a su vez tiene una extensión de cuenca de 151.5 Km^2 hasta la misma confluencia. Aún cuando el río de la Compañía tiene mayor área de cuenca que el San Francisco, únicamente se han registrado gastos máximos del orden de $14.0 \text{ m}^3/\text{seg}$, en cambio en el río San Francisco se ha registrado un gasto máximo de $44.0 \text{ m}^3/\text{seg}$, de acuerdo a los datos hidrométricos registrados en las estaciones San Lucas y San Marcos respectivamente, ésta última es la única estación hidrométrica en toda la cuenca del río San Francisco.

Los principales afluentes del río San Francisco y que confluyen por la margen izquierda son: La Barranca del Olivar, Cañada Taxcahuay, río Las Jicaras y el arroyo Santa Cruz, los cuales tienen poca área de cuenca pero fuentes fuertes y que aportan aproximadamente el 70% de los escurrimientos del río.

Al fin de aliviar al río La Compañía del gasto que es aportado por el río San Francisco, se pretende desviar parte de los escurrimientos de los afluentes del mismo, mediante la construcción de un dren de alivio, el cual transportará estos escurrimientos hacia el río Santa Mónica ubicado en otra cuenca y cuya descarga se realiza en el Lago de Taxco. Así también se pretende desviar los gastos del Río Coatlépec y el Arroyo Talmimilolpan (El Manzano).

Dentro del Antiproyecto deberán ejecutarse trabajos preliminares, los cuales son el Estudio Hidrológico y el estudio de Hidráulica Fluvial del río San Francisco y de sus afluentes.

Otros de los arroyos a los cuales se efectuará el estudio hidrológico son el río Coatlépec, el arroyo Talmimilolpan (El Manzano) y finalmente el río Santa Mónica. El Antiproyecto del Dren de Alivio del río San Francisco, comprende el tramo desde la Barranca del Olivar hasta el río Santa Mónica a la altura de la población de Coatlínchan y de este punto hasta la descarga en el Lago de Taxco. (ver plano)

De la visita de campo realizada se obtuvo la siguiente información general de cada uno de los afluentes que serán desviados.

Barranca del Olivar.- Como su nombre lo indica, el cauce de este río se encuentra en una barranca con plantilla estrecha pero de márgenes altas y con laderas casi verticales. El gasto que conduce es relativamente pequeño, pero en virtud de que el cauce tiene pendiente fuerte, es probable que el tiempo de concentración sea de corta duración y por lo tanto el pico de la avenida se presente casi instantáneamente. Sobre este cauce hay pequeñas represas construidas a base de gaviones, probablemente con el objeto de regular los escurrimientos y además retener los azúcares. El tron de Alivio que se pretende construir parte de este río, en virtud de la geometría del cauce, ya que por estar localizado sobre una barranca, la sobreelevación de los niveles de agua por medio de una estructura, se considera factible.

Cañada de Texcahuay y río Las Jicaras.- Estos dos escurrimientos confluyen aguas arriba del poblado de San Francisco Acuautla, y poco antes de éste los intercepta el tron de alivio.

El cauce de estos ríos es divergente con suficiente ancho de plantilla pero poca altura de bordes. De acuerdo con el plano de I.N.E.G.I. su cuenca es la intermedia en magnitud de los afluentes del río San Francisco, por lo cual el gasto que aportan es mayor al del Olivar, observándose que parte de los escurrimientos de estos afluentes desbordan antes de llegar al río San Francisco.

Río La Cruz.- Al igual que los ríos anteriores, este también tiene un cauce con suficiente ancho de plantilla y poca altura de bordes, por lo que los escurrimientos del mismo, por tanto una parte de los mismos se desborda por falta de capacidad del río, sin embargo el área de su cuenca es la más grande, por lo que el gasto que descarga al río San Francisco es de magnitud considerable.

Río Coatepec.- Es el clásico río de zona conurbana al Distrito Federal, con asentamientos en las márgenes del mismo, inclusive provocando estrechamientos en el tramo que se encuentra en la zona urbana del poblado de San Vicente Chicoloapan. Aguas arriba de la zona urbana de este poblado, el cauce de este río tiene suficiente caja, pero una vez que llega a dicha zona el cauce se va reduciendo en su capacidad debido a lo antes mencionada. Se une al río Tlalminimilpan, aguas abajo del poblado de San Vicente.

Río Tlalminimilpan o El Manzana.- En el desarrollo de este río se ubica la zona urbana del poblado de San Vicente Chicoloapan, de hecho, El río Coatepec y éste último se unen aguas abajo de la población citada, como se citó anteriormente, por lo cual los problemas del río Coatepec son los mismos que presenta éste, ya que su cauce se encuentra también comprimido por la zona urbana y los asentamientos irregulares en su cauce. Cambia su dirección hacia el Norte a partir de la confluencia

con el río Coatepec, para finalmente descargar en el río Santa Mónica.

Río Santa Mónica.- El río sobre el cual se pretende incorporar los escurrimientos derivados de la cuenca del río San Francisco y de los ríos Coatepec y Talmimilolpan, es un río de poca capacidad a partir de la zona de la posible descarga del dren hasta los cruces con la carretera a Taxco y la vía de ferrocarril. A partir de este punto hasta aproximadamente tres kilómetros hacia aguas abajo se observan trabajos de desazolves, por lo que el río tiene una sección definida y con bordes. En los últimos tres kilómetros del río los cuales casi se encuentran dentro del Lago de Taxco, el río tiene una sección reducida y con poca altura de bordes.

Localización y problemática del dren de Alivio.- El punto de partida del dren de alivio se encuentra en la Barranca del Olivar, de allí sigue con rumbo noroeste para interceptar los escurrimientos de los afluentes del río San Francisco en primera instancia y posteriormente de los ríos Coatepec y Talmimilolpan, para descargar finalmente en el río Santa Mónica.

Al salir de la Barranca del Olivar el primer problema que se presenta es el que de acuerdo al trazo visto en la visita de reconocimiento es probable que dicho dren atraviese un huerto de olivos que se localiza cercano a este escurrimiento, por lo que habrá que tomar en cuenta los problemas de afectaciones y en su caso de indemnizaciones que se presenten.

Al cruce del poblado de San Francisco Ataualla se localiza un fraccionamiento en construcción, el cual es posible que también se vea afectado por el paso del dren. Este problema debe ser puesto en consideración con las autoridades correspondientes a fin de indicar las ventajas que habrá consigo la construcción del dren, en el sentido de que se mitigarán las inundaciones por desbordamientos de los ríos, ya que con la derivación del agua de los arroyos, esta situación se verá reducida.

Como punto principal y de mayor importancia, será el gasto asociado a un período de retorno, que se pretende derivar de cada uno de los ríos hacia el dren, ya que de acuerdo a esto, resultará la geometría del mismo y como consecuencia las volúmenes de obra y las afectaciones que se presentarán.

Un problema general en el desarrollo del dren serán las fundiciones, ya que se tendrán volúmenes de excavación importantes pues los cortes que se presentan son de consideración.

Otro problema que se presenta es el de las estructuras de cruce, el puente de la carretera a Taxco y el puente de Ferrocarril, los cuales tienen poca capacidad, ya que la sección hidráulica en los dos es pequeña, y esto hace necesaria una aplicación de los mismos. Finalmente tenemos el problema de los asentamientos

humanos en la zona urbana lo que hará que se tenga que continuar la solución mediante el uso de bardos y muros de hito a la cercanía de las construcciones en las márgenes de río.

4.2.-Análisis Hidrológico.

Con el estudio hidrológico se cuantificarán los gastos que se presentan en el sistema hidrográfico del río San Francisco y los ríos que se van a desviar, así como el río Santa Mónica, asociados a diferentes períodos de retorno, proporcionando criterios para seleccionar el gasto de diseño con el cual se elaborará el anteproyecto.

La zona de estudio hidrológicamente pertenece a la cuenca del Valle de México. El clima existente en la zona de estudio, se clasifica de acuerdo al sistema del Dr. Thornthwaite como C2WB'3a', que se interpreta como semihúmedo, con moderada deficiencia de agua invernal, templado cálido, con baja concentración de calor de verano.

El tipo de suelo se describe como suelos poco profundos, conteniendo mucha arcilla y coloides, las arcillas aumentan de volumen en contacto con agua y se tiene una infiltración inferior a la promedio después de saturada.

Información disponible y recopilación de datos. Para proceder a efectuar el análisis hidrológico primariamente se hizo una recopilación de datos climatológicos o hidrométricos de la zona de estudio, con el fin de seleccionar la Meteorología apropiada que conduzca a los mejores resultados.

En virtud de lo anterior, se utilizó la información climatológica de las estaciones El Tejacote, Col. M. Avila Camacho y Cuatpec que se muestran en la tabla 4.1, cuyas cuencas se encuentran próximas a la zona de estudio, y datos hidrométricos de las estaciones San Marcos y El Tejacote que se muestran en la tabla 4.2, para el río San Francisco y río Santa Mónica respectivamente.

Para definir la cuenca del río San Francisco, se utilizaron las cartas topográficas de I.N.E.C.I., con clasificación F-14 B-31 (Chalco), escala 1:50,000, de las cuales se tomaron los planos base de las cuencas, obteniéndose las siguientes áreas: para la cuenca del río San Francisco de 151.5 Km², para Burrunca del Olivar 6.7 Km², Cañada de Taxahuay 23.52 Km², para Las Jicaras de 14.98 Km², para la Cañada la Cruz de 18.1 Km², para el río Cuatpec de 20.1 Km², para el río El Manzano de 15.7 Km² y para el río Santa Mónica de 56.0 Km².

Uso del Suelo. En los planos de I.N.E.C.I. se determinó el uso del suelo de la forma siguiente:

CALCULO DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO "CN"

USO DEL SUELO	CONDICIONES DE LA SUPERFICIE	TIPO DE SUELO	% DE AREA	N PARCIAL	"c"
BOSQUES	REGULAR	C	0.30	73	21.90
SURCOS RECTOS	REGULAR	C	0.40	84	33.60
PASTIZAL	REGULAR	C	0.30	79	23.70
SUMAS			1.00		79.20

SE CONSIDERA CN = 80

Tabla 4.1.- Información climatológica para el Anteproyecto del Dren de Alivio San Francisco, Edo. México.

Precipitaciones máximas anuales en 24 horas											
Estación Col. M. Avila Camacho.				Estación Coatepec				Estación El Tejocote			
Año	Datos	Año	Datos	Año	Datos	Año	Datos	Año	Datos	Año	Datos
1946		1970	123.0	1946		1970	219.2	1946	113.0	1970	206.7
1947		1971	186.4	1947		1971	134.8	1947	120.2	1971	105.5
1948		1972	278.2	1948		1972	134.4	1948	124.7	1972	181.0
1949		1973	141.6	1949		1973	146.7	1949	121.3	1973	126.3
1950		1974	160.0	1950		1974	142.4	1950	99.5	1974	166.0
1951		1975	151.4	1951		1975	120.0	1951	186.5	1975	214.0
1952		1976	195.4	1952		1976	200.0	1952	152.1	1976	245.3
1953		1977	223.2	1953		1977	140.9	1953	100.8	1977	165.5
1954		1978	177.4	1954		1978	123.5	1954	130.3	1978	128.5
1955		1979	156.0	1955		1979	151.9	1955	148.0	1979	199.6
1956		1980	151.3	1956		1980	228.9	1956	132.2	1980	167.0
1957		1981	142.4	1957		1981	190.2	1957	69.0	1981	133.4
1958		1982	158.6	1958		1982	166.1	1958	146.0	1982	114.8
1959		1983	216.9	1959		1983	121.0	1959	121.0	1983	99.2
1960		1984	234.3	1960		1984	205.9	1960	145.5	1984	130.2
1961		1985	96.0	1961		1985	184.0	1961	95.5	1985	207.0
1962		1986	214.6	1962	184.1	1986	206.0	1962	205.5	1986	151.5
1963	181.9	1987	225.8	1963	129.5	1987	216.2	1963	110.0	1987	132.5
1964	256.1	1988	193.7	1964	174.6	1988	136.3	1964	126.0	1988	133.0
1965	177.1	1989	157.8	1965	117.5	1989	134.0	1965	146.0	1989	95.5
1966	482.9	1990	171.9	1966	191.0	1990	138.5	1966	140.9	1990	143.8
1967	222.0	1991	145.6	1967	200.1	1991	132.6	1967	148.5	1991	150.0
1968	191.0	1992		1968	165.7	1992		1968	143.0	1992	
1969	120.6	1993		1969	197.6	1993		1969	140.0	1993	

Tabla 4.2.- Información Hidrométrica para el Anteproyecto del Dren de Alivió San Francisco, Edo. México.

G a s t o s m á x i m o s a n u a l e s											
Estación San Marcos. Río San Francisco				Estación Garcés Río Coatepec				Estación El Tejacote Río Santa Mónica			
Año	Datos	Año	Datos	Año	Datos	Año	Datos	Año	Datos	Año	Datos
1946		1970	18.5	1946		1970		1946	27.2	1970	38.0
1947		1971	15.6	1947		1971		1947	50.2	1971	24.8
1948		1972	17.5	1948		1972		1948	30.8	1972	33.2
1949		1973	35.2	1949		1973		1949	15.0	1973	47.8
1950		1974	7.2	1950		1974		1950	25.6	1974	24.6
1951		1975	17.3	1951		1975		1951	44.9	1975	13.3
1952		1976	25.6	1952		1976		1952	63.1	1976	10.4
1953		1977	18.4	1953		1977		1953	20.3	1977	10.1
1954		1978	5.0	1954		1978	1.9	1954	72.1	1978	10.6
1955		1979	11.1	1955		1979	7.4	1955	28.1	1979	10.5
1956		1980	31.8	1956		1980	9.4	1956	38.1	1980	1.7
1957		1981	31.0	1957		1981	6.3	1957	52.1	1981	2.8
1958		1982	6.7	1958		1982	2.5	1958	42.2	1982	1.9
1959		1983	27.8	1959		1983	6.7	1959	30.0	1983	14.8
1960		1984	7.3	1960		1984	3.3	1960	35.1	1984	8.9
1961		1985	22.9	1961		1985	2.0	1961	40.9	1985	7.2
1962		1986	13.7	1962		1986	0.9	1962	44.3	1986	2.6
1963	30.6	1987	12.0	1963		1987	3.8	1963	30.5	1987	2.8
1964	21.9	1988	14.0	1964		1988	0.1	1964	30.5	1988	2.2
1965	30.1	1989	2.5	1965		1989	0.2	1965	24.0	1989	1.3
1966	43.9	1990	8.6	1966		1990	2.5	1966	39.5	1990	3.1
1967	21.2	1991	10.3	1967		1991		1967	28.3	1991	1.5
1968	14.9	1992	9.1	1968		1992		1968	52.3	1992	4.6
1969	22.3	1993	11.7	1969		1993		1969	11.6	1993	8.6

Cálculo de la Pendiente del Cauca. Como se indicó en el capítulo dos, un parámetro importante es la determinación de la pendiente del cauce que será utilizada en otros cálculos. En la determinación de la pendiente del río San Francisco y sus afluentes se utilizó la ecuación 2.7 propuesta por Taylor-Schwartz, ya mencionada. Para su aplicación es necesario primero obtener el perfil del arroyo desde su nacimiento hasta el sitio de proyecto o descarga según el caso. Para esto se utilizaron también las curvas del I.N.E.G.I., obteniendo en los cruces de las curvas de nivel, su cota y la distancia entre ellos. La fórmula general se expresa como:

$$S = \left[\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_n}}} \right]^2$$

Los resultados se muestran en las tablas 4.3 a 4.9.

Tabla 4.3 - Cálculo de la Pendiente en la corriente "Cañada El Olivar", por el método de Taylor-Schwary

Número de tramo	Altitud inicio	Altitud final	Longitud parcial	Pendiente parcial
1	2900.00	2800.00	0.30	0.333333
2	2800.00	2700.00	0.25	0.400000
3	2700.00	2600.00	0.80	0.125000
4	2600.00	2500.00	1.40	0.071429
5	2500.00	2400.00	1.88	0.053191
6	2400.00	2320.00	2.35	0.034043
Resultados del Método				
Pendiente calculada S			0.093304	
Longitud total			6.98 km.	

Tabla 4.4 - Cálculo de la Pendiente en la corriente "Cañada Toxachuy", por el método de Taylor-Schwary

Número de tramo	Altitud inicio	Altitud final	Longitud parcial	Pendiente parcial
1	3700.00	3600.00	0.60	0.166667
2	3600.00	3500.00	0.50	0.200000
3	3500.00	3400.00	0.65	0.153816
4	3400.00	3300.00	0.65	0.153816
5	3300.00	3200.00	0.55	0.181818
6	3200.00	3100.00	0.40	0.250000
7	3100.00	3000.00	0.40	0.250000
8	3000.00	2900.00	0.73	0.136986
9	2900.00	2800.00	0.95	0.105263
10	2800.00	2700.00	1.00	0.100000
11	2700.00	2600.00	0.95	0.105263
12	2600.00	2500.00	1.60	0.062500
13	2500.00	2400.00	1.75	0.057143
14	2400.00	2300.00	2.65	0.037736
Resultados del Método				
Pendiente calculada S			0.113913	
Longitud total			13.38 km.	

Tabla 4.5.- Cálculo de la Pendiente en la corriente "Las Jicaras", por el método de Taylor-Schwary

Número de tramo	Altitud inicio	Altitud final	Longitud parcial	Pendiente parcial
1	3700.00	3600.00	0.50	0.200000
2	3600.00	3500.00	0.28	0.357143
3	3500.00	3400.00	0.40	0.250000
4	3400.00	3300.00	0.31	0.322531
5	3300.00	3200.00	0.49	0.204082
6	3200.00	3100.00	0.56	0.250000
7	3100.00	3000.00	0.70	0.142857
8	3000.00	2900.00	0.88	0.113636
9	2900.00	2800.00	0.69	0.144928
10	2800.00	2700.00	0.50	0.200000
11	2700.00	2600.00	1.30	0.076923
12	2600.00	2500.00	1.80	0.055556
13	2500.00	2400.00	2.25	0.044444
14	2400.00	2300.00	2.45	0.037736
Resultados del Método				
Pendiente calculada S			0.121025	
Longitud total			13.10 km.	

Tabla 4.6.- Cálculo de la Pendiente en la corriente "Cornelio", por el método de Taylor-Schwary

Número de tramo	Altitud inicio	Altitud final	Longitud parcial	Pendiente parcial
1	3000.00	2900.00	0.75	0.133333
2	2900.00	2800.00	0.95	0.105263
3	2800.00	2700.00	0.80	0.125000
4	2700.00	2600.00	0.85	0.117647
5	2600.00	2500.00	1.30	0.076923
6	2500.00	2400.00	2.30	0.043478
7	2400.00	2300.00	2.90	0.034483
8	2300.00	2296.00	0.05	0.080000
Resultados del Método				
Pendiente calculada S			0.076697	
Longitud total			9.90 km.	

Tabla 4.7 : Cálculo de la Pendiente en la corriente "El Munzano", por el método de Taylor Schwarz

Número de tramo	Altitud inicio	Altitud final	Longitud parcial	Pendiente parcial
1	3000.00	2900.00	0.70	0.142857
2	2900.00	2800.00	0.95	0.105263
3	2800.00	2700.00	1.15	0.086957
4	2700.00	2600.00	1.08	0.092593
5	2600.00	2500.00	1.90	0.052632
6	2500.00	2400.00	1.40	0.071429
7	2400.00	2300.00	3.20	0.031250
8	2300.00	2278.00	1.00	0.080000
Resultados del Método				
Pendiente calculada S			0.050137	
Longitud total			11.38 km.	

Tabla 4.8 : Cálculo de la Pendiente en la corriente "La Cañanta", por el método de Taylor Schwarz

Número de tramo	Altitud inicio	Altitud final	Longitud parcial	Pendiente parcial
1	3700.00	3600.00	0.50	0.200000
2	3600.00	3500.00	0.35	0.285714
3	3500.00	3400.00	0.70	0.142857
4	3400.00	3300.00	0.80	0.125000
5	3300.00	3200.00	0.45	0.222222
6	3200.00	3100.00	0.25	0.250000
7	3100.00	3000.00	0.45	0.222222
8	3000.00	2900.00	0.75	0.133333
9	2900.00	2800.00	0.98	0.102041
10	2800.00	2700.00	1.18	0.084746
11	2700.00	2600.00	1.70	0.058824
12	2600.00	2500.00	1.75	0.057143
13	2500.00	2400.00	1.70	0.058824
14	2400.00	2300.00	2.00	0.037136
Resultados del Método				
Pendiente calculada S			0.110462	
Longitud total			13.55 km.	

Tabla 4.9.- Cálculo de la Pendiente en la corriente "Cudlinchan", por el método de Taylor-Schwarz

Número de tramo	Altitud inicio	Altitud final	Longitud parcial	Pendiente parcial
1	3900.00	3700.00	1.00	0.200000
2	3700.00	3600.00	1.90	0.052632
3	3600.00	3500.00	1.10	0.090909
4	3500.00	3400.00	1.00	0.100000
5	3400.00	3100.00	1.25	0.240000
6	3100.00	3000.00	0.70	0.250000
7	3000.00	2900.00	1.00	0.100000
8	2900.00	2800.00	1.10	0.090909
9	2800.00	2700.00	1.60	0.062500
10	2700.00	2600.00	1.90	0.052632
11	2600.00	2500.00	2.20	0.045455
12	2500.00	2400.00	2.70	0.037037
13	2400.00	2300.00	3.75	0.026667
14	2300.00	2273.00	1.70	0.037736
Resultados del Método				
Pendiente calculada S			0.061303	
Longitud total			22.90 km.	

Se ha representado el perfil del río San Francisco y la pendiente seleccionada, lo mismo que para cada uno de los arroyos que se desvirtúan.

Metodología empleada en el análisis hidrológico. El criterio de transposición de cuencas, básicamente consiste en una superposición de cursos y efectos, considerando parámetros de correlación entre las cuencas, una con datos observados y extrapolados (en este caso gastos y precipitaciones máximas, y tiempo base), y otra a la que se van a transportar los resultados de la cuenca base o apoyo.

Como se mencionó anteriormente se tomará como cuencas de apoyo, las estaciones El Tejocote, Col. Manuel Avila Camacho y Coatepec con datos pluviométricos, para realizar la transposición a la cuenca del Río San Francisco, y las estaciones San Marcos y el Tejocote para el río San Francisco y río Santa Monica respectivamente, utilizando datos hidrométricos.

Para proceder con el estudio hidrológico del Anteproyecto del Dren San Francisco, Edo. de México, como se mencionó en el capítulo 2 se hará uso de los métodos Empíricos, Precipitación Máxima Probable y los métodos Estadísticos, en base a estos últimos se aplicará el método del Hidrograma Unitario Triangular con los resultados obtenidos. Si bien en un proyecto no se aplican todos los métodos pues su

uso esta en función de la información que se disponga, aquí se incluyen como aplicación algunos de los métodos mencionados en el capítulo 2 del presente trabajo.

Se utilizarán para el análisis estadístico, las precipitaciones y gastos máximos anuales observados en las estaciones mencionadas, con objeto de aplicar los métodos de NASH, GUMBEL, GUMBEL I, LEBEDIEV, LOG-PEARSON TIPO III, PEARSON TIPO III y MINIMOS CUADRADOS. El análisis se hará para los siguientes períodos de retorno 5, 10, 25, 50 y 100 años. Una vez aplicados los métodos anteriores se graficarán los resultados de cada uno, para obtener tanto las precipitaciones como los gastos máximos, para estas cuencas en estudio.

Con la precipitaciones resultantes se aplicará el método del Hidrograma Unitario Triangular, a fin de calcular también los gastos y posteriormente con ayuda de las envolventes de gastos máximas en la República Mexicana, efectuar la transposición de cuencas y así obtener los gastos de diseño para diferentes períodos de retorno, en el Río San Francisco, el río Santa Mónica y los otros cauces que se pretenden desviar.

Se obtendrán los valores de gastos períodos de retorno del río, para cada uno de sus afluentes y demás escurrimientos que se desviarán, así como del río Santa Mónica, para los métodos seleccionados.

Una vez seleccionada la metodología a seguir para obtener los gastos de diseño, se indican los resultados obtenidos de la aplicación de los diferentes métodos mencionados

Métodos Empíricos.- De la aplicación de los métodos Empíricos se obtuvo la tabla 4.10 en donde se muestran los resultados de los gastos máximos que se pueden presentar en la zona de proyecto de acuerdo con los autores, También se incluye la tabla 4.11 donde se muestran las fórmulas más comunes para su aplicación.

Tabla 4.10.- Resultados de la aplicación de métodos empíricos para determinación de gastos en el Dren de San Francisco.

Cuenca	Área Km ²	F ó r m u l a s a p l i c a d a					
		Scimemi	Crauger	Ryves	Valentini	Baratta	Giandotti
		G a s t o c a l c u l a d o e n m ³ / s e g					
Río San Francisco	151.50	714.35	770.35	202.05	332.33	583.00	1238.50
Barranca El Olivar	6.70	247.42	88.02	36.15	69.89	293.40	189.30
Cantata de Taxahuey	23.52	444.52	230.40	83.84	130.94	327.04	432.02
Las Jicmas	14.98	374.79	165.36	61.97	104.50	309.96	330.72
Cantata de la Cruz	18.10	404.58	190.41	70.34	114.87	316.20	371.50
Río Coatepec	20.10	420.76	205.65	75.10	121.05	320.20	395.30
Río El Manzana	15.70	382.24	171.29	63.95	106.98	311.40	340.58
Río Santa Mónica	56.00	565.00	418.65	149.92	202.05	392.00	693.00

TABLA 4.11
RESUMEN DE FORMULAS EMPIRICAS PARA LA ESTIMACION
DE AVENIDAS MAXIMAS

No.	AUTOR	PAIS	FORMULA	LIMITACIONES DE LAS FORMULAS
1	GETE		$Q_T = (4 + 16 \log Tr) \sqrt{A}$	Fórmula generalizada en España
2	MORGAN	ESCOCIA	$Q_T = 52.787 C A^{0.5}$ C: 1.00, 2+500 años, C+0.484, Tr+ 50 años C+0.385, Tr+100 años, C+0.215, Tr+ 8 años	
3	FULLER	U. S. A.	$Q_T = Q_m (1 + 0.8 \log Tr)$ $Q_m = q (1 + \frac{2.55}{A^{0.2}})$	
4	BRANSBY WILLIAMS	INGLATERRA	$Q_m = 79.412 A^{0.52}$	Áreas mayores de 26 Km ²
5		FRANCIA	$Q_m = 150 A^{0.5}$	Grandes lluvias, 400 ≤ 3,000 Km ²
6		FRANCIA	$Q = 200 A^{0.4}$	30 ≤ A ≤ 10,000 Km ²
7	RYVES	INDIA	$Q = 10108 A^{0.44}$	
8	VALENTINI	ITALIA	$Q = 27 A^{0.5}$	
9	SCIMEMI	ITALIA	$Q_m = (\frac{600}{A^{0.10}} + 1) A$	Áreas menores de 1,000 Km ²
10	BARATTA	ITALIA	$Q_m = (\frac{180}{A} + 2) A$	Cuencas montañosas
11	GIANDOTTI	ITALIA	$Q_m = (\frac{332.5}{A^{0.182}} + 5) A$	Cuencas montañosas
12	FORTI	ITALIA	$Q = (2.35 \frac{320}{A^{0.125}} + 0.5) A$	Lluvias máximas de 200mm en 24 horas
13	KUICHLING	U. S. A.	$Q_m = (\frac{5988.26}{A^{0.758796}} + 0.08) A$	Avenidas poco frecuentes
14	HYDERABAD	INDIA	$Q_m = 49.954 (0.3861 A)^{\frac{1.0445 - \frac{1}{2.196 A}}{0.022 A^{0.004}}}$	Río Tungabhadra
15	CREAGER	U. S. A.	$Q = 59077 (0.3861 A)^{\frac{0.022 A^{0.004}}{1.0445 - \frac{1}{2.196 A}}}$	Avenidas normales

A = Área de la cuenca, en Km²

Tr = Período de retorno, en años

Q_T = Gasto de avenida máxima para un Tr, en m³/seg.

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

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

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

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

Tiempo de Concentración.- Para la utilización del método de la Precipitación Máxima Probable y del hidrograma unitario triangular es necesario contar con los tiempos de concentración y por tanto se presentan los resultados de la aplicación de los criterios presentados en el capítulo 2 con las ecuaciones 2.59 a 2.66, estos resultados se muestran en la tabla 4.12 a continuación. En la determinación de los tiempos de concentración se usaron las pendientes calculadas con Taylor-Schwarz.

Tabla 4.12.- Resultados de la aplicación de métodos para estimación de los Tiempos de concentración en el Dren de San Francisco.

DETERMINACION DE TIEMPOS DE CONCENTRACION PARA EL DREN SAN FRANCISCO Y SUS AFLUENTES							
DATOS GENERALES DE CADA CORRIENTE	C U E N C A S A N A L I Z A D A S						
	CAÑADA EL OLIVAR	CAÑADA TEXCAHUEY	LAS ICARAS	CORNELIO	EL MANZANO	LA CAÑADA (LA CRUZ)	COATLINCHIAN
LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL EN Km. L =	6.98	13.38	13.1	9.80000	11.38	13.55	22.0
DESNIVEL DEL CAUCE PRINCIPAL EN m. H =	580	1400	1400	704	722	1380	1627
PENDIENTE según Taylor-Schwarz en decimales S =	0.09339	0.11391	0.1210	0.07670	0.05914	0.11046	0.06130
NUMERO DE CURVA DE ESCURRIMIENTO CN =	80	80	80	80	80	80	80
MÉTODOS APLICADOS	TIEMPOS DE CONCENTRACION OBTENIDOS						
KIRPICH 1	0.7363	1.1258	1.0821	1.0396	1.2702	1.1503	2.1615
KIRPICH 2	4.3377	6.6322	6.3747	6.1244	7.5358	6.7767	12.7336
ROWI	0.7683	1.1603	1.1323	1.0676	1.2419	1.1839	2.0374
FAO	0.7600	1.1583	1.1304	1.0637	1.2306	1.1816	2.0293
E. BASSO 1	0.7452	1.1394	1.0951	1.0521	1.2916	1.1612	2.1870
E. BASSO 2	0.7705	1.1773	1.1489	1.0832	1.2600	1.2012	2.0606
MEN TE CHOW PARA TIEMPO DE RETRASO	0.3510	0.5382	0.5300	0.4438	0.4852	0.5125	0.7504

Método estadístico de Kershfield (P.M.P.). Para la aplicación de este método se utilizaron los datos de las estaciones climatológicas Col. M. Avila Camacho, Coatepec y El Tejocote, indicadas en la tabla 4.1.

Con los datos de cada una de las estaciones se determinaron dos series, quitando el valor máximo de la precipitación presentada en la estación analizada en la segunda serie de acuerdo con lo indicado en el capítulo dos, y aplicando las ecuaciones 2.46 a 2.50, con las que se determinaron la media y desviación estándar de cada una de las series formadas para cada estación pluviométrica.

Se determino el valor de Km, y se ajustaron la media y desviación estándar de la serie anual por la máxima precipitación observada con ayuda de las figuras

2.15 y 2.16 respectivamente, y por tamaño de la muestra con ayuda de la figura 2.17. Con los resultados de esto se obtiene la P.M.P., que se corrige por intervalo fijo y a este valor se lo multiplica por el coeficiente de 1.13 de Herstfield. Los resultados obtenidos para cada estación se muestran en las tablas 4.13 a 4.15. Una vez determinada la P.M.P. en 24 horas, se determino está para diferentes direcciones, para lo cual se utilizo la figura 2.18 de envoltorios mundiales para cada estación, que se muestran en las figuras 4.1 a 4.3. Un resumen de estas se muestra en la tabla 4.16.

Tabla 4.13.- Determinación de la P.M.P. en la estación Pluviométrica Col. M. Avila Camacho.

