



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES  
ARAGÓN

## HIDROLOGÍA APLICADA AL ENCAUZAMIENTO Y PROTECCIÓN DE CAUCES

T E S I S  
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A :

CRISTIAN LEONEL PALMA BAUTISTA



FES Aragón

DIRECTOR DE TESIS:

M. en C. LUIS POMPOSO VIGUERAS MUÑOZ

MÉXICO 2012



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

*Dios dijo: <<Júntense las aguas de debajo de los cielos en un solo lugar y aparezca el suelo seco. >> Y así fue.  
Dios llamó al suelo seco "Tierra" y a la masa de agua "Mares". Y vio Dios que todo era bueno.  
(Génesis 1: 6,7)*

*Quinto Presagio Funesto: Hirvió el agua: el viento la hizo alborotarse hirviendo. Como si hirviera en furia, como si en pedazos se rompiera al revolverse. Fue su impulso muy lejos, se levantó muy alto. Llegó a los fundamentos de las casas; y derruidas las casas, se inundaron en agua. Eso fue en la laguna que está junto a nosotros.*

*El quinto prodigio y señal fue que se alteró la laguna mexicana sin viento alguno, la cual hervía y reherví y espumaba en tanta manera que se levantaba y alzaba en gran altura, de tal suerte, que el agua llegaba a bañar a más de la mitad de las casas de México, y muchas de ellas se cayeron y hundieron; y las cubrió y del todo se inundaron.*  
(León Portilla, 2000)



A Dios por las oportunidades y fracasos certeros.  
A mis padres Cristina y Eliseo, y a mi hermano Hugo Iván,  
por su amor y apoyo incondicional.  
A mis abuelos y familia.  
A profesores y amigos de la UNAM, FES Aragón.  
A Ingenieros y amigos de la Comisión Nacional del Agua.  
Amigos y compañeros de la BA 5733.  
A José Félix Ángel Sánchez Nava.



## AGRADECIMIENTOS

Después ya de bastante tiempo del término de mi carrera universitaria y de atesorar experiencias en el ámbito profesional de la Ingeniería Civil, el momento de *la prueba final* ha llegado; y no lo pude haber logrado sin el apoyo, consejos y regaños de diversas personas que no solo estuvieron conmigo en estos cinco años sino a lo largo de toda mi vida.

Primeramente quiero agradecer a Dios, por las fuerzas recibidas cuando me siento vencido, por cada uno de los momentos buenos y malos. Te agradezco por las oportunidades dadas, por los momentos certeros y precisos en que suceden las cosas, por las personas conocidas y despedidas, por lo que ocurre en mi vida. *“Todos somos parte de un mecanismo llamado Universo, en el que cada ente es una pieza única e irremplazable y es tan maravilloso observar como todo se conjuga.”* Considero este trabajo como una oportunidad para dedicarte mis esfuerzos constantes.

A esos dos seres maravillosos para mí, que me han dado su amor y todo sin miramientos, a mis padres: Cristina Bautista Lázaro y Eliseo Palma Diaquino, gracias por darnos, a mi hermano y a mí, los mejores años de su vida. A ti mamá, por tu gran esfuerzo, preocupación y dedicación constante; no olvido tus regaños ni mucho menos tu apoyo en todo momento, empiezo a entender el por qué de cada uno de tus sermones y enojos: Eran para llegar a este final y seguir aún más allá. A ti papá, por tu integra responsabilidad, por tu sacrificio y compromiso pleno para con nosotros tres; nunca te lo he dicho y hoy te lo escribo: ¡Te admiro! y ojalá llegué a ser por lo menos una parte de lo responsable, comprometido, trabajador e ingenioso que eres tú. A mi hermano, Hugo Iván porque a pesar de ser menor que yo, has sabido ser el mayor, admiro tu madurez y agradezco infinitamente tu preocupación y también tus regaños hacia mí, ahora deseo ser un ejemplo a seguir para ti, es momento de cambiar los papeles, fuiste el primero en saber y tratas aún de entenderme. Gracias a ustedes tres, mi familia, por su apoyo en el antes y ahora; no ha sido fácil para mí y mucho menos para ustedes, sin embargo agradezco el tratar de comprenderme.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Estudios Superiores Aragón; profesores y amigos. Agradezco al M. en C. Luis Pomposo Vigueras Muñoz por su apoyo como director de tesis en la realización de este trabajo de titulación, haciendo alarde por su dedicado espíritu de enseñanza y compromiso con las nuevas generaciones de la carrera de Ingeniería Civil en el ámbito de la Hidrología. A mis amigos que compartieron esta aventura conmigo: José Luis Barcenas Martínez, Ing. Edmundo David Bernal Quezada, Omar Garrido Neri, Ing. Gabriel García Carlón, Ing. Maythé Munguía Zaragoza e Ing. Gabriela Segura Rauda.

A María Guadalupe Hernández Padilla, Rosario Maricela Cuevas Cruces y Neri Iván Paredes Romero, a ustedes tres por demostrarme su amistad a pesar del tiempo transcurrido.

No pude haber llegado a este día sin el valioso apoyo desinteresado de un grupo de personas que hallé en este camino, gracias a todos mis amigos y compañeros de Wal-Mart B.A. 5733: Raquel Gámez, por su cariño y apoyo brindando en su departamento junto a Ana Rosa Roque y Juan Manuel Buendía, al Sr. Ramón Rodríguez por darme la oportunidad de integrarme a su equipo de trabajo pese a mi condición de estudiante y confiar en mi resistencia. A Francisco Cruz y Maricela García por ser jefes comprensivos en mis estudios y apostar todo en mí. A mis amigos y cómplices: Laura Vázquez y Adolfo Camacho, por su gran amistad mostrada hasta este momento y el tiempo sacrificado por mí; así mismo Claudia Gómez y Angélica García, por lograr un temperamento en mí. A los líderes: Sr. Jesús Chávez, Sr. Enrique Amaya, Sr. Emanuel Corro, Sr. Mario del Valle, Sra. Reina Maldonado, Salvador Balcazar y Blanca Ornelas; por sus palabras, regaños, oportunidades y por ser ustedes ejemplos a seguir. A mis amigas: Manuela



González †, Griselda Zarco, Juanita Zamora, Marisol Osorio, Silvia Sánchez, Roxana Mendieta, Verónica Padrón, Ráquel Sánchez, Lina Carrillo, Nancy Sánchez, Paola Sánchez, Alicia Díaz y todas aquellas con quienes compartí cinco años de mi vida en línea de cajas.

Al ingeniero Alfredo Salvador Márquez Sol, coordinador de Topografía de la línea 12 del metro, por brindarme la primera oportunidad laboral en la ingeniería ¡Gracias! Sus regaños, enseñanzas y palabras las llevaré conmigo. Por ser un maestro de la vida, por las clases en el camper y los recorridos en las entrañas del subsuelo de la Ciudad de México a través de “*la rielera*”. A amigos y compañeros con quienes laboré en el edificio Rafael, PMDF y en el campamento Mexicaltzingo; por las enseñanzas en mis primeras actividades profesionales.

A la Comisión Nacional de Agua (CONAGUA) por la oportunidad de llevar a cabo el Servicio Social y Prácticas Profesionales y así adentrarme en la Ingeniería Civil, en uno los rubros que más afecta a nuestro país y al mundo entero, el hídrico. ¡Por llegar a ser una mejor Comisión! Ing. R. Isidro Gaytán Arvizu, Gerente de Distritos de Temporal Tecnificado, por su liderazgo y conocimiento además de su grandiosa amistad; Ing. José Alberto García Gómez, Subgerente de Proyectos de Obras de Protección en Ríos, por considerarme como candidato para integrarme a su equipo de trabajo; Ing. Marcos Raúl Espinosa Díaz, por darme la mano en mis primeros pasos profesionales y no soltarme; M. en I. Deyanira Castro Fierro, por el tiempo otorgado en la conclusión del presente; M. en C. Guillermo Buendía Espinoza, por palabras y consejos desde el primer día a mi llegada a la Comisión. Y a mis amigos, a mis amigos: Ing. Alma Delia Landín González, M. en I. Juan Pablo Hernández Pérez, Consuelo Uribe Leyva, M. en I. Ana Patricia Gómez Mayen, M. en I. Héctor Manuel Toledo Hernández, Ing. Gustavo Raya Ayala, Lic. Jorge Alejandro Colorado Cruz, Ing. Rubisel Pérez Castro, Ing. Moisés Hernández Cruz, Ing. Emilio Acevedo Ruíz; a todos ustedes, infinitas gracias por su compañía y amistad, así como por el apoyo en la terminación de este trabajo mediante consejos y material de consulta.

A Jesús Antonio Fonseca Apartado por la gran amistad que hay entre nosotros a pesar del tiempo, admiro tu honestidad irrefutable y tu creatividad desbordante. A José Antonio Gómez Ayala, esperando que este trabajo sea para ti una prueba de constancia en lograr lo que uno se propone. Por último, agradecer extraordinariamente a una persona que influyó notablemente en la conclusión de este trabajo y que seguramente si las cosas no hubiesen ocurrido así, este trabajo seguiría inconcluso, a José Félix Ángel Sánchez Nava, “... *las cosas ocurren por algo, nada es casualidad.*” Gracias por llegar a mi vida en el momento justo, “*Si algo no acabo bien es por que aún no termina.*” Llevo palabras, consejos, y momentos vividos junto a ti, inundablemente ejercite una influencia notable en mí y eso lo agradeceré el resto de mis días.

Imaginé desde un tiempo atrás, el día de mi examen profesional, ver a mis seres queridos felicitándome por este logro alcanzado y entre ellos tú; ver tu sonrisa de “*lo lograste*” y sentir tu abrazo.... Selene Peralta Hernández †, ahora sé que fui en ejemplo para ti y no sabes cómo me hace sentir eso y seguiré siéndolo para otras personas más, ese es mi compromiso y va por ti; a ti te agradezco tus consejos y regaños, siempre recordaré cada los momentos que reímos juntos.

A todos ustedes (familia, amigos, compañeros) que han compartido un instante de sus vidas conmigo, a los que están y los que ya no... ¡GRACIAS! por que llevo una parte de cada uno de ustedes (recomendaciones, enseñanzas, habilidades, risas) en mi carácter y eso a dirimido en lo que soy el día de hoy y me permitirá certeramente seguir alcanzando metas.

Cristian Leonel Palma Bautista  
febrero 2012



# TEMARIO

OBJETIVO

INTRODUCCIÓN

Capítulo I ANTECEDENTES

Capítulo II CONCEPTOS FUNDAMENTALES DE HIDROLOGÍA E INGENIERÍA DE RÍOS

Capítulo III INUNDACIONES: DEFINICIÓN Y CONTROL

Capítulo IV SOFTWARE EMPLEADO EN PROYECTOS DE OBRAS DE PROTECCIÓN EN RÍOS

Capítulo V MODELACIÓN DEL ARROYO MIMBRE 2º TRAMO, COMPRENDIDO ENTRE LA CALLE AMÉRICA LATINA Y CONFLUENCIA CON EL RÍO SACRAMENTO EN LA CIUDAD DE CHIHUAHUA, CHIHUAHUA

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFÍA

MESOGRAFÍA



# ÍNDICE GENERAL

OBJETIVO	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX
<b>CAPÍTULO I</b>	
<b>Antecedentes</b>	2
1.1 CIVILIZACIONES FLUVIALES	
1.1.1 Introducción	2
1.1.2 Cultura Mesopotámica	4
1.1.3 Cultura Egipcia	6
1.1.4 Cultura China	8
1.1.5 Cultura Hindú	9
1.1.6 Cultura Romana	11
1.1.7 Cultura Azteca	12
1.2 ANTECEDENTES DE OBRAS DE PROTECCIÓN Y ENCAUZAMIENTO DE RÍOS	
1.2.1 Generalidades	13
1.2.2 El Emperador "Yu, El Grande" y el control de las aguas	17
1.2.3 El Rey Netzahualcóyotl	19
1.3 INUNDACIONES HISTÓRICAS	
1.3.1 Inundaciones en el Mundo	22
1.3.2 Inundaciones en México	24
1.3.3 Eventos que han generado mayores daños por eventos Hidrometeorológicos en la República Mexicana (1943-2010)	29
<b>CAPÍTULO II</b>	
<b>Conceptos Fundamentales de Hidrología e Ingeniería de Ríos</b>	
2.1 ASPECTOS BÁSICOS DE LA HIDROLOGÍA	38
2.1.1 Aspectos Básicos	38
2.1.2 Ciclo Hidrológico	42
2.1.3 Inventario mundial del agua	44
2.1.4 Regiones Hidrológicas de México	45
2.1.5 Regiones Hidrológico – Administrativas de la CONAGUA	46
2.1.6 Fisiografía de la Cuenca	47
2.1.6.1 Concepto de cuenca	48
2.1.6.2 Características fisiográficas de la cuenca y cauces	49
2.1.7 Precipitación	59
2.1.7.1 Definición de precipitación	59
2.1.7.2 Clasificación de precipitación	59
2.1.7.3 Formas de precipitación conocidas	60
2.1.7.4 Lluvia	61
2.1.7.5 Medición de la precipitación	62
2.1.7.6 Análisis de los datos de la precipitación	65



2.1.7.7	Curvas características de la precipitación	70
2.1.8	Escurrimiento	80
2.1.8.1	Fuentes de los diferentes tipos de escurrimiento	81
2.1.8.2	Hidrograma y su análisis	82
2.1.8.3	Aforo	85
2.1.8.4	Funciones de distribución de probabilidad	92
2.1.8.5	Relación precipitación – escurrimiento	103
2.1.8.6	Tránsito de avenidas en cauces	108
2.2	ASPECTOS GENERALES DE LA HIDRÁULICA FLUVIAL	111
2.2.1	Hidráulica de canales	111
2.2.2	Hidráulica Fluvial	124

## CAPÍTULO III

### Inundaciones: Definición y Control

3.1	INUNDACIONES	136
3.1.1	Introducción	136
3.1.2	Definición de Inundación	138
3.1.3	Génesis de las Inundaciones	139
3.1.4	Clasificación de las Inundaciones	148
3.1.5	Efectos de las inundaciones	151
3.1.6	Acciones Preventivas	153
3.1.7	Las Instituciones, la participación social y las Inundaciones	156
3.2	MITIGACIÓN DE DAÑOS POR INUNDACIONES	158
3.2.1	Generalidades	158
3.2.2	Medidas estructurales	159
3.2.3	Medidas no estructurales	161
3.3	TIPOS DE OBRAS PARA PROTECCIÓN MARGINAL	161
3.3.1	Introducción	161
3.3.2	Bordos	163
3.3.3	Bordos Perimetrales	173
3.3.4	Bordos longitudinales	176
3.3.5	Muros longitudinales	182
3.3.6	Desvíos permanentes	185
3.3.7	Corte de meandros	193
3.3.8	Presas de almacenamiento	196
3.3.9	Presas rompe-picos	199
3.3.10	Presas para retener azolves	199
3.3.11	Remoción de vegetación	200
3.3.12	Dragado	202
3.3.13	Reforestación de la cuenca	202
3.3.14	Canalización o entubamiento de un cauce	204
3.3.15	Combinaciones más comunes de acciones estructurales	205