Estación pluviométrica Col. M. Avila Camacho									
Años de reg. =		28							
Precipitación máxima en 24 hrs		$(X_i - X_n)^2$	$(X_i - X_n - 1)^2$						
1	181.00	127.609	0.321111						
2	256.10	3956.86	5421.87	Relación de ajuste por máxima precipitación observada					
3	177.10	259.095	28.8011						
4	482.90	de la	83928.2	0					
5	222.00	media	829.646	1562.88	$X_{n-1} / X_n =$	0.9445	Cálculo de media ajustada		
6	191.00	serie	4.8243	72.8178			$X_{na} = \sum f_1 \sum X_n$		
7	120.00	X_n	5357.72	3002.08	$S_{n-1} / S'_n =$	0.5070			
8	186.40		46.1914	15.4711					
9	278.20	193.100	7225.61	9161.87	Valor de K_n fig. 2.14	12.3	187.1378		
10	141.60		2662.19	1670.08	Figuras 2.15 y 2.16				
11	160.00		1102	504.751	factor de ajuste de la	Fig. 2.15	Cálculo de la desviación		
12	151.40	valor	1740.94	905.138	media (f1) =	0.90	estándar ajustada		
13	195.40	de la	4.85573	167.271	factor de ajuste de la	Fig. 2.16	$S_{na} = \sum f_1 \sum S'_n$		
14	223.20	media	900.214	1659.2	d. estándar F1 =	0.69			
15	177.40	serie	249.527	25.6711			50.2959		
16	156.00	X_{n-1}	1383.57	700.484	factor de ajuste de la	Fig. 2.17	Determinación de la P.M.P.		
17	151.30		1755.31	971.361	media (f2) =	1.0000	según FCC.2.40		
18	142.40	182.407	2580.28	1605.34	factor de ajuste de la	P.M.P. =	805.7771		
19	158.60		1196.91	509.618	d. estándar F2 =	1.0405	Corrección por intervalo fijo		
20	210.90		561.859	1185.65			de la P.M.P. * 1.13		
21	234.30		1689.5	2686.69		P.M.P. =	910.5281		
22	96.00		9447.15	7476.48			Corrección por área de la		
23	214.60		458.113	1032.55			cuencia Fig. 2.19		
24	225.80		1062.99	1877.78		P.M.P. =	846.7911		
25	193.70		0.25358	126.188					
26	157.80		1252.91	608.444					
27	171.90		453.538	111.654					
28	145.60		2265.42	1359.15					
Sumatoria			132509.3	45472.6					
		Desviación Estándar							
		S'_n	S_{n-1}						
			70.055	41.8204					

Tabla 4.14.- Determinación de la P.M.P. en la estación Pluviométrica Coatepec.

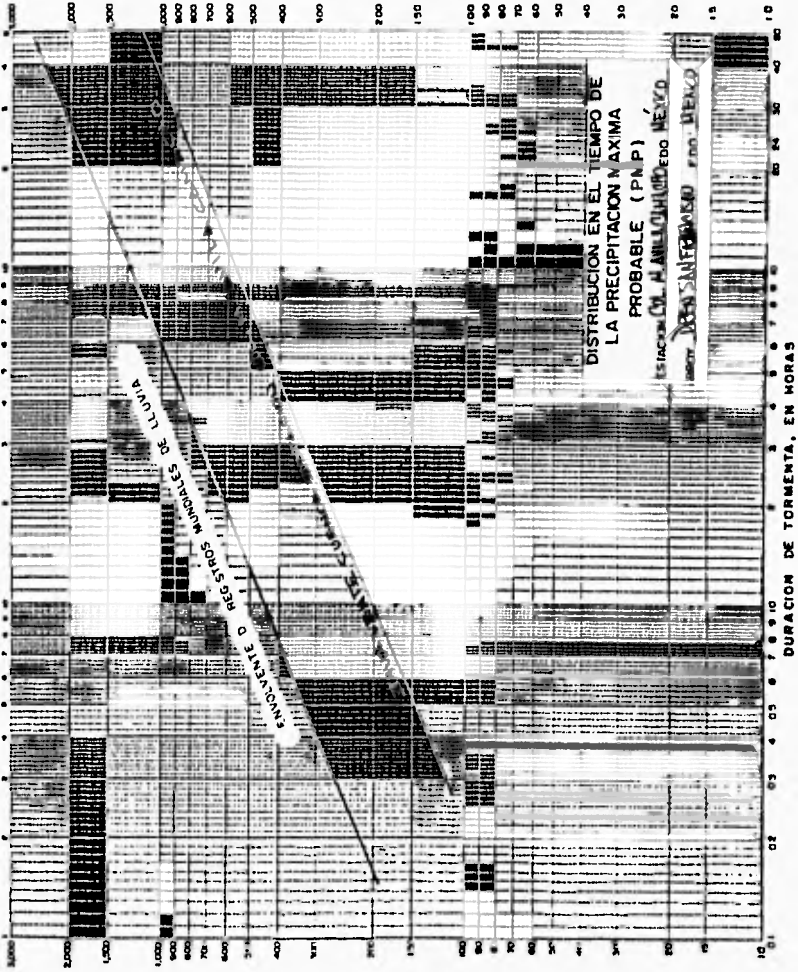
Estación pluviométrica Coatepec											
Años de reg. =	30										
Precipitación máxima en 24 hrs.	$(X_i - X_n)^2$	$(X_i - X_{n-1})^2$									
1	184.10	385.73	477.95	Relación de ajuste por máxima precipitación observada							
2	129.50	1222.2	1071.77								
3	174.60	valor	102.82								152.821
4	117.50	de la	2205.2								2001.48
5	191.00	media	704.37	827.257	$X_{n-1} / X_n =$	0.0865	Cálculo de la media ajustada				
6	200.10	serie	1270.2	1433.54			$X_{na} = f1 / 2 X_n$				
7	165.70	X_n	1.5376	11.9859	$S_{n-1} / S_n =$	0.0528					
8	197.60		1098.3	1250.48							
9	219.20	164.46	2996.5	3244.68	Valor de K_m fig. 2.14	12.7	169.4267				
10	134.80		879.72	752.84	Figuras 2.15	y 2.16					
11	134.40		903.6	774.95	factor de ajuste de la	Fig. 2.15	Cálculo de la desviación				
12	146.70	valor	315.42	241.427	media $(f1) =$	1.0200	estándar ajustada $S_{na} = F$				
13	142.40	de la	486.64	393.544	factor de ajuste de la	Fig. 2.16	$F2 S_n$				
14	120.00	media	1976.7	1784.04	d. estándar $(F1) =$	1.0150					
15	200.00	serie	1263.1	1425.97			36.3029				
16	140.90	X_{n-1}	555.07	455.307	factor de ajuste de la	Fig. 2.17	Determinación de la P.M.P.				
17	123.50		1677.7	1500.63	media $(f2) =$	1.0100	ICC.2.16				
18	151.90	102.238	157.75	106.873	factor de ajuste de la	P.M.P. =	631.6168				
19	228.90		4152.5		d. estándar $(F2) =$	1.0350	Corrección por intervalo fijo				
20	190.20		662.55	781.877			P.M.P. * 1.13				
21	166.10		2.6896	14.9156			P.M.P. = 713.7270				
22	121.20		1871.4	1684.11	Corrección por área de la cuenca						
23	205.90		1717.3	1906.38	Fig. 2.19		0.9250				
24	184.00		381.81	473.588	P.M.P. =	660.1975					
25	206.00		1725.6	1915.12							
26	216.20		2677	2911.9							
27	136.30		792.99	672.776							
28	134.00		927.81	797.381							
29	138.50		673.92	563.489							
30	132.60		1015.1	878.407							
	Sumatoria		34803.2	30507.5							
			Desviación Estándar								
			S_n	S_{n-1}							
			34.643	33.0084							

Tabla 4.15.- Determinación de la P.M.P. en la estación Pluviométrica El Tejocote.

Estación pluviométrica Tejocote										
Años de reg. =	40									
Precipitación máxima en 24 hrs.	$(X_i - X_n)^2$	$(X_i - X_n)^2$	$(X_i - X_n)^2$	$(X_i - X_n)^2$						
1	113.00	879.004	748.0344							
2	120.20	503.005	406.6944							
3	124.70	valor	322.124	245.4444	Relación de ajuste por máxima precipitación observada					
4	121.30	de la	455.73	363.5378						
5	00.50	media	1801.73	1670.084	$X_{n-1} / X_n =$	0.0310	Cálculo de la media ajustada			
6	186.50	serie	1923.01	2128.284			$X_{ni} = f_1 f_2 X_n$			
7	152.10	X_n	89.3436	137.6711	$S_{n-1} / S_n =$	0.0145				
8	100.80		1751.24	1565.521						
9	130.30	142.64783	152.469	101.3378	Valor de Km fig. 2.14	13.9	142.7005			
10	148.00		28.6458	58.26778	Figuras	2.15	2.10			
11	132.20		100.157	66.69444	factor de ajuste de la	Fig. 2.15				
12	69.00	valor	5424	5093.201	media $(f_1) =$	1.0000	Cálculo de la desviación estándar			
13	146.00	de la	11.2371	31.73444	factor de ajuste de la	Fig. 2.16	ajustada $S_{na} = f_1 f_2 S_n$			
14	121.00	media	468.628	375.0678	d. estándar $(f_1) =$	1.0000				
15	145.50	serie	8.1349	26.35111			36.4247			
16	05.50	X_{n-1}	2222.92	2013.018	factor de ajuste de la	Fig. 2.17	Determinación de la P.M.P.			
17	205.50		3950.4	4242.351	media $(f_2) =$	1.0010	según ECC. 2.40			
18	110.00	140.30667	1065.88	922.1341	factor de ajuste de la	P.M.P. =	649.0942			
19	126.00		277.15	206.4011	d. estándar $(f_2) =$	1.0050	Corrección por intervalo fijo de la			
20	146.00		11.2371	31.73444			P.M.P. * 1.13			
21	140.00		3.0540	0.284444		P.M.P. =	733.4705			
22	148.50		34.2479	66.15111		Corrección por días de la cuenca Fig				
23	143.00		0.12403	6.934444		2.19	0.9256			
24	140.00		7.01098	0.134444		P.M.P. =	678.4658			
25	206.70		4102.68	4400.111						
26	105.50		1379.96	1215.684						
27	181.00		1470.89	1651.668						
28	126.30		267.251	197.8711						
29	166.00		545.324	657.6678						
30	214.00		5091.13	5421.868						
31	245.30		10537.5	0						
32	165.50		522.222	631.6844						
33	128.50		200.161	140.8178						
34	190.00		3243.55	3508.588						
35	167.00		593.026	709.3344						
36	133.40		85.5233	48.53444						
37	114.80		775.501	653.6544						
38	90.20		1887.71	1694.694						
39	130.20		154.948	103.3611						
40	207.00		4141.2	4440.001						
41	151.50		78.361	123.9511						
42	132.50		102.078	61.88444						
43	133.00		93.0805	54.26778						
44	95.50		2222.02	2013.018						
45	143.80		1.3275	11.78778						
46	150.00		54.0545	92.80111						
Sumatoria			59111.7	48340.02						
			Desviación Estándar							
			S_n	S_{n-1}						
			32.2435	33.14500						

Fig. 4/.

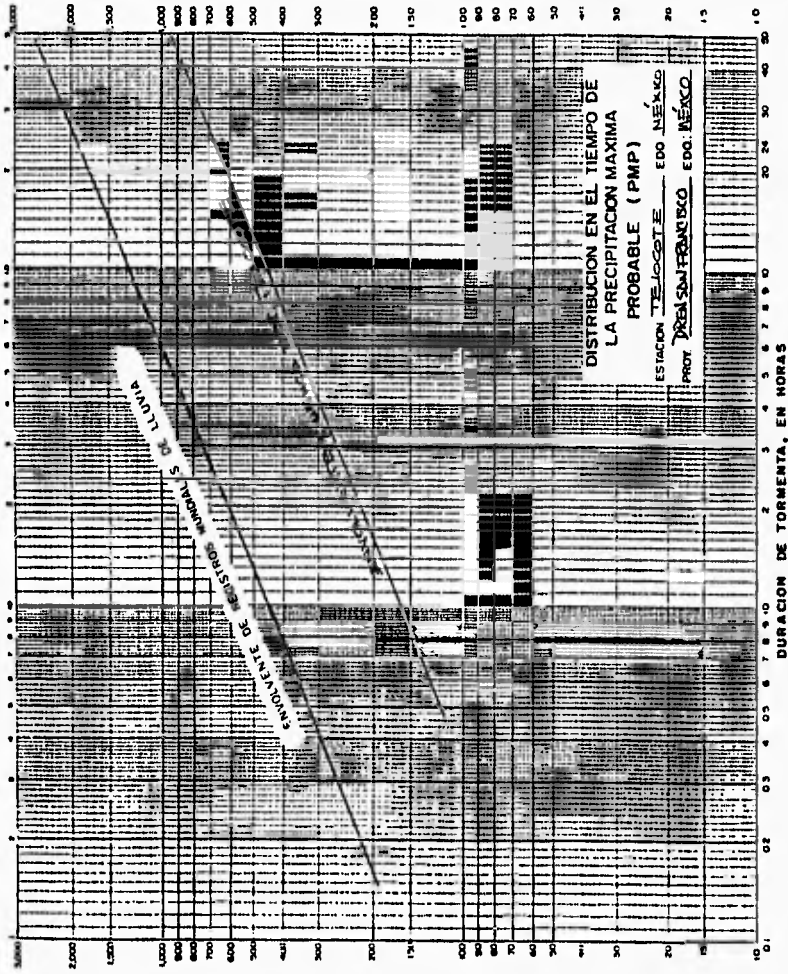
VALOR DE LA PMP, EN MM.



VALOR DE LA PMP, EN MM.

Fig. #2

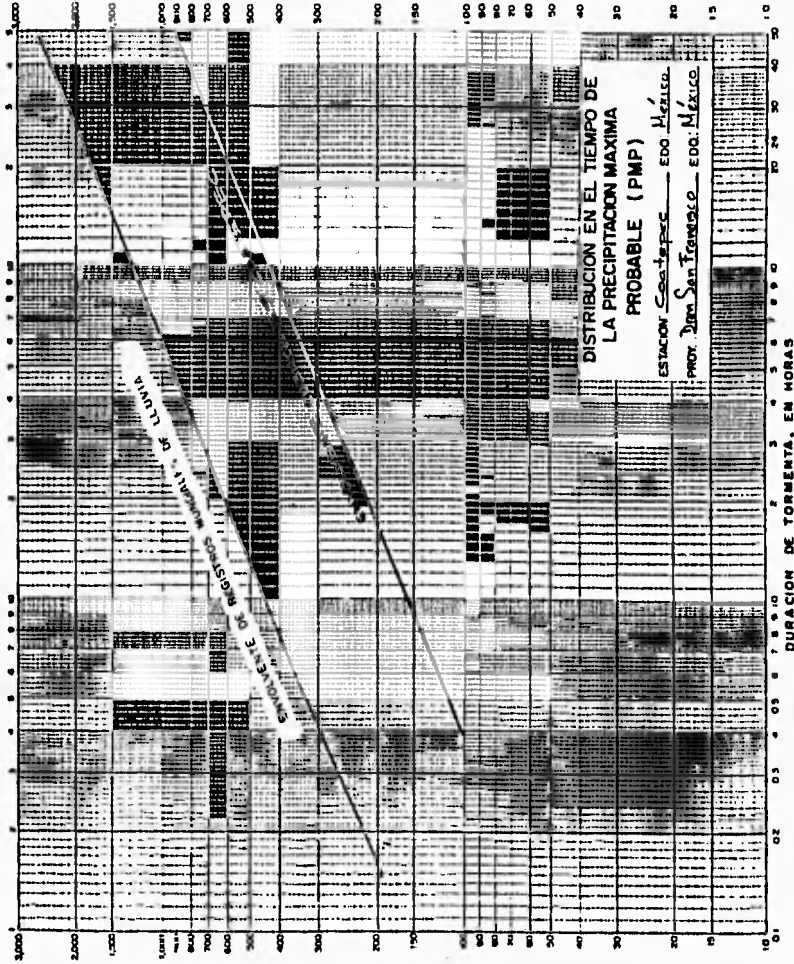
VALOR DE LA PMP, EN MM.



VALOR DE LA PMP, EN MM.

FIG. 43

VALOR DE LA PMP, EN MM.



VALOR DE LA PMP, EN MM.

Tabla 4.16.- Resumen de Precipitaciones Máximas Probables para diferentes horas, en las estaciones analizadas.

Duración de la precipitación, en horas	E s t a c i ó n C l i m a t o l ó g i c a		
	Col. M. Avila Camacho	El Tejocote	Coatepec
1	205.00	161.00	156.00
2	209.00	218.00	211.00
3	327.00	259.00	252.00
4	381.00	298.00	288.00
5	415.00	327.00	316.00
6	449.00	355.00	343.00
12	619.00	494.00	470.00
24	846.79	678.47	660.20

Métodos Estadísticos.- Se aplicaron los métodos estadísticos, con los datos obtenidos de las estaciones hidrométricas San Marcos y El Tejocote tabla 4.2 que registran los gastos de los ríos San Francisco y Santa Mónica respectivamente.

Después de aplicar los métodos estadísticos y cuyos resultados se muestran en las tablas 4.17 a 4.20, se graficaron en papel semilogarítmico los gastos obtenidos asociados a su correspondiente periodo de retorno, que se muestran en las figuras 4.4 y 4.5 respectivamente.

Del análisis de las gráficas se seleccionaron los resultados obtenidos mediante el método de Gumbel para la estación San Marcos y el de Gumbel 1 para la estación El Tejocote, por ser los métodos cuya tendencia se asemeja a los resultados de la gráfica de los gastos registrados. El resumen de estas dos estaciones seleccionadas se muestra en la tabla 4.21.

Así mismo con los datos climatológicos de las estaciones Col. M. Avila Camacho, Coatepec y El Tejocote (tabla 4.1), se aplicaron los métodos estadísticos cuyos resultados se consignan en las tablas 4.22 a 4.27; graficándose de igual forma las precipitaciones resultantes asociadas a sus respectivos periodos de retorno, que se muestran en las figuras 4.6 a 4.8 respectivamente.

Una vez graficados de los resultados de los métodos se seleccionaron los obtenidos mediante los métodos de Log Pearson Tipo III, Logedion y Gumbel para dichas estaciones respectivamente, el resumen de las precipitaciones adoptadas se muestran en la tabla 4.28. Con los valores de la precipitación de diseño se aplicará el método del Hidrograma Unitario Triangular.

Con estos gastos se efectuará la transposición de causas y efectos para obtener los gastos correspondientes a los demás escurrimientos.

Para llevar a cabo la transposición de la estaciones hidrométricas San Marcos

Tabla 4.17. Datos generales de distribuciones y probabilidad de ocurrencia para la estación San Marcos, corriente río San Francisco.

CALCULO DE LA PROBABILIDAD DE OCURRENCIA PARA LAS DISTRIBUCIONES USADAS							
DATOS DE LA ESTACION HIDROMETRICA SAN MARCOS GASTO EN M ³ /SEG							
AÑO	DATOS	ORDEN	DECRECIENTE	m_i/N	$(m_i + 1)/N$	T_r años	Probabilidad de G. (%)
1963	30.60	1	43.90	0.0357	0.0714	29.000	2.45
1964	21.90	2	35.20	0.0714	0.1071	14.500	7.14
1965	30.10	3	31.80	0.1071	0.1429	9.667	10.71
1966	43.90	4	30.95	0.1429	0.1786	7.250	11.88
1967	21.20	5	30.60	0.1786	0.2143	5.800	12.38
1968	14.90	6	30.10	0.2143	0.2500	4.833	13.13
1969	22.29	7	27.84	0.2500	0.2857	4.143	17.00
1970	18.48	8	25.56	0.2857	0.3214	3.625	22.03
1971	15.61	9	22.93	0.3214	0.3571	3.222	29.30
1972	17.51	10	22.29	0.3571	0.3929	2.900	31.33
1973	35.20	11	21.90	0.3929	0.4286	2.636	32.61
1974	7.18	12	21.20	0.4286	0.4643	2.417	35.01
1975	17.34	13	18.48	0.4643	0.5000	2.231	45.40
1976	25.56	14	18.42	0.5000	0.5357	2.071	45.74
1977	18.42	15	17.51	0.5357	0.5714	1.933	49.62
1978	5.02	16	17.34	0.5714	0.6071	1.813	50.36
1979	11.13	17	15.61	0.6071	0.6429	1.706	58.13
1980	31.80	18	14.90	0.6429	0.6786	1.611	61.46
1981	30.95	19	14.01	0.6786	0.7143	1.526	65.51
1982	6.75	20	13.71	0.7143	0.7500	1.450	66.90
1983	27.84	21	12.02	0.7500	0.7857	1.381	74.52
1984	7.30	22	11.13	0.7857	0.8214	1.318	78.33
1985	22.93	23	8.56	0.8214	0.8571	1.261	87.91
1986	13.71	24	7.30	0.8571	0.8929	1.208	91.56
1987	12.02	25	7.18	0.8929	0.9286	1.160	91.96
1988	14.01	26	6.75	0.9286	0.9643	1.115	92.92
1989	2.50	27	5.02	0.9643	1.0000	1.074	96.36
1990	8.56	28	2.50	1.0000	1.0357	1.036	98.02

Tabla 4.18.- Resultado de la aplicación de los métodos estadísticos en la estación hidrométrica San Marcos.

ESTACION HIDROMETRICA SAN MARCOS CORRIENTE RIO SAN FRANCISCO GASTO EN M ³ /SEG							
TR AÑOS	Métodos Estadísticos Aplicados						
	NASH	GUMBEL	GUMBEL I	LEBEDIEV	Log-Pearson TIPO III	PEARSON TIPO III	MINIMOS CUADRADOS
5	31.66	28.01	26.43	25.91	28.19	27.36	26.88
10	38.46	34.94	32.40	32.42	34.00	32.56	34.97
25	47.09	43.69	39.94	40.93	40.14	38.42	45.66
50	53.52	50.19	45.54	46.74	43.83	42.42	53.78
100	59.92	56.63	51.09	52.75	46.86	46.13	61.88
P a r a m e t r o s							
		GUMBEL		LEBEDIEV	Log-Pearson tipo III	PEARSON tipo III	MINIMOS CUADRADOS
		N = 28		TIPO = 2			Coef. de Correlación Lineal
		S _n = 1.1047		C _s = 3C _v			
		Y _n = 0.5343		Por Tormenta			
				C _s = 1.573208	C _s = -0.9556	C _s = 0.4528	0.9 >= 0.99993 <= 1.1
				C _n = 0.052440			

Tabla 4.19. Datos generales de distribuciones y cálculo de probabilidad de ocurrencia para la estación El Tejocote, corriente río Santa Mónica.

CÁLCULO DE LA PROBABILIDAD DE OCURRENCIA PARA LAS DISTRIBUCIONES USADAS							
DATOS DE LA ESTACION HIDROMETRICA EL TEJOCOTE: GASTO EN M3/SEG							
AÑO	DATOS	ORDEN	DECRECIENTE	mi/N	(mi + 1)/N	Tr	Probabilidad
						años	de G. (%)
1946	27.20	1	72.10	0.0222	0.0444	46.000	2.2
1947	50.20	2	63.10	0.0444	0.0667	23.000	4.3
1948	30.80	3	52.25	0.0667	0.0889	15.333	8.6
1949	15.00	4	52.10	0.0889	0.1111	11.500	8.7
1950	25.60	5	50.20	0.1111	0.1333	9.200	9.8
1951	41.00	6	47.78	0.1333	0.1556	7.607	11.5
1952	63.10	7	44.00	0.1556	0.1778	6.571	13.0
1953	29.30	8	44.30	0.1778	0.2000	5.750	14.5
1954	72.10	9	42.20	0.2000	0.2222	5.111	16.6
1955	28.50	10	40.90	0.2222	0.2444	4.600	18.0
1956	38.10	11	39.50	0.2444	0.2667	4.182	19.7
1957	52.10	12	39.50	0.2667	0.2889	3.833	19.7
1958	42.20	13	38.10	0.2889	0.3111	3.538	21.5
1959	36.00	14	38.00	0.3111	0.3333	3.286	21.6
1960	35.10	15	36.00	0.3333	0.3556	3.007	24.4
1961	40.90	16	35.10	0.3556	0.3778	2.875	25.8
1962	44.30	17	33.15	0.3778	0.4000	2.700	28.0
1963	30.50	18	30.80	0.4000	0.4222	2.556	33.2
1964	39.50	19	30.50	0.4222	0.4444	2.421	33.7
1965	24.00	20	29.30	0.4444	0.4667	2.300	36.1
1966	39.50	21	28.50	0.4667	0.4889	2.190	37.7
1967	28.30	22	28.30	0.4889	0.5111	2.091	38.1
1968	52.25	23	27.20	0.5111	0.5333	2.000	40.4
1969	11.60	24	25.60	0.5333	0.5556	1.917	44.0
1970	38.00	25	24.81	0.5556	0.5778	1.840	45.8
1971	24.81	26	24.59	0.5778	0.6000	1.769	46.3
1972	33.15	27	24.00	0.6000	0.6222	1.704	47.7
1973	47.78	28	15.00	0.6222	0.6444	1.643	70.4
1974	24.59	29	14.75	0.6444	0.6667	1.586	71.0
1975	13.20	30	13.20	0.6667	0.6889	1.533	74.7
1976	10.35	31	11.60	0.6889	0.7111	1.481	78.6
1977	10.05	32	10.57	0.7111	0.7333	1.438	80.0
1978	10.57	33	10.50	0.7333	0.7556	1.394	81.1
1979	10.50	34	10.35	0.7556	0.7778	1.353	81.4
1980	1.67	35	10.05	0.7778	0.8000	1.314	82.1
1981	2.79	36	8.87	0.8000	0.8222	1.278	84.5
1982	1.86	37	7.17	0.8222	0.8444	1.243	87.8
1983	14.75	38	3.09	0.8444	0.8667	1.211	93.9
1984	8.87	39	2.80	0.8667	0.8889	1.179	94.2
1985	7.17	40	2.79	0.8889	0.9111	1.150	94.2
1986	2.59	41	2.59	0.9111	0.9333	1.122	94.4
1987	2.80	42	2.22	0.9333	0.9556	1.095	94.8
1988	2.22	43	1.86	0.9556	0.9778	1.070	95.2
1989	1.28	44	1.67	0.9778	1.0000	1.045	95.8
1990	3.00	45	1.28	1.0000	1.0222	1.022	95.8

Tabla 4.20.- Resultado de la aplicación de los métodos estadísticos en la estación hidrométrica El Tejocote.

ESTACION HIDROMETRICA EL TEJOCOTE CORRIENTE RIO SANTA MONICA, EN M ³ /SEG							
TR AÑOS	Métodos Estadísticos Aplicados						
	NASH	GUMBEL	GUMBEL I	LEBEDIEV	Log-Pearson TIPO III	PEARSON TIPO III	MINIMOS CUADRADOS
5	46.36	41.26	39.27	40.95	44.38	41.08	38.90
10	58.12	53.22	50.01	50.02	60.91	50.20	52.70
25	73.08	68.32	63.58	60.18	80.39	60.39	70.80
50	84.24	79.53	73.64	66.53	92.76	67.29	84.60
100	95.38	90.65	83.63	72.80	104.44	72.80	98.34
P a r a m e t r o s							
		GUMBEL		LEBEDIEV	Log-Pearson tipo III	PEARSON tipo III	MINIMOS CUADRADOS
		N = 45		TIPO = 2			Coef. de Correlación Lineal
		S _n = 1.15183		C _s = 3C _v			
		Y _n = 0.5463		Por Tormenta			
				C _s = 0.350409	C _s = -0.0028718	C _s = 0.308918	0.0 > 0.9520 < 1.1
				C _v = 0.005070			

Tabla 4.21. Resumen de los Gastos seleccionados de acuerdo con las gráficas de las figuras 4.1 y 4.2, para las estaciones San Marcos y El Tejocote.

Métodos Seleccionados para las Estaciones San Marcos y El Tejocote		
PERIODO DE RETORNO TR AÑOS	ESTACION HIDROMETRICA SAN MARCOS CORRIENTE RIO SAN FRANCISCO GASTO EN M ³ /SEG	ESTACION HIDROMETRICA EL TEJOCOTE CORRIENTE RIO SANTA MONICA EN M ³ /SEG
	GUMBEL	GUMBEL I
5	28.01	39.27
10	34.94	50.01
25	43.69	63.58
50	50.19	73.64
100	56.63	83.63

Figura 4.4.- Resumen gráfico de los métodos estadísticos aplicados en la Estación Hidrométrica San Marcos.

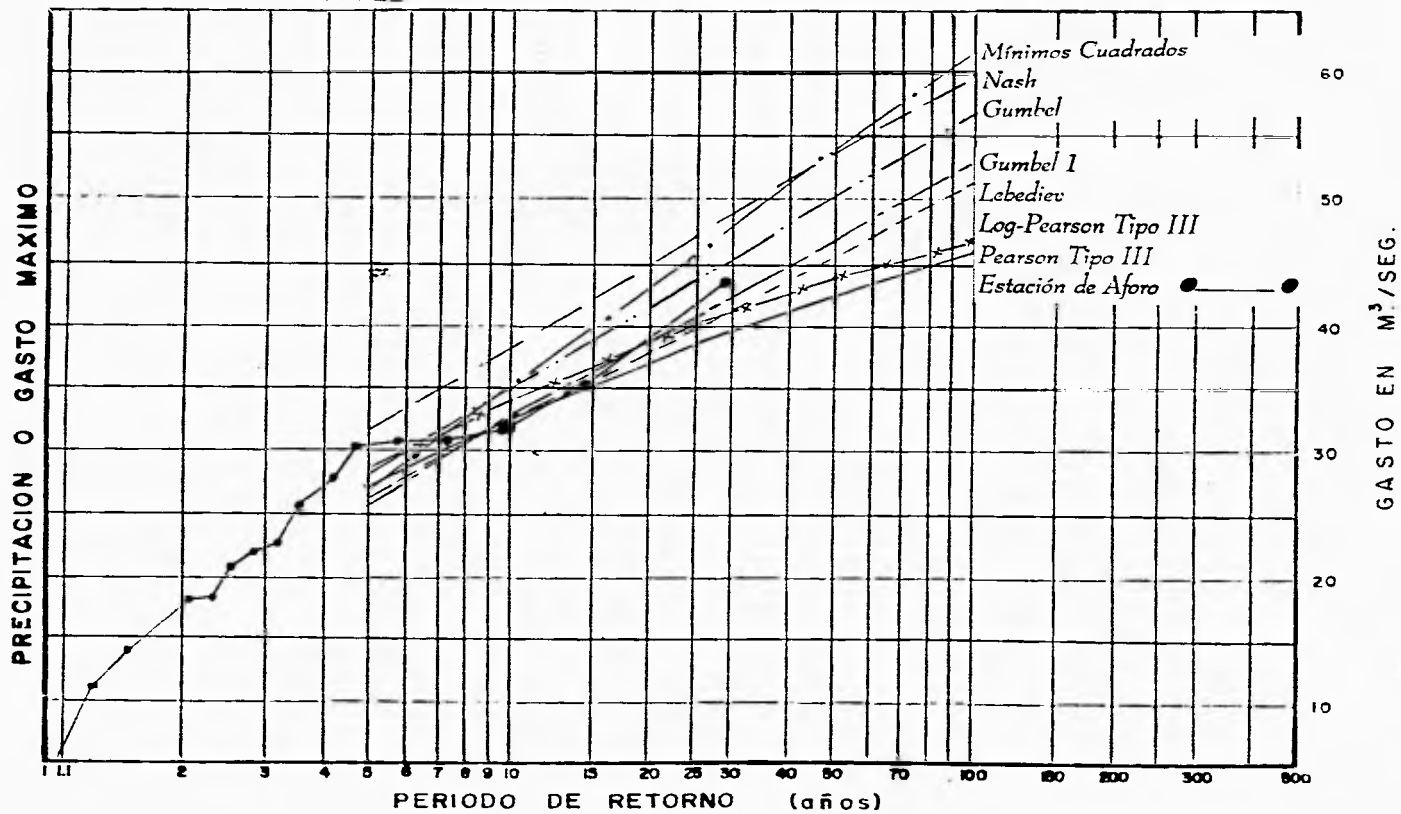


Figura 4.5. Resumen gráfico de los métodos estadísticos aplicados en la Estación Hidrométrica El Tejocote.

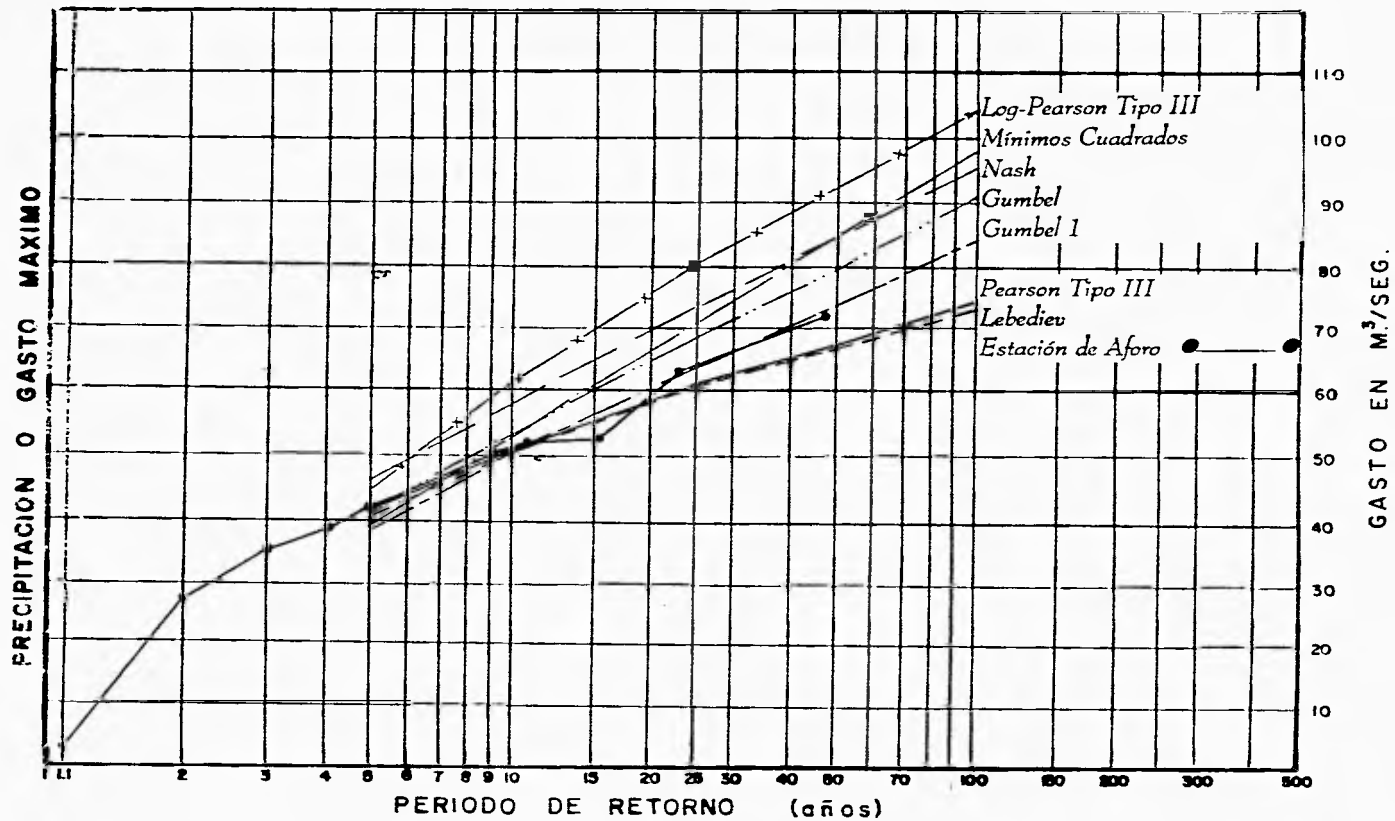


Tabla 4.22.- Datos generales de distribuciones y cálculo de probabilidad de ocurrencia para la estación M. Avila Camacho, corriente río San Francisco.

CÁLCULO DE LA PROBABILIDAD DE OCURRENCIA PARA LAS DISTRIBUCIONES USADAS							
DATOS DE LA ESTACION PLUVIOMETRICA COL. M. AVILA CAMACHO PRECIPITACION EN mm.							
AÑO	DATOS	ORDEN	DECRECIENTE	m/N	$(m + 1)/N$	T_r	Probabilidad
						años	de G. (%)
1963	181.00	1	482.00	0.0345	0.0690	30.000	0.27
1964	256.10	2	278.20	0.0690	0.1034	15.000	10.70
1965	177.10	3	256.10	0.1034	0.1379	10.000	15.61
1966	482.00	4	234.30	0.1379	0.1724	7.500	22.30
1967	222.00	5	225.80	0.1724	0.2069	6.000	25.60
1968	191.00	6	223.20	0.2069	0.2414	5.000	26.40
1969	120.60	7	222.00	0.2414	0.2759	4.286	27.17
1970	123.00	8	216.00	0.2759	0.3103	3.750	29.31
1971	186.40	9	214.60	0.3103	0.3448	3.333	30.41
1972	278.20	10	195.40	0.3448	0.3793	3.000	40.31
1973	141.60	11	193.70	0.3793	0.4138	2.727	41.21
1974	160.00	12	191.00	0.4138	0.4483	2.500	42.81
1975	151.40	13	186.40	0.4483	0.4828	2.308	45.51
1976	195.40	14	181.00	0.4828	0.5172	2.143	48.30
1977	223.20	15	177.40	0.5172	0.5517	2.000	51.21
1978	177.40	16	177.10	0.5517	0.5862	1.875	51.41
1979	156.00	17	171.00	0.5862	0.6207	1.765	54.70
1980	151.30	18	160.00	0.6207	0.6552	1.667	62.71
1981	142.40	19	158.60	0.6552	0.6897	1.579	63.01
1982	158.60	20	157.80	0.6897	0.7241	1.500	64.21
1983	216.00	21	156.00	0.7241	0.7586	1.429	65.41
1984	234.30	22	151.40	0.7586	0.7931	1.364	68.51
1985	06.00	23	151.30	0.7931	0.8276	1.304	68.51
1986	214.60	24	145.60	0.8276	0.8621	1.250	72.31
1987	225.80	25	142.40	0.8621	0.8966	1.200	74.11
1988	193.70	26	141.60	0.8966	0.9310	1.154	74.01
1989	157.80	27	123.00	0.9310	0.9655	1.111	85.70
1990	171.90	28	120.60	0.9655	1.0000	1.071	80.80
1991	145.60	29	06.00	1.0000	1.0345	1.034	05.81

Tabla 4.23.- Resultado de la aplicación de los métodos estadísticos en la estación pluviométrica Col. M. Avila Camacho

ESTACION PLUVIOMETRICA COL. M. AVILA CAMACHO, CORRIENTE: RIO SAN FRANCISCO							
PRECIPITACION EN mm.							
TR AÑOS	Métodos Estadísticos Aplicados						
	NASH	GUMBEL	GUMBEL I	LEBEDIEV	Log-Pearson TIPO III	PEARSON TIPO III	MINIMOS CUADRADOS
5	272.83	251.70	241.16	224.50	229.35	224.32	241.77
10	318.51	299.08	282.12	274.71	272.56	276.47	294.86
25	377.99	358.95	333.87	349.67	334.77	349.83	365.05
50	422.93	403.36	372.26	401.26	387.15	407.29	418.15
100	467.97	447.45	410.36	454.90	444.88	466.02	471.24
P a r a m e t r o s							
		GUMBEL.		LEBEDIEV	Log-Pearson tipo III	PEARSON tipo III	MINIMOS CUADRADOS
		$N = 29$		TIPO = 2			Coef. de Correlación lineal
		$S_n = 1.1086$		$C_s = 3C_b$			
		$Y_n = 0.5353$		Por Tormenta			
				$C_s = 2.541641$	$C_b = 0.902050$	$C_a = 2.68243$	$0.9 > r = 0.9275 < 1.1$
				$C_n = 0.3301787$			

Tabla 4.24.- Datos generales de distribuciones y cálculo de probabilidad de ocurrencia para la estación Coatepec, coniente río Coatepec y Talmimilcoapan.

CALCULO DE LA PROBABILIDAD DE OCURRENCIA PARA LAS DISTRIBUCIONES USADAS							
DATOS DE LA ESTACION PLUVIOMETRICA COATEPEC, PRECIPITACION EN mm.							
AÑO	DATOS	ORDEN	DECRECIENTE	m/N	$(m+1)/N$	T_r	Probabilidad
						años	de G. (%)
1962	184.10	1	228.90	0.0333	0.0667	31.000	5.04
1963	129.50	2	219.20	0.0667	0.1000	15.500	7.13
1964	174.60	3	216.20	0.1000	0.1333	10.333	7.94
1965	117.50	4	206.00	0.1333	0.1667	7.750	11.37
1966	191.00	5	205.90	0.1667	0.2000	6.200	11.41
1967	200.10	6	200.10	0.2000	0.2333	5.167	13.94
1968	165.70	7	200.00	0.2333	0.2667	4.429	13.99
1969	197.60	8	197.60	0.2667	0.3000	3.875	15.18
1970	219.20	9	191.00	0.3000	0.3333	3.444	18.90
1971	134.80	10	190.20	0.3333	0.3667	3.100	19.47
1972	134.40	11	184.10	0.3667	0.4000	2.818	23.78
1973	146.70	12	184.00	0.4000	0.4333	2.583	23.84
1974	142.40	13	174.60	0.4333	0.4667	2.385	32.00
1975	120.00	14	166.10	0.4667	0.5000	2.214	41.04
1976	200.00	15	165.70	0.5000	0.5333	2.067	41.50
1977	140.90	16	151.90	0.5333	0.5667	1.938	59.08
1978	123.50	17	146.70	0.5667	0.6000	1.824	66.15
1979	151.90	18	142.40	0.6000	0.6333	1.722	71.92
1980	228.90	19	140.90	0.6333	0.6667	1.632	73.88
1981	190.20	20	138.50	0.6667	0.7000	1.550	76.95
1982	166.10	21	136.30	0.7000	0.7333	1.476	79.64
1983	121.00	22	134.80	0.7333	0.7667	1.409	81.47
1984	205.90	23	134.40	0.7667	0.8000	1.348	81.87
1985	184.00	24	134.00	0.8000	0.8333	1.292	82.33
1986	206.00	25	132.60	0.8333	0.8667	1.240	83.80
1987	216.20	26	129.50	0.8667	0.9000	1.192	87.00
1988	136.30	27	123.50	0.9000	0.9333	1.148	92.24
1989	134.00	28	121.00	0.9333	0.9667	1.107	93.95
1990	138.50	29	120.00	0.9667	1.0000	1.069	94.58
1991	132.60	30	117.50	1.0000	1.0333	1.033	95.80

Tabla 4.25. Resultado de la aplicación de los métodos estadísticos en la estación pluviométrica Coatepec.

ESTACION PLUVIOMETRICA COATEPEC, CORRIENTE RIO COATEPEC, PRECIPITACION EN mm.							
TR AÑOS	Métodos Estadísticos Aplicados						
	NASH	GUMBEL	GUMBEL 1	LEBEDIEV	Log-Pearson TIPO III	PEARSON TIPO III	MINIMOS CUADRADOS
5	205.97	194.17	189.39	191.71	191.89	193.01	189.8
10	228.86	217.85	209.66	209.76	211.18	209.81	216.34
25	258.20	247.39	235.28	241.11	234.23	228.52	251.36
50	289.22	269.30	254.28	244.86	250.63	241.07	277.86
100	302.24	291.05	273.15	258.82	266.54	252.61	304.3
Parámetros							
		GUMBEL		LEBEDIEV	Log-Pearson TIPO III	PEARSON TIPO III	MINIMOS CUADRADOS
		N = 30		TIPO = 2			Coef. de Correlación Lineal
		Su = 1.11238		Cs = 3Cb			
		Yn = 0.53622		Por Tormenta			
				Cs = 0.0214921	Cs = 0.1033315	Cs = 0.2850343	0.9 > = 0.9383 < = 1.1
				Cs = 0.207164			

Tabla 4.26.- Datos generales de distribuciones y cálculo de probabilidad de ocurrencia para la estación Coatltec, corriente río Coatltec y Talmimilohapan.

CALCULO DE LA PROBABILIDAD DE OCURRENCIA PARA LAS DISTRIBUCIONES USADAS							
DATOS DE LA ESTACION PLUVIOMETRICA EL TIJOCOTE, PRECIPITACION EN mm.							
AÑO	DATOS	ORDEN	DECRECIENTE	mi/N	(mi + 1)/N	Tr	Probabilidad
						años	de G. (%)
1946	113.00	1	245.30	0.0217	0.0435	47.000	1.4
1947	120.20	2	214.00	0.0435	0.0652	23.500	4.4
1948	124.70	3	207.00	0.0652	0.0870	15.667	5.6
1949	121.30	4	206.70	0.0870	0.1087	11.750	5.6
1950	99.50	5	205.50	0.1087	0.1304	9.400	5.8
1951	186.50	6	199.00	0.1304	0.1522	7.833	7.2
1952	152.10	7	186.50	0.1522	0.1739	6.714	11.2
1953	100.80	8	181.00	0.1739	0.1957	5.875	13.4
1954	130.30	9	167.00	0.1957	0.2174	5.222	21.1
1955	148.00	10	166.00	0.2174	0.2391	4.700	21.7
1956	132.20	11	165.50	0.2391	0.2609	4.273	22.1
1957	69.00	12	152.10	0.2609	0.2826	3.917	33.0
1958	146.00	13	151.50	0.2826	0.3043	3.615	33.6
1959	121.00	14	150.00	0.3043	0.3261	3.357	35.1
1960	145.50	15	148.50	0.3261	0.3478	3.133	36.6
1961	95.50	16	148.00	0.3478	0.3696	2.939	37.1
1962	205.50	17	146.00	0.3696	0.3913	2.765	39.2
1963	110.00	18	146.00	0.3913	0.4130	2.611	39.2
1964	126.00	19	145.50	0.4130	0.4348	2.474	39.9
1965	140.00	20	143.80	0.4348	0.4565	2.350	41.5
1966	140.00	21	143.00	0.4565	0.4783	2.238	42.5
1967	148.50	22	140.00	0.4783	0.5000	2.136	44.9
1968	143.00	23	140.00	0.5000	0.5217	2.043	46.0
1969	140.00	24	133.10	0.5217	0.5435	1.958	54.1
1970	206.70	25	133.00	0.5435	0.5652	1.880	54.6
1971	105.50	26	132.50	0.5652	0.5870	1.808	55.2
1972	191.00	27	132.20	0.5870	0.6087	1.741	55.6
1973	126.30	28	130.30	0.6087	0.6304	1.679	58.0
1974	166.00	29	130.20	0.6304	0.6522	1.621	58.2
1975	214.00	30	128.50	0.6522	0.6739	1.567	60.4
1976	245.30	31	126.30	0.6739	0.6957	1.516	63.2
1977	165.50	32	126.00	0.6957	0.7174	1.469	63.6
1978	128.50	33	124.70	0.7174	0.7391	1.421	65.3
1979	199.00	34	121.30	0.7391	0.7609	1.382	69.7
1980	167.00	35	121.00	0.7609	0.7826	1.343	70.1
1981	133.10	36	120.20	0.7826	0.8043	1.300	71.1
1982	114.80	37	114.80	0.8043	0.8261	1.270	72.7
1983	99.20	38	113.00	0.8261	0.8478	1.237	79.9
1984	130.20	39	110.00	0.8478	0.8696	1.205	83.1
1985	207.00	40	105.50	0.8696	0.8913	1.175	87.6
1986	151.50	41	100.80	0.8913	0.9130	1.146	91.5
1987	132.50	42	99.50	0.9130	0.9348	1.119	92.4
1988	133.00	43	99.20	0.9348	0.9565	1.093	92.6
1989	95.50	44	95.50	0.9565	0.9783	1.068	94.0
1990	143.80	45	95.50	0.9783	1.0000	1.044	94.0
1991	150.00	46	60.00	1.0000	1.0217	1.022	99.6

Tabla 4.27.- Resultado de la aplicación de los métodos estadísticos en la estación pluviométrica El Tejocote.

TR AÑOS	Métodos Estadísticos Aplicados						
	NASH	GUMBEL	GUMBEL I	LEBEDIEV	Log-Pearson TIPO III	PEARSON TIPO III	MINIMOS CUADRADOS
5	182.70	172.50	168.73	169.80	170.82	171.10	168.53
10	205.93	196.16	189.93	190.68	190.72	191.03	196.15
25	235.43	225.91	216.73	214.70	214.48	214.45	232.68
50	257.40	248.04	236.61	229.40	231.30	230.72	260.27
100	279.28	269.97	256.34	245.17	247.70	246.16	287.80
P a r a m e t r o s							
		GUMBEL		LEBEDIEV	Log-Pearson TIPO III	PEARSON TIPO III	MINIMOS CUADRADOS
		N = 46		TIPO - 2			Coef. de Correlación lineal
		$S_n = 1.1538$		$C_n = 3C_v$			
		$Y_n = 0.5468$		Por Tormenta			
				$C_n = 0.7336375$	$C_n = -3.0470316/2$	$C_n = 0.758601$	$0.9 > 0.9712 < 1.1$
				$C_v = 0.2513$			

Tabla 4.28. Resumen de los Gastos seleccionados de acuerdo con las gráficas de las figuras 4.1 y 4.2, para las estaciones San Marcos y El Tejocote.

Métodos Seleccionados para las Estaciones San Marcos y El Tejocote			
TR AÑOS	ESTACION PLUVIOMETRICA COL. M. AVILA CAMACHO CORRIENTE RIO SAN FRANCISCO, PRECIPITACION EN mm	ESTACION PLUVIOMETRICA COATZACOPEC Y TIALMIMILIPAN, CORRIENTE RIO SANTA MONICA, PRECIPITACION EN mm	ESTACION PLUVIOMETRICA EL TEJOCOTE, CORRIENTE RIO SANTA MONICA, PRECIPITACION EN mm
	LOG-PEARSON TIPO III	LEBEDIEV	GUMBEL
5	229.35	191.71	172.50
10	272.56	209.76	196.16
25	334.77	241.11	225.91
50	387.15	244.86	248.04
100	444.88	258.82	269.97

y El Tejocote, se determinaron las áreas de cada una de las cuencas de los ríos que serán desviados por el Dren de alivio San Francisco, hasta la confluencia con este, además de contar con el área de las cuencas drenadas por las estaciones hidrométricas indicadas. Los valores de estas áreas se muestran en la tabla 4.29, indicando que estación hidrométrica es la que se usará como apoyo para la obtención del gasto transportado.

Figura 4.6.- Resumen gráfico de los métodos estadísticos aplicados en la Estación Pluviométrica Col. M. Avila Camacho.

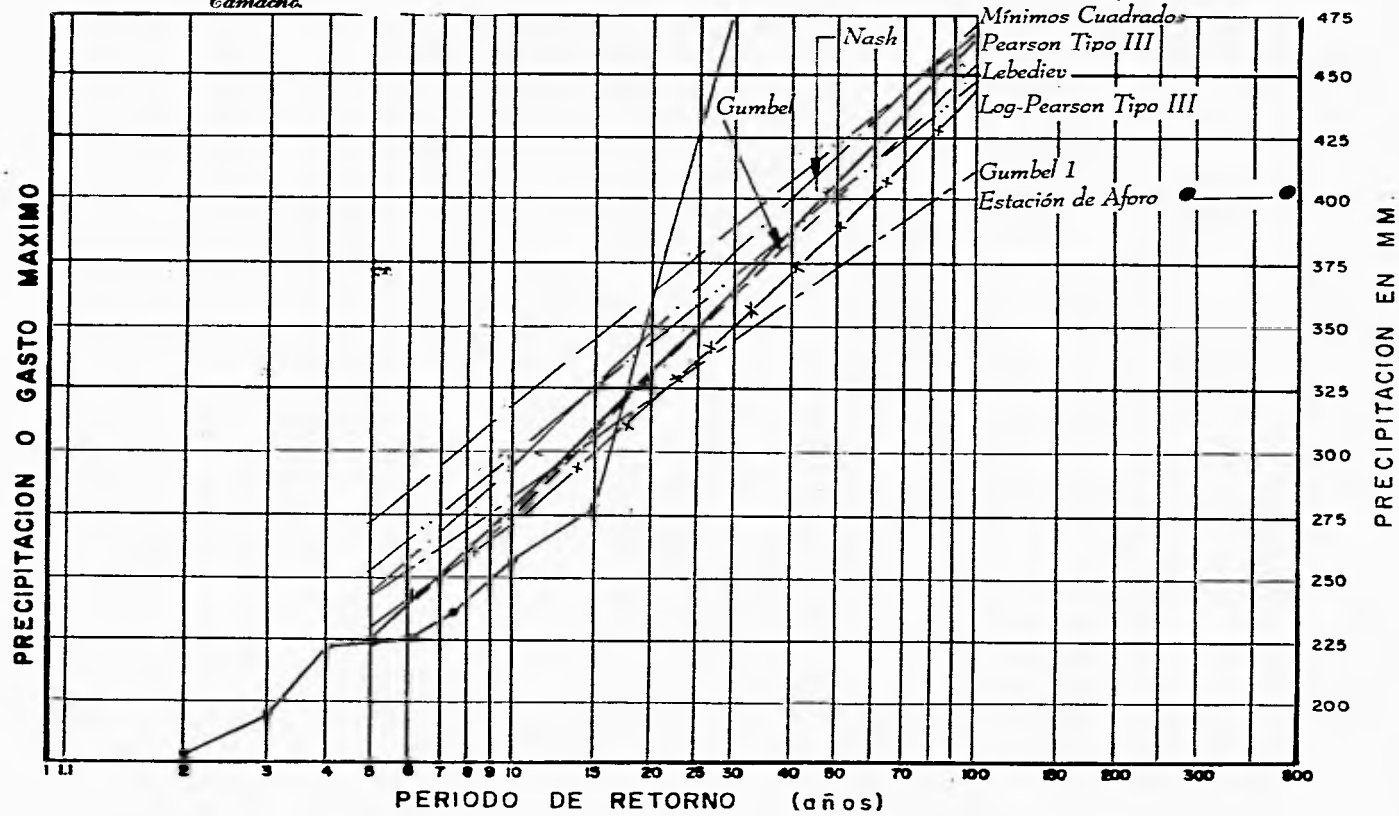
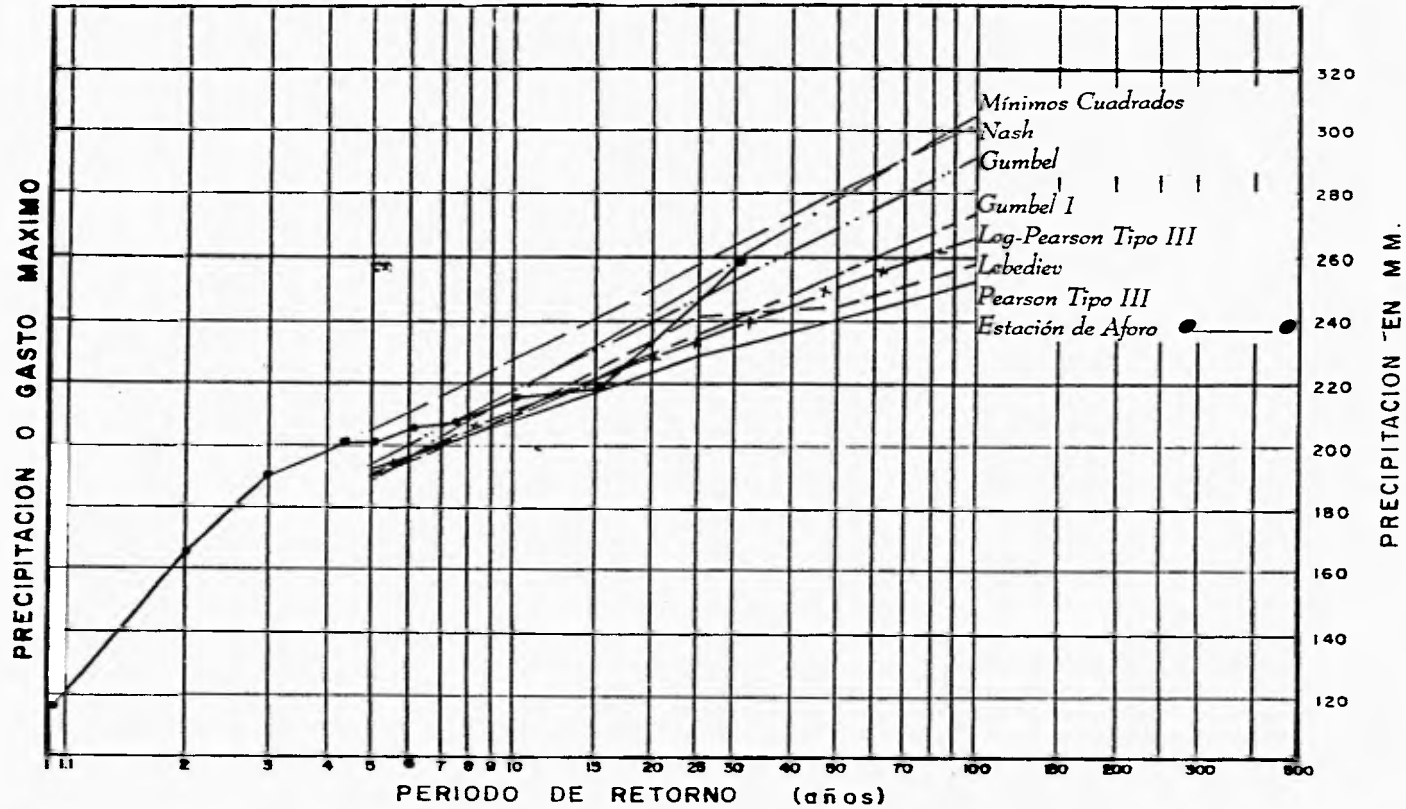


Figura 4.7.- Resumen gráfico de los métodos estadísticos aplicados en la Estación Pluviométrica Coatepec.



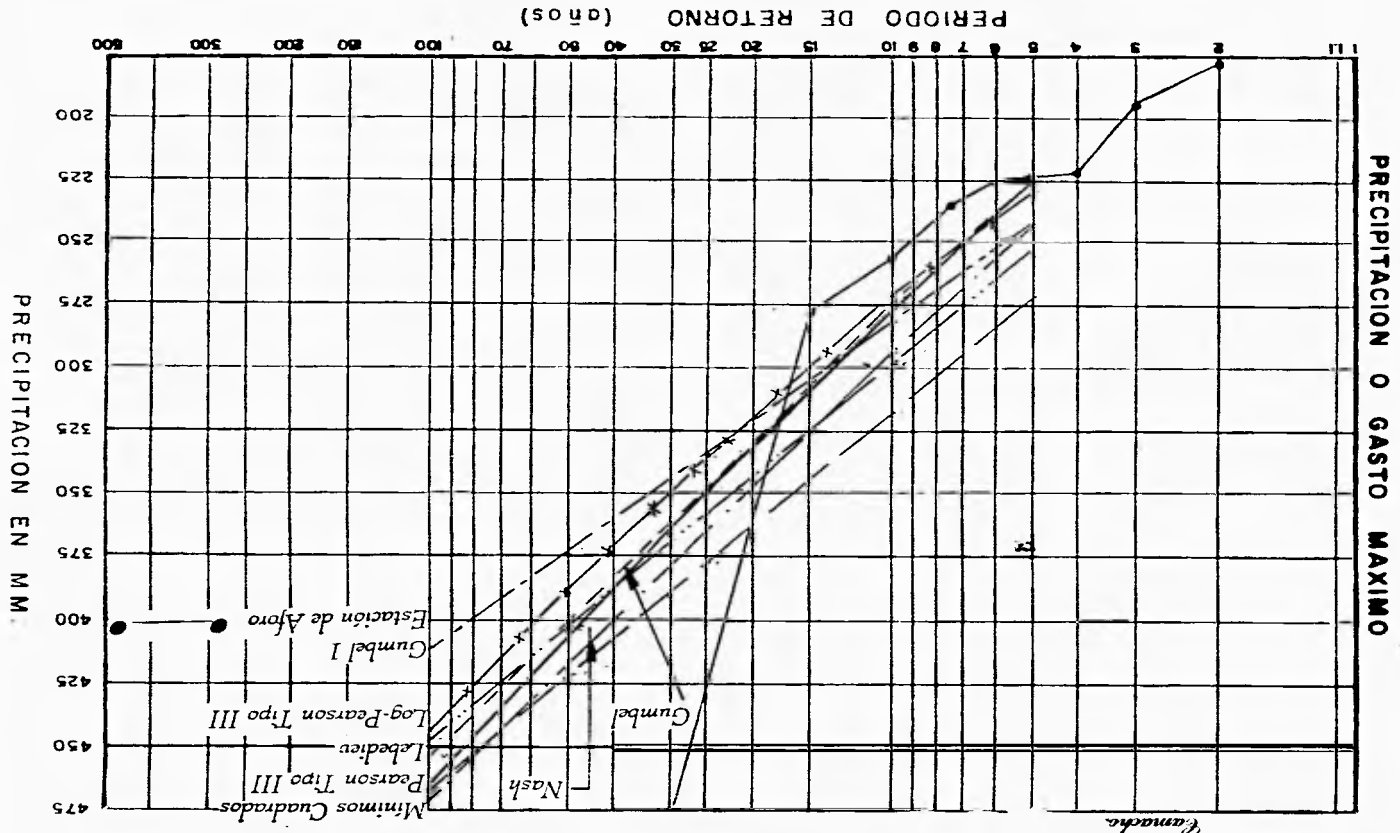


Figura 5.6. Resumen gráfico de los métodos estadísticos aplicados en la Estación 'Sturvenhagen' Ed. M. Stula

Canache

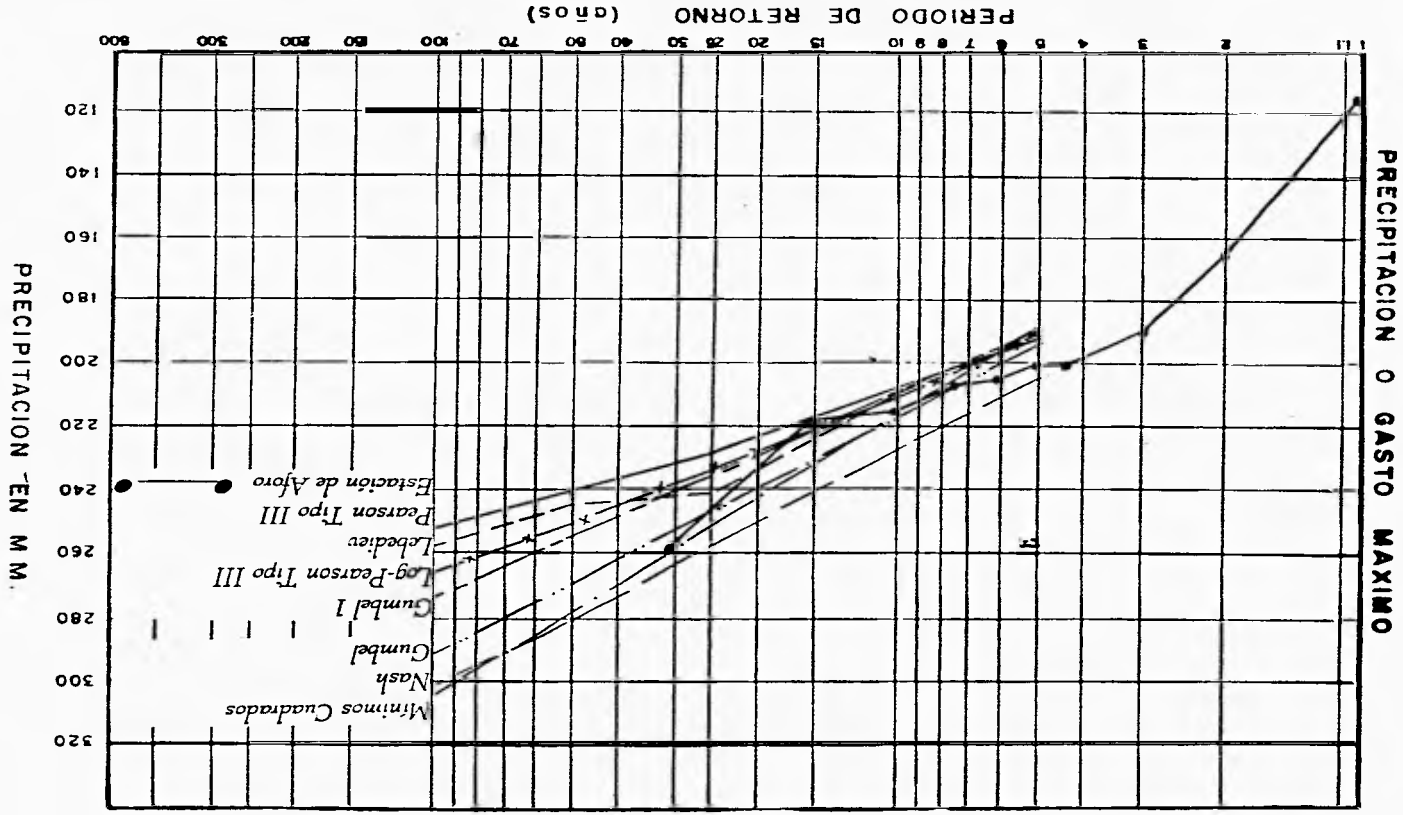


Figura 4.1: Resumen gráfico de los métodos estadísticos aplicados en la Estación pluviométrica Coahuila.