## CAPÍTULO IV

### Software empleado en Proyectos de Obras de Protección en Ríos

4.1	GENERALIDADES SOBRE MODELACIÓN	208
4.1.1	Introducción	208
4.1.2	Historia	209



---

4.1.3	Hidroinformática	209
4.1.4	Modelo	210
4.2	MODELACIÓN HIDROLÓGICA	215
4.2.1	Introducción	215
4.2.2	Modelos hidrológicos	216
4.2.3	Modelos hidrodinámicos	218
4.3	MODELACIÓN HIDRÁULICA	220
4.3.1	Tipos de modelos numéricos	221
4.3.2	Descripción de algunos modelos para simulación hidráulica en ríos	223
4.3.3	Tabla de resumen de los modelos matemáticos	226
4.4	SISTEMAS DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA	227
4.4.1	Introducción	227
4.4.2	Descripción de un Sistema de Información Geográfica (SIG) y Ámbitos de aplicación	227

## CAPÍTULO V

### Modelación del arroyo "El Mimbres, 2º tramo"

5.1	ASPECTOS GENERALES DEL ESTADO DE CHIHUAHUA	232
5.1.1	Ubicación	232
5.1.2	Orografía	233
5.1.3	Hidrografía	234
5.2	ARROYO EL MIBRE	239
5.2.1	Antecedentes	239
5.2.2	Localización y reconocimiento de la zona de estudio	242
5.2.3	Estudio Hidrológico	247
5.2.4	Modelación Hidráulica	261
	5.2.4.1 Metodología y desarrollo	212
	5.2.4.2 Resultados de la modelación en condiciones naturales	277

CONCLUSIONES	285
--------------	-----

BIBLIOGRAFÍA	289
--------------	-----

MESOGRAFÍA	292
------------	-----



# OBJETIVO

## Objetivo General

Identificar el fenómeno de las inundaciones con el fin de determinar la acción o conjunto de ellas que permitan controlar sus daños, particularizando específicamente en la referente al empleo de modelos matemáticos para lo cual se utilizará el programa computacional unidimensional HEC-RAS mediante una serie de criterios que debe seguirse en el planteamiento del aprovechamiento de una corriente natural y las obras de protección contra los daños que ella pueda ocasionar en poblaciones y áreas productivas.

## Objetivos Particulares

- Comprender los conceptos fundamentales y la metodología empleada en la Hidrología e Hidráulica para calcular el gasto que escurrirá por un río y de esta manera diseñar y proponer la obra de protección más adecuada para la protección de las inundaciones.
- Identificar los aspectos más importantes del fenómeno de las inundaciones, tales como: causas que las originan, tipos y acciones para su control.
- Conocer las acciones estructurales (obras hidráulicas) más comunes para la protección a poblaciones y áreas productivas debido a desbordamientos de cauces naturales.
- Conocer la gama disponible en el mercado del software empleado en la modelación del funcionamiento hidráulico de ríos y canales.
- Desarrollar un ejercicio de una modelación hidráulica de un río a partir de un gasto dado y la topografía del cauce para determinar los niveles de agua que se presentará en un tramo del río en análisis.



# INTRODUCCIÓN



**Figura I.1.-** Estructura margen izquierda de la obra de control “El Macayo” sobre el río Carrizal, el cual regula el gasto que pasa hacia la Ciudad de Villahermosa, estado de Tabasco.

El agua es un elemento vital, generador de desarrollo de la humanidad; la precipitación es una parte importante del ciclo hidrológico porque es responsable de depositar agua en el planeta, trascendental porque ayuda al crecimiento de los cultivos, proporciona agua para beber, mantienen el balance atmosférico, entre otros cuantiosos beneficios. Sin el agua, todas las tierras del planeta serían desiertos. No obstante a los incontables beneficios, también es una fuerza devastadora; las grandes lluvias generadoras del exceso de precipitación son el origen principal de las avenidas máximas generadoras de las inundaciones, esto ocurre cuando el terreno no puede absorberse o almacenar toda el agua que cae, esta resbala por la superficie aumentando el

nivel de los ríos, que son las alcantarillas naturales de las cuencas.

Las precipitaciones a parte de sus cuantiosos beneficios son las responsables de las peores catástrofes naturales y que mayor número de víctimas producen en el mundo. Se han calculado que en el siglo XX unos 3.2 millones de personas han muerto por este motivo, lo que es más de la mitad de los fallecidos por desastres naturales en el mundo en ese período.

Las intensas precipitaciones que en últimos años han ocasionado devastadores inundaciones en diversas partes del mundo son originadas por distintos factores, entre los que destaca el calentamiento climático, el cual ha

alterado los ecosistemas y condiciones climáticas del mundo, aunado a ello. Además, los efectos de las inundaciones se ven agravados por actividades humanas tales como al asfaltar cada vez

mayores superficies se impermeabiliza el suelo, lo que impide que el agua se absorba por la tierra y facilita el que con gran rapidez las aguas lleguen a los cauces de los ríos a través de desagües y cunetas. La tala de bosques y los cultivos que desnudan el suelo de su cobertura vegetal facilitan la erosión, con lo que llegan a los ríos grandes cantidades de materiales en suspensión que agravan los efectos de la inundación. La ocupación de los cauces por construcciones reduce la sección útil para evacuar el agua y reduce la capacidad de la llanura de inundación del río. La consecuencia es que las aguas suben a un nivel más alto y que llega mayor cantidad de agua a los siguientes tramos del río, porque no ha podido ser embalsada por la llanura de inundación, provocando mayores desbordamientos.



**Figura 1.2.-** Inundaciones en Nueva Orleans, EE.UU. en 2011.

Los daños causados en los últimos años debido a fenómenos meteorológicos, tanto en términos materiales como de afectaciones humanas han generado un mayor interés por determinar si con la información recopilada a la fecha es posible identificar la tendencia en

cuanto a cambios en su intensidad y/o frecuencia.

Muchas obras de Ingeniería Civil requieren un adecuado conocimiento de las precipitaciones pluviales. En efecto, dimensionar correctamente el drenaje garantiza la vida útil de una carretera, una vía férrea, un aeropuerto. El conocimiento de las precipitaciones pluviales extremas y el dimensionamiento adecuado de las obras de protección garantizan la seguridad de las poblaciones y demás estructuras que se sitúan aguas abajo de la misma. El conocimiento de las lluvias intensas, de corta duración, es muy importante para dimensionar el drenaje urbano y así evitar inundaciones en las poblaciones.

Debido al gran problema descrito anteriormente, el presente trabajo aborda el vasto tema de las inundaciones desde el análisis de la Hidrología aplicada al encauzamiento y protección de cauces como forma de control de las inundaciones mediante las correspondientes obras de protección en las corrientes susceptibles a desbordamientos. Lo anterior se logrará al desarrollar el modelo hidráulico de un río empleando el software libre desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica de la *U.S. Army Corps of Engineers* denominado HEC-RAS (System Analysis River) el cual permite obtener perfiles del agua para diferentes periodos de retorno a partir de la topografía del río y los gastos de diseño con el fin de determinar los tramos del río vulnerables a desbordamientos y que requieren de una cierta obra de protección marginal.

Este trabajo está integrado por cinco capítulos, en el primer capítulo se abordaran a manera de marco histórico, las antiguas civilizaciones fluviales; llamadas así debido a que el factor común de su desarrollo es su asentamiento en las riberas de un río; tales como la cultura egipcia,

mesopotámica, hindú, azteca, entre otras; haciendo hincapié en la relación que guardaban estas culturas con el río. Así mismo, se documenta los inicios en las primeras actividades concernientes a la regulación de las aguas de los ríos para evitar inundaciones a sus poblaciones. Para concluir con este capítulo se documentaron los eventos hidrometeorológicos que mayores daños ocasionaron tanto en nuestra nación como en el mundo. Los temas anteriores nos situarán en el marco histórico, conociendo los antecedentes, desarrollo y acciones a lo largo del tiempo para mitigar el problema de las inundaciones.

La metodología empleada en los campos de la Hidrología e Hidráulica fluvial se presenta en el Capítulo II. En el ámbito de la hidrología se inicia con el desarrollo del concepto fundamental en esta ciencia, la cuenca, y de la cual dependiendo de sus características geomorfológicas determinará la reacción de su corriente ante un evento hidrometeorológico, las causas que originan dicho evento serán presentadas en este apartado al igual que en el caso de las precipitaciones, su relación con el comportamiento de los ríos. El simple hecho de hacer referencia a los ríos naturales es tema de una amplia investigación y que en este trabajo solo se tratarán los conceptos básicos de la hidráulica fluvial. Los ríos, equivocadamente, son considerados cuerpos de agua estáticos sin embargo posterior al estudio de los conceptos de la hidráulica de ríos en este capítulo se comprenderá que éstos poseen *vida propia*.

Como resultado de las fuertes precipitaciones, como causa principal sin descartar los ocasionados por el rompimiento de obras hidráulicas o el deshielo de las montañas por citar solo algunos, las inundaciones son la causa principal de mortalidad en los últimos años sin mencionar los destrucción

provocadas por ellas. El capítulo III tratará acerca de este tema importante y de su control mediante distintas obras de protección entre las que destacan bordos, muros marginales, espigones, cauces de alivio, etc., en este apartado se describirán cada una de ellas así como lo referente a su diseño.



Figura I.2.- Tuzantla, Michoacán en 2010.

Es indiscutible que en el transcurso de estas últimas décadas, el avance de la tecnología en materia como la ingeniería hidráulica ha tenido un gran desarrollo. Los tiempos de cálculo han disminuido considerablemente gracias al empleo de modelos matemáticos en la obtención de los perfiles de agua. Actualmente existen un gran número de software en el mercado, cada uno, dentro de su paquetería ofrece una gran gama de posibilidades todas encaminadas a la determinación de las zonas propensas a inundaciones; es así como estas herramientas tecnológicas se convierten en piezas fundamentales en proyectos de ingeniería de encauzamiento de ríos y es este tema el desarrollado en el capítulo IV.

Como caso práctico, en el capítulo V, se presenta la modelación del arroyo El



Mimbre en su segundo tramo comprendido desde la calle América Latina hasta su confluencia con el río Sacramento en la Ciudad de Chihuahua, Chihuahua. En este capítulo se desarrolla el modelo hidráulico a partir del levantamiento topográfico (planta, perfil y secciones transversales) de la corriente en estudio, cuyos datos serán ingresados al programa computacional HEC-RAS los datos para cada sección transversal del río, tales como: geometría, hombros del cauce, coeficiente de rugosidad y distancias a la sección inmediata aguas abajo. Posteriormente al ingreso de los datos de cada una de las secciones, se definirán las condiciones de frontera y

gastos bajo los cuales se realizará la simulación obteniendo como resultado las secciones en los que se presentará un desbordamiento del agua para un determinado gasto asociado a un periodo de retorno. Por lo que el desarrollo de este último capítulo al efectuar la metodología del programa HEC-RAS se identificará los tramos con desbordamiento y que generarán inundaciones en la zona aledaña, de esta manera se podrá proponer las alternativas de solución de las obras de protección marginal (bordos, muros marginales, etc.) más adecuadas para la zona problemática.



**Figura I.3.-** Ceiba en el cauce de alivio Tintillo II, obra que integra el Plan Hídrico Integral de Tabasco (PHIT,2010).

# CAPÍTULO I

## Antecedentes



# 1.1 CIVILIZACIONES FLUVIALES

## 1.1.1 Introducción

Las grandes civilizaciones del pasado se desarrollaron y florecieron cerca de ríos y lagos, de donde obtenían el agua indispensable para su subsistencia. El hombre pronto aprendió a utilizar las corrientes de esos ríos como vías de comunicación.

A finales del Neolítico, los historiadores sitúan los comienzos de una de las más grandes revoluciones por las que ha pasado la humanidad, la de la práctica de la agricultura, con todos los fenómenos tecnológicos, sociales, religiosos y políticos ligados a ella. Había comenzado la agricultura, la domesticación de animales e inclusive, la metalurgia.

Consecuencia inevitable de la agricultura fue la creación de poblados. El hombre que como recolector, cazador o explotador de rebaños había sido nómada por necesidad, comenzó a volverse sedentario para poder preparar los suelos, sembrar, cultivar, levantar la cosecha, defenderla de los depredadores, protegerla de la intemperie y finalmente, hacer los trabajos preparatorios de la cosecha siguiente.

Como se mencionó, todas las grandes civilizaciones de la antigüedad, se desarrollaron a las riberas de un gran río, cuyas aguas permitieron la práctica de la agricultura de riego. En todas ellas, la población aumentó notablemente y se generaron, paralelamente, grandes excedentes de alimentos con los cuales se pudo sostener a los hombres que habrían de desempeñar los trabajos necesarios para una sociedad cada vez más compleja y diversificada.

Así también, los grandes esfuerzos colectivos necesarios para la práctica de esa agricultura de riego exigieron la creación de una autoridad capaz de coordinar y en cierta medida, regular las actividades de los hombres. Así surgieron los primeros grandes Estados de la historia. Durante decenas de siglos, la humanidad vivió de acuerdo con el modelo perfeccionado en aquellos remotos tiempos.

Estos poblados no eran muy grandes y probablemente no abrigaron más que pequeños grupos de familias emparentadas entre sí, tribus o clanes. Sin embargo, algunos de ellos comenzaron a mostrar características de las grandes ciudades como son: obras de defensa, sitios y construcciones para el almacenamiento de los excedentes agrícolas o de otras riquezas. Los rasgos de las protociedades se encuentran ampliados, diversificados y perfeccionados en las primeras grandes civilizaciones, todas las cuales comenzaron en una amplia cuenca fluvial: la del Nilo, en Egipto, la de los ríos Tigris y Éufrates en Mesopotamia; la del Indo en India y la del río Amarillo en China. Todas ellas se basaron en el enorme aumento de excedentes de producción gracias a la agricultura de riego, al trabajo colectivo coordinado por una autoridad y al perfeccionamiento de las diversas tecnologías que se tuvieron que emplear.

La agricultura no inició en las grandes cuencas fluviales; los primeros cultivos dependían del agua de la lluvia, es decir, tuvieron que ser de temporal. Las regiones de buen temporal suelen localizarse cerca de las montañas, que es donde se condensa la humedad traída por las nubes. En los valles y altiplanos de las zonas altas han encontrado los arqueólogos los indicios de la primera agricultura.



Este aumento de población rebasó las capacidades de sustentación de las tierras altas y fue necesario buscar nuevas superficies de cultivo. Por fortuna, las hallaron en regiones que tienen como característica común la de contar con un gran río, cuyas aguas no solo garantizaban el crecimiento de las plantas sino que dejaban en las tierras inundadas depósitos muy fértiles, arrastrados desde las remotas regiones en que nacen.

El territorio que las aguas inundaban en sus desbordamientos anuales constituía una estrecha faja junto a la ribera, que fue la que primero se explotó. El ingenio del hombre no tardó en descubrir la manera de ampliar la zona de riego mediante zanjas, pequeñas represas, estanques y ruedas hidráulicas que condujeron las aguas hasta donde las necesitaban los cultivos.

Para el desarrollo de la agricultura, fue necesario la construcción de obras hidráulicas en las que el agua, tomada directamente del río, era conducida por una red de canales que en ocasiones llegó a ser de considerable extensión y complejidad. Para alimentar esos canales, sobre todo en épocas de estiaje, fue necesario construir pequeñas presas en los cauces de los ríos, las que en ocasiones eran destruidas con facilidad en la primera época de avenidas debido a la fuerza del agua transportada por los cauces y a la falta de una ingeniería en la construcción de sus presas. Por otra parte, además de los aprovechamientos mencionados, fue necesario construir puentes que permitieran salvar el obstáculo que representan estas corrientes. Cuando el río era muy ancho, el cruce se hacía utilizando embarcaciones, lo que obligó a construir muelles.

Con el tiempo, los aprovechamientos se hicieron más complejos y obras de mayor envergadura fueron construidas. Comenzaron la construcción de grandes presas que permitió disponer del agua necesaria a lo largo del año evitando las condiciones críticas del estiaje y reduciendo la magnitud de las inundaciones durante la época de lluvias, toda vez que los conocimientos acerca de su entorno iban desarrollándose.

Como se refirió anteriormente, desde sus orígenes el hombre ha dependido del agua no solo como elemento vital, sino también como componente fundamental de su desarrollo.

Por lo descrito anteriormente, suelen llamárseles Civilizaciones fluviales por asentarse en las riberas de los grandes ríos, teniendo éstas tres grandes características:

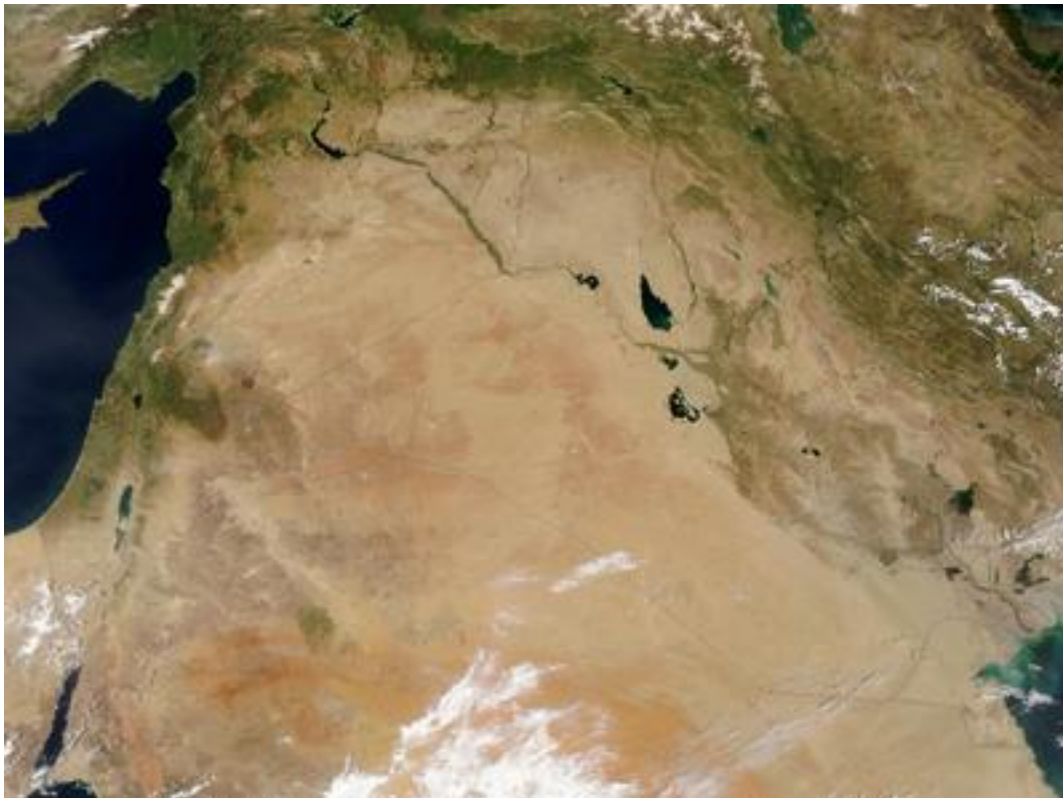
- El poder político era muy fuerte, pues se concentraba en un rey, que dictaba las leyes, mandaba sobre el ejército y cumplía funciones religiosas. Para administrar y proteger sus posesiones los reyes crearon un cuerpo de funcionarios y formaron grandes ejércitos.
- La sociedad estaba muy jerarquizada, ya que la población estaba dividida en dos grupos muy diferenciados; una minoría de privilegiados, que eran los propietarios de la mayor parte de las tierras, las riquezas y los principales cargos públicos y la otra, mayoría sometida a ese grupo de privilegiados.
- Se construyeron grandes obras, pues los reyes potenciaron la construcción de canales y la edificación de grandes palacios, templos y tumbas para demostrar su poder.

Algunas de estas civilizaciones fluviales se citan a continuación, poniendo énfasis en su relación con los sistemas de ríos que permitieron su desarrollo.



## 1.1.2 Cultura Mesopotámica

En el Asia suroccidental, se ubica una gran región de inmensa importancia histórica, la forman principalmente en su parte oriental, las cuencas de los ríos Tigris y Éufrates, territorio conocido históricamente como Mesopotamia, tal como se observa en la figura 1.1. Un vasto territorio ocupado desde hace decenas de miles de años, por el hombre. En ese territorio, el hombre pasó del Neolítico hasta la civilización urbana.



**Figura 1.1.-** Cuenca de los ríos Tigris y Éufrates.

Mesopotamia se encuentra rodeada por dos ríos, uno de ellos es el río Tigris en la parte oriental que junto al Éufrates, el río occidental, dan origen al nombre de Mesopotamia que significa "Tierra entre dos ríos". El primer nombre conocido del río Tigris en sumerio era "*Idigna o Idigina*", que es interpretado como "*el río rápido o el río que fluye*", en contraste con el segundo río, el Éufrates, cuyo caudal más lento provocaba que se depositaran más sedimentos y construyera un lecho más alto que el Tigris.

Durante miles de años, los ríos Tigris y Éufrates han sido un recurso principal para la cultura y civilización de Mesopotamia. Entre los cultivos básicos que se producen en esta cuenca se incluyen el trigo, el algodón y las aceitunas. Hace miles de años, la cuenca con una extensión de 765,742 km<sup>2</sup> representaba una buena parte de lo que se conocía como la *Medialuna fértil*, la cual constituyó la cuna para la innovación en la agricultura y el hogar para una sociedad neolítica.





El Tigris tiene una longitud de unos 1,900 kilómetros. Nace en los montes Tauro de Turquía oriental y fluye hacia el sureste. Recorre 400 kilómetros en Turquía, 32 kilómetros en la frontera con Siria y 1,418 kilómetros en territorio iraquí, hasta que se une al Éufrates cerca de Al Qurna, en el sur de Iraq. Los dos ríos forman el canal de *Shatt al-Arab*, que desemboca en el golfo Pérsico.

En la Antigüedad, muchas de las grandes ciudades de Mesopotamia, se hallaban junto a alguno de los dos ríos, o al menos cerca de ellos, aprovechando sus aguas para irrigar. Entre las ciudades más importantes del Tigris se encontraban *Nínive*, *Ctesifonte* y *Seleucia*, la ciudad de *Lagash* estaba irrigada por agua del Tigris a través de un canal construido hacia el año 2400 a. C.

El Tigris ha sido una de las rutas de transporte más importante durante mucho tiempo a través de un territorio mayormente desértico. Actualmente, el cauce del río Tigris se encuentra interrumpido por numerables represas, tanto en Iraq como en Turquía, para proporcionar agua necesaria para la irrigación de regiones áridas y semidesérticas en el valle atravesado por el mismo. Las represas también han ayudado a controlar inundaciones en Iraq, en donde históricamente el río ha crecido notablemente luego del deshielo en las montañas de Turquía alrededor del mes de abril.

El río Éufrates es el río ubicado al occidente de Mesopotamia. Etimológicamente, el nombre de "Éufrates" significa "fertilización o fructífero". Nace en Turquía, fluye por las montañas de Anatolia hacia Siria y posteriormente a Irak. Tiene una longitud de 2,780 kilómetros. Es éste el río que atravesaba Babilonia.

Su caudal no es abundante en relación al tamaño de su cuenca, ya que discurre por zonas áridas y desérticas donde se da un importante aprovechamiento hídrico, con multitud de presas en su curso, sobre todo en Turquía, y la irrigación en Mesopotamia que tiene más de 5,000 años de historia. El gasto medio es de 830 m<sup>3</sup>/s cuando entra en Siria, pero oscila entre los 300 m<sup>3</sup>/s del período de estiaje y los 5,200 m<sup>3</sup>/s en sus máximos fluviales, causantes de las inundaciones.

El Éufrates proveyó el agua que dio lugar al primer florecimiento de la civilización en Sumeria, que data de alrededor del cuarto milenio antes de Cristo. Muchas antiguas ciudades importantes se encontraban cerca de la orilla del río, incluida *Mari*, *Sippar*, *Nippur*, *Shuruppak*, *Uruk*, *Ur* y *Eridu*.

El valle del río fue la cuna de civilizaciones de imperios posteriores, como el de Babilonia y de Asiria. Durante varios siglos, el río fue el límite oriental del control efectivo que realizaron tanto los egipcios como los romanos y que les separaba de las regiones occidentales del Imperio Persa.

El río Éufrates surge de la confluencia de los ríos *Murat Su* y el *Kara Su*. El primero emerge a unos 70 kilómetros al noreste del lago Van, en tanto que el *Kara Su* nace a unos 30 kilómetros al noreste de *Erzurum*, en las montañas *Kargapazari*. Los cursos del *Kara Su* y el *Murat Su* corren bastante paralelos en dirección oeste hasta que se unen cerca de la ciudad de *Keban* para formar al río Éufrates.

## 1.1.3 Cultura Egipcia

Egipto se encuentra en el extremo noreste del continente africano. Está separado de Asia por la península de Sinaí y el Mar Rojo. Al norte limita con el Mediterráneo y al oeste con el desierto de Libia.

Egipto siempre ha estado beneficiada por los dones del Nilo, alimentando su agricultura río abajo, depositando el limo en sus riberas, creando así una civilización única en el mundo.

La palabra *Nilo* procede de la denominación árabe "nīl", dicho término proviene del griego "Neilos", que significa "Valle del río". En la antigua lengua egipcia, el río era llamado "Hapy o Iteru", que significa "Gran río", en el idioma copto, la palabra "piaro" significa "El río".

La cuenca hidrográfica del Nilo comprende 3,254,555 km<sup>2</sup> aproximadamente el 10% de la superficie de África. El Nilo fluye en Egipto 2,000 metros sobre el nivel del mar. Hay dos grandes afluentes del Nilo que se unen en *Jartum* (Capital de Sudán): el Nilo Blanco, que nace al este de África, y el Nilo Azul, que surge en Etiopía. Ambos brazos se encuentran en los flancos occidentales de la grieta del este de África, en la parte sur del Gran Valle del Rift. En la figura 1.2 se observa una foto satelital de la trayectoria del río Nilo.

El Nilo hizo que sus riberas fuesen sumamente fértiles cuando se desbordaba cada año. Los egipcios fueron capaces de cultivar trigo, cebada y lino; además el río aportaba abundante pescado, lo cual proporcionaba alimento suficiente para toda la población que eran recursos muy importantes, sobre todo para evitar posibles hambrunas que eran frecuentes en el Próximo Oriente debido a una producción irregular. El Nilo era también un camino eficiente y cómodo de transporte para mercancías y para la población que lo utilizaban como vía fluvial para transporte comercial o recreativo.

Los antiguos egipcios desarrollaron métodos de riego de gran complejidad para maximizar el efecto de las aguas del Nilo. Cuando el río se desborda a mediados del verano, los egipcios desviaban las aguas a través de sus canales y represas. El agua así infiltrada en la tierra, dejando ricos depósitos de cieno, garantizaba una abundante cosecha.

Los egipcios desarrollaron métodos de predicción sobre los efectos que tendrían las inundaciones anuales. Lo anterior se puede constatar en la "*Historia de José en el Antiguo Testamento*", donde se detallan las preocupaciones del



Figura 1.2.- Trayectoria del río Nilo.



pueblo egipcio con respecto a la corriente del Nilo y su impacto sobre las futuras cosechas.

Gracias a la obtención de lino y trigo Egipto tuvo una buena relación diplomática con otros países y a menudo contribuía a la estabilidad económica del país. Además, proporcionaba los recursos necesarios como el alimento o el dinero para poseer un ejército. La leyenda dice que el faraón era el responsable de la inundación del Nilo, y a cambio del agua y las cosechas los campesinos debían cultivar el suelo fértil enviando después una parte de sus recursos al propio faraón que se encargaba de usarlo en el bien de la sociedad. El Nilo era también una fuente espiritual ya que crearon un dios dedicado al bienestar de la inundación anual, el dios *Hapy* que controlaba junto al faraón la crecida. Además se consideró al río como una calzada de la vida hasta la muerte. El desbordamiento de las aguas del Nilo significaba la llegada de la vida a Egipto.

Sin las aguas del Nilo para la irrigación, la civilización egipcia probablemente habría sido efímera. El Nilo proporcionó los elementos que hicieron una gran civilización que perduró tres mil años.

El curso alto del Nilo permaneció inexplorado en su mayor parte por varios siglos. Varias expediciones habían fracasado en sus intentos por determinar la fuente del Nilo. *Agatharcides* registró que en tiempos de *Ptolomeo II* una expedición militar había remontado lo suficientemente el curso del Nilo Azul como para determinar que la causa de las inundaciones veraniegas eran las fuertes lluvias estacionales en el Macizo Etíope.

Los europeos prácticamente no consiguieron nuevos datos sobre los orígenes del Nilo hasta los siglos XV y XVI, cuando viajeros por Etiopía visitaron el lago Tana e incluso la fuente del Nilo Azul en las montañas al sur del lago. A pesar de que James Bruce declaró haber sido el primer europeo en visitar esa fuente, escritores modernos con mejores conocimientos le dan el crédito al jesuita español Pedro Páez.

El Nilo Blanco es originado del África subtropical, en el Lago Victoria, la fuente más lejana de éste es el río Kagera, localizado al noroeste de Tanzania. El río Nilo Blanco es llamado así debido a la arcilla blanquecina que se encuentra en sus aguas.