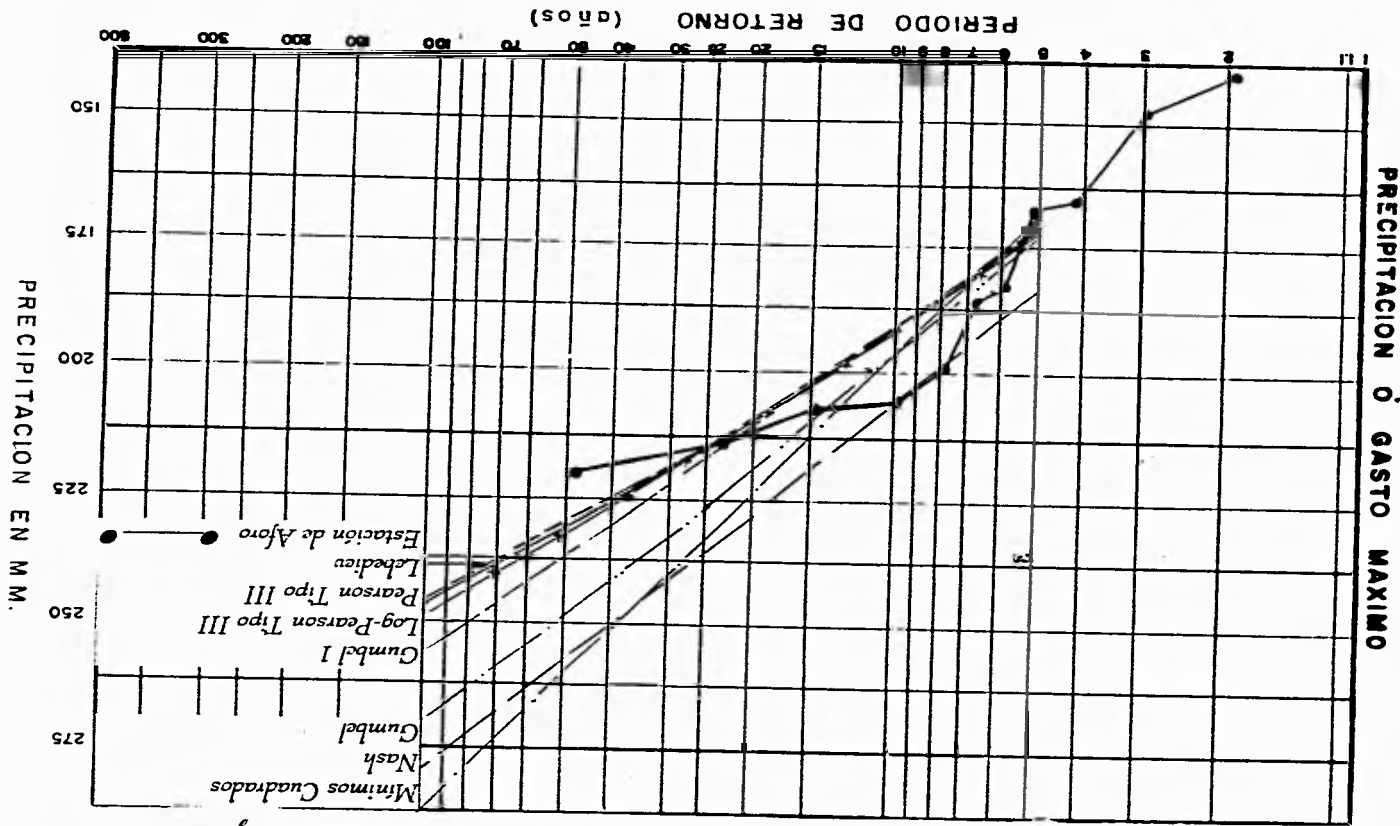


Figura 4.8.- Resumen gráfico de los métodos estadísticos aplicados en la Estación Fluviométrica El Sigocle.

Tabla 4.29.- Resumen de áreas de cuencas para El Dren San Francisco.

Áreas de influencia para las cuencas del Dren de Alivio San Francisco.		
Cuenca	Área *	Estación de apoyo
Río San Francisco	151.5	San Marcos
Barranca del Olivar	6.7	San Marcos
Cañada de Texcahuey	23.52	San Marcos
Las Jicaras	14.98	San Marcos
Cañada de la Cruz	18.10	San Marcos
Río Coatepec	20.10	El Tejocote
Arroyo Tlahmimolpan	15.70	El Tejocote
Santa Mónica	53.38	El Tejocote

* El área se consideró hasta la confluencia con el Dren de Alivio San Francisco

Como se indicó al principio esta zona de proyecto corresponde a la región hidrológica 26 C parcial del Valle de México, por lo que para la transposición de gastos nos apoyaremos en la carta de envolvente de la República Mexicana, publicada por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (hoy Comisión Nacional del Agua), misma que se muestran al final del capítulo. Para hacer uso de la envolvente regional es necesario determinar los gastos unitarios para cada período y luego determinar para cada área de las cuencas los correspondientes valores, la determinación de los gastos unitarios para los diferentes períodos de retorno se muestran en la tabla 4.30 a continuación.

Tabla 4.30.- Determinación de los gastos unitarios para las Estaciones de San Marcos y El Tejocote.

Determinación de los gastos unitarios para las Estaciones San Marcos y El Tejocote				
PERIODO DE RETORNO TR AÑOS	ESTACION HIDROMETRICA SAN MARCOS CORRIENTE RIO SAN FRANCISCO		ESTACION HIDROMETRICA EL TEJOCOTE CORRIENTE RIO SANTA MONICA	
	GASTO UN. M ³ /SEG		GASTO UN. M ³ /SEG	
	GUMBEL		GUMBEL	
	AREA =	151.50	AREA =	56.00
GASTO M ³ /SEG	GASTO UNITARIO M ³ /SEG/KM ²	GASTO M ³ /SEG	GASTO UNITARIO M ³ /SEG/KM ²	
5	28.01	0.18	39.27	0.70
10	34.94	0.23	50.01	0.89
25	43.69	0.29	63.58	1.14
50	50.19	0.33	73.64	1.32
100	56.63	0.37	83.63	1.49

Con estos valores se dibujan las curvas de envolventes que se muestran a

continuación en la figura 4.9 y 4.10 para las estaciones San Marcos y El Tejocote respectivamente.

Una vez determinadas las curvas para los diferentes periodos de retorno se procede a calcular para uno de los afluentes del Dren el valor de su gasto unitario entrando con el valor del área de la cuenca y corriendo la curva de la envolvente para el periodo de retorno deseado. A continuación con el gasto unitario para ese periodo se multiplica por el área de la cuenca dando el valor del gasto que se desea. Los gastos unitarios para diferentes periodos de retorno se muestran en la tabla 4.31.

Tabla 4.31.- Resumen de gastos transportados para la determinación de los gastos de las corrientes incorporadas al Dren de Alivio San Francisco.

Gastos transportados para los afluentes del Dren de Alivio San Francisco, para diferentes periodos de retorno .											
Cuenca	Área *	PERIODOS DE RETORNO, EN AÑOS									
		5		10		25		50		100	
		Gasto unitario	Gasto	Gasto unitario	Gasto	Gasto unitario	Gasto	Gasto unitario	Gasto	Gasto unitario	Gasto
		m ³ /Km ²	m ³ /s	m ³ /Km ²	m ³ /s	m ³ /Km ²	m ³ /s	m ³ /Km ²	m ³ /s	m ³ /Km ²	m ³ /s
Barranca del Olivar	6.7	0.26	1.74	0.32	2.14	0.44	2.95	0.48	3.23	0.53	3.52
Cañada de Taxahoy	23.5	0.24	5.60	0.30	7.06	0.40	9.52	0.45	10.52	0.49	11.53
Las Jicaras	15	0.24	3.54	0.31	4.64	0.36	5.42	0.40	6.06	0.45	6.70
Cañada de la Cruz	18.1	0.24	4.36	0.31	5.59	0.41	7.33	0.45	8.10	0.49	8.84
Río Coatepec	20.1	0.74	14.87	0.96	19.30	1.30	26.03	1.44	29.03	1.62	32.65
Arroyo Tlahmimilspan	15.7	0.78	12.25	0.99	15.54	1.31	20.57	1.49	23.39	1.67	26.22
Santa Mónica	53.4	0.71	37.90	0.91	48.58	1.19	63.58	1.38	73.64	1.57	83.61

Obtención de Hidrogramas unitarios Triangulares. Para determinar las zonas de influencia de las estaciones pluviométricas, se utilizó el método de los polígonos de Thiessen.

En base a estos polígonos, se calcularon las áreas de influencia de cada una de las estaciones pluviométricas, así como su parte proporcional de influencia en cada una de las cuencas de los tributarios en estudio.

En base a lo que se concluyó que mediante los datos de la estación, Col. M. Anita Camacho se estudiarán los afluentes del río San Francisco, con los datos de la estación Coatepec se estudiará el río Coatepec y el río Tlahmimilspan y mediante los datos de la estación El Tejocote el río Santa Mónica.

El Hidrograma Unitario Triangular es el método utilizado por el Bureau of Reclamation, su planteamiento se basa en considerar la distribución del escurrimiento en forma triangular. Entre otros datos, para su aplicación es necesario el conocimiento

de la distribución de las tormentas, información que no se tiene en los registros pluviográficos del área de estudio, sin embargo se puede suponer una distribución en base a los datos que existan en otras áreas semejantes. Este artificio le resta confiabilidad a los resultados, sin embargo servirá para dar una idea general de la forma de los hidrogramas y su variación con respecto a los periodos de retorno, permitiendo hacer una comparación con respecto a los métodos estadísticos.

El Hidrograma unitario triangular básicamente es la obtención del hidrograma artificial de una avenida en función de la precipitación y características fisiográficas de la cuenca como son: estado de saturación del suelo, tipo de suelo, vegetación, tamaño y forma de la cuenca.

El hidrograma de la avenida, se obtiene al sumar los hidrogramas parciales originados por la precipitación ocurrida en cada uno de los intervalos en que se divide la duración de la tormenta. Los hidrogramas parciales correspondientes a cada intervalo de tiempo se presentan en forma triangular.

La distribución de la lluvia que se adoptó para el cálculo del hidrograma unitario triangular en virtud de no contar con ninguna estación pluviográfica en la zona fue en base a observaciones de otras cuencas, además de la experiencia propia de la Empresa es la siguiente:

Tiempo en horas	Porcentaje
0-1	70.0
1-2	73.5
2-3	77.0
3-4	80.0
4-5	82.2
5-6	83.8
6-12	95.6
12-24	100.0

Con las precipitaciones de diseño para diferentes periodos de retorno obtenidas mediante los métodos estadísticos, se procedió a calcular el gasto para cada uno de los afluentes del río San Francisco y de los demás escurrimientos que serán desviados, con el Hidrograma Unitario Triangular, a fin de tener otros resultados de comparación y seleccionar aquellos con los cuales se realizarán el Anteproyecto del tronco de desvío.

Para la aplicación del Hidrograma Unitario Triangular se calcularon primeramente las pendientes de cada uno de los arroyos o ríos en estudio (tablas 4.3 a 4.9), y los tiempos de concentración de los mismos (tabla 4.12).

De acuerdo con los resultados obtenidos y como se puede observar en la tabla

Tabla 4.32.- Resultados del método del hidrograma unitario triangular para la Barraca del Olivar con datos de la estación pluviométrica Col. Manuel Avila Camacho.

Método del Hidrograma Unitario Triangular, Hidrograma del río El Olivar, Proyecto: Dren San Francisco, Méx.															
D		a			t			o			s			l	
Area =	6,7	Tr =	5	P24hr =	229,35	Relación P1h/P24h	0,35								
f. C. =	0,77	NC =	80	Suelo tipo	B	Pérdida mínima =	1,3								
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
Tiempo	Lluvia total	Incremento de lluvia	Incremento ordenado	Lluvia acumulada	Escurrimiento		Inc. de pérdida		Incremento de lluvia en exceso	qp para 1 mm	Qi = Pc qp	Hidrograma Unitario del Incremento			Observaciones
					acumulado	incremento	teórica	real				Inicio	Máximo	Final	
Horas	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	Pc(mm)	m3/seg/mm	m3/seg				
0-1	160,55	160,55	3,22	3,22	0,00	0,00	1,30	3,22	0,00	1,96	0,00	0,00	0,71	1,90	
1-2	168,57	8,02	6,65	9,87	0,00	0,00	1,30	6,65	0,00	1,96	0,00	0,50	1,21	2,40	
2-3	177,06	8,49	8,49	18,36	0,46	0,46	1,30	8,03	0,46	1,96	0,91	1,00	1,71	2,90	
3-4	183,71	6,65	160,55	178,01	120,26	119,80	1,30	40,75	119,80	1,96	234,49	1,50	2,21	3,40	
4-5	188,98	5,27	8,02	186,03	127,69	7,43	1,30	0,59	7,43	1,96	14,54	2,00	2,71	3,90	
5-6	192,20	3,22	5,27	192,20	132,59	4,90	1,30	0,37	4,90	1,96	9,60	2,50	3,21	4,40	
6-12	219,26	27,06	27,06	219,26	157,99	19,26	7,80		19,26	0,71	13,68	3,00	4,06	8,24	
12-24	229,35	10,09	10,09	229,35	167,54	0,00	15,60		0,00	0,40	0,00	0,00	9,46	15,24	
		P _{min} =	12,7		Sumatoria	151,85									
C		á		l		c		u		l		o		s	
Tiempo de 0 a 6 hrs. D =		0,5 hrs.		Tiempo de 0 a 12 hrs. D =		3 hrs.		Tiempo de 6 a 12 hrs. D =		6 hrs.					
tp = D/2 + 0.6(tc) =		0,71 hrs.		tp = D/2 + 0.6(tc) =		1,90 hrs.		tp = D/2 + 0.6(tc) =		3,40 hrs.					
tb = 2.67(tp) =		1,90 hrs.		tb = 2.67(tp) =		5,24 hrs.		tb = 2.67(tp) =		9,24 hrs.					
qp = 0.208 A 1.0/tp =		1,96 m ³ /seg/mm		qp = 0.208 A 1.0/tp =		0,71 m ³ /seg/mm		qp = 0.208 A 1.0/tp =		0,40 m ³ /seg/mm					

Tabla 4.33.- Resultados del método del hidrograma unitario triangular para la Barraca del Olivar con datos de la estación pluviométrica Col. Manuel Acosta Camacho.

Método del Hidrograma Unitario Triangular, Hidrograma del río El Olivar, Prouecto: Dren San Francisco, Méx.															
D		a				t		o			s			z	
Area =	0.77	Tr =	10	P24hr =	27250	Relación P1h/P24h	0.35								
F. C. =	0.77	NC =	80	Suelo tipo	B	Pérdida mínima =	1.3								
C	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
Tiempo	Lluvia total	Incremento de lluvia	Incremento ordenado	Lluvia acumulada	Escurecimiento		Inc. de pérdida		Incremento de lluvia en exceso	ap para 1mm	Qi = Pe ap	Hidrograma Unitario del Incremento			Observaciones
					acumulado	incremento	teórica	real				Inicio	Máximo	Final	
Horas	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	Pe(mm)	m3/seg/mm	m3/seg				
0-1	190.79	190.79	3.82	3.22	0.00	0.00	1.30	3.82	0.00	1.90	0.00	0.00	0.71	1.90	
1-2	200.33	9.54	7.90	9.87	0.00	0.00	1.30	7.90	0.00	1.90	0.00	0.50	1.21	2.40	
2-3	210.42	10.09	10.09	18.30	0.46	0.46	1.30	9.63	0.46	1.90	0.91	1.00	1.71	2.90	
3-4	218.32	7.90	190.79	178.91	120.20	119.80	1.30	70.99	119.80	1.90	234.49	1.50	2.21	3.40	
4-5	224.59	6.27	9.54	186.93	127.69	7.43	1.30	2.11	7.43	1.90	14.54	2.00	2.71	3.90	
5-6	228.41	3.82	6.27	192.20	132.50	4.90	1.30	1.37	4.90	1.90	9.60	2.50	3.21	4.40	
6-12	260.57	32.16	32.16	219.20	157.99	24.36	7.80		24.36	0.71	17.30	3.00	4.96	8.24	
12-24	272.50	11.99	11.99	229.35	167.54	0.00	15.60		0.00	0.40	0.00	0.00	9.46	15.24	
		Pmín =	12.7	Sumatoria		150.95									
C		ε		l		c		u		l		o		s	
Tiempo de C a 0 hrs. D =		0.5 hrs.		Tiempo de 0 a 12 hrs. D =		3 hrs.		Tiempo de 0 a 12 hrs. D =		0 hrs.		Tiempo de 0 a 12 hrs. D =		0 hrs.	
tp = D/2 + 0.6(tc) =		0.71 hrs.		tp = D/2 + 0.6(tc) =		1.90 hrs.		tp = D/2 + 0.6(tc) =		3.40 hrs.		tp = D/2 + 0.6(tc) =		0.24 hrs.	
tb = 2.67(tp) =		1.90 hrs.		tb = 2.67(tp) =		5.24 hrs.		tb = 2.67(tp) =		0.94 hrs.		tb = 2.67(tp) =		0.40 hrs.	
cp = 0.208 A ^{0.7} Q ^{0.4} =		1.90 m ³ /seg/mm		cp = 0.208 A ^{0.7} Q ^{0.4} =		0.71 m ³ /seg/mm		cp = 0.208 A ^{0.7} Q ^{0.4} =		0.40 m ³ /seg/mm		cp = 0.208 A ^{0.7} Q ^{0.4} =		0.40 m ³ /seg/mm	

Tabla 4.34.- Resultados del método del hidrograma unitario triangular para la Barraca del Olivar con datos de la estación pluviométrica Col. Manuel Avila Camacho.

Método del Hidrograma Unitario Triangular. Hidrograma del río El Olivar, Proyecto: Dren San Francisco, Méx.															
D		a				t				o					
Area =	6,7	Tr =	25	P2.4hr =	334,77	Relación P1h/P2.4h	0,35								
C =	0,77	NC =	80	Suelo tipo	B	Pérdida mínima =	1,3								
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
Tiempo	Lluvia total	Incremento de lluvia	Incremento ordenado	Lluvia acumulada	Escurrimiento		Inc. de pérdida		Incremento de lluvia en exceso	qp para 1mm	Qi = Pe qp	Hidrograma Unitario del Incremento			Observaciones
					acumulado	incremento	teórica	real				Inicio	Máximo	Final	
Horas	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	Pe(mm)	m3/seg/mm	m3/seg				
0-1	234,34	234,34	4,09	3,22	0,00	0,00	1,30	4,09	0,00	1,96	0,00	0,00	0,71	1,90	
1-2	240,06	11,72	9,71	9,87	0,00	0,00	1,30	9,71	0,00	1,96	0,00	0,50	1,21	2,40	
2-3	258,44	12,38	12,38	18,36	0,46	0,46	1,30	11,92	0,46	1,90	0,91	1,00	1,71	2,90	
3-4	268,15	9,71	234,34	178,91	120,26	119,80	1,30	114,5	4	119,80	1,96	234,49	1,50	2,21	3,40
4-5	275,85	7,70	11,72	186,03	127,69	7,43	1,30	4,29	7,43	1,96	14,54	2,00	2,71	3,90	
5-6	280,54	4,69	7,70	192,20	132,59	4,90	1,30	2,80	4,90	1,96	9,60	2,50	3,21	4,40	
6-12	320,04	39,50	39,50	219,20	157,99	31,70	7,80		31,70	0,71	22,52	3,00	4,90	8,24	
2-24	334,77	14,73	14,73	229,35	167,54	0,00	15,60		0,00	0,40	0,00	6,00	9,40	15,24	
		P _{min} =	12,7	Sumatoria	164,29										
C		a				t				o					
Tiempo de 0 a 0 hrs. D =		0,5 hrs.				Tiempo de 0 a 12 hrs. D =				3 hrs.					
tp = D/2 + 0.6(tc) =		0,71 hrs.				tp = D/2 + 0.6(tc) =				1,96 hrs.					
tb = 2.67(tp) =		1,90 hrs.				tb = 2.67(tp) =				5,24 hrs.					
cp = 0.208 A 1.0/hr =		1,06 m3/seg/mm				cp = 0.208 A 1.0/hr =				0,71 m3/seg/mm					
Tiempo de 0 a 112 hrs. D =		6 hrs.				Tiempo de 0 a 112 hrs. D =				6 hrs.					
tp = D/2 + 0.6(tc) =		3,40 hrs.				tp = D/2 + 0.6(tc) =				3,40 hrs.					
tb = 2.67(tp) =		9,24 hrs.				tb = 2.67(tp) =				9,24 hrs.					
cp = 0.208 A 1.0/hr =		0,40 m3/seg/mm				cp = 0.208 A 1.0/hr =				0,40 m3/seg/mm					

Tabla 4.35.- Resultados del método del hidrograma unitario triangular para la Barraca del Olivar con datos de la estación pluviométrica Ctl. Manuel Aída Camacho.

Método del Hidrograma Unitario Triangular. Hidrograma del río El Olivar, Proyecto: Dren San Francisco, Méx.															
D a t o s															
Area =	6.7	Ir =	50	P2.4hr =	387.15	Relación P1h/P2.4h		0.35							
C. =	0.77	NC =	80	Suelo tipo	B	Pérdida mínima =		1.3							
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Tiempo	Lluvia total	Incremento de lluvia	Incremento ordenado	Lluvia acumulada	Escurrimiento		Inc. de pérdida		Incremento de lluvia en exceso	qp para 1mm	Qi = Pe qp	Hidrograma Unitario del Incremento			Observaciones
Horas	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	Pe(mm)	m3/seg/mm	m3/seg	Inicio	Máximo	Final	
0-1	271.01	271.01	5.42	3.22	0.00	0.00	1.30	5.42	0.00	1.96	0.00	0.00	0.71	1.90	
1-2	284.50	13.55	11.23	9.87	0.00	0.00	1.30	11.23	0.00	1.96	0.00	0.50	1.21	2.40	
2-3	208.88	14.32	14.32	18.30	0.40	0.46	1.30	13.80	0.46	1.96	0.91	1.00	1.71	2.90	
3-4	310.11	11.23	271.01	178.91	120.26	119.80	1.30	151.2	1	119.80	1.96	234.49	1.50	2.21	3.40
4-5	319.01	8.90	13.55	180.93	127.09	7.43	1.30	6.12	7.43	1.96	14.54	2.00	2.71	3.90	
5-6	324.43	5.42	8.90	192.20	132.59	4.90	1.30	4.00	4.90	1.96	9.60	2.50	3.21	4.40	
0-12	370.12	45.60	45.60	219.20	157.99	37.89	7.80		37.89	0.71	26.91	3.00	4.06	8.24	
12-2	4	387.15	17.03	17.03	229.35	167.54	1.43	15.00		1.43	0.40	0.58	6.00	9.46	15.24
		Pmin =	12.7	Sumatoria		171.91									
C a l c u l o s															
Tiempo de 0 a 6 hrs. D =				0.5 hrs.	Tiempo de 6 a 12 hrs. D =				3 hrs.	Tiempo de 6 a 12 hrs. D =				0 hrs.	
tp = D/2 + 0.6(tc) =				0.71 hrs.	tp = D/2 + 0.6(tc) =				1.90 hrs.	tp = D/2 + 0.6(tc) =				3.46 hrs.	
tb = 2.07(tp) =				1.90 hrs.	tb = 2.07(tp) =				5.24 hrs.	tb = 2.07(tp) =				9.21 hrs.	
cp = 0.208 A 1.0/cp =				1.96 m3/seg/mm	cp = 0.208 A 1.0/cp =				0.71 m3/seg/mm	cp = 0.208 A 1.0/cp =				0.40 m3/seg/mm	

Tabla 4.36.- Resultados del método del hidrograma unitario triangular para la Barraca del Olivar con datos de la estación pluviométrica Col. Manuel Acosta Camacho.

Método del Hidrograma Unitario Triangular, Hidrograma del río El Olivar, Proyecto: Dren San Francisco, Méx.															
D		a				t		o		s					
Area =	6.7	Tr =	100	P24hr =	444.88	Relación P1h/P24h =	0.35								
T.C =	0.77	NC =	80	Suelo tipo	B	Pérdida mínima =	1.3								
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
Tiempo	Lluvia total	Incremento de lluvia	Incremento ordenado	Lluvia acumulada	Escurrecimiento		Inc. de pérdida		Incremento de lluvia en exceso	qp para 1mm	Qi = Pe qp	Hidrograma Unitario del Incremento			Observaciones
					acumulado	incremento	teórica	real				Inicio	Máximo	Final	
Horas	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	Pe(mm)	m3/seg/mm	m3/seg			
0-1	311.42	311.42	6.23	3.22	0.00	0.00	1.30	6.23	0.00		1.96	0.00	0.00	0.71	1.90
1-2	326.99	15.57	12.90	9.87	0.00	0.00	1.30	12.90	0.00		1.96	0.00	0.50	1.21	2.40
2-3	343.45	16.46	16.46	18.36	0.46	0.46	1.30	16.00	0.46		1.96	0.91	1.00	1.71	2.90
3-4	356.35	12.90	311.42	178.91	120.26	119.80	1.30	191.62	119.80		1.96	234.49	1.50	2.21	3.40
4-5	366.58	10.23	15.57	186.93	127.69	7.43	1.30	8.14	7.43		1.96	14.54	2.00	2.71	3.90
5-6	372.81	6.23	10.23	192.20	132.59	4.90	1.30	5.33	4.90		1.96	9.60	2.50	3.21	4.40
6-12	425.31	52.50	52.50	219.26	157.99	44.70	7.80		44.70		0.71	31.75	3.00	4.90	8.24
2-24	444.88	19.57	19.57	229.35	167.54	3.97	15.00		3.97		0.40	1.60	6.00	9.40	15.24
		Pmfn =	12.71	Sumatoria	181.20										
C		d		f		u		l		o		s			
Tiempo de 0 a 6 hrs. D =		0.5 hrs.		Tiempo de 6 a 12 hrs. D =		3 hrs.		Tiempo de 6 a 12 hrs. D =		6 hrs.					
tp = D/2 + 0.6(tc) =		0.71 hrs.		tp = D/2 + 0.6(tc) =		1.00 hrs.		tp = D/2 + 0.6(tc) =		3.40 hrs.					
tb = 2.07(tp) =		1.90 hrs.		tb = 2.07(tp) =		3.24 hrs.		tb = 2.07(tp) =		9.24 hrs.					
qp = 0.208 A / 0.7tp =		1.96 m3/seg/mm		qp = 0.208 A / 0.7tp =		0.71 m3/seg/mm		qp = 0.208 A / 0.7tp =		0.40 m3/seg/mm					

4.12, los métodos coinciden en los valores; para nuestros análisis utilizaremos los resultados del método de Ruwe.

Se presenta para la Barranca del Olivar los gastos calculados por este método en las tablas 4.32 a 4.36. Para los demás cuencas los resultados se muestran en la tabla 4.37, que es un resumen de los gastos obtenidos.

Tabla 4.37.- Resumen de los resultados obtenidos mediante la aplicación del método del Hidrograma Unitario Triangular del U.S. Bureau of Reclamation.

Estación	Col. Manuel Avila Camacho				Coatepec	El Tejocote
	C U E N C A		E N		E S T U D I O	
	G A S T O		E N		m ³ / s e g	
Periodo de retorno años	Tlahmiminolpan (El Manzano)	Barranca El Olivar	Las Jicaras	Cañada la Cruz	Coatepec	Santa Mónica
5	404.82	239.69	810.60	480.60	440.96	667.87
10	510.11	302.18	921.77	605.74	511.60	815.69
25	664.46	393.80	1116.12	789.05	619.63	877.48
50	796.06	471.94	1139.59	945.34	632.66	1103.83
100	942.25	558.74	1323.23	1113.97	660.41	1240.43

Como puede observarse en la tabla, los gastos resultantes por medio de la aplicación del Hidrograma Unitario Triangular son muy altos, por lo que estos no serán tomados en cuenta. Los gastos de diseño para el Antiproyecto del Dren de Alivio San Francisco y demás escarmentados que serán desviados serán los gastos calculados con las estaciones hidrométricas mediante los métodos estadísticos y transportados, los gastos aceptados se muestran en la tabla 4.38.

Tabla 4.38.- Resumen de gastos aceptados para el diseño del Dren de Alivio San Francisco, Edo. de México.

Gastos adoptados para el Dren de Alivio San Francisco, para diferentes periodos de retorno.						
Cuenca	Area *	PERIODOS DE RETORNO EN AÑOS				
		5	10	25	50	100
	Km ²	0 a s l o m ³ / s e g				
Barranca del Olivar	6.7	1.74	2.14	2.95	3.23	3.52
Cañada de Texcahuay	23.5	5.60	7.06	9.52	10.52	11.53
Las Jicaras	15	3.54	4.64	5.42	6.06	6.70
Cañada de la Cruz	18.1	4.36	5.59	7.33	8.10	8.86
Rio Coatepec	20.1	4.87	10.30	26.03	29.03	32.03
Arroyo Tlahmiminolpan	15.7	12.25	15.54	20.57	23.39	26.22
Santa Mónica	53.4	37.90	48.58	63.58	73.64	83.63

Una vez definidos los gastos que serán aplicados para el diseño hidráulico del Dren de Alivio San Francisco, procederemos con el estudio hidráulico del mismo.

Análisis Hidráulico del Dren. Para poder realizar el estudio hidráulico del Dren una vez determinados los gastos de diseño para diferentes períodos de retorno, se debe hacer un análisis de los gastos obtenidos y definir el porcentaje del gasto calculado que será diseñado por éste.

Con objeto de determinar el gasto con el cual efectuar los funcionamientos hidráulicos, se propusieron porcentajes de derivación para cada uno de los arroyos, los cuales se variaban del 50 al 100% del los gastos.

Siendo está una zona con alta densidad de población, se llegó a la conclusión de realizar el anteproyecto para un gasto de diseño correspondiente al período de retorno de 50 años y mediante el bardo libro absorber el gasto para un período de retorno de 100 años. Así mismo entre los porcentajes de derivación propuestos se seleccionó derivar el 70 % del gasto de cada arroyo, fallando una vez determinado lo anterior efectuar un estudio de simultaneidad de gastos, para definir cuales serían los gastos para cada una de las confluencias con el Dren de Alivio y sus gastos incorporados.

Simultaneidad de gastos período de retorno. Como puede observarse en la tabla 4.12 para el cálculo de los tiempos de concentración de cada uno de los escorrentías que confluyen en el Dren de Alivio, estos resultan muy cercanos, por lo cual al analizarse las alternativas de solución para esto deberá tomarse en cuenta esta situación, ya que al en caso de que ocurra la simultaneidad de gastos, el Dren debe diseñarse para una mayor capacidad.

Una vez seleccionando tanto el gasto de diseño como el porcentaje de derivación, se realizaron primariamente los tránsitos de avenidas, con objeto de determinar el gasto que conducirá el dren en cada uno de sus tramos, de acuerdo al tiempo de concentración en los arroyos, que representan la simultaneidad de gastos.

Los tránsitos de avenida realizados de acuerdo al porcentaje de derivación, se presentan en las Tablas 4.39, 4.40 y 4.41, para los períodos de retorno de 25, 50 y 100 años respectivamente, para cada período de retorno se presenta en forma esquemática la derivación de gastos para los períodos citados y los hidrogramas resultantes (Fig. 4.11 a 4.16).

En los esquemas se indican el período de retorno, nombre de la corriente que descarga al Dren, área de la cuenca hasta la confluencia con el Dren, gasto obtenido de estudio hidrológico y longitudinal entre tramos para realizar el tránsito.