El caudal del Nilo Blanco es casi constante a lo largo del año y tiene un promedio de 1,048 m<sup>3</sup>/s, el flujo máximo es aproximadamente de 1,218 m<sup>3</sup>/s a principios de marzo siendo el flujo mínimo de aproximadamente 609 m<sup>3</sup>/s a finales de agosto.

El Nilo Azul contribuye aproximadamente entre el 80 y el 90% del caudal del río Nilo. El flujo de este varía bastante sobre su ciclo anual y es la contribución principal del flujo de Nilo. Durante la estación húmeda, el flujo máximo de Nilo Azul a menudo excede los 5,663 m<sup>3</sup>/s a finales de agosto.

El curso del Nilo atraviesa seis grupos de cataratas desde Asuán hasta Sabaloka (al norte de Jartum), luego da la vuelta para fluir hacia el sur, antes de volver otra vez a fluir hacia el norte. Estos cambios en el fluir del curso se llaman comúnmente «La Gran Curva de Nilo». En el Norte de El Cairo el río se divide en varios ramales que llegan hasta el mar Mediterráneo. Los dos principales son: el ramal de Rosetta al oeste y el ramal de Damietta al este, conformando el Delta del Nilo.

El delta del Nilo es el territorio conformado por los fértiles depósitos aluviales del río Nilo desde Asuán hasta desembocar en el mar Mediterráneo y está compuesto por canales que irrigan el valle y la depresión de Fayum, siendo posible navegar por el río. El delta está al norte de Egipto, es uno de los deltas más grandes del mundo, abarcando aproximadamente desde Alejandría en el oeste a Puerto Saíd en el este, con 230 km de costa mediterránea, y hasta la ciudad de El Cairo por el sur. Es una región fértil, muy apta para la agricultura y densamente poblada. En el antiguo Egipto estas tierras eran denominadas el Bajo Egipto.

## 1.1.4 Cultura China

La historia de China tiene sus orígenes en la cuenca del río Amarillo, que tiene una extensión total de 752,443 km<sup>2</sup>, es ahí donde surgieron las primeras dinastías Xia y Shang.

El Río Amarillo o *Huang He* (Ver figura 1.3) es conocido por los chinos como la madre de todos los ríos del país. Tienen una longitud de 5,464 kilómetros, siendo el segundo río más largo de China (detrás del río Yangtzé) y el sexto más largo del mundo. La fuente de sus aguas está en las montañas Kunlun, al noroeste de la provincia de Qinghai en el



**Figura 1.3.-** El río Huang He o Amarillo en China.

occidente de China. Como se observa en la figura 1.4, El río Huang He recorre varias provincias hasta desembocar en el Mar Bohai. Muchos arroyos y ríos desembocan a su vez en él los cuales ciertos de ellos aportan un gasto considerable y otros no tanto.

Las frecuentes inundaciones devastadoras, en gran parte debido a la elevación del lecho del río en su curso inferior, también le han ganado el nombre poco envidiable del "dolor de China".

El territorio que actualmente ocupa la República Popular China ha estado poblado desde hace miles de años; según las Memorias históricas de Sima Qian, la primera dinastía china fue la de Xia, que se habría prolongado desde alrededor del año XXI a. C. hasta aproximadamente el año XVI a. C., y habría ocupado el curso medio del río Amarillo.

Tras poner fin a las catástrofes que provocaron las crecidas anuales del río Amarillo, Da Yu (Huang Di, el Emperador Amarillo), funda la primera dinastía China con el apoyo de varias tribus, conquistando las mejores tierras de China en la parte norte con la expulsión de sus oponentes.





Figura 1.4.- Trayectoria del río Amarillo.

## 1.1.5 Cultura Hindú

La cultura hindú comenzó a orillas del Río Indo y se extendió poco después por otra gran cuenca fluvial, la del Ganges. Una de las más grandes religiones universales, el budismo, nació allí.

El río Indo (*El Río Padre*) discurre por el subcontinente indio, es uno de los más largos de Asia, el más importante de Pakistán y de los principales de la India (Ver figura 1.5). Llamado “*Hindós* o *Indós*” por los griegos y luego “*Indus*” por los autores latinos.

Nace en el Tíbet, territorio chino, a una altura de 5,500 msnm, siguiendo su curso a través de los valles principales de la cordillera del Himalaya en dirección noroeste, para luego atravesar la región de Cachemira y girar hacia el sur para adentrarse en Pakistán y recorrerlo todo a lo largo. Tras pasar por la ciudad de Hyderabad, desemboca en un delta bañando las costas del puerto de Karachi, primera capital de Pakistán.

La longitud total de río Indo varía, según las fuentes, entre los 2,900 y los 3,180 km. El gasto medio es de 6,700 m<sup>3</sup>/s, la extensión de su cuenca es de 1,081,700 km<sup>2</sup>. En su desembocadura en el mar de Omán, el Indo forma un extenso y fértil delta, con una superficie de 7,770 km<sup>2</sup>.



**Figura 1.5.-** El valle del río Indo a través de Pakistán y desemboca en el Mar Árabe.

Antiguamente los persas y otros pueblos de lenguas iránicas llamaban *Sindhu* a este río, extendiendo ese nombre a los habitantes de todo el subcontinente indio, con el nombre de Sindhustán.

En el valle de este río se desarrolló entre 2300 y 1750 a. C. la cultura del valle del Indo y de la cual se han descubierto las ruinas de dos ciudades: Mohenjodaro y Harappa. Esa civilización conoció varias etapas, desde el 7000 a. C.

Los primeros europeos que se sabe recorrieron este río fueron los de las huestes greco-macedonias al mando de Alejandro Magno que en el Indo prácticamente encontró el límite oriental de su imperio; a partir de los datos aportados por los autores griegos que comenzaron a mencionar la palabra India en referencia a todo el subcontinente indio.

El río Indo, por los hinduistas, está considerado uno de los siete ríos sagrados de la India. Al igual que las civilizaciones de la Mesopotamia y Egipto, dependían de su río. Como el Nilo, el Indo se desbordaba todos los años, inundando extensas zonas y depositando sedimentos fértiles. Este inmenso potencial agrícola fue la base sobre la cual se desarrolló el urbanismo en torno al río Indo.

El colapso de esta civilización pudo obedecer a cambios climáticos, o a una variación del curso del río, alrededor del 1500 a. C. Los signos del colapso son anteriores a las invasiones de los pueblos indoeuropeos procedentes de las estepas, que con gran facilidad se adueñaron de la región gracias a las armas de bronce y los carros de combate.



## 1.1.6 Cultura Romana

El río Tíber (Ver figura 1.6), en italiano "Tevere", es el tercer río más largo de Italia (después de los ríos Po y Adige), con una longitud de 405 km., nace en los Apeninos, en el monte Fumaiolo, en la región de Toscana, y atraviesa las de Umbría y Lazio, pasando por las ciudades de Perugia y Roma. El río Tíber se divide en dos brazos en la zona conocida como Ostia, el Isola Sacra (al sur) y Fiumicino (al norte), desembocando ambos en el mar Tirreno.



**Figura 1.6.-** Castillo y Puento San't Angelo, en la ciudad de Roma a las orillas del río Tíber.

El río se utilizó durante muchos siglos como vía de comunicación; en la época romana los barcos comerciales podían remontar el río hasta Roma, hasta el mercado situado al pie del Aventino, mientras que embarcaciones más pequeñas y aptas a la navegación fluvial transportaban mercaderías y productos agrícolas.

Desde su nacimiento, el Tíber fue el alma de Roma y el hecho de que la ciudad le deba su propia existencia está descrito ya desde la primera escena de la leyenda de la fundación, con Rómulo y Remo. Todos los asentamientos pre-romanos cuya convergencia dio origen a la Roma histórica veían el Tíber, pero desde lo alto, no desde sus márgenes, por obvias razones de defensa y porque el Tíber siempre ha sido un río sujeto a desbordes imprevistos.

La zona en la cual la llanura aluvional era más segura corresponde a la isla Tiberina, al lado de la cual se localizó originalmente el punto de encuentro y de intercambio entre las poblaciones etruscas que dominaban la margen derecha (llamada más tarde Ripa Veientana y las poblaciones del Latium vetus sobre la margen izquierda (la Ripa Graeca). La isla era, además, el límite hasta donde podían llegar las antiguas naves de poco calado que venían desde la desembocadura en el mar Tirreno. A corta distancia,



aguas abajo, se construyó en madera, y como tal permaneció por diversos siglos el primer puente de Roma, el Puente Sublicio. Para las antiguas poblaciones era de tal importancia este puente y su mantenimiento.

El río mismo era considerado una divinidad, era celebrado todos los años el 8 de diciembre, coincidentemente con el aniversario de la fundación del templo dedicado a su honor en la isla Tiberina, era un rito de purificación y propiciatorio.

Ya Livio documentaba que las avenidas del Tíber, frecuentemente desastrosas, eran consideradas por el pueblo romano como predicciones de eventos importantes o castigos; dichas anegaciones traían consigo destrucción y epidemias causadas por el encharcamiento de las aguas. La desastrosa inundación registrada el 28 de diciembre de 1870, fue un hecho marcado por el pueblo romano debido a la llegada de los Piamontés a Roma, confirmaba así la creencia ancestral de los presagios funestos sobre el río Tíber.

Las grandes inundaciones (mediamente se producían 3 o 4 por siglo) siempre llegaron a Roma por la Vía Flaminia: aguas abajo de la confluencia con el río Aniene, libre hasta allí de expandirse sobre territorios llanos, que constituyen el lecho mayor del río. A partir de este punto comenzaba a encontrar construcciones y puentes que lo obstaculizaban, repetidamente el Puente Sublicio fue arrastrado por el aluvión y se encontraban sus restos por plazas y vías.

Cesar imaginó enderezar los meandros del río desviándolo alrededor del Janículo (es decir haciéndolo evitar Trastevere y la llanura de los Foros) y canalizándolo a través de las paludes Pontinas en dirección al Circeo. Augusto, de temperamento más realista y "administrativo", después de haber nombrado una comisión de 700 expertos se limitó a mandar limpiar el álveo del río y a institucionalizar una magistratura específica, "*Curatores alvei et riparum Tiberis*", cargo que desempeñó Agrippa de por vida. Los expertos de Tiberio sugirieron desviar las aguas del Chiani hacia el río Arno, pero a causa de la oposición de los florentinos el proyecto fue abandonado (el proyecto fue revivido e igualmente abandonado en el 1870). A Trajano se debe haber concluido el canal de Fiumicino (la llamada *Fosa Trajana*) iniciada por Claudio, la que es utilizada para la navegación, pero también mejora el flujo del agua hacia el mar. El último emperador que dispuso una limpieza radical del cauce y la construcción de defensas ribereñas fue Aureliano.

## 1.1.7 Cultura Azteca

Los aztecas fundaron México-Tenochtitlán en el año de 1325 y hacia el siglo XV, en el periodo Posclásico tardío, se convirtió en el centro de uno de los Estados más extensos de Mesoamérica.

México-Tenochtitlán estaba ubicado sobre un islote al occidente del Lago de Texcoco, en la zona lacustre de la Cuenca de México. El dominio mexica ocupó la mayor parte del centro y sur de nuestra actual República Mexicana, se extendía, desde el poniente del valle de Toluca, abarcando casi todos los estados de Veracruz, Puebla, en el centro, Hidalgo, México y Morelos, en el sur; gran parte de los estados de Guerrero y Oaxaca, así como la Costa de Chiapas hasta la frontera con Guatemala.



La Cuenca de México (Ver figura 1.7) es una entidad geográfica de más de 7,800 km<sup>2</sup> de superficie que se localiza en la parte meridional del Altiplano Central en la República Mexicana. Se trata de una cuenca limitada por cadenas de altas montañas en forma de anfiteatro, que tenía en medio un sistema lacustre integrado por los lagos de Zumpango, Xaltocan, Texcoco, Xochimilco y Chalco. El cultivo chinampero fue posible donde el nivel era bajo y las aguas dulces, como en los lagos de Xochimilco y Chalco.

Originalmente, Tenochtitlán fue construido en un pequeño islote en el lago de Texcoco que de forma sucesiva fue ampliado artificialmente hasta quedar unido a los islotes de Tlatelolco, Nonoalco, Tultenco y Mixhuca, mediante una ingeniería hidráulica de rellenos, pilotes y canales internos, así como diques contenedores de aguas y puentes. No existe un consenso sobre la población de Tenochtitlan, la mayor parte de los historiadores dan un valor conservador entre 80,000 a 230,000 habitantes, más grande que la mayor parte de las ciudades europeas de su época.

El vertiginoso desarrollo de la urbe vio su apogeo en 1430, cuando Netzahualcóyotl, de tan sólo 28 años, asesoró la construcción de un acueducto que tomaba el aforo del manantial de Chapultepec y transportaba el líquido hasta el centro de Tenochtitlán.

El problema de salinidad se resolvió con el albarradón de Netzahualcóyotl, que resguardaba a Tenochtitlán, y a las demás poblaciones chinamperas ribereñas del lago de Texcoco:

*“A los nueve años del reinado de Motecuhzuma crecieron tanto las aguas de esta laguna mexicana, que se anegó toda la ciudad y andaban los moradores de ellas en canoas y barquillas, sin saber qué remedio dar ni cómo defenderse de tan grande inundación. Envió el rey sus mensajeros al de Tetzcuco... que se sabía ser hombre de mucha razón y buena inventiva para cualquier cosa que se ofrecía, pidiéndole acudiese a dar alguna trazar para que la ciudad no se acabe se anegar, porque ya estaban arruinados y caídos muchos edificios. Netzahualcóyotl, que sentía esta ruina como si fuera de su propia casa vivo con presteza a México y trato con Motecuhzuma que el mejor y más eficaz remedio de reparo era hacer una cerca de madera y piedra que detuviese la fuerza de las aguas para que no llegasen a la ciudad; y aunque pareció caso difícil la de haber de atajar el lago (como en realidad de verdad lo fue) viendo que otrora parte era el eficaz remedio, húbose de tomar el consejo y poner en ejecución la cerca.”*



**Figura 1.7.-** El lago de Texcoco en la época de la gran México – Tenochtitlán.



*"Llamaron para el socorro de esto a Totoquihuatzin, rey de Tlacupan, a Xilomatzin señor de Culhuacan, a Cuittlahuatzin señor de Iztapalapa y a Chimalpopoca, señor de Tenayuca, los cuales todos juntos comenzaron la obra de la alvarrada vieja, que cierto fue hecho muy heroico y de corazones valerosos intentarían, porque iba medida casi tres cuartos de legua el agua dentro 1 legua antigua mexicana = 4190 m), y en partes muy honda y tenía de ancho más de cuatro brazas (1 braza = 1.672 m aproximadamente) y de largo más de tres leguas (12570 m). Estacáronla toda muy espesamente, las cuales estacas (que eran muy gruesas) les cupieron de parte a los tepanecas, coyohuaques, xochimilcas; y lo que más espanta es a la brevedad con que se hizo, que parece que ni fue oída ni vista la obra, siendo las piedras con que se hizo todo de güijas muy grandes y pesadas, y trayéndolas de más de tres y cuatro leguas de allí, con que quedó la ciudad, por entonces, reparada, porque estorbó que el golpe de las aguas salobres no se encontrarse con esotras dulces sobre que estaba fundada la ciudad..." mostrase en esta obra de Netzahualcóyotl muy valeroso y no menos esforzado Motecuhzuma, porque ellos eran los primeros que ponían mano en esta obra, animando con su ejemplo a todos los demás señoríos y nahuales que en ella entendía."*

De acuerdo con investigadores como José Lorenzo, su longitud fue de:

*"unos 22 km (cuatro leguas), una altura de 4m (dos estados) y una anchura de cerca de 6.7 m (cuatro brazas), se construyó con una o dos palizadas de troncos (o dos palizadas paralelas, el punto no está claro), hincados y con fajinas entretejidas, que se reforzó con piedras y tierra, siendo protegidos sus taludes exteriores con céspedes".*

La técnica común en la fabricación de albarradas era mediante un estacado por ambos lados, utilizando la llamada "piedra seca" como contención y un relleno a base de césped y tierra, considerado óptimo para aumentar estabilidad y evitar filtraciones; en el caso del de Netzahualcóyotl, no estaba cortado por puentes; a cambio de ello, poseía aberturas para el desagüe de la laguna de México. Con esta obra se controlaron las aguas, y se eliminó el ambiente salobre, que además de impedir la fauna animal y vegetal esterilizaba las tierras ribereñas. En poco tiempo, la parte poniente se pobló de peces, plantas y aves acuáticas gracias a un doble beneficio: por un lado la protección del dique antes inundaciones, y por el otro, el cultivo de chinampas, aun en lagos salados: el señor de Texcoco se dio cuenta de que un dique no era suficiente, por lo que había que construir más, lo que aumentó la dificultad; a pesar de ello, el sistema de diques lacustres puso de manifiesto un manejo y conocimiento de corrientes y desfogue.

La regulación de aguas debió hacerse mediante compuertas que permanecieran abiertas durante el estiaje. La idea era que al momento de que las aguas salobres crecieran hasta superar el nivel de las interiores del dique, por el advenimiento de las lluvias, se cerraran las compuertas a fin de que ambos vasos quedaran aislados. La eficacia de la obra se comprobó con el hecho de que durante décadas la ciudad no volvió a inundarse.

*Las aguas invadieron la ciudad otra vez en el año de 1500 durante el reinado de Ahuízotl. Se construyó otro dique. La última inundación prehispánica ocurrió en 1517."*

Otro albarradón, llamado de Ahuízotl, rodeó la ciudad como un muro, sobre todo hacia el oriente (a diferencia del de Netzahualcóyotl, que cortaba la laguna de norte a sur, desde



el Tepeyac o la calzada México – Guadalupe, hasta algún punto de la sierra de Santa Catarina), y fue el que mandó rehacer el virrey Velasco hacia 1553.

Es probable, como Ángel Parrem señala, que el albarradón de Netzahualcóyotl quizá fue destruido durante el sitio de México, cuando hubo que abrir paso a los bergantines de Cortés, al considerar que la albarrada de Ahuízotl ofrecía la suficiente protección. La idea de reconstruir el antiguo albarradón no se consideró atractiva, ya que los peninsulares no contemplaron la realización de una ambiciosa idea prehispánica: prolongar la extensión de la zona de chinampas hacia el oriente de Tenochtitlán.

En los últimos años del esplendor mexicana los sistemas hidráulicos funcionaron como unidad integral inicialmente en Chalco, Texcoco y Coyoacán, y después en toda la cuenca mediante una interacción entre manantiales, presas, canales de desviación, acequias, chinampas, sistemas de conducción y distribución, vasos reguladores, construcción de suelos artificiales, calzadas – diques y albarradones.

La integración al interior del lago de Texcoco de estructuras de grandes dimensiones como: diques – calzadas, así como elementos de menor talla como: canales, suelos de formación artificial y cajas de agua, entre otros, es la manifestación más tangible de la existencia de un sistema de obras hidráulicas prehispánicas perfectamente articulado.

Lo anterior está señalando un conocimiento profundo del medio ambiente que rodeaba a los pueblos prehispánicos asentados en la Cuenca de México, propiamente en la zona lacustre. Además estas obras demuestran una especialización en técnicas constructivas, las que en cierto modo, comparadas con las obras civiles modernas, indican que la ingeniería prehispánica estaba muy desarrollada.

## 1.2 ANTECEDENTES DE OBRAS DE PROTECCIÓN Y ENCAUZAMIENTO DE RÍOS

### 1.2.1 Generalidades

Desde la antigüedad, el control del agua implicaba el poder en Medio-Oriente. El historiador Wittfogel pudo hablar de Civilizaciones Hidráulicas basadas en la propiedad y el dominio de la gestión del agua. Las civilizaciones fluviales entendieron que el agua permitía la vida y el desarrollo; sin embargo paralelamente a esos beneficios observaron que existían importantes riesgos, como la destrucción de sus campos de cultivo debido a inundaciones causadas por el desbordamiento de ríos debido a precipitaciones intensas.

Dentro de esta relación “Beneficio-Daño”, dada su particular forma de vida, eran muy superiores los beneficios en relación con los daños. Así mismo, tenían conocimiento de la variación espacial y temporal del recurso, lo que, aunado a la necesidad de contar con el agua y protegerse de ella, motivó el planteamiento de importantes obras hidráulicas, cuyos vestigios sorprenden al advertir su concepción y funcionalidad.



Desde el inicio del Neolítico, cuando comenzó la sedentarización y, por tanto, ocupación de zonas llanas costeras o en los valles fluviales, el hombre se ha encontrado con el reto de hacer frente a las inundaciones. Cuatro mil años antes de Cristo, estos antiguos pobladores construían presas de almacenamiento, canales para riego agrícola y acueductos, con los que hacían llegar el agua de la fuente a la ciudad para usarla de manera doméstica.

En Egipto y Mesopotamia se construyeron importantes defensas fluviales como diques, canales para desviar las aguas y mejora de los cauces en los entornos urbanos. Las obras hidráulicas se desarrollaron también en Grecia y Roma, tanto para obtener agua para el consumo como para evitar los riesgos que conllevaban los asentamientos en entornos vulnerables. En la antigüedad, el control de los ríos ya tenía una importancia fundamental; su estudio y aplicación de acertadas técnicas llevó a un ingeniero hidráulico a ser emperador de China en el año 2,278 a.C. En China la construcción de grandes bordos en los ríos ya se hacía en el siglo XII de modo que se intentaba hacer frente a las avenidas monzónicas. También en España destacan desde la Edad Media la construcción de bordos y embalses que regulasen los ríos.

En el siglo VIII a.C., los "qanats" (canales subterráneos artificiales que transportan el agua a grandes distancias) fueron inventados por los habitantes de Urartu en la actual Turquía. Esta explotación de las aguas, generalmente surgidas del drenaje de los acuíferos, se difundirá en Persia, en Egipto, en India, en Grecia, en el Maghreb, donde es conocida con el nombre de "foggaras", en las Canarias: las galerías, etc.

El caso más patente de la importancia del agua fue la caída del reino de Saba, atribuida simbólicamente a la destrucción de la única presa de Marib (hacia el siglo III d.C.).

Aún hoy en día, Israel vigila cuidadosamente su aprovisionamiento de agua y sólo una poderosa red interconectada es capaz de satisfacer sus necesidades. La entidad palestina se enfrentará rápidamente a la carencia de agua y, por lo tanto, a su dependencia frente al estado hebreo. Otros casos contemporáneos bien conocidos son los de los ríos internacionales donde los países situados río arriba pueden controlar los caudales de aquellos localizados río abajo. Egipto depende de la situación política de Etiopía, verdadero castillo de agua del Nilo, un país cuyos embalses y tomas futuros podrían volver obsoleta la presa de Assuán y su agricultura irrigada.

Los bordos, desde la antigüedad, han sido necesarios en muchas regiones del mundo por lo que el arte de su construcción ha sido altamente desarrollado. A través del método de prueba y error se han acumulado experiencias locales en muchas partes. En sistemas fluviales importantes en el mundo tales como el Mississippi, el Nilo, el Yangtze y el Amarillo. El río Yangtze de China tiene 5,100 kilómetros de longitud y es navegable en una distancia mayor que cualquier otro río, su gasto es muy grande, en 1870 se registró un gasto de 105,000m<sup>3</sup>/seg, la mayor avenida en su historia; las avenidas han causado tragedias indescriptibles en pérdidas de vidas y se han construido bordos para controlar su cauce, actualmente, el Yangtze es uno de los ríos con más bordos construidos en el mundo. Los chinos sabían desde hace mucho tiempo utilizar pisones de roca sostenidos con cuerdas, sugiriendo que ellos tenían una buena idea de la necesidad de la compactación del suelo mucho antes de que se convirtiera en una técnica bien establecida en la mecánica de suelos moderna. En cuanto al río Mississippi, los primeros intentos por confinarlo se hicieron a principios del siglo XIX, elevando los cauces naturales con bordos artificiales; el primer bordo construido en Nueva Orleans en 1717 tenía 1.2m de alto; en 1923, la altura



promedio era de 3.9m y había 4,000 kilómetros de bordos a lo largo del río. Estos bordos arcillosos tienen un talud interior de 3:1 y un talud exterior de 6:1.

## 1.2.2 El Emperador “Yu, El Grande” y el control de las aguas

Dentro de la mitología china la labor de expulsar de la tierra a los elementos del mal (serpientes y otros seres mitológicos) se considera parte de una cosmogonía. De dicha manera se puede seguir la huella de la creación y ordenación del mundo a partir de algunas de las historias conocidas sobre el Emperador “Yu, El Grande” (Ver figura 1.78).

El padre de Yu, Gun , fue asignado por Yao para controlar las inundaciones pero no tuvo éxito en sus intentos y fue ejecutado por el siguiente gobernante. Designado como sucesor de su padre, Yu comenzó construyendo nuevos canales, tarea que le llevó trece años y en la que participaron veinte mil trabajadores.

De acuerdo a la leyenda, el Mundo, en tiempos del Emperador Yu, todavía no tenía el aspecto actual; el Emperador Yu cavó la tierra e hizo fluir las aguas hacia los mares, expulsó las serpientes y los dragones y los confinó en las marismas, fue también el encargado de expulsar a las fuerzas del mal y él es el héroe que organiza la sociedad, tal y como la conocemos.

En el párrafo siguiente, Benito Jerónimo Feijoo en su obra de teatro dedica al Emperador Yu un breve apunte:

*“El Emperador Yu, que sucedió a Chum, arribó al Trono, saliendo del mismo término, y siguiendo el mismo camino. Hallábase en aquel tiempo muchos territorios bajos inundados de agua, por lo que aquella Región perdía mucho terreno. Yu halló el secreto de abrir diversos canales para derribar aquellas aguas al Mar, y después para fertilizar con ellas otras tierras. Sobre esto escribió varios Libros de instrucciones útiles de Agricultura. Estos méritos, juntos a otras buenas partidas, movieron a Chum, para elegirle por sucesor. Basta ya de honra de la Agricultura: vamos al provecho.”* (Obra Teatro Crítico Universal, Tomo VIII, Discurso XII)

En el párrafo anterior se describen las acciones realizadas por el Emperador Yu y son con estas líneas donde se encuentra el conflicto común, presente en buena parte de los mitos. Existe una parte de la leyenda con base histórica y otra parte ficticia. Al Emperador Yu se le atribuye una labor que puede partir de algún hecho real, pero en ese acto están involucrados personajes y situaciones fantásticas.

Así, según el relato chino, Yu estuvo trece años controlando las aguas y en su obra empleó al dragón alado, animal sagrado en la mitología china, para el dragado. Con el fin de abrir un camino en una montaña escabrosa, Yu se transformó en un oso y logró culminar el gran trabajo que un hombre común no hubiese podido realizar.

Según esta versión, esta deidad creó los caminos a través de las montañas, abriendo pasos con su fuerza tras adoptar la forma de oso. Yu, bajo la forma de serpiente, desvió las aguas del Río Amarillo hacia el abismo. Podemos aseverar que en general, los mitos o



leyendas de la antigüedad china reflejan en cierto grado la lucha del hombre en la naturaleza y, ocasionalmente, se les atribuye a los personajes una fuerza sobrenatural.

Por su destacada labor, Yu obtuvo el respeto de los habitantes, que lo bautizaron como "Yu, El Grande" y lo veneraron como dios de la comunidad. Su historia rompió los límites de su tribu y fue conocido en otros lugares. En otras fuentes, Yu aparece como una divinidad hermafrodita que hizo de la Tierra un lugar habitable para el ser humano.

"Yu, El Grande" es el sobrenombre de Si Wen Ming, fundador de la semilegendaria primera dinastía de China, la de los Xi, cuya existencia real no está admitida por todos los expertos, algunos de los cuales creen que cae dentro de la mitología. Yu habría gobernado en torno al siglo XXI a. C.

En algunos casos se le identifica como uno de los Tres augustos y cinco emperadores y es recordado sobre todo por haber enseñado a los hombres a controlar las inundaciones para domeñar los ríos y lagos de China, hizo la regulación de nueve ríos de acuerdo con sus características y propiedades particulares, entre los que destacan el Hwang Ho y el Yangtze Kiang. Estos ríos permanecieron estables en sus cauces por casi 1,700 años.

Yu es recordado como ejemplo de perseverancia y determinación, reverenciado como el perfecto servidor civil. Una de las historias de las muchas que abundan sobre su entrega al trabajo cuenta que durante esos trece años pasó tres veces por delante de su casa pero ninguna de ellas entró, pensando que el ver a su familia podría apartarle de su cometido. Shun quedó tan sorprendido por los esfuerzos de Yu que le nombró su sucesor en lugar de a su propio hijo.

De acuerdo con los textos históricos, Yu murió en el monte Kuaiji (al sur de la actual Shaoxing, en Zhejiang) mientras participaba en una cacería en la frontera sur de su imperio y fue enterrado allí, donde se le construyó un mausoleo. Muchos emperadores viajaron hasta allí para realizar ceremonias en su honor, destacando entre ellos Qin Shi Huang, el primer emperador. Existe un templo construido en ese lugar y llamado Dayu Ling, "La tumba de Yu el Grande".

Con anterioridad a Yu el Grande, el título de emperador no era hereditario, sino que se otorgaba a la persona considerada por la comunidad como la de más elevada virtud. Sin embargo, su hijo Qì sí heredó el trono, dando así comienzo a la primera dinastía china.