PERIODO DE RETORNO 25 AÑOS

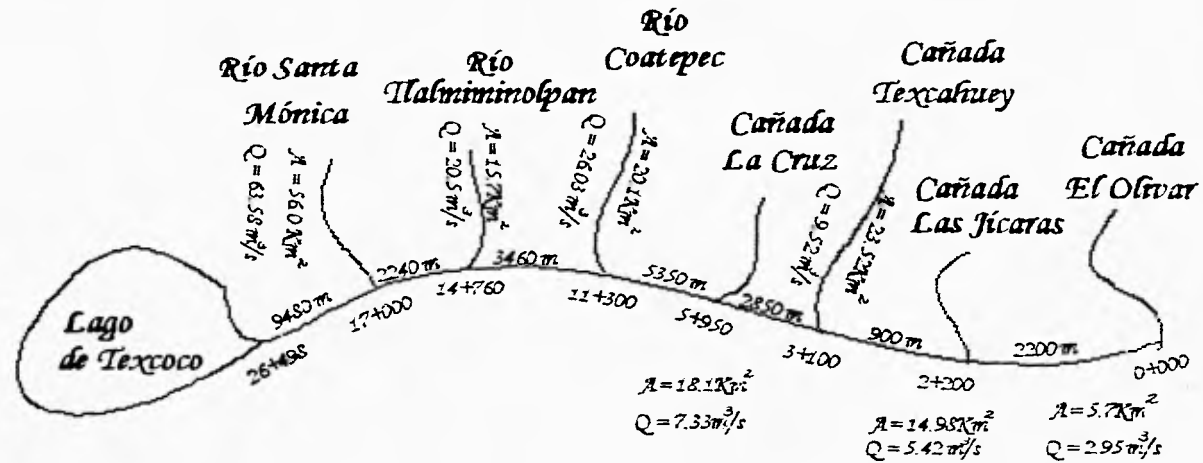


Tabla 4.29.

Nº	Corriente	Area Km2	Tiempo lo	Tiempo lb	Gasto m3/s	Long. Tramo	Tiempo retardado	Tiempo Acum.	Película
1	Cañada El Olivo	8.70	0.80	2.10	7.23				50%
2	Cañada Las Jicaras	14.98	1.10	2.90	8.08	2200.00	0.60	4.80	60%
3	Cañada Texcahuay	23.52	1.20	3.20	10.62	900.00	0.30	4.20	60%
4	Cañada Santa Cruz	19.10	1.20	3.20	8.10	2950.00	0.80	3.90	50%
5	Rio Coatepec	20.10	1.10	2.90	29.03	5350.00	1.50	3.10	50%
6	Cañada El Marzano	15.70	1.30	3.50	73.39	3460.00	1.00	1.60	50%
7	Rra Santa Monica	58.00	2.10	6.80	73.64	2240.00	0.60	0.60	100%

	1	2	3	4	5	6	7	Santa Monica	Tramo I	Tramo II	Tramo III	Tramo IV	Tramo V	Tramo VI			
0.00							0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
0.10							3.51	3.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
0.20							7.01	7.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
0.30							10.52	10.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
0.40							14.03	14.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
0.50							17.53	17.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
0.60						0.00	21.04	21.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
0.70						0.90	24.55	25.45	0.00	8.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
0.80						1.80	29.05	29.85	1.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
0.90						2.70	31.56	34.26	2.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
1.00						3.60	35.07	38.87	3.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
1.10						4.50	38.57	43.07	4.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
1.20						5.40	42.08	47.48	5.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
1.30						6.30	45.59	51.89	6.30	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00			
1.40						7.20	49.09	56.29	7.20	0.00	8.00	0.00	8.00	0.00			
1.50						8.10	52.60	60.70	8.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
1.60						9.00	56.11	65.11	9.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
1.70					0.00	9.90	59.61	70.83	11.22	1.32	0.00	0.00	0.00	0.00			
1.80					1.32	10.80	63.12	76.56	13.44	2.64	0.00	0.00	0.00	0.00			
1.90					2.64	11.70	66.63	82.29	15.66	3.96	0.00	0.00	0.00	0.00			
2.00					3.96	11.70	70.13	86.58	16.45	5.29	0.00	0.00	0.00	0.00			
2.10					5.29	10.53	73.64	90.87	17.23	6.60	0.00	0.00	8.00	0.00			
2.20					6.60	7.92	10.10	71.54	89.56	18.02	7.92	0.00	0.00	8.00	0.00		
2.30					7.92	8.24	9.57	69.43	88.24	18.81	9.24	0.00	0.00	8.00	0.00		
2.40					9.24	10.56	9.04	67.33	86.93	19.60	10.56	0.00	0.00	0.00	0.00		
2.50					10.56	11.88	8.81	65.22	85.61	20.39	11.88	0.00	0.00	0.00	0.00		
2.60					11.88	13.20	7.99	63.12	84.30	21.16	13.20	8.00	0.00	0.00	0.00		
2.70					13.20	14.52	7.44	61.02	82.99	21.96	14.52	0.00	0.00	0.00	0.00		
2.80					14.52	13.71	6.81	58.91	79.53	20.83	13.71	0.00	0.00	0.00	0.00		
2.90					13.71	12.00	6.30	56.81	79.09	19.29	12.00	0.00	0.00	8.00	0.00		
3.00					12.00	12.10	5.85	54.70	72.66	17.85	12.10	0.00	0.00	8.00	0.00		
3.10				0.00	11.29	11.29	5.32	52.60	69.21	16.81	11.29	0.00	0.00	8.00	0.00		
3.20				0.34	10.49	9.88	4.79	50.50	65.12	15.82	10.83	0.34	0.00	0.00	0.00		
3.30				0.68	9.88	8.87	4.26	48.39	63.01	14.82	10.36	0.68	0.00	0.00	0.00		
3.40				1.02	8.87	7.92	3.72	46.29	60.90	13.81	9.89	1.02	0.00	0.00	0.00		
3.50				1.36	8.07	7.26	3.19	44.18	58.79	12.81	9.42	1.36	0.00	0.00	0.00		
3.60				1.69	7.26	6.45	2.66	42.08	56.89	11.91	8.96	1.69	0.00	8.00	0.00		
3.70				2.03	6.45	5.65	2.13	39.98	50.69	10.81	8.48	2.03	0.00	0.00	0.00		
3.80				2.37	5.65	4.84	1.60	37.87	47.49	9.82	8.02	2.37	0.00	0.00	0.00		
3.90				2.70	4.84	4.03	1.07	35.77	44.38	8.81	7.54	2.70	0.00	0.00	0.00		
4.00		0.00		3.04	4.03	0.85	0.53	33.68	41.70	8.04	7.51	3.48	0.44	0.00	0.00		
4.10			0.89	3.38	3.23	0.00	31.56	39.05	7.49	7.49	4.28	0.88	0.00	0.00	0.00		
4.20		0.00	1.32	3.72	2.42		29.46	36.92	7.48	7.48	5.04	1.32	0.00	0.00	0.00		
4.30		0.28	1.76	4.05	1.62		27.35	35.06	7.71	7.71	6.09	2.04	0.29	0.00	0.00		
4.40		0.55	2.18	3.85	8.61		25.25	32.65	7.40	7.40	6.59	2.74	0.55	0.00	0.00		
4.50		0.93	2.63	3.65	0.00		23.14	30.25	7.11	7.11	7.11	3.48	0.83	0.00	0.00		
4.60		1.10	3.07	3.45			21.04	28.84	7.62	7.62	7.82	4.17	1.10	0.00	0.00		
4.70		1.38	3.51	3.24			18.94	27.07	8.13	8.13	8.13	4.89	1.38	0.00	0.00		
4.80	0.00	1.66	3.95	3.04			16.83	25.48	8.65	8.65	8.65	5.51	1.66	0.00	0.00		
4.90	0.20	1.92	4.39	2.84			14.73	24.09	9.36	9.36	9.36	6.52	2.19	0.20	0.00		
5.00	0.41	2.21	4.82	2.64			12.82	22.70	10.06	10.06	10.06	7.44	2.82	0.41	0.00		
5.10	0.81	2.48	5.26	2.43			10.52	21.30	10.79	10.79	10.79	8.44	3.59	0.81	0.00		
5.20	0.81	2.76	5.00	2.23			9.42	19.22	10.80	10.80	10.80	8.57	3.57	0.81	0.00		
5.30	1.01	3.03	4.74	2.03			8.31	17.12	10.81	10.81	10.81	8.78	4.04	1.01	0.00		
5.40	1.21	2.86	4.47	1.83			4.21	14.58	10.37	10.37	10.37	8.54	4.07	1.21	0.00		
5.50	1.42	2.70	4.21	1.62			2.10	12.06	9.96	9.96	9.96	8.33	4.12	1.42	0.00		
5.60	1.62	2.53	3.95	1.42			0.00	8.52	9.52	8.52	9.52	8.10	4.15	1.62	0.00		
5.70	1.49	2.30	3.68	1.22				9.76	8.76	8.76	8.76	7.53	3.85	1.49	0.00		
5.80	1.37	2.19	3.42	1.02				8.00	8.00	8.00	8.00	6.98	3.56	1.37	0.00		
5.90	1.24	2.02	3.18	0.81				7.23	7.23	7.23	7.23	6.42	3.26	1.24	0.00		
6.00	1.12	1.85	2.90	0.51				6.48	6.48	6.48	6.48	5.97	2.97	1.12	0.00		
6.10	1.00	1.68	2.63	0.41				6.73	6.73	6.73	6.73	5.72	2.89	1.00	0.00		
6.20	0.87	1.52	2.37	0.21				4.87	4.97	4.97	4.87	4.76	2.58	0.87	0.00		
6.30	0.76	1.36	2.11	0.00				4.21	4.21	4.21	4.21	4.21	3.16	0.76	0.00		
6.40	0.62	1.18	1.84					3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	2.84	1.80	0.62		
6.50	0.50	1.01	1.58					3.09	3.09	3.09	3.09	3.09	2.54	1.51	0.50		
6.60	0.38	0.84	1.32					2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.24	1.22	0.38		
6.70	0.25	0.68	1.05					1.98	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98	0.89	0.25		
6.80	0.13	0.51	0.79					1.43	1.43	1.43	1.43	1.43	1.43	0.64	0.13		
6.90	0.00	0.34	0.52					0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.34	0.00		
7.00		0.17	0.27					0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.17	0.00		
7.10		0.00	0.00					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Total de riego								80.87	21.96	14.52	10.81	8.78	4.15	1.62			

PERIODO DE RETORNO 50 AÑOS

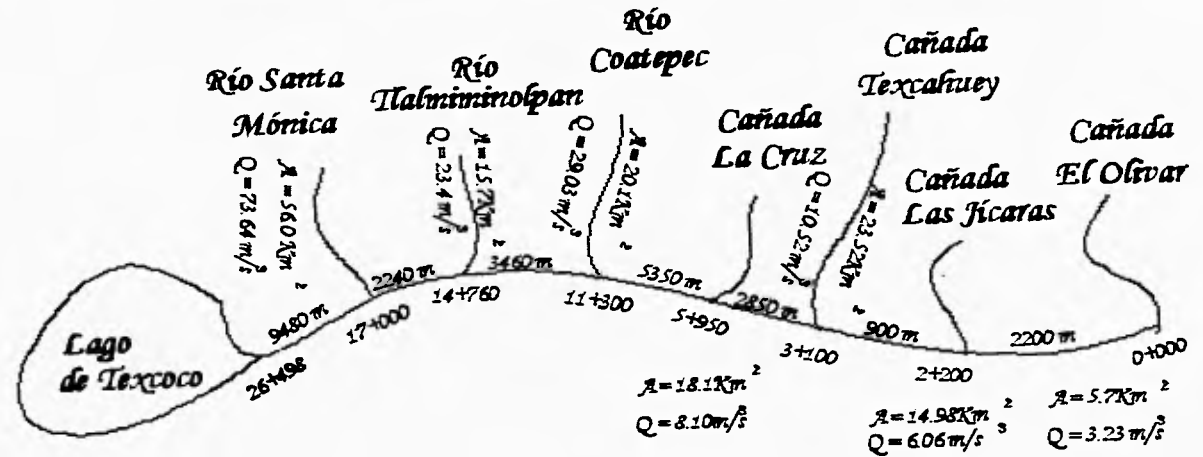
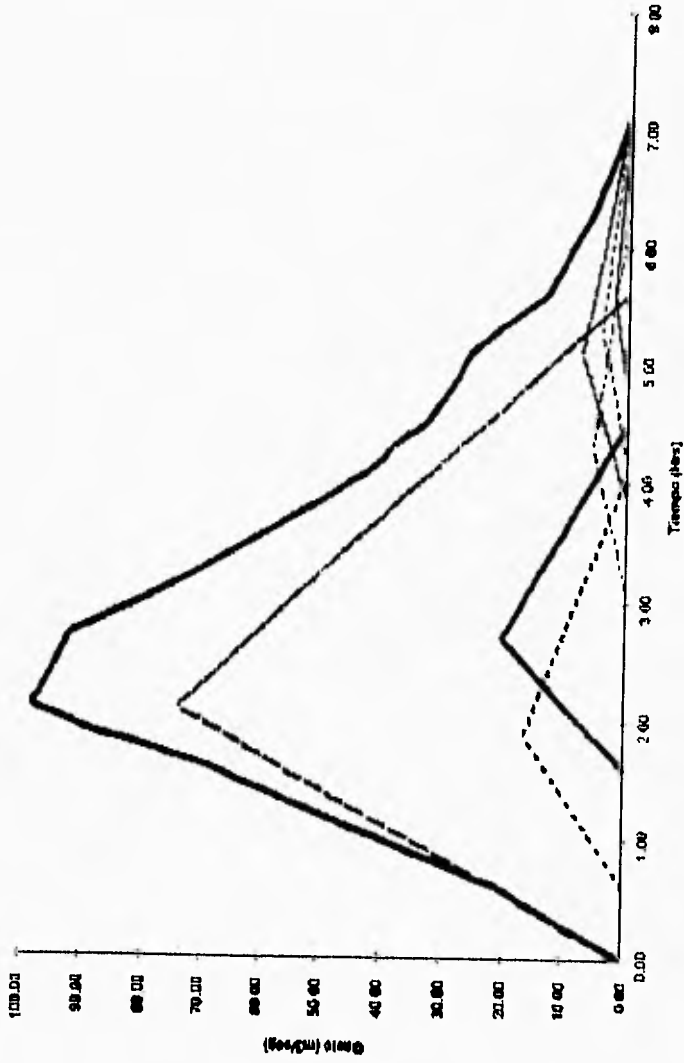


Tabla 4.40.

Nº	Contenido	Area Km2	Tiempo lo	Tiempo lb	Gasto m3/s	Long. Tramo	Tiempo retardo	Tiempo Acum.	Porcentaje
1	Cañada El Olivar	5.70	0.00	2.10	1.23				0.04
2	Cañada Las Jotas	14.99	1.10	2.90	8.06	2200.00	0.60	4.60	70%
3	Cañada Tawachney	22.52	1.20	3.20	10.62	900.00	0.30	4.20	70%
4	Cañada Santa Cruz	10.10	1.20	3.20	3.10	2350.00	0.60	3.90	70%
5	Rio Colapeo	20.10	1.10	2.90	29.03	5350.00	1.50	3.10	70%
6	Cañada El Manzano	15.70	1.30	3.50	23.39	3460.00	1.00	1.60	70%
7	Rio Santa Monica	56.00	2.10	5.60	73.64	2240.00	0.60	0.60	100%

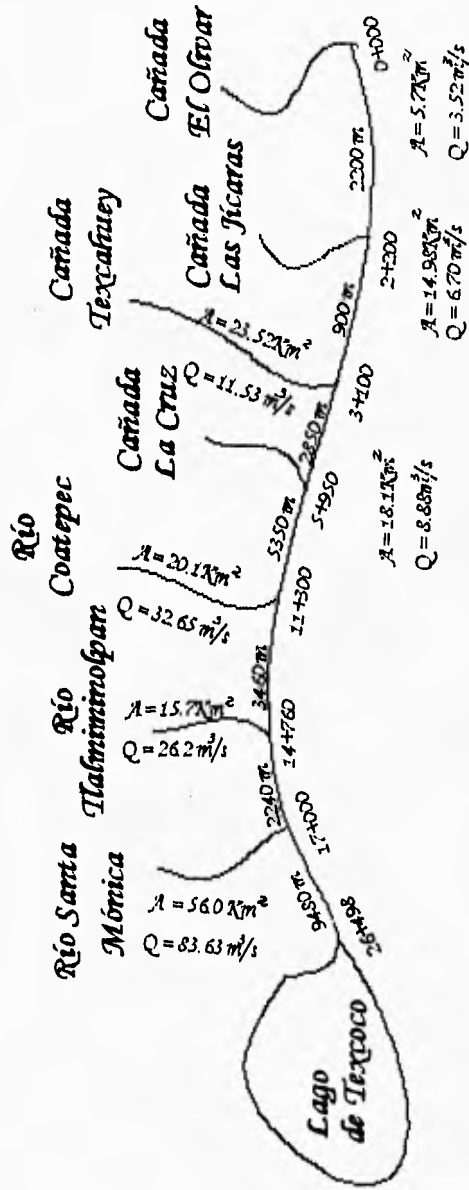
I	1	2	3	4	5	6	7	Santa Monica	Tramo I	Tramo II	Tramo III	Tramo IV	Tramo V	Tramo VI	
0.00								0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.10								3.51	3.51	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.20								7.01	7.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.30								10.52	10.52	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.40								14.03	14.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.50								17.53	17.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.60						0.00		21.04	21.04	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.70						1.26		24.55	25.81	1.29	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.80						2.52		28.05	30.57	2.52	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.90						3.78		31.56	35.34	3.78	0.00	0.00	0.00	0.00	
1.00						5.04		35.07	40.11	5.04	0.00	0.00	0.00	0.00	
1.10						6.30		38.57	44.87	6.30	0.00	0.00	0.00	0.00	
1.20						7.56		42.08	49.64	7.56	0.00	0.00	0.00	0.00	
1.30						8.81		45.58	54.40	8.81	0.00	0.00	0.00	0.00	
1.40						10.07		49.09	59.19	10.07	6.00	0.00	0.00	0.00	
1.60						11.33		52.60	63.93	11.33	0.00	0.00	0.00	0.00	
1.60						0.00		12.59	64.11	68.70	12.59	0.00	0.00	0.00	
1.70						1.85		13.85	69.61	75.31	15.76	1.85	0.00	0.00	
1.80						3.70		15.11	63.12	91.93	10.81	3.70	0.00	0.00	
1.90						5.54		16.37	68.64	68.54	21.01	5.54	0.00	0.00	
2.00						7.39		15.63	70.13	93.15	23.02	7.39	0.00	0.00	
2.10						9.24		14.88	71.84	97.76	24.12	9.24	0.00	0.00	
2.20						11.08		14.14	71.54	96.76	25.22	11.08	0.00	0.00	
2.30						12.93		13.40	69.43	85.76	28.33	12.93	0.00	0.00	
2.40						14.78		12.65	67.33	84.78	27.40	14.78	0.00	0.00	
2.50						16.63		11.91	65.22	83.76	28.54	16.63	0.00	0.00	
2.60						18.47		11.17	63.12	82.78	29.68	18.47	0.00	0.00	
2.70						20.32		10.42	61.02	81.78	30.74	20.32	0.00	0.00	
2.80						19.18		9.67	58.91	87.77	28.86	19.18	0.00	0.00	
2.90						18.08		8.83	56.81	83.80	26.99	18.08	0.00	0.00	
3.00						16.92		8.19	54.70	79.82	25.12	16.92	0.00	0.00	
3.10					0.00	15.81		7.44	52.60	75.85	23.25	15.81	0.00	0.00	
3.20					0.48	14.66		6.70	50.50	72.36	21.88	14.66	0.48	0.00	
3.30					0.96	13.55		5.96	48.39	68.85	20.48	13.55	0.96	0.00	
3.40					1.42	12.42		5.21	46.29	65.34	19.06	12.42	1.42	0.00	
3.50					1.89	11.29		4.47	44.18	61.93	17.65	11.29	1.89	0.00	
3.60					2.37	10.16		3.72	42.08	58.33	16.25	10.16	2.37	0.00	
3.70					2.84	9.06		2.98	39.98	54.83	14.85	11.87	2.84	0.00	
3.80					3.31	7.90		2.23	37.87	51.31	13.44	11.21	3.31	0.00	
3.90					3.78	6.78		1.49	35.77	47.82	12.05	10.56	3.78	0.00	
4.00			0.00		4.26	5.64		0.74	33.66	44.92	11.26	10.52	4.26	0.00	
4.10			0.62		4.73	4.52		0.00	31.56	42.04	10.43	10.48	5.08	0.00	
4.20		0.00	1.84		5.20	3.39			29.46	39.89	10.43	10.43	7.04	0.00	
4.30		0.29	2.46		5.67	2.26			27.35	38.13	10.78	10.78	8.52	0.00	
4.40		0.77	3.07		5.39	1.13			25.25	35.61	10.35	10.38	9.23	0.00	
4.50		1.16	3.68		5.10	0.00			23.14	33.08	9.84	9.94	9.94	0.00	
4.60		1.54	4.30		4.82				21.04	31.70	10.68	10.68	5.94	1.54	
4.70		1.93	4.91		4.54				18.94	30.32	11.38	11.38	6.84	1.93	
4.80	0.00	2.32	5.52		4.26				16.83	28.94	12.10	12.10	7.04	2.32	
4.90	0.29	2.70	6.14		3.97				14.73	27.82	13.09	13.09	9.12	2.98	
5.00	0.57	3.06	6.75		3.69				12.62	26.72	14.10	14.10	10.41	3.65	
5.10	0.85	3.47	7.36		3.40				10.52	25.60	15.08	15.08	11.88	4.32	
5.20	1.10	3.86	8.00		3.12				8.42	23.52	15.18	15.10	11.98	4.99	
5.30	1.41	4.24	8.63		2.84				6.31	21.43	15.12	15.12	12.28	5.65	
5.40	1.69	4.00	8.26		2.56				4.21	18.72	14.51	14.51	11.95	5.89	
5.50	1.98	3.77	5.89		2.27				2.10	16.01	13.81	13.81	11.84	5.75	
5.60	2.26	3.54	5.52		1.99				0.06	13.34	13.31	13.31	11.32	5.00	
5.70	2.09	3.30	5.15		1.70					12.24	12.24	12.24	10.54	5.39	
5.80	1.91	3.07	4.79		1.42					11.19	11.19	11.19	9.77	4.98	
5.90	1.74	2.83	4.42		1.13					10.12	10.12	10.12	8.99	4.57	
6.00	1.57	2.69	4.05		0.85					9.06	9.06	9.06	8.21	4.16	
6.10	1.39	2.38	3.68		0.57					8.00	8.00	8.00	7.43	3.75	
6.20	1.22	2.12	3.31		0.29					6.94	6.94	6.94	6.66	3.34	
6.30	1.04	1.88	2.95		0.00					5.87	5.87	5.87	5.87	2.92	
6.40	0.87	1.55	2.58							5.10	5.10	5.10	5.10	2.52	
6.50	0.69	1.41	2.21							4.31	4.31	4.31	4.31	2.10	
6.60	0.53	1.18	1.84							3.55	3.55	3.55	3.55	1.71	
6.70	0.25	0.96	1.47							2.77	2.77	2.77	2.77	1.30	
6.80	0.16	0.71	1.11							2.00	2.00	2.00	2.00	0.99	
6.90	0.10	0.47	0.74							1.21	1.21	1.21	1.21	0.47	
7.00		0.24	0.37							0.61	0.61	0.61	0.61	0.24	
7.10		0.00	0.00							0.06	0.06	0.06	0.06	0.00	
								gasto de riego	97.76	20.74	20.32	15.12	12.28	5.80	2.24

HIDROGRAMAS



- El Oclar
- Las Juntas
- Yencabue
- S. Cruz
- Cutipoc
- Marcano
- S. Nicolás
- Santa

PERIODO DE RETORNO 100 AÑOS



Tafila 4.41.

N°	Corriente	Area Km2	Tiempo to	Tiempo lb	Ciasta m3/s	Long. Tramo	Tiempo retardado	Tiempo Acum.	Porcentaje
1	Cañada El Olivar	6.70	0.60	2.10	3.23				100%
2	Cañada Los Jicaras	14.90	1.10	2.90	6.06	2200.00	0.60	4.60	100%
3	Cañada Texcahuay	23.62	1.20	3.20	10.52	3000.00	0.30	4.20	100%
4	Cañada Santa Cruz	19.10	1.20	3.20	8.10	2850.00	0.60	3.90	100%
5	Rio Chalepeo	20.10	1.10	2.90	29.03	5350.00	1.60	3.10	100%
6	Cañada El Manzano	16.70	1.30	3.50	23.39	3460.00	1.00	1.60	100%
7	Rio Santa Monica	56.00	2.10	5.60	73.64	2240.00	0.60	0.60	100%

	1	2	3	4	5	6	7	Santa Monica	Tramo I	Tramo II	Tramo III	Tramo IV	Tramo V	Tramo VI
0.00								0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10								3.51	3.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.20								7.01	7.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.30								10.52	10.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.40								14.03	14.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50								17.53	17.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.60								21.04	21.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.70								1.60	24.65	26.35	1.80	0.00	0.00	0.00
0.80								3.80	28.05	31.65	1.80	0.00	0.00	0.00
0.90								5.40	31.56	36.96	5.40	0.00	0.00	0.00
1.00								7.20	35.07	42.27	7.20	0.00	0.00	0.00
1.10								9.00	38.57	47.57	9.00	0.00	0.00	0.00
1.20								10.80	42.08	52.88	10.80	0.00	0.00	0.00
1.30								12.59	45.59	58.18	12.59	0.00	0.00	0.00
1.40								14.39	49.09	63.48	14.39	0.00	0.00	0.00
1.50								16.19	52.60	68.78	16.19	0.00	0.00	0.00
1.60								17.99	56.11	74.10	17.99	0.00	0.00	0.00
1.70								2.84	59.78	79.04	22.43	2.64	0.00	0.00
1.80								5.20	63.12	83.99	26.87	5.29	0.00	0.00
1.90								7.62	66.83	87.94	31.31	7.92	0.00	0.00
2.00								10.58	70.19	103.02	32.69	10.56	0.00	0.00
2.10								13.20	73.64	108.18	34.46	13.20	0.00	0.00
2.20								15.83	77.14	113.33	36.03	15.83	0.00	0.00
2.30								18.47	80.44	118.44	37.61	18.47	0.00	0.00
2.40								21.11	83.73	123.51	39.18	21.11	0.00	0.00
2.50								23.76	86.81	128.59	40.76	23.76	0.00	0.00
2.60								26.39	89.68	133.58	42.34	26.39	0.00	0.00
2.70								29.03	92.34	138.43	43.91	29.03	0.00	0.00
2.80								27.42	94.82	143.15	41.24	27.42	0.00	0.00
2.90								25.80	97.16	147.78	38.56	25.80	0.00	0.00
3.00								24.19	99.37	152.39	35.89	24.19	0.00	0.00
3.10								8.00	101.37	156.81	33.21	22.58	0.00	0.00
3.20								0.60	103.17	161.01	31.22	21.65	0.68	0.00
3.30								1.35	104.82	165.06	29.21	20.70	1.35	0.00
3.40								2.03	106.33	168.99	27.21	19.77	2.03	0.00
3.50								2.70	107.74	172.81	25.21	18.89	2.70	0.00
3.60								3.38	109.05	176.52	23.22	17.90	3.38	0.00
3.70								4.05	110.26	180.16	21.20	16.95	4.05	0.00
3.80								4.73	111.39	183.77	19.21	16.02	4.73	0.00
3.90								5.40	112.44	187.37	17.21	15.08	5.40	0.00
4.00			0.00					5.98	113.41	190.88	15.02	14.06	5.98	0.00
4.10			1.75					6.75	114.30	194.33	14.95	13.95	6.75	0.00
4.20			0.60	2.63				7.43	115.11	197.69	14.90	13.90	7.43	0.00
4.30			0.58	3.51				8.10	115.84	200.99	14.79	13.79	8.10	0.00
4.40			1.10	4.39				8.77	116.50	204.20	14.73	13.73	8.77	0.00
4.50			1.65	5.26				9.44	117.09	207.35	14.60	13.60	9.44	0.00
4.60			2.20	6.14				10.11	117.61	210.45	14.53	13.53	10.11	0.00
4.70			2.75	7.01				10.78	118.07	213.50	14.44	13.44	10.78	0.00
4.80	0.00		3.31	7.89				11.44	118.47	216.51	14.38	13.38	11.44	0.00
4.90	0.40		3.86	8.77				12.10	118.82	219.48	14.30	13.30	12.10	0.40
5.00	0.81		4.41	9.64				12.76	119.13	222.42	14.21	13.21	12.76	0.81
5.10	1.21		4.96	10.52				13.42	119.40	225.33	14.15	13.15	13.42	1.21
5.20	1.62		5.51	11.40				14.08	119.63	228.22	14.08	13.08	14.08	1.62
5.30	2.02		6.06	12.28				14.74	119.83	231.09	14.00	13.00	14.74	2.02
5.40	2.42		6.72	13.16				15.39	120.00	233.94	13.95	12.95	15.39	2.42
5.50	2.83		7.39	14.04				16.04	120.14	236.78	13.90	12.90	16.04	2.83
5.60	3.23		8.05	14.92				16.69	120.25	239.61	13.85	12.85	16.69	3.23
5.70	3.65		8.71	15.80				17.34	120.34	242.43	13.80	12.80	17.34	3.65
5.80	4.08		9.38	16.68				17.99	120.41	245.24	13.75	12.75	17.99	4.08
5.90	4.48		10.04	17.56				18.64	120.46	248.04	13.70	12.70	18.64	4.48
6.00	4.91		10.70	18.44				19.29	120.49	250.83	13.65	12.65	19.29	4.91
6.10	5.33		11.37	19.32				19.94	120.50	253.61	13.60	12.60	19.94	5.33
6.20	5.77		12.04	20.20				20.59	120.49	256.38	13.55	12.55	20.59	5.77
6.30	6.21		12.71	21.08				21.24	120.46	259.14	13.50	12.50	21.24	6.21
6.40	6.66		13.38	21.96				21.89	120.41	261.89	13.45	12.45	21.89	6.66
6.50	7.11		14.05	22.84				22.54	120.34	264.63	13.40	12.40	22.54	7.11
6.60	7.57		14.72	23.72				23.19	120.25	267.36	13.35	12.35	23.19	7.57
6.70	8.03		15.39	24.60				23.84	120.14	270.09	13.30	12.30	23.84	8.03
6.80	8.50		16.06	25.48				24.49	120.00	272.81	13.25	12.25	24.49	8.50
6.90	8.97		16.73	26.36				25.14	119.83	275.52	13.20	12.20	25.14	8.97
7.00	9.44		17.40	27.24				25.79	119.63	278.23	13.15	12.15	25.79	9.44
7.10	9.91		18.07	28.12				26.44	119.40	280.93	13.10	12.10	26.44	9.91
7.20	10.38		18.74	29.00				27.09	119.13	283.63	13.05	12.05	27.09	10.38
7.30	10.85		19.41	29.88				27.74	118.82	286.33	13.00	12.00	27.74	10.85
7.40	11.32		20.08	30.76				28.39	118.47	289.03	12.95	11.95	28.39	11.32
7.50	11.79		20.75	31.64				29.04	118.07	291.73	12.90	11.90	29.04	11.79
7.60	12.26		21.42	32.52				29.69	117.61	294.43	12.85	11.85	29.69	12.26
7.70	12.73		22.09	33.40				30.34	117.11	297.13	12.80	11.80	30.34	12.73
7.80	13.20		22.76	34.28				30.99	116.58	299.83	12.75	11.75	30.99	13.20
7.90	13.67		23.43	35.16				31.64	116.00	302.53	12.70	11.70	31.64	13.67
8.00	14.14		24.10	36.04				32.29	115.40	305.23	12.65	11.65	32.29	14.14
8.10	14.61		24.77	36.92				32.94	114.77	307.93	12.60	11.60	32.94	14.61
8.20	15.08		25.44	37.80				33.59	114.10	310.63	12.55	11.55	33.59	15.08
8.30	15.55		26.11	38.68				34.24	113.40	313.33	12.50	11.50	34.24	15.55
8.40	16.02		26.78	39.56				34.89	112.67	316.03	12.45	11.45	34.89	16.02
8.50	16.49		27.45	40.44				35.54	111.90	318.73	12.40	11.40	35.54	16.49
8.60	16.96		28.12	41.32				36.19	111.10	321.43	12.35	11.35	36.19	16.96
8.70	17.43		28.79	42.20				36.84	110.27	324.13	12.30	11.30	36.84	17.43
8.80	17.90		29.46	43.08				37.49	109.40	326.83	12.25	11.25	37.49	17.90
8.90	18.37		30.13	43.96				38.14	108.50	329.53	12.20	11.20	38.14	18.37
9.00	18.84		30.80	44.84				38.79	107.57	332.23	12.15	11.15	38.79	18.84
9.10	19.31		31.47	45.72				39.44	106.60	334.93	12.10	11.10	39.44	19.31
9.20	19.78		32.14	46.60				40.09	105.60	337.63	12.05	11.05	40.09	19.78
9.30	20.25		32.81	47.48				40.74						

HIDROGRAMAS



Con los resultados obtenidos de los tránsitos, fue posible determinar de acuerdo a la política de derivación adoptada (70%), cuales eran los gastos que se tomarán en cuenta para realizar el estudio hidráulico del Dren de Alivio. Los gastos obtenidos de este estudio se muestran en la tabla 4.42, para los diferentes periodos de retorno.