Figura 1.8.- El emperador "Yu El Grande"

## 1.2.3 El Rey Netzahualcóyotl

Otro caso singular ocurre en la cultura mexicana, donde el rey Netzahualcóyotl, quien fuera un verdadero maestro de la hidráulica, construye un gran dique denominado El Albarradón de Netzahualcóyotl, tal como se aprecia en la figura 1.9, con la finalidad de proteger de las inundaciones a su reino, además construyó importantes acueductos.

Netzahualcóyotl era un ingeniero nato que conocía al detalle las obras hidráulicas realizadas desde la época de Xólotl, así como las técnicas de construcción de los apiplalli, o acueductos además de las correspondientes a las acequias o apantli, y de vasos contenedores, también conocidos como tlaquilacaxtli.

Con base en ese conocimiento y experiencia, ayudó en los trabajos del primer acueducto azteca. Éste fue construido con balsas de carrizos y morillos fijados al fondo lacustre mediante estacas que después de ser alineadas y sobrecargadas de césped, piedra y lodo, permitían a través de cortaduras, la recirculación del agua. Sobre los apoyos se levantó un caño de barro, reforzado verticalmente con estacas y carrizos a manera de contenedor y compactado hasta integrar un conducto de una sola pieza; el fondo se aseguró con estacones delgados en forma de "x".

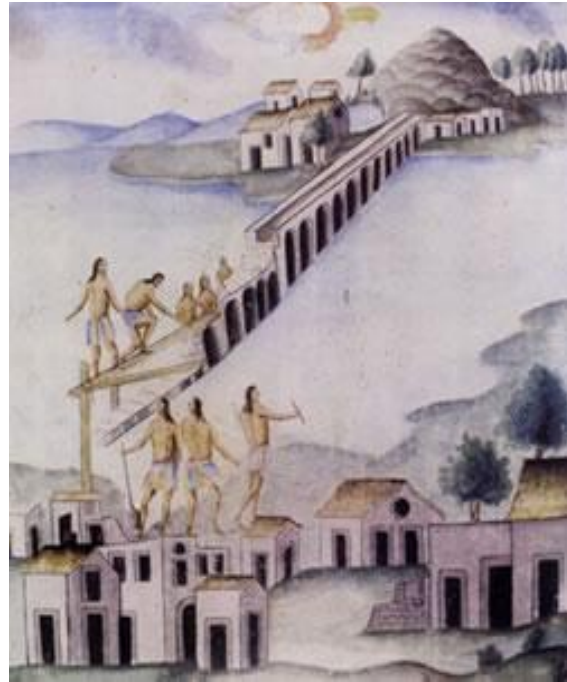


Figura 1.9.- Construcción del albarradón de Netzahualcóyotl.

La plataforma de asentamiento se consolidó a las bases con estacones que penetraban al fondo lacustre, muchos de los cuales contribuyeron a mejorar el ambiente al evolucionar en forma de árboles.

Aunque el servicio el primer acueducto fue bueno, los movimientos de flujo y reflujos, las lluvias torrenciales, el intemperismo, las deformaciones del suelo, así como las ondas sísmicas, averiaron a tal grado la obra que quedó inservible, y prácticamente destruida con el tiempo.

A pesar de la necesidad de contar un una acueducto de mampostería, no se llevó a cabo esta idea sino hasta que Moctezuma I, años después, lo decidió con el apoyo técnico de Netzahualcóyotl, quien respetó el trazo que él mismo diseñó casi medio siglo antes: del manantial de Chapultepec hacai el norte por la actual calzada de Melchor Ocampo, hasta llegar a donde se conecta la calzada México – Tacuba y de ahí continuar hacia el oriente.

Este acueducto de aproximadamente 5 kilómetros de longitud, y un estado de altura, contaba con un novedoso sistema de doble cauce, lo cual además de garantizar que el



agua llegara lo más limpia posible, permitiría un suministro continuo, al hacer posible el aseo y la reparación constante de cada canal, en tanto que el otro paralelo se ponía en funciones. El éxito del sistema fue tan ventajoso que se siguió utilizando años después de la llegada de los españoles.

La obra de Netzahualcóyotl no se limitó a proyectos hidráulicos sino también en la construcción y rediseño de obras de ingeniería urbana; con un avanzado concepto ecológico construyó jardines de árboles y frutos raros, baños rústicos, a la vez que transformó antiguas rutas en casas de campo. El grado de conocimiento alcanzado por los texcocanos siguió manifestándose con el hijo de Netzahualcóyotl, cuyo nombre era Nezahualpilli, que:

*"...dio origen de edificar otros palacios... en donde tenía muy insignes laberintos, jardines, baños, fuentes, estanques, lagunas y acequias de agua, que corrían por debajo de tierra y en partes ocultas, que sin ser vistas se comunicaban con la laguna grande, para ir por ellas cuando quería a sus jardines y recreaciones que tenía en Acatetelco y Tepezinco y para ir a la ciudad de México."*

No obstante la grandiosidad de sus obras, la influencia del señor de Texcoco se dejó sentir principalmente en obras de salvamento en la ciudad de México con la construcción de diques alrededor de la urbe destinados a contener el pasos de las aguas así como evitar el ensalitramiento de las chinampas y de las zonas de cultivo a base de regadío. El problema, eminentemente lacustre, no se presentaba durante el estiaje, porque las aguas dulces que estaban circunscritas a los lagos de Chalco, Xochimilco, Zumpango y Xaltocan, tenían un nivel más alto que las salobres de la parte oriental del lago de Texcoco, pero sí en la época de lluvias, pues por su carácter torrencial y de grandes crecientes, el agua salda invadía a la dulce.

Para controlar las frecuentes inundaciones, incrementar las áreas agrícolas y facilitar la comunicación, en el complejo sistema lacustre de la Cuenca del Valle de México se desarrollaron chinampas, diques, albarradas, calzadas, embarcaderos, canales y puentes, entre otros elementos.

En 1449, bajo el reinado de Moctezuma Ilhuicamina, la ciudad sufrió una inundación; no era la primera, pero sí la más severa desde la fundación de México-Tenochtitlán. *"Crecieron tanto las aguas de esta laguna mexicana que se anegó toda la ciudad y andaban los moradores de ella, en canoas, y barquillas, sin saber qué remedio dar, ni cómo defenderse de tan grande inundación"*. Escribió fray Juan de Torquemada. Netzahualcóyotl, rey de Texcoco, aconsejó que el mejor y más eficaz remedio del reparo era hacer una cerca de madera y piedra que detuviese la fuerza de las aguas para que no llegasen a la ciudad; y aunque parecía difícil atajar el lago, Moctezuma tuvo que tomar el consejo.

Todos los señoríos cercanos y pueblos sometidos por la Triple Alianza contribuyeron en tan ardua empresa, miles de hombres y recursos se utilizaron para la obra y en poco tiempo fue terminada. La obra se realizó durante el gobierno del tlatoani tenochca Itzcóatl.

Con una longitud de 16 kilómetros, varios de los cuales se construyeron en el agua, y quince metros de ancho. El dique fue construido entre Atzacualco, en el norte del lago, e Iztapalapa, al sur. La albarrada de Netzahualcóyotl dividió la vasta laguna en dos: Al oriente, que siguió llamándose lago de Texcoco quedaban las aguas salobres, y al





poniente cuyas aguas rodeaban a la metrópoli se le llamó laguna de México, este vaso se llenó con aguas dulces no potables provenientes de los lagos de Xochimilco y Chalco; una efigie del dios Huitzilopochtli coronaba la magna obra. La división fue posible en la medida que los lagos de Xochimilco y Chalco se encuentran a una mayor altitud que el vaso oriental de Texcoco. El dique poseía esclusas que permitían vaciar la laguna de México cuando el nivel de las aguas fuera peligroso. Esta construcción permitió el florecimiento de la agricultura chinampera de Tenochtitlán, y también de pequeños poblados de las riberas o de los islotes de la laguna, como Iztapalapa, Iztacalco y todos aquellos localizados entre la capital mexicana y la ribera norte del cerro de la Estrella.

La albarrada de los indios evitaba el desbordamiento de lago de Texcoco sobre Tenochtitlán cuando sus aguas crecían, o evitaba su desecación si el nivel bajaba drásticamente. Servía como presa y distribuidora de agua. Al realizar su contraofensiva, Cortés no reparó en la importancia técnica de la magna obra y ordenó partirla en varios segmentos para facilitar el tránsito de los bergantines que pondrían sitio a la capital azteca. Sus órdenes fueron cumplidas al pie de la letra y desde 1521 la albarrada quedó prácticamente inservible.

Al menos durante los primeros años posteriores a la conquista, el medio ambiente fue benigno para la construcción de la ciudad española. Desde luego, no se edificaba en el terreno más firme del valle de Anáhuac. Buena parte de la tierra donde se trazaron los solares para los conquistadores, eran de tierra artificial y el peso de los bloques de piedra ocasionaba hundimientos. Aun así, la proyección urbanística se veía con optimismo y la ciudad crecía lenta pero inexorablemente. Cortés murió en 1547 creyendo seguramente, que su decisión de fundar la capital del reino sobre la isla de Tenochtitlán había sido correcta. Jamás padeció en carne propia las terribles inundaciones que asolaron a México a partir de la segunda mitad del siglo XVI.

En 1553 era posible acercarse a los límites orientales de la ciudad y divisar a poca distancia los restos de la albarrada de Netzahualcóyotl. Nadie añoraba su legendaria utilidad, ni siquiera los indios que sobrevivieron a la guerra de conquista. Ese año fue particularmente seco, pero durante los meses del verano, un día llovió intensamente durante casi veinticuatro horas. Tanta agua cayó sobre el valle que la isla se inundó por el desbordamiento del lago de Texcoco. Sin la albarrada de los indios, el nivel de las aguas creció dramáticamente y nadie pudo detenerlas. Durante cuatro días la gente transitaba de un lugar a otro a bordo de canoas.

Ante dicha situación, el virrey Velasco decidió construir una nueva albarrada, conocida con el paso del tiempo como "de los españoles". Corría desde Iztapalapa hasta cerca del santuario de la virgen de Guadalupe y por algún tiempo cumplió su cometido, detener las amenazantes aguas del lago de Texcoco.

Pero el problema no se reducía tan sólo a construir un dique. Para los aztecas la albarrada había sido un elemento más dentro de su proyecto integral de uso de aguas, donde el propio trazo de la ciudad respondía a una alianza con los lagos. La ciudad se sirvió del medio lacustre para desarrollar eficientes vías de comunicación dentro de Tenochtitlán a través de las acequias. Los canales transportaban gente y mercancías, pero al mismo tiempo, regulaban los niveles del preciado líquido dentro de la ciudad y actuaban como desagües. La capital del imperio azteca sufrió escasas inundaciones gracias a la relación de convivencia que guardaba con los lagos y el entorno natural, y las pocas que padecieron fueron atribuidas al error humano.



Sin miramientos, ni consideraciones los conquistadores se enfrentaron al entorno natural del valle de México. Construyeron una ciudad terrestre cuando había sido una eficiente metrópoli lacustre. Desecharon las acequias, y al aumentar el nivel del lago de Texcoco, ya no existía el espacio suficiente para regularlo, produciéndose continuas inundaciones. La albarrada de los españoles fue sólo un calmante que funcionó algunos años gracias a que la Providencia no cubrió el valle con severas tormentas o aguaceros torrenciales. Los españoles cerraron los espacios naturales del agua dentro de la ciudad y los lagos se cobraron la afrenta.

## 1.3 INUNDACIONES HISTÓRICAS

### 1.3.1 Inundaciones en el Mundo

En la prehistoria se produjeron grandes inundaciones en algunas zonas, como así lo atestiguan los restos geológicos. Así, la formación de mares cerrados como el Mediterráneo o el mar Negro se deben a movimientos tectónicos y cambios climáticos que inundaron estas amplias zonas. El final de la edad de hielo tuvo consecuencias determinantes en todo el globo con la formación de nuevos lagos y mares en zonas que anteriormente no ocupaba el mar.

Entre las grandes lluvias y las inundaciones históricas, los ocho años húmedos 1313 a 1320 afectaron a toda Europa y produjeron entre 1315 y 1316 una de las peores hambrunas de la Edad Media. En Winchester, Inglaterra, el heno no se secaba más, las cosechas eran ridículas, los bueyes perdían sus cuatro herraduras, las anguilas se propagaban fuera de los estanques, etc. El precio del grano alcanzó el triple del promedio calculado para el período 1270-1350.

En Francia, el aprovechamiento anárquico y la ocupación permanente de los lechos mayores, muy amplios en la región mediterránea, son responsables de la tragedia de junio de 1957 de Guil en Haute-Durance, descrito por el hidrólogo Maurice Pardé y, recientemente, las de Nimes, de Vaison-la-Romaine y de los Alpes-Marítimos.

Las inundaciones son un fenómeno frecuente en Uruguay, pero las de abril de 1959 han quedado como las más grandes y dañinas de la historia uruguaya. A partir del 27 de marzo comenzó a llover en todo el país y no despegó en un mes entero. Esta inesperada situación generó una catástrofe nacional.

La *Gran inundación de 1993* ha sido el mayor desastre hidrológico, después de las catastróficas inundaciones de la década de 1930, de EE. UU., y se debió al desbordamiento del río Misisipi, que sucede de tres a cuatro veces por siglo.

Una inundación catastrófica fue la del 7 de abril de 1995 en Pergamino, que anegó el 60 % de la ciudad de 90,000 habitantes, matando a 3 personas y evacuando a 13,000.

En los años de 1997 y 1998, el fenómeno de *El Niño* causó importantes inundaciones en la costa ecuatoriana y en la costa peruana. También creció el río Paraná, causando muchas pérdidas en la provincia de Corrientes, Argentina; también en algunas áreas de

las sabanas de Kenia la precipitación pluvial fue cinco veces mayor que el promedio normal de octubre a diciembre, provocando inundaciones que tomaron semanas en disminuir.

En diciembre de 1999 ocurre la Tragedia de Vargas en Venezuela, por las intensas lluvias a mediados de este mes, que ocasionaron deslaves en las laderas septentrionales de la Cordillera del Ávila, la muerte de decenas de miles de personas, miles de casas y edificios destruidos y unos 300,000 damnificados que quedaron sin hogar.

El 19 de febrero de 2002 en La Paz, Bolivia una colosal nube de más de 10 km de altura desató, desde la parte norte de la ciudad, una fuerte lluvia que inundó rápidamente el centro de la misma. Las calles y avenidas se convirtieron en verdaderos ríos mortales, por la velocidad que adquirió el agua producto del desnivel natural de la ciudad así como por el granizo acumulado que contribuyó a taponar los desagües. Se registraron 69 muertes.

En el año de 2003, el río Salado, al norte de Argentina, se desbordó y cubrió gran parte de la ciudad de Santa Fe.

El *Huracán Katrina* arrasó entre el 27 y el 31 de agosto del 2005 la Ciudad de Nueva Orleans y otras ciudades costeras de los estados de Luisiana y Misisipi, causando 1,619 muertos. En Nueva Orleans el agua alcanzó 9 metros en algunos barrios y la ciudad tuvo que ser totalmente evacuada.

En el 2007, la ciudad de Santa Fe, en Argentina, a sólo cuatro años de su anterior inundación, se vio nuevamente anegada por las aguas, producto del cambio climático y la imprevisión e irresponsabilidad de sus gobernantes.

A mediados de abril de 2011, dos grandes sistemas de tormentas a través de la cuenca del río

Misisipi produjeron grandes precipitaciones; junto con el deshielo anual, el río Misisipi comenzó a aumentar a niveles récord a principios de mayo. Las ciudades que

sufrieron inundaciones fueron Illinois, Misuri, Kentucky, Tennessee, Arkansas y Mississippi. Catorce personas murieron en Arkansas.

Miles de hogares fueron evacuados, incluyendo más de 1,000 en Memphis, Tennessee y más de 2,000 en el Estado de Misisipi.



**Figura1.10.-** Inundaciones del río Mississippi en el año 2011.

## 1.3.2 Inundaciones en México

### GENERALIDADES

"Debido a la orografía nacional, a que México está situado cerca de la zona intertropical de convergencia y dentro del campo de influencia y trayectoria de los ciclones tropicales, se presentan lluvias intensas que producen inundaciones año con año, ocasionando serios problemas en todo el territorio nacional"<sup>2</sup> (Inventario Nacional de Obras de Protección contra Inundaciones en Cauces Naturales, 2010)



Figura 1.11.- Inundación de la ciudad de Villahermosa, Tabasco en 1929.

En los siguientes apartados se presentan reseñas y tabla de los eventos más representativos debido a las inundaciones en la República Mexicana.

### ÉPOCA DE LA CONQUISTA

El triunfo de los españoles y sus aliados indígenas en contra de los aztecas en 1521, impidió a los conquistadores proyectar con claridad el futuro urbanístico de lo que sería la capital del reino de la Nueva España. Para la mayoría de los españoles, el sitio impuesto a Tenochtitlán a través del lago era el mejor ejemplo para no fundar la nueva ciudad sobre las ruinas aztecas. El agua se presentaba como el principal enemigo.

Cortés decidió edificar en la isla por razones políticas. Pero nadie, ni siquiera el audaz conquistador con su manifiesta virtud de visionario, prestó atención a las construcciones hidráulicas del viejo imperio, que durante décadas habían logrado regular las aguas de los grandes lagos del valle de México. Al momento de consumarse la conquista la mayoría estaban destruidas.

En 1604, la ciudad sufrió grandes inundaciones que persistieron durante meses, dado que, en la cuenca cerrada, la única salida del agua era por evaporación. Se decidió entonces construir una salida artificial para drenar los excedentes hacia la cuenca del río Tula. Para ello se intentó construir el canal de Huehuetoca y cruzar el parteaguas mediante un túnel de cerca de 7 km de longitud, bajo el sitio conocido como Nochistongo, que descargaría al río Tula.



Las obras se iniciaron en 1607 y su desarrollo tomó casi dos siglos, debido a diversos problemas técnicos y burocráticos. En ese lapso se produjeron varias inundaciones de gran magnitud, dentro de las que destaca la de 1629-1635, en la que se estima murieron 30 000 personas y que un número similar de españoles salieron de la ciudad. La catástrofe fue tan grande que se pensó seriamente en trasladar la ciudad a otro sitio.

### **LA GRAN INUNDACIÓN DE 1629**

La ciudad colonial de México prosperó a pesar de las dificultades que le planteaba su entorno natural en medio de un lago. Llegó un momento en que su situación se hizo casi insostenible. Se propuso mudarla a la ribera del lago, donde tendría un asiento más favorable, pero se impuso el punto de vista de quienes querían dejarla en su lugar original.

El día 20 de septiembre de 1629, el cielo azul y transparente del valle de México se ennegreció como nunca antes y un cúmulo de nubes se agolpó sobre la capital de la Nueva España. Al caer la noche, rayos y truenos anunciaron la impresionante tormenta que se avecinaba. Durante treinta y seis horas ininterrumpidas el agua cayó sobre la ciudad de México y la tranquila vida colonial fue trastocada. Para unos, el torrencial aguacero era un castigo de la Providencia por los excesos de los españoles. Para otros, Tláloc, el antiguo dios de la lluvia de los aztecas, lloraba sobre México desde su derrota en 1521. La inundación duró desde 1629 hasta 1633 y destruyó una gran parte de la ciudad, murieron 30,000 indígenas y las familias españolas la abandonaron, reduciendo el número de 20,000 españoles a sólo 400 vecinos. *“Los estragos fueron terribles; cerráronse los templos, suspendieron sus trabajos los tribunales, arruinóse el comercio, comenzaron a desplomarse y a caer multitud de casas”*.

Había transcurrido poco más de un siglo desde la conquista de México y al parecer la ciudad capital divisaba el fin de sus días.

Hernán Cortés cometió otro error al romper el delicado equilibrio hidráulico que guardaba el entorno lacustre de la Gran Tenochtitlán. No solamente destruyó en varios sitios la Albarrada de Netzahualcóyotl para dar paso a los 13 bergantines que construyó para invadir la isla, sino que al final ordenó tapar las acequias que existían con el material de demolición de los templos que destruyó. El equilibrio hidráulico era en extremo delicado y además bastante complicado, pues los mexicas y a raíz de la gran inundación que vivieron en el año de 1450 se vieron precisados a regular de manera por demás ingeniosa, el flujo de agua de los lagos que circundaban la Gran Tenochtitlán. La albarrada construida por Netzahualcóyotl después de la gran inundación de 1450, fue una magna obra que permitió que el agua dulce procedente de los manantiales y los lagos de Xochimilco y Tauca rodeara la isla, separándola de las aguas salobres y poco útiles del lago de Texcoco. Esta gran idea hizo florecer la agricultura y la pesca en la zona y mediante compuertas y pasos levadizos regulaban tanto el flujo de las aguas como el de las canoas, que era su principal y eficaz medio de transporte. Los conquistadores menospreciaron y destruyeron sistemáticamente el sistema hidráulico de los mexicas y los resultados fueron nefastos.

Los lagos por alguna razón fueron perdiendo su volumen de agua, pero no desapareció el peligro de las inundaciones en tiempo de lluvias y por lo mismo se construyó otra albarrada en 1555, denominada de San Lázaro, que protegía la isla por el lado oriente. Esta construcción no recibió el adecuado mantenimiento y por lo mismo quedó sujeta a filtraciones y roturas.





Pero la suerte estaba echada y para el año de 1629 la extremadamente intensa temporada de lluvias y el posible error de Enrico Martínez al permitir el taponamiento de la boca del desagüe que estaba construyéndose, dio lugar a la inundación más terrible, destructiva y prolongada de la historia de la capital de nuestro país.

En julio de 1628 había comenzado la temporada de lluvias con una intensidad inusual. Los niveles del lago de Texcoco y la laguna de México crecían precipitadamente y parecía advertirse una difícil situación: en las afueras de la ciudad las aguas avanzaban lentamente sobre las calles de tierra.

El día 21 de septiembre de 1629 una violenta y torrencial tormenta descargó sus aguas durante 36 horas continuas sobre la ciudad y las lagunas del valle. El volumen del agua proveniente de los lagos de Zumpango, Xaltocán, San Cristobal y Texcoco que se encontraban por arriba del nivel de la ciudad, descargaron sus excedentes en cascada, hasta romper totalmente las protecciones del alabarradón de San Lázaro.

El mes de septiembre trajo consigo el momento más crítico de la temporada y la capital novohispana quedó completamente inundada. Sólo una pequeña parte de Tlatelolco y otra de la plaza mayor quedaron a salvo de las aguas. La pequeña isla que se formaba donde se erigían el palacio virreinal y la catedral se le conoció como "La isla de los perros" por la gran cantidad de estos animales que alcanzaron su salvación al refugiarse en ella. La Ciudad de México permaneció 5 años bajo las aguas.

Para el 22 de octubre de 1629, y con el nivel de las aguas cada vez más alto, el mismo Arzobispo Manso fue consultado por el virrey respecto a que acciones pudieran tomarse para resolver el grave problema y éste le dijo:

*"...que primero habría que ver si quedaba aún ciudad que preservar pues de lo contrario convenía mas cambiarla de sitio..."*

La gente sólo encontraba consuelo en la iglesia y los oficios se realizaban en cualquier lugar disponible:

*"En balcones, en andamios colocados en las intersecciones de las calles y aun en los techos se levantaron altares para celebrar el santo sacrificio de la misa, que la gente oía desde azoteas y balcones, pero no con el respetuoso silencio de los templos, sino con lágrimas, sollozos y lamentos, que era un espectáculo verdaderamente lastimoso."* Escribió Francisco Javier Alegre.

Para los meses de junio, julio y septiembre de 1630, la inundación fue en aumento y se complicaron gravemente los problemas de salud de la población, por la contaminación de las aguas. Las juntas, consultas, proyectos, e inspecciones oculares, se multiplicaron, pero la solución final se pospuso hasta el año de 1631, cuando se concluyó sobre la inconveniencia de cambiar de sitio la ciudad, por la gran inversión que se había hecho en las propiedades (50 millones de pesos) y que por lo mismo sería más conveniente gastar 4 millones de pesos en la conclusión de las obras del desagüe.

La Plaza Mayor estuvo cubierta por las aguas durante esa larga etapa y por lo mismo la Catedral, que se encontraba en construcción vio afectado el proceso de las obras, las que fue necesario suspender totalmente.



Curiosas escenas se presentaban cotidianamente. Las rogativas de los fieles resultaron inútiles y la inundación continuó día tras día en aumento. La gente recurrió a la intercesión de la virgen de Guadalupe y las autoridades civiles y eclesiásticas acompañadas por gran cantidad de gente del pueblo, organizaron una procesión sin precedentes en la historia de México: El Arzobispo Manso decidió transportar la imagen de la Virgen de Guadalupe desde su santuario en el Tepeyac a bordo de vistosas embarcaciones: canoas, trajineras, barcazas; la Guadalupeana fue llevada desde su santuario en el cerro del Tepeyac hasta la inundada Catedral de la Ciudad de México y ver si así los libraba de tan terribles males. A continuación se presenta un fragmento del relato del jesuita Florencio:

*"...Salieron de la ciudad en una flota de canoas y góndolas bien aderezadas y esquisadas de remos.... y navegando al santuario (porque no podía ya caminarsse por tierra) la sacaron de su altar después de casi 108 años que había sido llevada a él ... y embarcándola en la faluca del arzobispo, acompañada de los principales personajes que en ella cupieron bogaron hacia México con aparato grande de luces en las embarcaciones, de música, de clarines y chirimías, cantando el coro de la Catedral himnos y salmos, con más consonancia que alegría..."*

Resulta interesante saber que a pesar de la estancia de la Virgen de Guadalupe en la aún inconclusa Catedral, desde 1629 y hasta el año de 1635, la inundación continuó.

La inundación duró varios años y las pérdidas fueron cuantiosas. El esplendoroso valle de México aparecía devastado por las epidemias y el hambre. Muchas de las familias españolas emigraron a Puebla de los Ángeles y propiciaron su desarrollo comercial, mientras la ciudad de México continuaba su decadencia. Las canoas que transitaban junto al palacio virreinal y cerca de la catedral, recordaban las viejas acequias de Tenochtitlán, por donde corrían libremente sin que la ciudad estuviera inundada.

A oídos del rey Felipe IV llegó la terrible noticia de la gran inundación de 1629 y considerando que todo remedio para salvar a la capital de la Nueva España era imposible ordenó abandonar la ciudad y fundarla nuevamente en tierra firme, en las lomas que se extendían entre Tacuba y Tacubaya.

Sorprendentemente, las autoridades virreinales y las pocas familias que permanecieron fieles a la ciudad, rechazaron la idea del rey de España. El argumento económico era muy sólido: trasladar la sede del virreinato costaría cincuenta millones de pesos y desecar la laguna tres o cuatro millones de pesos. Las pérdidas ascendían a poco más de seis millones, pero aún así, la cantidad era considerablemente menor. Reflexiones de otro orden, imperaron en la decisión de no mover la ciudad de México de su lugar de origen. Así lo escribió uno de los regidores:

*"Si estas reflexiones económicas no os mueven a sostener la patria, muévaos a lo menos el nombre de México que resuena por todo el orbe; porque si la mudáis en otra parte, la fama de tan gran ciudad irrevocablemente se perderá. La llanura que el contador nos pinta tan a propósito para la nueva ciudad, ¡cuánto dista del suelo de México! No en balde los aztecas la escogieron para fundar la cabecera de su reino. Temperamento sano, cielo de los más alegres y despejados, aun en medio de las lagunas que se observan en el Nuevo Mundo. Es grande argumento de que este lugar es nacido para contener una gran población, el esplendor y opulencia de sus edificios, en tan pocos años, pues apenas contamos ciento nueve de su restauración. Es verdad que en estos años hemos padecido inundaciones; pero hemos acudido a reparar los daños que han*

causado. Estos reparos no han surtido el efecto que nos prometíamos, emprenderemos otros, y no se alzar<sup>á</sup> la obra hasta que domado este elemento proveamos a nuestra seguridad."

Al igual que Cortés en 1521, en 1629 los españoles comprendieron que la grandeza de la ciudad de México tenía su origen en el sitio que había ocupado la imperial Tenochtitlán. Su nombre era ya reconocido en el mundo y trasladarla se presentaba como un error. Decidieron entonces, luchar a muerte contra las aguas y continuar con la construcción del desagüe de la capital novohispana, iniciado en 1607, el cual llegaría a ser la obra pública que más tiempo se llevó, alrededor de tres siglos, más importante y más costosa de toda la historia de la noble y leal ciudad de México.

Tras las desastrosas inundaciones de 1629, la ciudad continuó siendo presa de grandes problemas para desfogar las aguas de lluvia en los años de fuertes precipitaciones.

En 1691 el Valle de México se vio azotado por muy fuertes y prolongadas lluvias que aparte de causar terribles estragos a la población y las construcciones, provocó una terrible escasez en la producción de granos.



**Figura 3.12.-** Inundación de la ciudad de Tlacotalpan, Veracruz debido al desbordamiento del río Papaloapan en el año de 1950 (CIA Mexicana Aerofoto S.A.).