Tabla 4.42.- Resumen de resultados obtenidos con el estudio de simultaneidad de gastos periodos de retorno, para el diseño del Dren de Alivio San Francisco, Edo. de México.

Gastos adoptados para el Dren de Alivio San Francisco, para diferentes periodos de retorno.				
Cuenca	Area *	25	50	100
	Km ²	G a s t o m ³ /seg		
Barranca del Olivar	6.7	91.00	98.00	108.00
Cañada de Texcahuoy	23.5	22.00	31.00	44.00
Las Jicaras	15	14.52	20.32	29.03
Cañada de la Cruz	18.1	10.81	15.12	21.60
Río Coatepec	20.1	8.78	12.28	17.55
Arroyo Talmiminolpan	15.7	4.15	5.80	8.26
Santa Mónica	53.4	1.62	2.26	3.23

4.3.- Estudios Hidráulicos.

Con estos gastos y teniendo en cuenta que se diseñará el Dren para un periodo de retorno de 50 años por ser esta una zona urbana densamente poblada y que el corto libro contenga el gasto para 100 años, se procedió a realizar los funcionamientos hidráulicos del Dren. De acuerdo a la geología de la zona una gran cantidad de yacimientos de roca en toda la longitud del Dren, por lo cual en la geometría propuesta para el canal se considero dicho talud de 1.5:1 para el tramo del Km. 0+180 al Km. 17+752, que es desde su inicio en la Barranca del Olivar hasta la confluencia con el río Santa Mónica (Km 17+000, puesto que hay una igualdad en el Km 17+752) y de 2.0:1 para este punto hasta su descarga en el Lago de Texcoco. También de la inspección de campo se decidió tomar un Coeficiente de Manning de 0.030.

Como parte de los estudios hidráulicos del Anteproyecto del Dren de Alivio, se revisará primeramente las capacidades del río Santa Mónica desde su posible confluencia con el dren hasta su descarga en el lago de Texcoco, posteriormente se profundizarán las características geométrico-hidráulicas para el dren, a fin de realizar los funcionamientos hidráulicos.

Para poder realizar los funcionamientos del río, se utilizó un programa de computadora, que es un modelo matemático basado en las ecuaciones de la Energía y Continuidad, que se presentarán en el capítulo 3.

Podemos representar como un volumen de control el tramo estudiado (Figura 3.3.), la aplicación del principio de conservación de masa nos da:

$$Q = V_1 A_1 = V_2 A_2$$

La aplicación del principio de conservación de energía nos lleva a la ecuación de Bernoulli, la que para el volumen de control se puede escribir como:

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + hf$$

Así para poder aplicar el modelo matemático será necesario conocer las características geométrico-hidráulicas en cada sección analizada, esto se hace apoyándose en los estudios topográficos realizados en el tramo de estudio, para lo que se codifica de cada sección que se considera para análisis, las distancias y elevaciones con el fin de que el programa pueda disponer de la información que esto necesite para conocer las características entre dos secciones y aplicar las ecuaciones correspondientes.

El Modelo matemático utilizado considera un flujo permanente y gradualmente variado, mediante el cual se pueden conocer y delimitar las áreas inundadas, a través de los niveles que alcanza el agua en cualquier sección del río en estudio, para un gasto determinado.

El modelo puede trabajar tanto con cauces naturales (no prismáticos), cuya sección cambia de una sección a otra a lo largo del cauce, como con canales artificiales (sección prismática).

Partiendo de las ecuaciones de continuidad y de energía y apoyándonos en las ecuaciones 3.7 a 3.9, podemos como se explicó en el capítulo 3 resolver la ecuación dinámica cuyo tirante varía gradualmente en la dirección del canal o cauce, de tal manera que las líneas de corriente sean rectas y prácticamente paralelas a y , la distribución hidrostática de presiones prevalece en cada sección.

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dz}{dx} - Sf \quad \text{o} \quad \frac{dH}{dx} = S_0 - Sf$$

El cálculo del perfil de la superficie libre consiste en obtener los tirantes a lo

largo del canal o cauce resolviendo la ecuación anterior con las condiciones de frontera adecuadas (control).

El método de los pasos es el más adecuado para canales naturales y para prismáticos donde podemos conocer el tirante al final de un tramo de longitud conocida.

Las ecuaciones se plantean para el cálculo hacia aguas arriba y hacia aguas abajo. En el primer caso para flujo subcrítico se tiene:

$$H_1 + \frac{1}{2} S f_1 \Delta x + z_1 - z_2 + h_c = H_2 - \frac{1}{2} S f_2 \Delta x$$

el primer miembro de la ecuación es conocido y el segundo se resuelve a base de tanteos para obtener el valor de y_2 .

En el cálculo hacia aguas abajo (flujo supercrítico) se usará la ecuación:

$$H_1 - \frac{1}{2} S f_1 \Delta x + z_1 - z_2 - H_2 + \frac{1}{2} S f_2 \Delta x + h_c$$

que como en el caso anterior se evalúa por tanteos para obtener el segundo miembro y determinar y_2 . En ambas ecuaciones el término $1/2Sf\Delta x$ será igual a:

$$\frac{1}{2} S f \Delta x = \left(\frac{V n}{R h^{2/3}} \right)^2 \frac{\Delta x}{2}$$

La energía específica se define como:

$$H = y + \alpha \frac{V^2}{2g} = y + \alpha \frac{Q^2}{2g A^2}$$

Cada una de las literales de estas ecuaciones se define en el capítulo 3, en base a las anteriores ecuaciones se desarrolla este modelo matemático que representa las condiciones de flujo para régimen subcrítico o supercrítico con el cual se pueden definir los perfiles hidráulicos del anteproyecto y en base a estos localizar las zonas que requieran de protección mediante la elaboración de tramos longitudinales o perimetrales o en su caso de protecciones marginales únicamente donde se requiera.

Los datos necesarios para el uso de este modelo serán los datos geométricos de cada sección del cauce a cada Δx que se considere y los datos hidráulicos como el gusto de diseño asociado a un período de retorno, el coeficiente de Manning, y el tirante inicial que nos proporcionará las condiciones de frontera iniciales para que

pueda obtenerse el perfil de agua en la zona de proyecto. El modelo proporcionara según se lo requiera, cadenas de la sección analizada, el tirante, velocidad, elevación del agua y en caso ser necesario también las características geométricas de la sección como son el área, perímetro, radio hidráulico y espejo de agua.

De acuerdo con el sentido en que se efectúa el cálculo, para un gasto determinado, se concederán las características en alguna de las dos secciones.

4.4 Alternativas de Solución.

Análisis en Condiciones Naturales. Para el caso del río Santa Mónica y en virtud de que el régimen del río resultó ser subcrítico, el funcionamiento hidráulico del mismo se realizó de aguas abajo hacia aguas arriba, por lo tanto la sección inicial fue la 26+480 y la última fue la sección 17+000. El tirante inicial de cálculo para cada gasto determinado fue el tirante crítico. En general las secciones transversales que se proporcionaron al modelo están equidistantes a cada 500 m., conformando un total de 20 secciones.

Los gastos para los cuales se corrió el modelo matemático fueron de 5, 10, 20, 25, 50, y 100 m³/seg. y el coeficiente de Manning utilizado fue 0.030.

Al transitar los gastos anteriormente citados, se obtuvieron para cada sección utilizada: el tirante, velocidad y elevación del agua, los cuales se consignan en las Tabla 4.43, graficándose posteriormente en el perfil longitudinal del río las elevaciones del agua para los gastos de 5, 10, 20, 25 y 100 m³/seg. Del análisis realizado a los perfiles del agua dibujados para el río Santa Mónica se tiene lo siguiente: del km. 17+000 (descarga del dren de alivio) al km. 22+900 el río tiene capacidad para conducir 20.0 m³/seg. sin presentar desbordamientos; del km. 22+900 al km.26+480 el río tiene capacidad para conducir un gasto menor a 5.00 m³/seg., esto debido a la poca pendiente que tiene el cauce, consecuencia quizás de que ya está dentro de su descarga en el Lago de Texcoco. En algunos tramos aislados del Km. 17+000 al km. 19+200 tiene capacidad hasta para conducir 100 m³/seg.

Tabla 4.43. Antiproyecto Dren de Alivio Río San Francisco, Funcionamiento en Condiciones Naturales del Río Sta. Mónica Km 26+480 al Km 17+000, para diferentes gastos.

TIRANTE INICIAL = .61 M GASTO DE DISEÑO = 5.00 M ³ /SEG. N DE MANNING = 0.03			
ESTACION	VELOCIDAD	TIRANTE	ELEVACION AGUA
KM	M/SEG	M.	M.
26+480.00	1.782	0.61	2232.31

26+000.00	0.008	4.15	2235.61
25+500.00	0.075	3.95	2235.70
25+000.00	0.103	3.7	2235.70
24+500.00	0.091	3.35	2235.70
24+000.00	0.125	3.58	2235.71
23+500.00	0.005	2.02	2235.71
23+000.00	0.160	1.88	2235.71
22+500.00	1.708	1.08	2236.08
22+000.00	1.785	1.12	2240.01
21+500.00	1.603	1.27	2243.07
21+000.00	2.027	0.9	2246.00
20+500.00	1.730	0.90	2250.40
20+000.00	1.208	2.03	2252.71
19+500.00	1.071	1.10	2255.40
19+000.00	0.452	2.04	2257.80
18+500.00	1.8	1.3	2259.30
18+000.00	2.318	0.94	2260.94
17+500.00	0.918	1.1	2274.30
17+000.00	2.252	1.01	2278.81
TRANTE INICIAL = .80 M GASTO DE DISEÑO = 10.00 M3/SEG. N DE MANNING = 0.03			
26+480.00	2.201	0.8	2232.50
26+000.00	0.138	4.11	2235.01
25+500.00	0.154	3.88	2235.03
25+000.00	0.21	3.08	2235.08
24+500.00	0.163	3.34	2235.00
24+000.00	0.252	3.57	2235.71
23+500.00	0.128	2.05	2235.71
23+000.00	0.310	1.95	2235.80
22+500.00	2.175	1.41	2237.31
22+000.00	1.998	1.54	2240.41
21+500.00	2.157	1.64	2243.44
21+000.00	2.134	1.31	2247.01
20+500.00	1.072	1.42	2250.01
20+000.00	1.242	2.05	2253.35
19+500.00	2.320	1.51	2255.81
19+000.00	0.68	2.40	2258.31
18+500.00	2.208	1.71	2259.71
18+000.00	2.740	1.27	2270.21
17+500.00	1.325	1.61	2274.51
17+000.00	2.561	1.34	2279.11
TRANTE INICIAL = 1.1 M GASTO DE DISEÑO = 20.00 M3/SEG. N DE MANNING = 0.03			
26+480.00	2.05	1.1	2232.80
26+000.00	0.267	4.17	2235.01

25+500.00	0.303	3.02	2235.07
25+000.00	0.410	3.68	2235.08
24+500.00	0.312	3.42	2235.71
24+000.00	0.475	3.68	2235.81
23+500.00	0.241	3.00	2235.80
23+000.00	0.536	2.14	2235.01
22+500.00	2.744	1.82	2237.71
22+000.00	2.227	2.12	2241.01
21+500.00	2.602	2.14	2243.04
21+000.00	2.462	1.77	2247.47
20+500.00	2.156	1.73	2251.21
20+000.00	1.626	3.14	2253.84
19+500.00	2.735	1.97	2256.27
19+000.00	0.997	3	2258.81
18+500.00	2.691	2.26	2260.20
18+000.00	3.195	1.75	2270.71
17+500.00	1.789	2	2274.90
17+000.00	2.972	1.76	2279.50
TIRANTE INICIAL = 1.22 M GASTO DE DISEÑO = 25.00 M3/SEG. N DE MANNING = 0.03			
26+480.00	2.83	1.22	2232.91
26+000.00	0.327	4.21	2235.71
25+500.00	0.371	3.96	2235.71
25+000.00	0.5	3.75	2235.71
24+500.00	0.397	3.44	2235.70
24+000.00	0.604	3.65	2235.80
23+500.00	0.3	3.1	2235.90
23+000.00	0.681	2.12	2235.90
22+500.00	2.99	1.90	2237.80
22+000.00	2.25	2.38	2241.31
21+500.00	2.819	2.3	2244.10
21+000.00	2.53	1.97	2247.63
20+500.00	2.383	1.84	2251.34
20+000.00	1.658	3.41	2254.14
19+500.00	2.897	2.14	2256.44
19+000.00	1.136	3.18	2259.01
18+500.00	2.871	2.47	2260.47
18+000.00	3.357	1.94	2270.94
17+500.00	1.753	2.24	2275.14
17+000.00	3.09	1.93	2279.71
TIRANTE INICIAL = 1.72 M GASTO DE DISEÑO = 50.00 M3/SEG. N DE MANNING = 0.03			
26+480.00	3.399	1.72	2233.41
26+000.00	0.517	4.67	2236.14
25+500.00	0.517	4.51	2236.20

25+000.00	0.66	4.3	2236.3
24+000.00	0.793	4.20	2236.14
23+500.00	0.165	3.78	2236.58
23+000.00	0.86	2.84	2236.60
22+500.00	3.58	2.57	2238.17
22+000.00	2.163	3.36	2242.20
21+500.00	3.223	3.03	2244.83
21+000.00	3.112	2.57	2248.27
20+500.00	2.079	2.38	2251.84
20+000.00	2.009	4.11	2254.87
19+500.00	2.503	2.92	2257.32
19+000.00	1.803	3.07	2259.51
18+500.00	3.566	3.22	2261.23
18+000.00	3.93	2.66	2271.06
17+500.00	1.993	2.92	2275.82
17+000.00	3.542	2.55	2280.35
PIRANTE INICIAL = 2.77 M GASTO DE DISEÑO = 100.00 M3/SIG. N DE MANNING = 0.03			
26+480.00	2.81	2.77	2234.47
26+000.00	0.679	5.78	2237.28
25+500.00	0.704	5.59	2237.34
25+000.00	0.804	5.42	2237.42
24+500.00	0.782	5.16	2237.51
24+000.00	1.028	5.49	2237.64
23+500.00	0.664	4.99	2237.76
23+000.00	1.066	4.04	2237.86
22+500.00	3.035	3.14	2239.04
22+000.00	3.470	3.65	2242.51
21+500.00	2.159	4.22	2240.01
21+000.00	2.429	3.2	2248.91
20+500.00	3.432	3.13	2252.61
20+000.00	2.115	5.2	2255.01
19+500.00	2.782	3.58	2257.84
19+000.00	2.867	4.22	2260.01
18+500.00	4.359	4.22	2262.21
18+000.00	3.43	4.02	2273.01
17+500.00	2.554	3.67	2276.57
17+000.00	4.081	3.46	2281.16

Análisis hidráulico del Dren, para diferentes Alternativas. El análisis hidráulico del Dren de Altiño incluyendo el río Santa Alónica, se realizó considerando diferentes alternativas de rasante de rectificación, así como diferentes anchos de plantilla, para los gastos correspondientes a 5, 10, 25, 50 y 100 años de periodo de

retorno.

En general para el dren de alivio del río San Francisco, se analizaron dos alternativas de pendientes, la primera siguiendo el terreno natural y tratando de tener la menor altura de bordos, resultado de varios intentos, a la cual denominamos S_1 (Tabla 4.44), y la segunda considerando que todo el dren fuera en excavación, a la cual denominamos S_2 (Tabla 4.45). En el caso del río Santa Mónica se analizó solo una alternativa de pendiente en virtud de la topografía del terreno.

La geometría del dren, adoptada para los diferentes funcionamientos hidráulicos, se hizo según el tipo de material existente en la zona y en cada tramo, así para el tramo del km. 0+180 al km. 17+572 se adoptaron taludes 1.5:1, y en el tramo correspondiente al río Santa Mónica km. 17+000 al km. 26+480 se adoptaron taludes 2.0:1. Al continuación se enlistan los tramos, pendientes y tipo de régimen resultante, de acuerdo con la alternativa de ancho de plantilla:

Tabla 4.44.- Pendientes en el Dren considerando mínima altura de bordos.

ESTACION	PENDIENTE CALCULADA	ALTERNATIVA DE PENDIENTE	TIPO DE RÉGIMEN
26+480			
25+000	0.00000	S_1	SUBCRÍTICO
23+000	0.00014	S_1	SUBCRÍTICO
22+000	0.00190	S_1	SUBCRÍTICO
20+000	0.00605	S_1	SUBCRÍTICO
18+200	0.00553	S_1	SUBCRÍTICO
18+100	0.01510	S_1	SUPERCRÍTICO
18+070	0.18470	S_1	SUPERCRÍTICO
17+000 (A.A.)	0.01053	S_1	SUPERCRÍTICO
17+572 (A.A.)			
14+500	0.00098	S_1	SUBCRÍTICO
13+000	0.00167	S_1	SUBCRÍTICO
12+060	0.00319	S_1	SUBCRÍTICO
11+020	0.00135	S_1	SUBCRÍTICO
10+200	0.00134	S_1	SUBCRÍTICO
8+700	0.00293	S_1	SUBCRÍTICO
8+000	0.02230	S_1	SUPERCRÍTICO
7+200	0.02125	S_1	SUPERCRÍTICO
5+482	0.00116	S_1	SUBCRÍTICO
2+706	0.00108	S_1	SUBCRÍTICO
2+350	0.00169	S_1	SUBCRÍTICO
1+520	0.00169	S_1	SUBCRÍTICO
1+132	0.00258	S_1	SUBCRÍTICO
0+600	0.00188	S_1	SUBCRÍTICO
0+340	0.00769	S_1	SUBCRÍTICO
0+180	0.03750	S_2	SUPERCRÍTICO

Tabla 4.45.- Pendientes en el Dren considerando todo en excavación.

ESTACION	PENDIENTE CALCULADA	ALTERNATIVA DE PENDIENTE	TIPO DE REGIMEN
17+572 (A.A.)	0.0010	S ₂	SUBCRITICO
14+500	0.0017	S ₂	SUBCRITICO
13+000	0.0032	S ₂	SUBCRITICO
12+000	0.0013	S ₂	SUBCRITICO
10+200	0.0033	S ₂	SUBCRITICO
8+700	0.0220	S ₂	SUPERCRITICO
8+000	0.0200	S ₂	SUPERCRITICO
7+200	0.0017	S ₂	SUBCRITICO
5+182	0.0008	S ₂	SUBCRITICO
2+700	0.0008	S ₂	SUBCRITICO
2+350	0.0030	S ₂	SUBCRITICO
1+520	0.0000	S ₂	SUBCRITICO
1+132	0.0019	S ₂	SUBCRITICO
0+000	0.0115	S ₂	SUPERCRITICO
0+310	0.0375	S ₂	SUPERCRITICO
0+180			

En lo referente a los anchos de plantilla se realizaron funcionamiento hidráulicos para 5.00 y 10.00 m. en toda la longitud del dren, y la combinación de éstos dependiendo del tramo considerado, teniendo como fin primordial aliviar en gran parte el gasto que el río San Francisco aporta al río La Compañía, y como consecuencia evitar las inundaciones provocadas por el mismo.

Dentro de las alternativas de solución para el dren de alivio del río San Francisco, se analizaron 5 y otras 3 para el río Santa Mónica, combinadas con 2 alternativas de rasante (P₁ denominada a la pendiente para la cual existen bordes, y P₂ a la pendiente en la cual el dren va alojado todo en excavación hasta su descarga al río Santa Mónica). A continuación se indican las alternativas estudiadas:

Alternativa # 1 . Ancho de plantilla = 10.00 m. tanto en el dren como en el río Santa Mónica, Km. 0+180 a Km. 26+480; alternativa de pendiente = P₁

Alternativa # 2 . Ancho de plantilla = 5.00 m. tanto en el dren como en el río Santa Mónica, Km. 0+180 a Km. 26+480 ; alternativa de pendiente = P₁

Alternativa # 3 . Ancho de plantilla = 10.00 m. tanto en el dren como en el río Santa Mónica , Km. 0+180 a Km. 26+480 ; alternativa de pendiente = P₂

Alternativa # 4 . Ancho de plantilla = 5.00 m. tanto en el dren como en el río Santa Mónica, Km. 0+180 a Km. 26+480 ; alternativa de pendiente = P₂

Alternativa # 5 . Ancho de plantilla variable, Km. 0+180 a Km. 0+200 con b = 5.00 m., del Km. 10+200 al Km. 17+572 (igualdad) con b = 10.00 m. , del Km. 17+000 (igualdad) al Km. 22+600 con b = 5.00 m. y del Km.

22+600 al Km. 26+480 con $b = 10.00$ m.; alternativa de pendiente = P_1 ,

Alternativa # 6. - Solo para el río Santa Mónica del Km. 17+000 al Km. 26+480, ancho de plantilla $b = 10.00$ m., alternativa de pendiente = P_1 , sin revestimiento.

Alternativa # 7. - Solo para el río Santa Mónica del Km. 17+000 al Km. 26+480, ancho de plantilla $b = 5.00$ m., alternativa de pendiente = P_1 , sin revestimiento.

Alternativa # 8A. Solo para el río Santa Mónica del Km. 17+000 a Km. 26+480, ancho de plantilla $b = 5.00$ m., alternativa de pendiente = P_1 , con revestimiento de 0.20 m. de espesor.

Alternativa # 8B. Solo para el río Santa Mónica de l Km. 17+000 al Km. 26+480, ancho de plantilla $b = 5.00$ m., alternativa de pendiente = P_1 , con revestimiento de 0.15 m. de espesor.

Se muestran los resultados de 4 alternativas, que son la 1, 2, 3 y 5, está última es la de diseño del dren y se muestra para períodos de retorno 50 y 100 años.

Tabla 3.46.- Alt. # 4, Anteproyecto del Dren de Alivio del Río San Francisco, funcionamiento hidráulico con un ancho de plantilla de 10.00 m y período de retorno de 50 años.

GASTO DE DISEÑO = 98.00 M ² /SIG. PENDIENTE = 0.00 TIRANTE INICIAL = 1.875 M.			
TALUDES = 2:1		RUGOSIDAD = 0.030	RÉGIMEN LENTO
KILOMETRO	TIRANTE	VELOCIDAD	ELEVACION DEL AGUA
26+480	1.875	3.80	2231.50
26+000	3.337	1.76	2234.97
25+500	3.757	1.49	2235.30
25+000	4.038	1.34	2235.67
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 25+000 S = 0.00044			
25+000	4.038	1.34	2235.67
24+500	4.041	1.34	2235.90
24+000	4.050	1.34	2236.12
23+500	4.053	1.33	2236.34
23+000	4.057	1.33	2236.57
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 23+000 S = 0.0019			
23+000	4.057	1.33	2236.57
22+500	2.205	3.08	2237.10
22+000	2.164	3.16	2239.57
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 22+000 S = 0.00075			
22+000	2.164	3.16	2239.57
21+500	2.043	3.4	2242.48
21+000	2.043	3.4	2245.5
20+000	2.043	3.4	2251.55
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 20+000 S = 0.00553			
20+000	2.043	3.4	2251.55
19+500	2.094	3.3	2254.37
19+000	2.021	3.3	2257.13

18+600	2.004	3.3	2250.34
18+200	2.004	3.3	2201.50
GASTO DE DISEÑO = 98.00 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.0151 TIRANTE INICIAL = 1.520M. TALUDES = 2 : 1 RUGOSIDAD = 0.030 RÉGIMEN RAPIDO			
18+200	1.520	4.92	2200.08
18+100	0.855	0.78	2201.81
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 18+100 S = 0.1847, RÉGIMEN RAPIDO			
18+100	0.855	0.78	2201.81
18+070	1.755	4.13	2208.20
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 18+070 S = 0.01053, RÉGIMEN RAPIDO			
18+070	1.755	4.13	2208.20
18+000	1.755	4.13	2208.00
17+000	1.755	4.13	2273.20
17+000 (A.A.)	1.875	3.80	2270.05
GASTO DE DISEÑO = 31.00 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00098 TIRANTE INICIAL = 0.945 M. TALUDES = 1.5 : 1 RUGOSIDAD = 0.030 RÉGIMEN LENTO			
17+572.47 (A.A.)	0.945	2.87	2280.04
17+500	1.409	1.82	2281.48
17+000	1.753	1.40	2282.31
16+500	1.817	1.31	2282.87
16+000	1.836	1.32	2283.38
15+500	1.842	1.32	2283.87
15+000	1.844	1.32	2284.36
14+500	1.845	1.32	2284.85
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 14+500 S = 0.00167			
14+500	1.845	1.32	2284.85
14+000	1.626	1.53	2285.47
13+500	1.500	1.57	2286.26
13+000	1.587	1.58	2287.1
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 13+000 S = 0.00319			
13+000	1.587	1.58	2287.10
12+500	1.316	1.97	2288.42
12+000	1.315	1.97	2289.83
GASTO DE DISEÑO = 20.32 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00135 TIRANTE INICIAL = 1.315 M. TALUDES = 1.5 : 1 RUGOSIDAD = 0.030 RÉGIMEN LENTO			
12+000	1.315	1.97	2289.83
12+000	1.317	1.29	2290.01
11+500	1.321	1.29	2290.50
11+020	1.321	1.28	2291.23
GASTO DE DISEÑO = 15.12 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00135 TIRANTE INICIAL = 1.321 M. TALUDES = 1.5 : 1 RUGOSIDAD = 0.030 RÉGIMEN LENTO			
11+020	1.321	1.28	2291.23
11+000	1.309	0.90	2291.25
10+500	1.130	1.13	2291.61
10+200	1.110	1.16	2292.14
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 10+200 S = 0.00293			
10+200	1.110	1.16	2292.14
10+000	0.907	1.47	2292.52
9+500	0.888	1.50	2293.00
9+100	0.888	1.50	2295.13
8+700	0.888	1.50	2296.31
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 8+700 S = 0.0223, RÉGIMEN RAPIDO			
8+700	0.488	2.80	2295.88
8+500	0.488	2.80	2300.34
8+000	0.498	2.83	2311.50

CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 8+000 S = 0.02125, RÉGIMEN RÁPIDO			
8+000	0.198	2.83	2311.50
7+500	0.198	2.83	2322.12
7+200	0.597	2.32	2328.60
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 7+200 S = 0.00110, RÉGIMEN LENTO			
7+200	0.597	2.32	2328.6
7+000	1.071	1.22	2320.30
6+500	1.153	1.12	2329.05
6+000	1.162	1.11	2330.51
5+500	1.162	1.11	2331.13
5+482	1.162	1.11	2331.15
GASTO DE DISEÑO = 12.28 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00108 TIRANTE INICIAL = 1.162 M. TALUDES = 1.5 : 1 RUGOSIDAD = 0.030 RÉGIMEN LENTO			
5+482	1.162	1.11	2331.15
5+000	1.072	0.99	2331.59
4+500	1.054	1.00	2332.11
4+000	1.054	1.00	2332.65
3+400	1.054	1.00	2333.30
3+000	1.054	1.00	2333.73
2+700	1.054	1.00	2334.05
GASTO DE DISEÑO = 5.80 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00169 TIRANTE INICIAL = 1.054 M. TALUDES = 1.5 : 1 RUGOSIDAD = 0.030 RÉGIMEN LENTO			
2+700	1.054	1.00	2334.05
2+500	0.783	0.66	2334.13
2+350	0.657	0.80	2334.26
GASTO DE DISEÑO = 2.26 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00169 TIRANTE INICIAL = 0.657 M. TALUDES = 1.5 : 1 RUGOSIDAD = 0.030 RÉGIMEN LENTO			
2+350	0.657	0.80	2334.26
2+000	0.342	0.63	2334.53
1+520	0.338	0.63	2335.34
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 1+520 S = 0.00258			
1+520	0.338	0.63	2335.34
1+132	0.298	0.73	2336.3
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 1+132 S = 0.00188			
1+132	0.298	0.73	2336.30
1+000	0.329	0.65	2336.58
0+800	0.327	0.66	2336.95
0+600	0.327	0.66	2337.33
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 0+600 S = 0.00760			
0+600	0.327	0.66	2337.33
0+500	0.215	1.02	2337.90
0+340	0.215	1.02	2339.22
GASTO DE DISEÑO = 2.26 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.0375 TIRANTE INICIAL = 0.215 M. TALUDES = 1.5 : 1 RUGOSIDAD = 0.030 RÉGIMEN LENTO			
0+340	0.215	1.02	2339.22
0+300	0.137	1.62	2340.61
0+180	0.170	1.25	2345.00

Tabla 4.47. Alt. # 2, Anteproyecto del Dren de Alivio del Río San Francisco, funcionamiento hidráulico con un ancho de plantilla de 5.00 m y periodo de retorno de 50 años.

GASTO DE DISEÑO = 98.00 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00 TIRANTE INICIAL = 2.46 M. TALUDES = 2:1 RUGOSIDAD = 0.030 RÉGIMEN LENTO			
KILOMETRO	TIRANTE	VELOCIDAD	ELEVACION DEL AGUA
26+450	2.460	4.01	2234.00
26+000	4.041	1.85	2235.67
25+500	4.493	1.50	2236.12
25+000	4.795	1.40	2236.42
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 25+000 S = 0.00041			
25+000	4.795	1.40	2236.42
24+500	4.815	1.30	2236.66
24+000	4.831	1.38	2236.90
23+500	4.844	1.37	2237.13
23+000	4.854	1.37	2237.36
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 23+000 S = 0.0040			
23+000	4.854	1.37	2237.36
22+500	2.907	3.12	2237.60
22+000	2.794	3.31	2240.20
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 22+000 S = 0.00005			
22+000	2.794	3.31	2240.20
21+500	2.656	3.60	2243.09
21+000	2.656	3.60	2240.11
20+000	2.656	3.60	2252.16
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 20+000 S = 0.00553			
20+000	2.656	3.60	2252.16
19+500	2.714	3.46	2254.99
19+000	2.714	3.46	2257.75
18+000	2.714	3.46	2260.00
18+200	2.714	3.46	2262.18
GASTO DE DISEÑO = 98.00 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.0151 TIRANTE INICIAL = 1.255 M. TALUDES = 2:1 RUGOSIDAD = 0.030 RÉGIMEN RAPIDO			
18+200	1.000	5.58	2261.42
18+100	1.255	10.39	2262.22
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 18+100 S = 0.1847, RÉGIMEN RAPIDO			
18+100	1.255	10.39	2262.22
18+070	2.319	4.38	2268.82
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 18+070 S = 0.01053, RÉGIMEN RAPIDO			
18+070	2.319	4.38	2268.82
18+000	2.319	4.38	2269.56
17+000	2.319	4.38	2275.87
17+000 (A.A.)	2.460	4.02	22800
GASTO DE DISEÑO = 31.00 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00098 TIRANTE INICIAL = 1.365 M. TALUDES = 1.5:1 RUGOSIDAD = 0.030 RÉGIMEN LENTO			
17+572.47 (A.A.)	1.305	3.22	2281.36
17+500	1.910	2.05	2281.68
17+000	2.350	1.54	2282.91
16+500	2.453	1.45	2283.50
16+000	2.488	1.43	2284.02
15+500	2.502	1.41	2284.53
15+000	2.507	1.41	2285.02
14+500	2.500	1.41	2285.52

CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 14+500 S = 0.00167			
14+500	2.509	1.41	2285.52
14+000	2.261	1.63	2285.10
13+500	2.202	1.60	2285.88
13+000	2.191	1.70	2287.70
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 13+000 S = 0.00310			
13+000	2.191	1.70	2287.70
12+500	1.850	2.10	2288.90
12+000	1.815	2.10	2289.30
GASTO DE DISEÑO = 20.32 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00135 TIRANTE INICIAL = 1.815 M. TALUDES = 1.5 : 1 RUGOSIDAD = 0.030 RÉGIMEN LENTO			
12+000	1.815	2.10	2290.30
12+000	1.817	1.41	2290.44
11+500	1.852	1.41	2291.12
11+020	1.853	1.41	2291.77
GASTO DE DISEÑO = 15.12 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00135 TIRANTE INICIAL = 1.853 M. TALUDES = 1.5 : 1 RUGOSIDAD = 0.030 RÉGIMEN LENTO			
11+020	1.853	1.41	2291.77
11+000	1.840	1.00	2291.77
10+500	1.641	1.23	2292.26
10+200	1.602	1.27	2292.62
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 10+200 S = 0.00293			
10+200	1.602	1.27	2292.62
10+000	1.341	1.60	2292.95
9+500	1.279	1.71	2294.35
9+100	1.279	1.71	2295.52
8+700	1.279	1.71	2296.70
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 8+700 S = 0.0223, RÉGIMEN RAPIDO			
8+700	0.723	3.44	2306.11
8+500	0.723	3.44	2300.37
8+000	0.732	3.38	2311.73
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 8+000 S = 0.02126, RÉGIMEN RAPIDO			
8+000	0.732	3.38	2311.73
7+500	0.732	3.38	2322.35
7+200	0.889	2.68	2328.89
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 7+200 S = 0.00110, RÉGIMEN LENTO			
7+200	0.889	2.68	2328.89
7+000	1.483	1.41	2329.71
6+500	1.618	1.20	2330.43
6+000	1.641	1.23	2331.03
5+500	1.616	1.23	2331.62
5+182	1.616	1.23	2331.64
GASTO DE DISEÑO = 12.28 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00108 TIRANTE INICIAL = 1.616 M. TALUDES = 1.5 : 1 RUGOSIDAD = 0.030 RÉGIMEN LENTO			
5+182	1.616	1.23	2331.64
5+000	1.543	1.00	2332.05
4+500	1.510	1.12	2332.50
4+000	1.504	1.12	2333.10
3+400	1.504	1.12	2333.74
3+000	1.504	1.12	2334.17
2+700	1.504	1.12	2334.40
GASTO DE DISEÑO = 5.80 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00160 TIRANTE INICIAL = 1.504 M. TALUDES = 1.5 : 1 RUGOSIDAD = 0.030 RÉGIMEN LENTO			
2+700	1.504	1.12	2334.40
2+500	1.210	0.70	2334.80

2+350	1.057	0.83	2334.05
GASTO DE DISEÑO = 2.26 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00100 TIRANTE INICIAL = 1.057 M. TALUDES = 1.5:1 RUGOSIDAD = 0.030 RÉGIMEN LENTO			
2+350	1.057	0.83	2334.05
2+000	0.500	0.61	2334.79
1+520	0.508	0.77	2335.51
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 1+520 S = 0.00258			
1+520	0.508	0.77	2335.51
1+132	0.449	0.80	2336.45
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 1+132 S = 0.00188			
1+132	0.449	0.80	2336.45
1+000	0.488	0.81	2336.74
0+800	0.488	0.81	2337.11
0+600	0.488	0.81	2337.49
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 0+600 S = 0.00760			
0+600	0.488	0.81	2337.49
0+500	0.323	1.27	2338.10
0+340	0.323	1.27	2339.33
GASTO DE DISEÑO = 2.26 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.0375 TIRANTE INICIAL = 0.273 M. TALUDES = 1.5:1 RUGOSIDAD = 0.030 RÉGIMEN RAPIDO			
0+340	0.202	2.10	2339.20
0+300	0.201	2.11	2339.05
0+180	0.273	1.53	2345.00

Tabla 4.48. Alt. # 3 Anteproyecto del Dren de Alivio del Río San Francisco.
funcionamiento hidráulico para un ancho de plantilla variable, alojado
toda en excavación.

KILOMETRO	TIRANTE	VELOCIDAD	ELEVACION DEL AGUA
GASTO DE DISEÑO = 98.00 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00 TIRANTE INICIAL = 1.875 M. TALUDES = 2:1 RUGOSIDAD = 0.030 H=10M RÉGIMEN LENTO			
20+480	1.875	3.60	2233.50
20+000	3.337	1.76	2234.07
25+500	3.757	1.49	2235.30
25+000	4.038	1.34	2236.07
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 25+000 S = 0.00044			
25+000	4.038	1.34	2236.07
24+500	4.044	1.34	2236.00
24+000	4.050	1.34	2236.12
23+500	4.053	1.33	2236.34
23+000	4.057	1.33	2236.57
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 23+000 S = 0.0010			
23+000	4.057	1.33	2236.57
22+500	2.792	3.31	2237.75
22+000	2.792	3.31	2240.20
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 22+000 S = 0.00005, H=5.00m.			
22+000	2.792	3.31	2240.20
21+500	2.656	3.57	2243.08
21+000	2.656	3.57	2246.11
20+000	2.656	3.57	2252.10
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 20+000 S = 0.00553, H=5.00m.			
20+000	2.656	3.57	2252.10
19+500	2.713	3.40	2254.98
19+000	2.713	3.40	2257.75

18+000	2.713	3.40	2259.06
18+200	2.713	3.40	2262.17
GASTO DE DISEÑO = 98.00 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.0151 TIRANTE INICIAL = 1.000 M TALUDES = 2 : 1 RUGOSIDAD = 0.030 H = 5.00m. REGIMEN RAPIDO			
18+200	1.000	5.00	2261.11
18+100	1.255	10.30	2262.21
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 18+100 S = 0.1847, REGIMEN RAPIDO			
18+100	1.255	10.30	2262.21
18+070	2.310	4.38	2268.82
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 18+070 S = 0.01053, REGIMEN RAPIDO			
18+070	2.310	4.38	2268.82
18+000	2.310	4.38	2260.50
17+600	2.310	4.38	2273.77
17+000 (i.a.)	2.400	4.01	2280.23
GASTO DE DISEÑO = 31.00 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00098 TIRANTE INICIAL = 0.045 M TALUDES = 1.5 : 1 RUGOSIDAD = 0.030 H = 10.00m. REGIMEN LENTO			
17+572.47 (A.A.)	0.945	2.87	2279.04
17+500	1.58	1.57	2280.65
17+000	1.77	1.37	2291.33
16+500	1.82	1.33	2281.87
16+000	1.83	1.32	2282.37
15+500	1.84	1.31	2282.87
15+000	1.84	1.31	2283.36
14+500	1.81	1.31	2283.85
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 14+500 S = 0.00167			
14+500	1.84	1.31	2283.85
14+000	1.62	1.53	2284.16
13+500	1.58	1.57	2285.26
13+000	1.58	1.57	2286.09
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 13+000 S = 0.00319			
13+000	1.58	1.57	2286.09
12+500	1.31	1.06	2287.42
12+000	1.31	1.06	2288.82
GASTO DE DISEÑO = 20.32 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00135 TIRANTE INICIAL = 1.315M. TALUDES = 1.5 : 1 RUGOSIDAD = 0.030 H = 10.00m. REGIMEN LENTO			
12+000	1.31	1.06	2288.82
12+000	1.31	1.28	2289.01
11+500	1.32	1.28	2289.58
11+020	1.32	1.28	2290.23
GASTO DE DISEÑO = 15.12 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00135 TIRANTE INICIAL = 1.334 M. TALUDES = 1.5 : 1 RUGOSIDAD = 0.030 H = 10.00m. REGIMEN LENTO			
11+020	1.32	1.28	2290.23
11+000	1.31	0.06	2290.24
10+500	1.14	1.13	2290.74
10+200	1.12	1.15	2291.12
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 10+200 S = 0.00293, H = 5.00m.			
10+200	1.12	1.15	2291.12
10+000	0.80	1.54	2291.53
9+500	0.85	1.50	2293.19
9+100	0.85	1.50	2294.52
8+700	0.85	1.50	2295.85
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 8+700 S = 0.0223, REGIMEN RAPIDO			
8+700	0.48	2.92	2295.45
8+500	0.48	2.92	2297.74
8+000	0.5	2.79	2311.5

CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 8+000 S = 0.02125, REGIMEN RAPIDO			
8+000	0.50	2.79	2311.50
7+500	0.50	2.79	2321.50
7+200	0.59	2.32	2327.59
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 7+200 S = 0.00110, REGIMEN LENTO			
7+200	0.59	2.32	2327.59
7+000	1.03	1.20	2328.38
6+500	1.03	1.20	2329.25
6+000	1.03	1.20	2330.30
5+500	1.03	1.20	2331.00
5+482	1.03	1.20	2331.03
GASTO DE DISEÑO = 12.28 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00108 TIRANTE INICIAL = 1.03 M. TALUDES = 1.5 : 1 RUGOSIDAD = 0.030 B = 10.00m. REGIMEN LENTO			
5+482	1.03	1.20	2331.03
5+000	1.12	0.93	2331.51
4+500	1.14	0.91	2331.93
4+000	1.15	0.91	2332.33
3+400	1.15	0.91	2332.64
3+000	1.15	0.91	2333.12
2+700	1.15	0.91	2333.35
GASTO DE DISEÑO = 5.80 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00109 TIRANTE INICIAL = 1.15 M. TALUDES = 1.5 : 1 RUGOSIDAD = 0.030 B = 10.00m. REGIMEN LENTO			
2+700	1.15	0.91	2333.35
2+500	1.02	0.49	2333.39
2+350	0.91	0.54	2333.44
GASTO DE DISEÑO = 2.26 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00109 TIRANTE INICIAL = 0.91 M. TALUDES = 1.5 : 1 RUGOSIDAD = 0.030 REGIMEN LENTO			
2+350	0.91	0.54	2333.44
2+000	0.28	0.70	2333.83
1+520	0.28	0.70	2335.27
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 1+520 S = 0.00258			
1+520	0.28	0.70	2335.27
1+132	0.57	0.30	2335.56
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 1+132 S = 0.00189			
1+132	0.57	0.30	2335.56
1+000	0.39	0.54	2335.63
0+800	0.32	0.60	2335.95
0+600	0.32	0.60	2336.32
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 0+600 S = 0.00760, B = 10.00m			
0+600	0.17	1.29	2336.18
0+500	0.17	1.29	2337.34
0+340	0.17	1.29	2339.17
GASTO DE DISEÑO = 2.26 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.0375 TIRANTE INICIAL = 0.130 M. TALUDES = 1.5 : 1 RUGOSIDAD = 0.030 B = 10.00m. REGIMEN RAPIDO			
0+340	0.13	1.08	2339.13
0+300	0.13	1.05	2340.63
0+180	0.17	1.28	2345.17

Tabla 4.49.- Anteproyecto del Dren de Alivio del Río San Francisco.
 Funcionamiento Hidráulico para un Ancho de Plantilla Variable.
 Período de retorno $T_r = 50$ años.

KILOMETRO	TIRANTE	VELOCIDAD	ELIVACION DEL AGUA
GASTO DE DISEÑO = 98.00 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00 TIRANTE INICIAL = 1.875 M.			
TALUDES = 2:1 RUGOSIDAD = 0.030 B=10M REGIMEN LENTO			
26+480	1.875	3.80	2233.50
26+000	3.337	1.76	2234.97
25+500	3.757	1.40	2235.30
25+000	4.038	1.31	2235.67
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 25+000 S = 0.0004			
25+000	4.038	1.31	2235.67
24+500	4.044	1.31	2235.00
24+000	4.050	1.31	2236.12
23+500	4.053	1.33	2236.34
23+000	4.057	1.33	2236.57
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 23+000 S = 0.0040			
23+000	4.057	1.33	2236.57
22+500	2.792	3.31	2237.75
22+000	2.792	3.31	2240.20
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 22+000 S = 0.00005, B=5.00m.			
22+000	2.792	3.31	2240.20
21+500	2.656	3.57	2243.08
21+000	2.656	3.57	2246.11
20+000	2.656	3.57	2252.10
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 20+000 S = 0.00553, B=5.00m.			
20+000	2.656	3.57	2252.10
19+500	2.713	3.46	2254.98
19+000	2.713	3.46	2257.75
18+000	2.713	3.46	2259.00
18+200	2.713	3.46	2262.17
GASTO DE DISEÑO = 99.00 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.0151 TIRANTE INICIAL = 0.855 M.			
TALUDES = 2:1 RUGOSIDAD = 0.030 B=5.00m. REGIMEN RAPIDO			
18+200	1.960	5.60	2261.41
18+100	1.255	10.39	2262.21
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 18+100 S = 0.1817, REGIMEN RAPIDO			
18+100	1.255	10.39	2262.21
18+070	2.319	4.38	2268.82
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 18+070 S = 0.01053, REGIMEN RAPIDO			
18+070	2.319	4.38	2268.82
18+000	2.319	4.38	2269.56
17+600	2.319	4.38	2273.77
17+000 (A.A.)	2.400	4.01	2280.23
GASTO DE DISEÑO = 31.00 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00098 TIRANTE INICIAL = 0.945 M.			
TALUDES = 1.5:1 RUGOSIDAD = 0.030 B=10.00m REGIMEN LENTO			
17+572.47 (A.A.)	0.945	2.87	2280.94
17+500	1.109	1.82	2281.18
17+000	1.753	1.40	2282.31
16+500	1.817	1.34	2282.87
16+000	1.830	1.32	2283.38
15+500	1.842	1.32	2283.87
15+000	1.844	1.32	2284.36
14+500	1.845	1.32	2284.85

CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 14+500 S = 0.00107			
14+500	1.815	1.32	2281.85
14+000	1.620	1.53	2285.47
13+500	1.500	1.57	2286.26
13+000	1.587	1.58	2287.1
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 13+000 S = 0.00310			
13+000	1.587	1.58	2287.10
12+500	1.316	1.97	2288.42
12+000	1.315	1.97	2290.83
GASTO DE DISEÑO = 20.32 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00135 TIRANTE INICIAL = 1.315 M. TALUDES = 1.5 : 1 RUGOSIDAD = 0.030 B = 10.00m. REGIMEN LENTO			
12+000	1.315	1.97	2290.83
12+000	1.317	1.59	2289.01
11+500	1.321	1.28	2290.50
11+000	1.321	1.28	2291.23
GASTO DE DISEÑO = 15.12 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00135 TIRANTE INICIAL = 1.321 M. TALUDES = 1.5 : 1 RUGOSIDAD = 0.030 REGIMEN LENTO			
11+020	1.321	1.28	2291.23
11+000	1.300	0.00	2291.25
10+500	1.130	1.13	2291.64
10+200	1.119	1.10	2292.14
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 10+200 S = 0.00293, B = 5.00m.			
10+200	1.119	1.10	2292.14
10+000	1.271	1.72	2292.855
9+500	1.279	1.70	2294.33
9+100	1.279	1.70	2295.50
8+700	1.279	1.70	2296.67
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 8+700 S = 0.0223, REGIMEN RAPIDO			
8+700	0.722	3.43	2296.11
8+500	0.722	3.43	2300.57
8+000	0.732	3.38	2311.73
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 8+000 S = 0.02125, REGIMEN RAPIDO			
8+000	0.732	3.38	2311.73
7+500	0.732	3.38	2312.35
7+200	0.890	2.68	2328.88
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 7+200 S = 0.0010, REGIMEN LENTO			
7+200	0.890	2.68	2328.88
7+000	1.482	1.41	2329.71
6+500	1.618	1.25	2330.43
6+000	1.641	1.23	2331.03
5+500	1.640	1.22	2331.61
5+182	1.640	1.22	2331.64
GASTO DE DISEÑO = 12.28 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00108 TIRANTE INICIAL = 1.162 M. TALUDES = 1.5 : 1 RUGOSIDAD = 0.030 B = 5.00m. REGIMEN LENTO			
5+182	1.640	1.22	2331.64
5+000	1.542	1.08	2332.05
4+500	1.510	1.11	2332.56
4+000	1.503	1.12	2333.00
3+400	1.503	1.12	2333.74
3+000	1.503	1.12	2334.17
2+700	1.503	1.12	2334.49
GASTO DE DISEÑO = 5.80 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00109 TIRANTE INICIAL = 1.054 M. TALUDES = 1.5 : 1 RUGOSIDAD = 0.030 B = 5.00m. REGIMEN LENTO			
2+700	1.503	1.12	2334.49
2+500	1.210	0.60	2334.55

KILOMETRO	TIRANTE	VELOCIDAD	ELEVACION DEL AGUA
2+350	1.057	0.83	2331.04
GASTO DE DISEÑO = 2.20 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00160 TIRANTE INICIAL = 0.057 M. TALUDES = 1.5 : 1 RUGOSIDAD = 0.030 REGIMEN LENTO			
2+350	1.057	0.83	2331.04
2+000	0.500	0.64	2334.70
1+520	0.507	0.77	2335.51
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 1+520 S = 0.00258			
1+520	0.507	0.77	2335.51
1+132	0.449	0.88	2330.15
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 1+132 S = 0.00189			
1+132	0.449	0.88	2330.15
1+000	0.488	0.80	2336.74
0+800	0.488	0.80	2337.11
0+000	0.488	0.80	2337.49
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 0+000 S = 0.00769, B = 5.00m.			
0+000	0.488	0.80	2337.49
0+500	0.323	1.27	2338.09
0+340	0.323	1.27	2339.32
GASTO DE DISEÑO = 2.26 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.0375 TIRANTE INICIAL = 0.170 M. TALUDES = 1.5 : 1 RUGOSIDAD = 0.030 B = 5.00m. REGIMEN RAPIDO			
0+340	0.323	1.27	2339.32
0+300	0.201	2.10	2330.20
0+180	0.273	1.53	2345.27

Tabla 4.50.- Anteproyecto del Dren de Alivio del Río San Francisco.
Funcionamiento Hidráulico para un Ancho de Plantilla Variable y
Gastos con un Tr = 100 Años.

KILOMETRO	TIRANTE	VELOCIDAD	ELEVACION DEL AGUA
GASTO DE DISEÑO = 110.40 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00 TIRANTE INICIAL = 2.011 M. TALUDES = 2 : 1 RUGOSIDAD = 0.030 B = 10M REGIMEN LENTO			
26+480	2.01	3.91	2233.64
26+000	3.52	1.84	2235.15
25+500	3.05	1.55	2235.53
25+000	4.24	1.40	2235.87
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 25+000 S = 0.00044			
25+000	4.24	1.40	2235.87
24+500	4.20	1.30	2230.11
24+000	4.27	1.30	2230.34
23+500	4.28	1.38	2230.57
23+000	4.20	1.38	2230.80
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 23+000 S = 0.0010			
23+000	4.20	1.38	2230.80
22+500	2.95	3.41	2237.91
22+000	2.95	3.41	2240.30
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 22+000 S = 0.00005, B = 5.00m.			
22+000	2.95	3.41	2240.30
21+500	2.81	3.69	2243.24
21+000	2.81	3.69	2240.27
20+000	2.81	3.69	2252.32
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 20+000 S = 0.00553, B = 5.00m.			
20+000	2.81	3.69	2252.32
19+500	2.87	3.57	2250.80

19+000	2.87	3.57	2257.01
18+600	2.87	3.57	2260.12
18+200	2.87	3.57	2262.33
GASTO DE DISEÑO = 110.40 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.0151 TIRANTE INICIAL = 1.35 M. H = 5.00m. TALUDES = 2:1 RUGOSIDAD = 0.030 REGIMEN RAPIDO			
18+200	2.00	5.85	2201.51
18+100	1.35	10.58	2202.31
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 18+100 S = 0.1847, REGIMEN RAPIDO			
18+100	1.35	10.58	2202.31
18+070	2.45	4.52	2208.00
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 18+070 S = 0.01053, REGIMEN RAPIDO			
18+070	2.45	4.52	2208.00
18+000	2.45	4.52	2200.60
17+600	2.45	4.52	2273.91
17+000 (A.A.)	2.01	4.12	2280.38
GASTO DE DISEÑO = 34.54 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00098 TIRANTE INICIAL = 1.012 M. TALUDES = 1.5:1 RUGOSIDAD = 0.030 H = 10.00m REGIMEN LENTO			
17+572.47 (A.A.)	1.01	2.96	2281.01
17+500	1.40	1.80	2281.56
17+000	1.85	1.45	2282.41
16+500	1.92	1.30	2282.97
16+000	1.91	1.37	2283.18
15+500	1.95	1.36	2283.98
15+000	1.96	1.36	2284.17
14+500	1.96	1.36	2284.07
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 14+500 S = 0.00167			
14+500	1.96	1.36	2284.07
14+000	1.73	1.57	2285.57
13+500	1.69	1.62	2286.37
13+000	1.68	1.63	2287.20
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 13+000 S = 0.00319			
13+000	1.68	1.63	2287.20
12+500	1.40	2.03	2288.50
12+000	1.40	1.03	2289.91
GASTO DE DISEÑO = 22.60 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00135 TIRANTE INICIAL = 1.401 M. TALUDES = 1.5:1 RUGOSIDAD = 0.030 H = 10.00m. REGIMEN LENTO			
12+000	1.40	2.03	2289.91
12+000	1.40	1.33	2289.09
11+500	1.40	1.32	2290.67
11+000	1.40	1.32	2291.32
GASTO DE DISEÑO = 10.60 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00135 TIRANTE INICIAL = 1.405 M. TALUDES = 1.5:1 RUGOSIDAD = 0.030 REGIMEN LENTO			
11+000	1.40	1.32	2291.32
11+000	1.39	0.98	2291.33
10+500	1.20	1.16	2291.82
10+200	0.94	2.75	2291.60
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 10+200 S = 0.00293, H = 5.00m.			
10+200	0.94	2.75	2291.60
10+000	1.30	1.82	2292.62
9+500	1.34	1.75	2294.12
9+100	1.34	1.75	2295.59
8+700	1.34	1.75	2296.76
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 8+700 S = 0.0223, REGIMEN RAPIDO			
8+700	0.76	3.54	2296.15
8+500	0.76	3.54	2300.61

8+000	0.77	3.49	2311.77
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 8+000 S = 0.02125, REGIMEN RAPIDO			
8+000	0.77	3.49	2311.77
7+500	0.77	3.49	2322.39
7+200	0.91	2.75	2328.01
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 7+200 S = 0.00116, REGIMEN LENTO			
7+200	0.91	2.75	2328.01
7+000	1.55	1.45	2329.78
6+500	1.69	1.29	2330.51
6+000	1.72	1.26	2331.11
5+500	1.73	1.26	2331.70
5+482	1.73	1.26	2331.72
GASTO DE DISEÑO = 13.50 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00108 TIRANTE INICIAL = 1.73 M. TALUDES = 1.5:1 RUGOSIDAD = 0.030 B=5.00m. REGIMEN LENTO			
5+482	1.73	1.26	2331.72
5+000	1.62	1.11	2332.14
4+500	1.59	1.11	2332.65
4+000	1.58	1.15	2333.18
3+400	1.58	1.15	2333.82
3+000	1.58	1.15	2334.20
2+706	1.58	1.15	2334.57
GASTO DE DISEÑO = 6.35 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00169 TIRANTE INICIAL = 1.582 M. TALUDES = 1.5:1 RUGOSIDAD = 0.030 B=5.00m. REGIMEN LENTO			
2+706	1.58	1.15	2334.57
2+500	1.29	0.70	2334.64
2+350	1.20	0.81	2334.71
GASTO DE DISEÑO = 2.46 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.00169 TIRANTE INICIAL = 1.129 M. TALUDES = 1.5:1 RUGOSIDAD = 0.030 REGIMEN LENTO			
2+350	1.12	0.81	2334.72
2+000	0.65	0.62	2334.84
1+520	0.53	0.79	2335.53
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 1+520 S = 0.00258			
1+520	0.53	0.79	2335.53
1+132	0.46	0.91	2336.47
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 1+132 S = 0.00188			
1+132	0.46	0.91	2336.47
1+000	0.50	0.81	2336.75
0+800	0.50	0.81	2337.13
0+000	0.50	0.81	2337.50
CAMBIO DE PENDIENTE EN EL KM. 0+000 S = 0.00700, B=5.00m.			
0+000	0.50	0.81	2337.50
0+500	0.35	1.26	2338.12
0+340	0.35	1.20	2339.35
GASTO DE DISEÑO = 2.46 M ³ /SEG. PENDIENTE = 0.0375 TIRANTE INICIAL = 0.283 M. TALUDES = 1.5:1 RUGOSIDAD = 0.030 B=5.00m. REGIMEN RAPIDO			
0+340	0.21	2.15	2339.21
0+000	0.21	2.15	2340.71
0+180	0.28	1.60	2345.28

Una vez propuestas las alternativas y realizados los funcionamientos hidráulicos para cada una de ellas, se calcularon los volúmenes de obra correspondientes, se muestra el resumen de los volúmenes de la alternativa seleccionada (tabla 4.51).

Tabla 4.51. Resumen de volumen de obra para la alternativa definitiva para diseño del Anteproyecto del dren de Alivio San Francisco, Edo de México.

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO EN MILES
			N\$	N\$
ALTERNATIVA # 5, B=5.00 M. DEL Km. 0+180 AL Km. 10+200 Y DEL Km. 17+572 AL Km. 22+600 Y B=10.00 M. DEL Km. 10+200 AL Km. 17+572 Y DEL Km. 22+600 AL Km. 26+548.				
DESMONTE	HA.	37	1250.00	46.250
DESPALME	M3	105500	1.20	126.600
EXCAVACION EN ROCA	M3	229580	120.00	27549.600
EXCAVACION EN CUALQUIER MAT.				
EXCEPTO ROCA	M3	413520	6.30	2605.170
TERRAPLEN	M3	317700	15.00	4765.500
CARRERO EN EL PRIMER KM. DE				
MATERIAL PROV. DE EXC. PREVIAS	M3	317700	4.00	1461.420
SOBRE CARRERO DE MAT. EN LOS				
QMS. SUBSECUENTES AL PRIMERO	M3-KM	2511600	2.00	5023.200
INDEMNIZACIONES	HA.	30.8	15000.00	552.000
		IMPORTE	TOTAL	42180.710

Realizando el análisis comparativo tanto técnico como económicamente de las alternativas presentadas, se llegó a la conclusión que la alternativa # 5 es la más conveniente en el aspecto económico y referente al aspecto técnico se considera que es la de mejor funcionalidad. El resumen de costos de alternativas se presenta en la Tabla 4.52.

Tabla 4.52. Resumen de Costos de Alternativas para el Dren de Alivio San Francisco, Edo de México.

Alternativa	Trama	Ancho de plantilla	Talud	Pandanto	Costo Total	OBSERVACIONES
	(KM)	(M)			MILES DE N\$	
1	0+180 A 17+572	10.00	1.5:1	S1		
	17+000 A 26+480	10.00	2.0:1	S1	48668.700	
2	0+180 A 17+572	5.00	1.5:1	S1		
	17+000 A 26+480	5.00	2.0:1	S1	44526.200	
3	0+180 A 17+572	10.00	1.5:1	S2		Dren en excavación
	17+000 A 26+480	10.00	2.0:1	S1	63319.900	
4	0+180 A 17+572	5.00	1.5:1	S2		Dren en excavación
	17+000 A 26+480	5.00	2.0:1	S1	43813.000	
5	0+180 A 10+200	5.00	1.5:1	S1		
	10+200 A 17+572	10.00	1.5:1	S1		
	17+000 A 22+600	5.00	2.0:1	S1		
	22+600 A 26+480	10.00	2.0:1	S1	43091.200	
6	17+000 A 26+480	10.00	1.0:1	S1	6392.800	Sin revestir
7	17+000 A 26+480	5.00	1.0:1	S1	6891.300	Sin revestir
8A	17+000 A 26+480	5.00	1.0:1	S1	19709.700	Revestimiento de 0.20 m.
8B	17+000 A 26+480	5.00	1.0:1	S1	17735.800	Revestimiento de 0.15 m.

Asimismo, en virtud del monto de la alternativa seleccionada, los trabajos se pueden ejecutar en 2 o 3 etapas, teniendo como 1.ª etapa la rehabilitación del río Santa Mónica y como 2.ª etapa la construcción del dren en toda su longitud del Km. 17+572 al Km. 0+180, incluyendo las estructuras; o bien considerar como 1.ª etapa la rehabilitación del río Santa Mónica, como 2.ª etapa la construcción del dren del Km. 17+572 al Km. 10+200 y finalmente como 3.ª etapa la construcción del dren en su longitud restante del Km. 10+200 al Km. 0+180, incluyendo las estructuras correspondientes en cada tramo.

Geometría del Dren. La geometría adoptada para el dren, de acuerdo con la alternativa seleccionada, en función del análisis comparativo tanto técnica como económicamente, es la que se describe a continuación:

Tramo	plantilla	taludes	pendiente
0+180 a 10+200	5.00 m.	1.5 : 1	1%
10+200 a 17+572(A.A.)	10.00 m.	1.5 : 1	1%
17+000(A.A.) a 22+600	5.00 m.	2.0 : 1	1%
22+600 a 26+480	10.00 m.	2.0 : 1	1%

Observaciones. Haciendo el análisis de los gastos derivados, así como del costo tanto del dren como de las estructuras derivadoras, se observa que en el caso de la Barranca del Olivar es muy pequeño el gasto que se deriva y en general el que conduce dicho cauce, además de que por la topografía de la zona la estructura derivadora es de una altura considerable y los cortes que se tienen que ejecutar son de gran altura, por lo cual en opinión de esta Empresa y de acuerdo a pláticas sostenidas con la Supervisión del antiproyecto, el dren de alivio podrá tener como inicio el arroyo Las Jicaras.

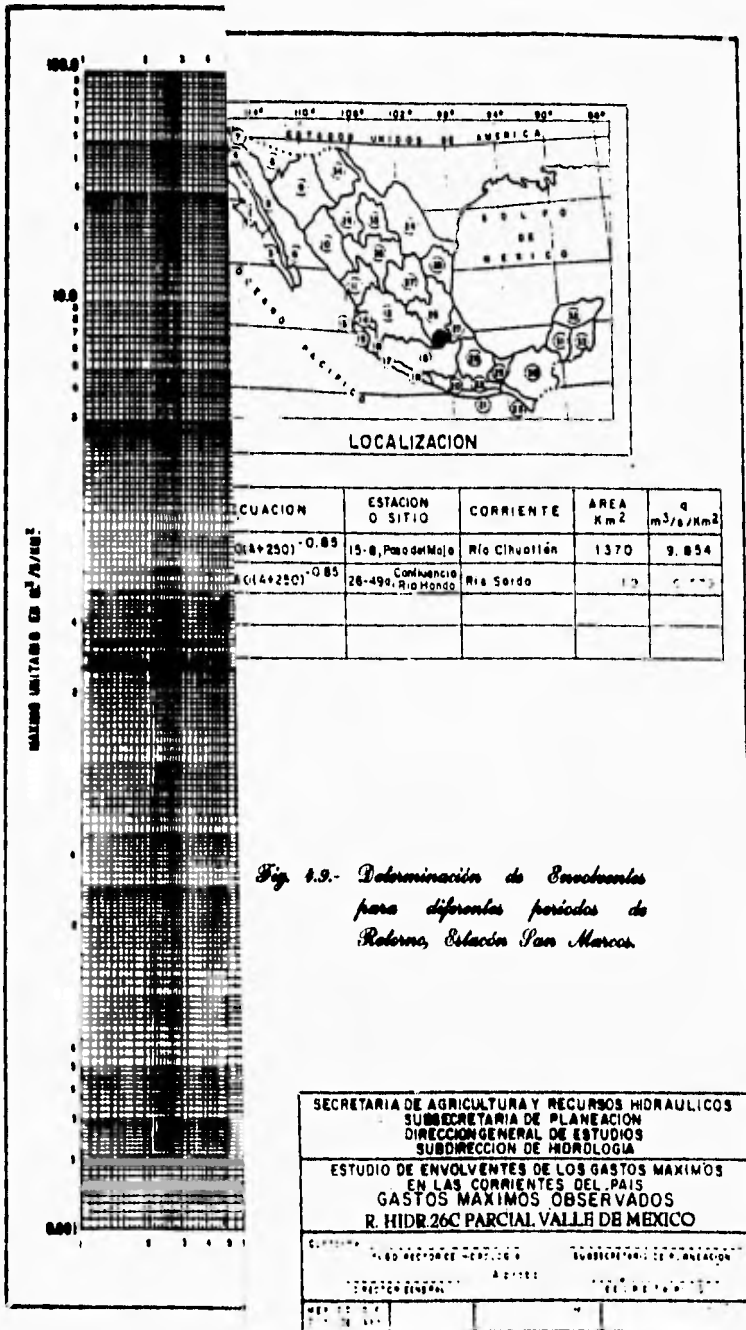
En cuanto al control del gasto de la Barranca del Olivar, de no construirse la estructura derivadora, se puede realizar mediante pequeñas represas de gaviones, que además servirán como retenedoras de azules y en determinado caso de que se necesite la estructura existente en la Cañada, ésta debe rehabilitarse.

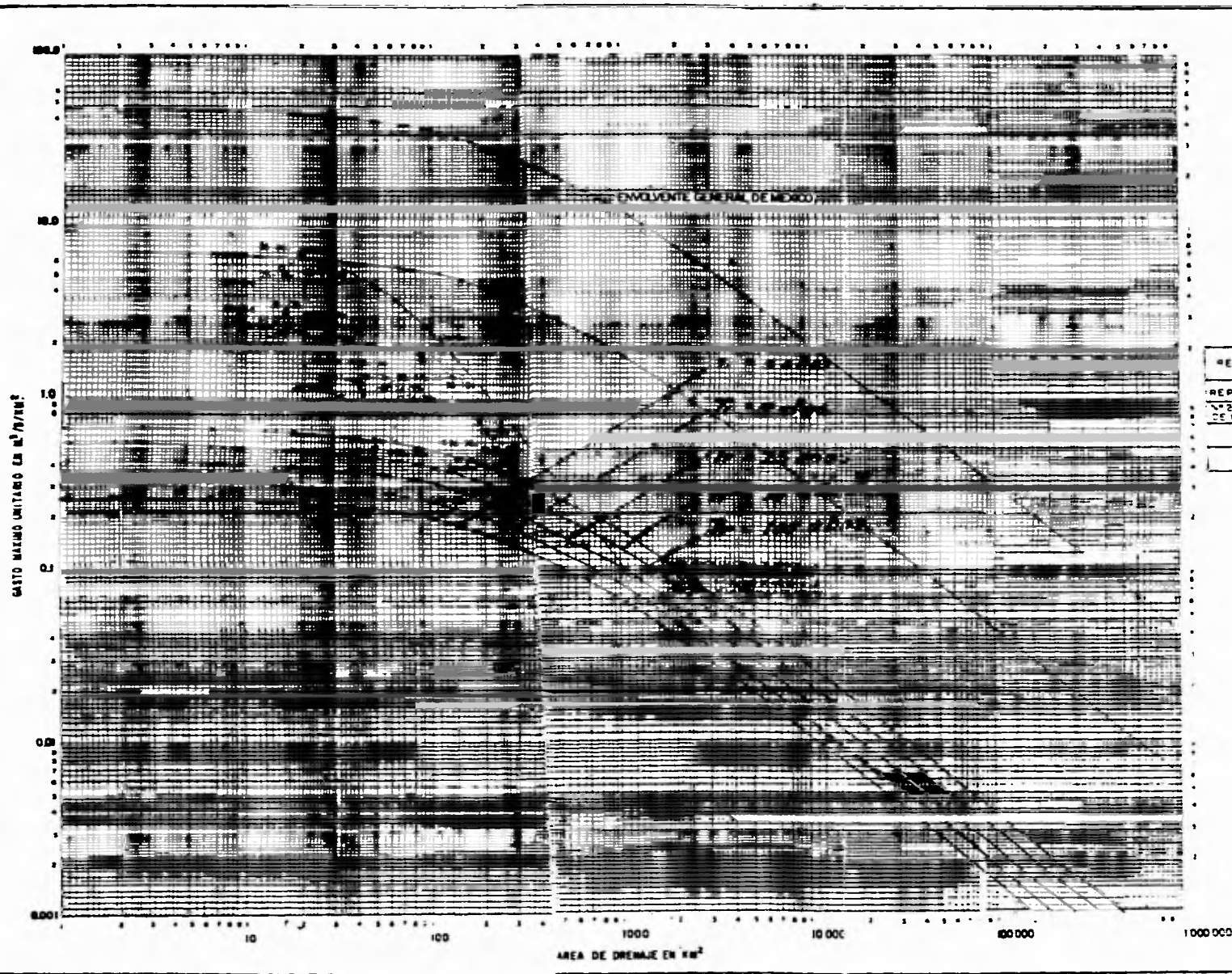
Conclusiones. En cuanto al impacto que tendrá la obra del dren de alivio en lo que se refiere al control de inundaciones, tanto en los ríos Coatzaco y Talmimimolshan como en el río San Francisco y por consecuencia en el río de La Compañía, se considera que es conveniente la construcción de dicho dren, elaborando para esto el Proyecto Ejecutivo del mismo, en donde se consideren los estudios de Geotecnia y de Hidráulica Fluvial con mayor detalle, sin embargo debe tenerse en cuenta el impacto social de la obra, ya que es una zona con una fuerte potencialidad

de población.

Igualmente se debe considerar el Impacto Ambiental, ya que dentro de los Impactos primarios se encuentran la alteración o destrucción de las áreas ocupadas, así como la generación de concentraciones de contaminantes, que es muy posible se veyan a tener cuando se construya el dique de alivio.

Puesto que este estudio se hizo a nivel de anteproyecto no se realizó estudio de Hidráulica Fluvial. Con lo que concluye este capítulo, restando presentar una serie de conclusiones y recomendaciones adicionales.





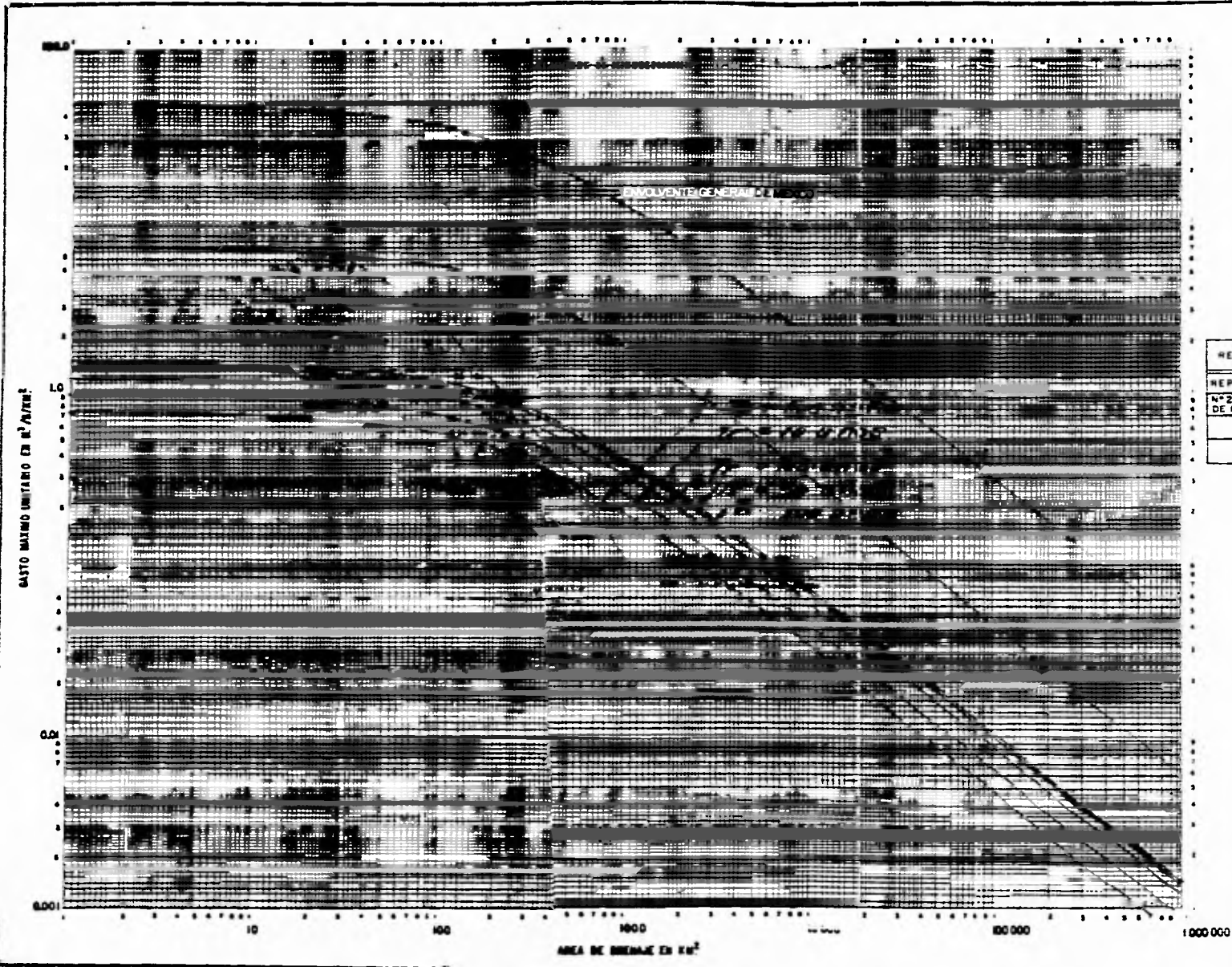
REGION	ECUACION	ESTACION O SITIO	CORRIENTE	AREA Km ²	q m ³ /s/km ²
REPUBLICA	$q = 5270(A+250)^{-0.85}$	15-8, Pasa de Maja	Rio Cihuatlan	1370	9.854
N° 26 VALLE DE MEXICO	$q = 76(A+250)^{-0.85}$	26-49a, Rio Honda	Rio Sarde		

Fig. 4.9.- Determinación de Envolventes para diferentes periodos de Retorno, Estación San Marcos.

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
 SUBSECRETARIA DE PLANEACION
 DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS
 SUBDIRECCION DE HIDROLOGIA

ESTUDIO DE ENVOLVENTES DE LOS GASTOS MAXIMOS EN LAS CORRIENTES DEL PAIS
 GASTOS MAXIMOS OBSERVADOS
 R. HIDR26C PARCIAL VALLE DE MEXICO

ESTACION: PASEO REFORMA NOROCCIDENTAL SUBSECRETARIA DE PLANEACION
 DIRECTOR GENERAL: [] DIRECTOR DE ESTUDIOS: []



REGION	ECUACION	ESTACION O SITIO	CORRIENTE	AREA km ²	q m ³ /s/km ²
REPUBLICA	$q = 5270(A+250)^{-0.85}$	15-B. Pánuco/Mojo	Rio Cihuacán	1370	9.854
N° 26 VALLE DE MEXICO	$q = 76(A+250)^{-0.85}$	26-49a. Confluencia Rio Honda	Pto Sordo	19	5.772

Fig. 4.10- Determinación de Envolventes para diferentes periodos de Retorno, Estación El Teocitile.

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
 SUBSECRETARIA DE PLANEACION
 DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS
 SUBDIRECCION DE HIDROLOGIA

ESTUDIO DE ENVOLVENTES DE LOS GASTOS MAXIMOS EN LAS CORRIENTES DEL PAIS
 GASTOS MAXIMOS OBSERVADOS
 R. HIDR. 26C PARCIAL VALLE DE MEXICO

COORDINADOR: SUBDIRECCION DE HIDROLOGIA SUBSECRETARIO DE PLANEACION
 DIRECTOR GENERAL ASISTENTE SECRETARIA D

CAPÍTULO 5

Conclusiones

Dentro del análisis de un proyecto de encauzamiento y/o rectificación de cauces naturales no se debe perder de vista el aspecto técnico, pero tampoco el económico, pues como se menciona al principio de este trabajo ambos van ligados y el no dar la importancia que se merece uno y otro puede conducir a malos planteamientos en la solución de un proyecto. Se indican a continuación las conclusiones y recomendaciones más importantes del presente trabajo.

En el capítulo 1 se presentaron algunos métodos para la obtención de información topográfica, con procedimientos tradicionales para un levantamiento, en la actualidad se presentan por medio de paquetes para computadora una serie de alternativas para presentar esta información en forma más precisa que además se apoyan en el uso de sistemas de C.A.D. (Diseño Asistido por Computadoras), que proporcionan un medio más completo para su representación gráfica. Sin embargo sigue siendo válido el uso de escalas y las formas de presentar los levantamientos para

obtener la información topográfica necesaria en la elaboración de un proyecto de encauzamiento y/o rectificación de cauces naturales.

Los estudios Hidrológicos son una parte muy importante en las obras de protección y defensa que se realizan en un proyecto cualquiera, del estudio aplicado en el Anteproyecto del tron de Alivio San Francisco, podemos concluir lo siguiente:

Al aplicar los métodos empíricos los resultados obtenidos presentan resultados que se basan en fórmulas que consideran coeficientes que fueron determinados para la zona en donde estas se aplicaron primeramente, esto trae consigo un error en el cálculo de los gastos ha utilizar en otras zonas que puede producir series errores, su uso así se restringe a una primera aproximación y como un dato para poder definir el orden en el cual puede encontrarse el resultado del estudio por realizar. Haciendo un análisis de los resultados obtenidos en la tabla 4.10 vemos que para las diferentes cuencas estudiadas los gastos obtenidos son muy grandes y además nos proporcionan en su mayoría una idea del periodo de retorno para el cual se pueden presentar. Estas fórmulas únicamente consideran el área de la cuenca y en algunas un coeficiente que se aplica para algún periodo de retorno, pero no así las características fisiográficas de la cuenca.

Los métodos semiempíricos son también similares a los empíricos, si bien hacen intervenir más parámetros para la determinación del gasto de diseño de una obra su uso también se puede restringir a proyectos con poca información y a un primer tanto para la obtención del gasto definitivo. Dentro de los métodos más confiables podemos citar al Racional y el del Ing. Sánchez Bribiesca.

El método Estadístico de Kershfield, es útil para estimaciones rápidas siempre que se tengan suficientes datos de precipitación máxima diaria, es aplicable para áreas menores a 100 Km², este método como se menciona en el capítulo 2 se basa en la ecuación general del análisis hidrológico y debe contar con registros de lluvias máximas en 24 horas, cuyo periodo sea del orden de 20 años o con un mínimo de 10 años. Si bien este método permite obtener una precipitación esto no está asociado a un periodo de retorno por lo que esto será el máximo que se puede presentar en la zona de proyecto. En base a los resultados obtenidos se puede utilizar algún otro para determinar el periodo de retorno de esta precipitación obtenida.

Los métodos Hidrológicos como se menciona, pretenden reproducir matemáticamente el fenómeno de la avenida para obtener el gasto de diseño. Si bien tienen la forma de poder simular satisfactoriamente el proceso hidrológico, esto es posible si se pueden estimar satisfactoriamente los parámetros necesarios para su aplicación, por lo que si estos no son cuantificados correctamente distorsionan los resultados llegando a ser absurdos.

El método hidrológico del hidrograma unitario Triangular fue el aplicado para el Anteproyecto del Dren de Alivio San Francisco.

Para la aplicación del hidrograma unitario triangular que aquí se determina, se realizaron primero los estudios con los métodos estadísticos y con los resultados obtenidos para la precipitación en diferentes períodos de retorno se aplicó este método, siendo sus resultados muy altos.

El resultado obtenido fue de tal orden principalmente a que los datos de las precipitaciones son de estaciones pluviométricas y se tuvo que obtener la distribución de la lluvia con base a la experiencia de otras áreas y zonas cercanas, pero la relación no fue del todo adecuada por lo que la distribución de la lluvia para períodos menores a 24 horas que requiere este procedimiento (1, 2, 3, 4, 5, 6, y 12 horas además), proporciona resultados que no pueden ser aplicados. Razón por la cual se eligieron los obtenidos por los métodos estadísticos para las estaciones hidrométricas. Para tener una aproximación mejor en la aplicación de este método sería recomendable buscar alguna estación que contara con un pluviógrama para poder determinar los valores en forma más precisa, otra alternativa es el usar la distribución que se obtiene por medio de la Precipitación Máxima Probable y aplicar esta para el hidrograma triangular, aún cuando esta no es la distribución real y obtener los valores para tener un segundo parámetro de comparación.

Finalmente los métodos estadísticos o probabilísticos usados son los más confiables de todos, pues involucran tanto parámetros físicos de la cuenca como los registros de las estaciones en la zona de estudio y cercanas que permitan hacer una transición de causa y efectos a las áreas de estudio en caso de que estas no cuenten con estaciones propias.

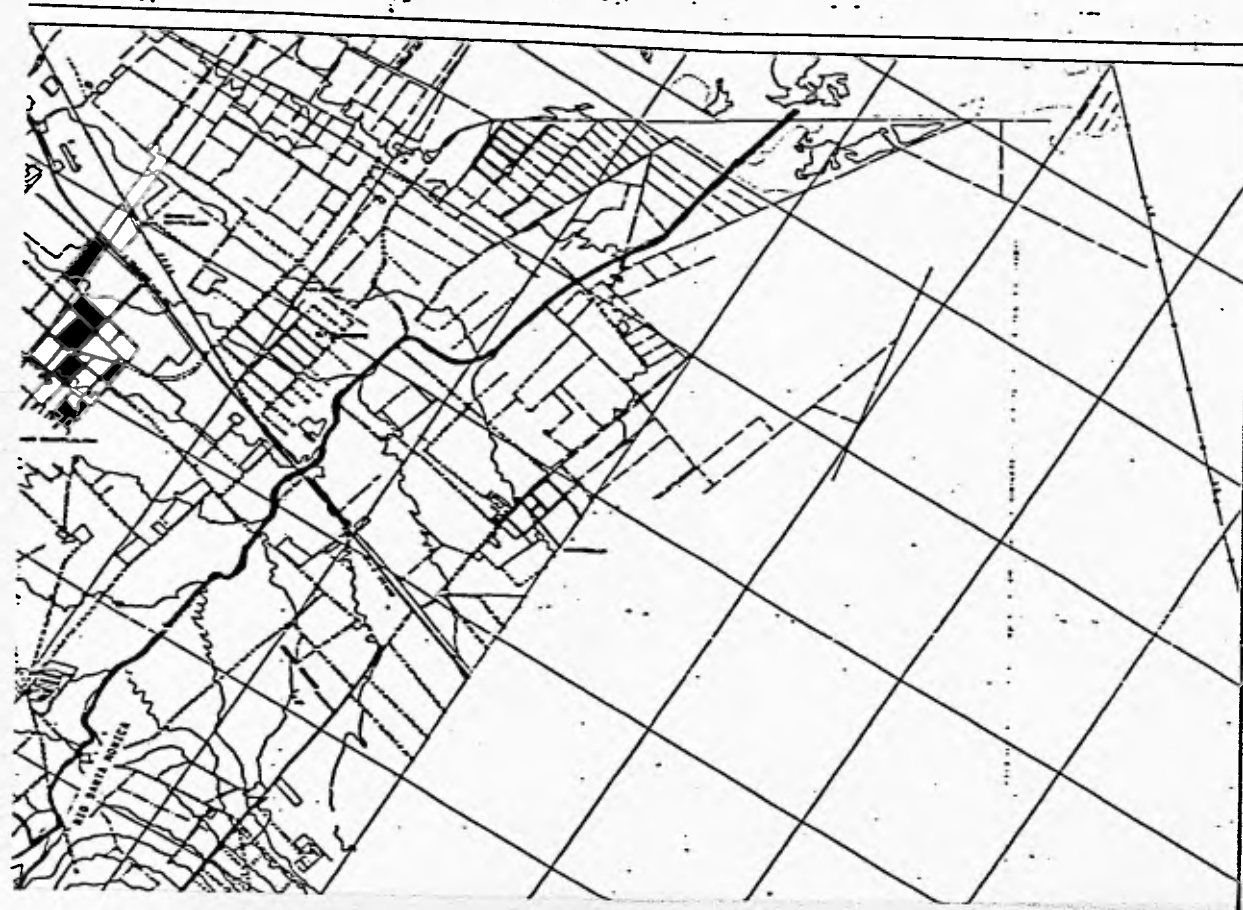
De los métodos utilizados para la obtención del gasto de diseño, para las obras de encauzamiento del anteproyecto del Dren de Alivio San Francisco, Edo de México, se consideraron los resultados obtenidos por los

métodos estadísticos para las estaciones hidrométricas San Marcos y el Tejeante, con estos resultados se realizó la transposición de gastos y se obtuvieron los gastos de diseño para el Anteproyecto del Dren.

Los estudios hidráulicos que se realizaron para el anteproyecto nos presentan una gama de posibilidades en el desarrollo de alternativas de solución, siendo la alternativa seleccionada la que al parecer se ajusta mejor a las necesidades propias del problema. Sin embargo y ya que este estudio es únicamente a nivel de anteproyecto, para la elaboración del proyecto ejecutivo se deberá realizar un estudio más completo de Hidráulica Fluvial dando se determinen las características Fluviales del encauzamiento del Dren.

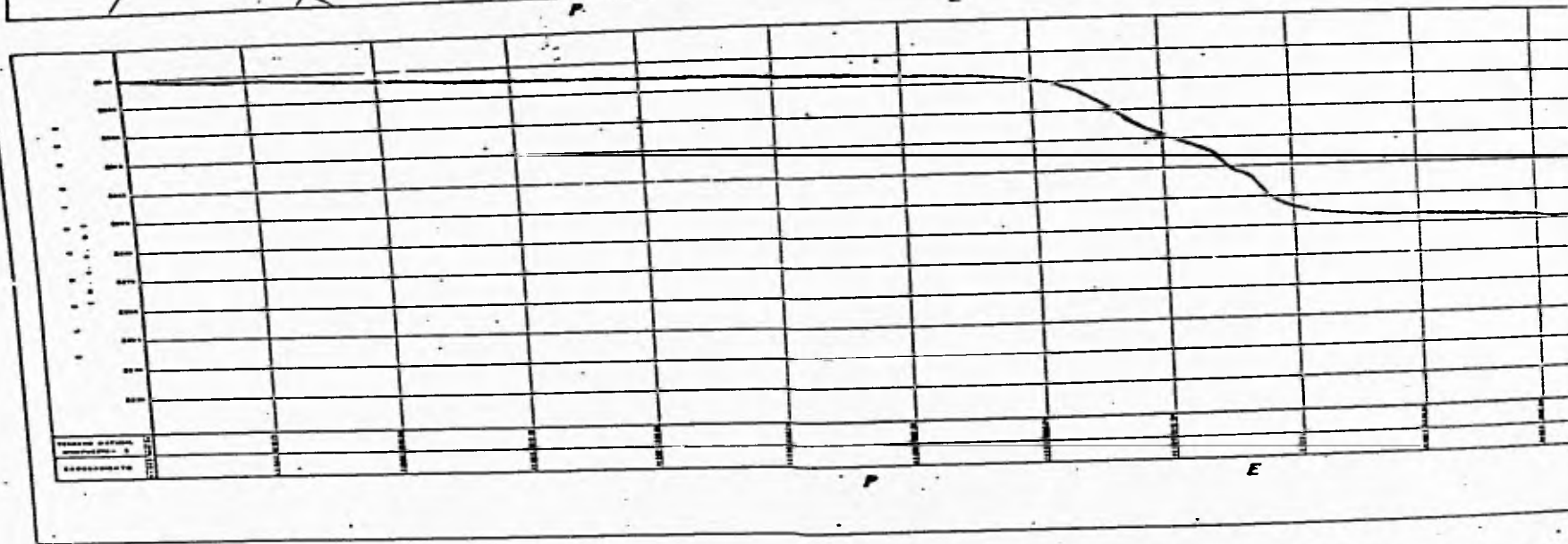
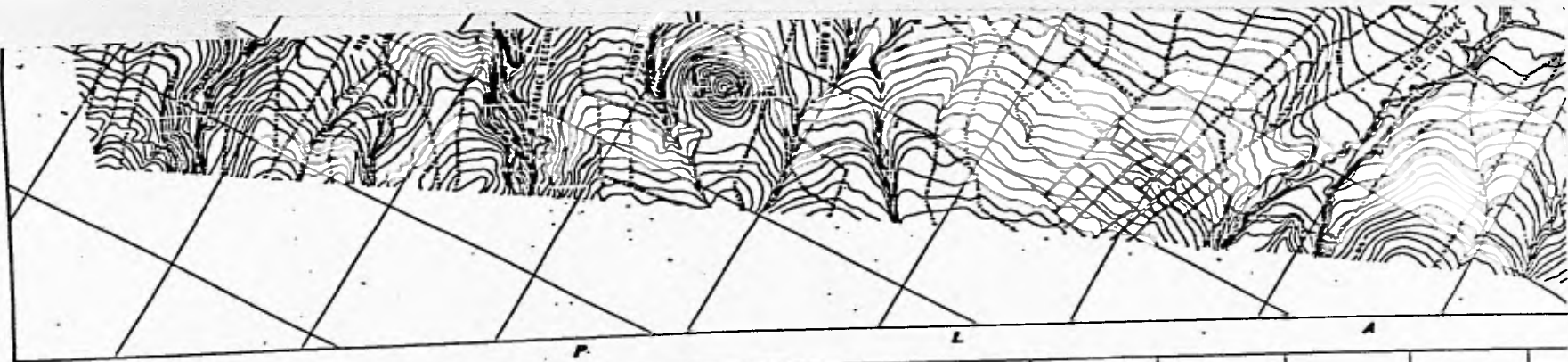
Una recomendación adicional se hace en el sentido de que si bien se presentan diversos criterios para los estudios tanto hidrológicos como hidráulico-fluviales, estos se deben de aplicar de acuerdo con la información que se obtenga de campo para la zona de proyecto, pues el tener varios parámetros de computación ayuda cuando se cuenta con la información adecuada para hacer este tipo de análisis, pero puede llevarnos a resultados erróneos cuando no se tiene la experiencia necesaria o la información utilizada no es toda la necesaria, bien por falta de esta o por una incorrecta determinación de la misma. Así también es necesario indicar que los criterios presentados en el presente trabajo no son los únicos, pero que más que seguir tomando más criterios, se debe hacer un análisis de estos y de tratar de estar más al día con los nuevos métodos para definir de una manera más precisa la confiabilidad de estos mediante la calibración de estos y otros métodos que se puedan aplicar para el diseño adecuado de los proyectos.

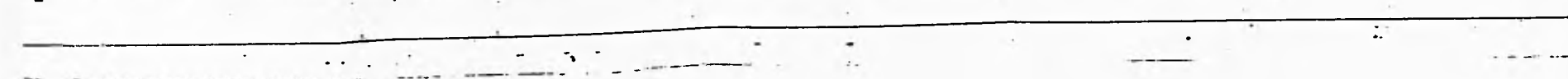
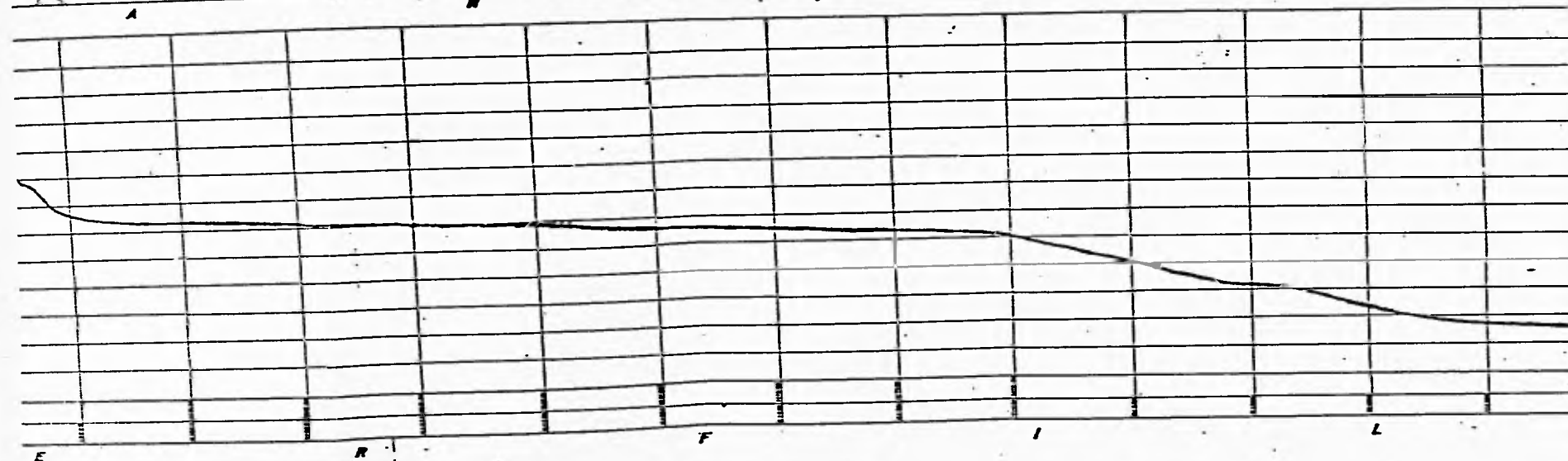
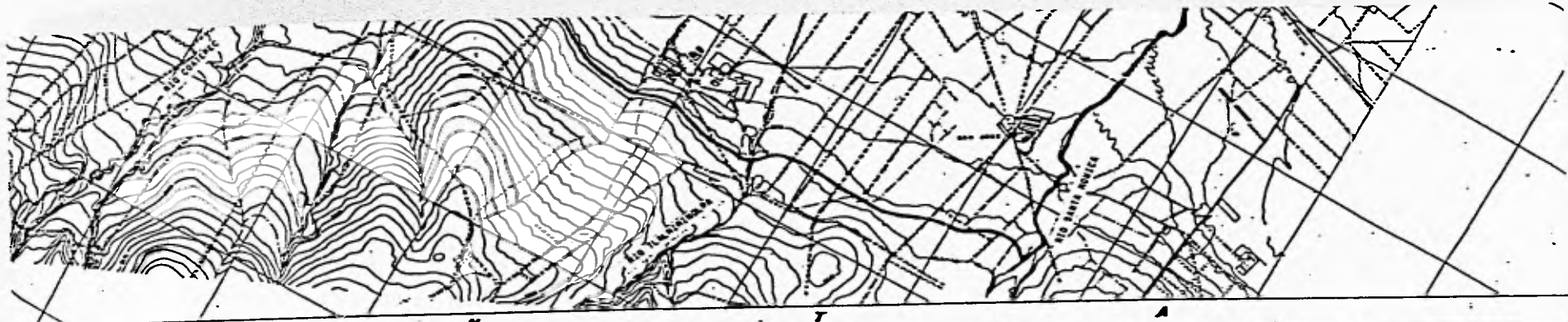


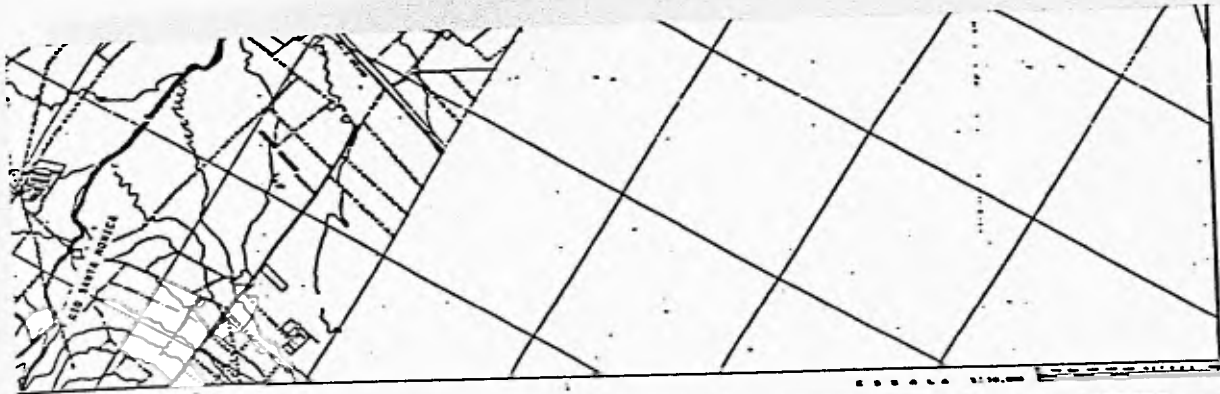


ANTEPROYECTO CAUCE DE ALIVO
RIO SAN FRANCISCO, EDO. DE MEXICO

*Planta y perfil longitudinal del Dren de alivio
San Francisco, Edo. de Mexico*







SCALE HORIZONTAL 1:10,000
SCALE VERTICAL 1:10,000