### 1.3.3 Eventos que han generado mayores daños por eventos hidrometeorológicos en la República Mexicana (1943 – 2010)

AÑO	EVENTO	ESTADO	POBLACIÓN AFECTADA	DAÑOS (MILLONES DE DÓLARES)	GASTOS O LLUVIA	DESCRIPCIÓN
1943	Lluvias de invierno	Sinaloa	600	0.14	14,376 m <sup>3</sup> /s, río Fuerte, estación Huites	Se desbordaron 11 ríos, los más importantes fueron: El Tamazula, Humaya, Fuerte, Sinaloa y Culiacán. La parte norte del estado quedó aislada por tierra y sin comunicación por vía telefónica y telegráfica. Dos puentes ferroviarios, algunos tramos del ferrocarril Sud-Pacífico, varias carreteras y casas fueron dañadas. Hubo deslizamiento de tierras. Las pérdidas en la agricultura fueron cuantiosas.
1949	Lluvias de invierno	Sinaloa y Sonora	159,000	10.2	5,265 m <sup>3</sup> /s, río Yaqui, estación El Águila. 10,000 m <sup>3</sup> /s, río Fuerte, estación Huites.	Se desbordaron los ríos Yaqui, Fuerte y Mayo. Más de 35 localidades quedaron inundadas. Al menos 9,000 casas fueron dañadas. Dos puentes y varias carreteras quedaron dañadas. Se perdieron cientos de cabezas de ganado. Muchas localidades quedaron aisladas (se suspendió el servicio de telégrafo y teléfono) El servicio del ferrocarril Sud-Pacífico fue cancelado temporalmente por daños en las líneas férreas. La presa Álvaro Obregón que estaba en construcción, fue destruida en su totalidad.
1955	Huracanes Gladys, Hilda y Janet	Veracruz, Tamaulipas, San Luis Potosí, Yucatán y Quintana Roo		7.5*	4,002 m <sup>3</sup> /s, río Tempoal, estación Tempoal. 4,810 m <sup>3</sup> /s, río Tampaón, estación Pujal.	Los huracanes afectaron principalmente la cuenca del río Pánuco. Inundaciones en las zonas bajas de la ciudad de Tampico, con una altura de 3.30 m sobre la media marea. La capacidad de la presa San José, en el estado de San Luis Potosí, fue rebasada. No se presentó falla en la cortina. Parte de la ciudad de San Luis Potosí se inundó. Un puente que conduce a los poblados de Mezquitic y Ahualulco resultó dañado. El desbordamiento del río Santiago destruyó una gran cantidad de viviendas en el poblado de Soledad Diez Gutiérrez. En Tampico y Ciudad Madero se contabilizaron cerca de 6,010 casas destruidas o dañadas. El área inundada se estimó en 6,400 km <sup>2</sup> aproximadamente. 20,000 cabezas de ganado perdidas.
1959	Ciclón de Manzanillo	Colima y Jalisco	1,600		S/R	3 barcos mercantiles se fueron a la deriva con todo y su flota. 25% de las casas fueron totalmente destruidas en Cihuatlán, carreteras dañadas y trenes descarrilados.



AÑO	EVENTO	ESTADO	POBLACIÓN AFECTADA	DAÑOS (MILLONES DE DÓLARES)	GASTOS O LLUVIA	DESCRIPCIÓN
1960	Lluvias de Invierno	Tamaulipas, Nuevo León, Yucatán y Quintana Roo	25,000	500	178 m³/s, río Santa Catarina, estación Monterrey.	
1967	Huracán Katrina	Guerrero, Península de California, Sonora y Nayarit	30,000		3,881 m³/s, río Balsas, 20,000 m³/s, río Balsas, presa El Infiernillo.	El gasto de 20,000 m³/s, registrado en la presa El Infiernillo, ha sido el máximo histórico en la República Mexicana.
1968	Huracán Naomi	Colima, Sinaloa, Durango, Coahuila, Sonora y Chihuahua.	50,000		500mm, en 24 horas, cuenca del río Baluarte. 16,000 m³/s, río Acaponeta, estación Acaponeta.	Fueron afectados los ríos Presidio, Baluarte, Acaponeta y Nazas. En muchas estaciones hidrométricas sobre estos ríos se registraron gastos máximos históricos, en algunos casos fueron mayores que los correspondientes a la envolvente mundial de Creager. 60,000 Ha de cultivo afectadas. Severas inundaciones en Torreón, Gómez Palacio, Chihuahua y ciudades en Jalisco y Sinaloa. Caminos y zonas agrícolas dañadas.
1976	Huracán Liza	Baja California Sur y Sonora	10,000	3.1	180mm en 4 horas. 950 m³/s, arroyo el Cajoncito.	Se calculó un gasto de 950 m³/s con una duración de 7.5 h. Inundación en la Ciudad La Paz debida a la falla de un bordo de protección sobre el arroyo El Cajoncito.
1982	Huracán Paul	Sinaloa	256,800	114.6	335 mm en 24 horas, Mulegé, B.C.S.	Daños económicos en casas habitación, infraestructura rural, infraestructura carretera, electricidad, telefonía, agricultura, ganadería, avicultura, industria y comercio. Por la relevante participación de Sinaloa en la agricultura nacional, las pérdidas provocadas por el ciclón incidieron negativamente en la producción nacional de varios cultivos.
1985	Lluvias de invierno	Nayarit	47,927	16.4	4,497 m³/s, río Acaponeta. 2,589m³/s, río San Pedro.	Las pérdidas se dieron básicamente en viviendas dañadas, afectación de carreteras, bordos y zonas de cultivo.





AÑO	EVENTO	ESTADO	POBLACIÓN AFECTADA	DAÑOS (MILLONES DE DÓLARES)	GASTOS O LLUVIA	DESCRIPCIÓN
1988	Huracán Gilberto	Yucatán, Quintana Roo, Campeche, Tamaulipas, Nuevo León y Coahuila	139.374	766	350 mm en 24 h, en Monterrey. 324mm en 24 horas, Tamaulipas. 1,900m <sup>3</sup> /s, río Santa Catarina.	Gilberto tocó suelo mexicano, en Quintana Roo, como categoría 5, provocando vientos de hasta 300 km/h en Cozumel con oleaje de hasta 5m de altura. Posteriormente lo hizo, en Tamaulipas, como categoría 4. Fue en esta parte del país donde se registraron los mayores daños por precipitación pluvial (Nuevo León, Coahuila y Tamaulipas). Este huracán causó el 50% de las pérdidas del sector agrícola del país en ese año. Adicionalmente, resultaron seriamente dañadas amplias zonas turísticas, agrícolas y boscosas. En la cuenca del río Santa Catarina se produjo una inundación súbita. Se calcula que el huracán Gilberto provocó, en paso por la República Mexicana, una precipitación total acumulada de aproximadamente 90,000 millones de m <sup>3</sup> .
1990	Lluvias de invierno	Baja California Sur, Sonora, Sinaloa y Chihuahua	40,000	\$50,85	11,720 m <sup>3</sup> /s, río Fuerte, estación Huites.	Se desbordaron los ríos Sinaloa, Mayo, Batopilas y Urique. El río Fuerte desalojó 2,150 millones de metros cúbicos en 5 días. En Sinaloa 120 comunidades quedaron inundadas. En la sierra Tarahumara quedaron inundadas 33 localidades. En la Paz, el 40% de las calles fueron destruidas por la lluvia. En el estado de Sonora 50,000 Ha cultivadas quedaron totalmente dañadas, mientras que en Sinaloa se perdieron 2,712 millones de dólares en ganado.
1990	Huracán Diana	Veracruz e Hidalgo	50	\$90,70	400mm en 24 horas, Tanzabaca, San Luis Potosí.	
1992	Lluvias de invierno	Nayarit	100.000,000	\$78,00	10,000m <sup>3</sup> /s, río Santiago, presa Aguamilpa.	Se desbordaron los ríos Santiago, San Pedro, Acaponeta, y Ameca. Se inundaron más de 70 localidades, algunas de las cuales fueron Tecuala y Tuxpan (las más afectadas), Santiago Ixcuintla, Bahía de Banderas y San Blas. 104,000 Ha agrícolas sufrieron daños y varias carreteras fueron destruidas.
1993	Lluvias de invierno	Baja California	10	\$32,00	100 mm en 4 horas, cuenca del río Tijuana. 316 mm en 15 horas, cuenca del río Miraflores.	Se desbordaron los ríos Tijuana y Tecate, en Baja California, así como los arroyos El Carrizo y Matanuco, en Baja California Sur. En el río Tijuana se presentó una inundación súbita. Los sistemas de comunicación y las zonas de agricultura fueron severamente dañadas. Cierre de aeropuertos. 45% de la ciudad inundada.
1993	Lluvias de invierno	Baja California Sur	10	\$63,40	632mm en 24 horas.	Se desbordaron los arroyos Miraflores y El Tule. Asimismo, se produjeron avenidas súbitas en varios ríos. Hubo interrupción de servicios públicos y daños en la infraestructura de puentes, carreteras, tuberías y embarcaciones.



AÑO	EVENTO	ESTADO	POBLACIÓN AFECTADA	DAÑOS (MILLONES DE DÓLARES)	GASTOS O LLUVIA	DESCRIPCIÓN
1993	Huracán Gert	Veracruz, Hidalgo, San Luis Potosí y Tamaulipas.	97.943		427mm en 24 horas, Tantzabaca, San Luis Potosí.	El río Pánuco registró el gasto máximo de los últimos 20 años (hasta ese entonces) El estado de Veracruz resultó dañado por inundaciones con un elevado costo económico. No hubo pérdida de vidas. En el estado de Hidalgo: 35 municipios afectados; 4,425 viviendas afectadas; 18 carreteras; 68 caminos; 38 puentes; 35 ríos desbordados; 23 sistemas de agua potable; 67,600 Ha de cultivo y 361 comunidades incomunicadas. En el estado de San Luis Potosí se perdió un 80% de las cosechas. Así como una gran cantidad de cabezas de ganado. En el estado de Tamaulipas: se inundaron 22 municipios, 17 colonias en la ciudad de Tampico y 11 colonias en Altamira.
1995	Huracán Opal	Veracruz, Campeche, Tabasco y Quintana Roo	13860		297mm en 24 horas, en Campeche.	Se desbordaron los ríos Nautla, Colipa, Actopan, Misantla y Bobos. Vientos máximos de 185 km/h y ráfagas de 215 km/h. La característica particular de este huracán fue su trayectoria irregular ya que regresó y provocó mayores daños. 331 casas dañadas totalmente.
1997	Huracán Paulina	Guerrero y Oaxaca	8,500	447.8	340 m <sup>3</sup> /s, arroyo El Camarón, Acapulco.	54,000 casas dañadas; 122,282 hectáreas de cultivo dañadas y 80,000 Ha de bosques y selva perdidas en Oaxaca. Hubo 20 puentes y carreteras dañadas. Hubo 350 deslizamientos de tierra e interrupción de los servicios públicos.
1998	Lluvias	Chiapas	28,753	603	498mm en 96 h estación Arriaga, Chiapas. 220 mm en 24 horas, estación Arriaga, Chiapas.	Se debieron reparar 209 sistemas de abasto de agua potable en comunidades rurales. Igualmente se realizaron trabajos de limpieza y desazolve de alcantarillas en comunidades rurales y cabeceras municipales. Se encauzaron 18 ríos en la región. El 50% de los caminos rurales quedaron afectados. La vía ferroviaria sufrió 47 cortes, 8 puentes colapsaron y 15 km de vía fueron completamente destruidos.



AÑO	EVENTO	ESTADO	POBLACIÓN AFECTADA	DAÑOS (MILLONES DE DÓLARES)	GASTOS O LLUVIA	DESCRIPCIÓN
1999	Depresión Tropical 11	Veracruz, Puebla, Hidalgo y Tabasco.	1,904,000	807.5	420mm e 24 horas, estación Tenango.	En el caso de Puebla, los sectores con mayores daños fueron: sistema de transporte, generación de energía eléctrica, suministro de agua potable, vivienda y agricultura. En el caso de Veracruz, los sectores con mayores afectaciones fueron: agricultura, vivienda, transporte y comunicaciones y agua y saneamiento. Para el caso de Tabasco, los sectores con mayores afectaciones fueron en este orden los siguientes: vivienda, agua y saneamiento, ganadería, transporte y comunicaciones e industria manufacturera.
2001	Huracán Juliette	Sonora y Baja California Sur	38,730	184.15	400 mm en 24 h, estación Santa Gertrudis.	Población afectada 22,365. 18,873 viviendas dañadas; 273 escuelas dañadas. 1,451 Ha de cultivo dañadas; 46,506 km de caminos afectados.
2001	Lluvias	Varios Estados	126,954	42.3	S/R	14,102 viviendas dañadas; 18 escuelas dañadas; 10,000 Ha de cultivo dañadas; 800 km de caminos afectados. En Guerrero 175 mil estudiantes de nivel básico sin clases por un par de días, habilitación de 932 albergues, pérdidas de cosechas no cuantificadas (plátano, maíz y tabaco), deslaves en la carretera Ometepec - Iguala a la altura del km 7. En Jalisco daños en instalaciones de varios hoteles. También se reportaron daños en Michoacán, Veracruz, Chiapas y Guerrero.
2002	Huracán Isidore	Yucatán, Campeche	500,000	870.07	250 mm en 24 h, en Becanchen.	Los daños causados por el huracán "Isidore" son superiores a los que ocasionó "Gilbert" en 1998. La Comisión Federal de Electricidad (CFE) cuantificó un total de 5,500 postes caídos. La Secretaría de Educación Pública (SEP) estima que más de 536,000 alumnos yucatecos de todos los niveles educativos fueron afectados en un total de 2,254 escuelas. En Campeche, la cifra de alumnos afectados fue de 238,000, correspondientes a 1,240 escuelas de todos los niveles educativos.
2002	Huracán Kenna	Nayarit, Jalisco	374,500	122.15	250 mm en 24 h, estación Cuyutlán, Colima.	Población afectada 525,952. 33,444 viviendas dañadas; 376 escuelas dañadas; 203,434 Ha de cultivo dañadas; 741 km de caminos afectados.



AÑO	EVENTO	ESTADO	POBLACIÓN AFECTADA	DAÑOS (MILLONES DE DÓLARES)	GASTOS O LLUVIA	DESCRIPCIÓN
2003	Lluvias de verano	Guanajuato, Jalisco, Michoacán, Nayarit y Zacatecas.	256, 301	194.13	125 mm en 24 h, estación Carrillo, Querétaro.	Aunque se registraron valores de lluvia elevados, el principal problema fue que durante el mes de septiembre la lámina de precipitación acumulada fue muy grande, por lo que la capacidad de los ríos y arroyos fue superada. 256,301 personas afectadas. 18,139 viviendas dañadas. 339 km de caminos afectados. 154,324 hectáreas afectadas.
2004	Frente Frío No. 49	Coahuila	6,692	13.6	55.9 mm en 24 h, Piedras Negras	1,673 viviendas dañadas; 11 escuelas afectadas; daños en la distribución de agua potable; 480 vehículos dañados, 1 puente. Daños al sector agrícola y pecuario.
2005	Huracán Stan	Chiapas, Veracruz, Hidalgo, Oaxaca, Puebla	100,000	1,000		Evacuaciones en la región de la Sierra de los Tuxtlas, Tlacotalpan y Catemaco. En Acayucan (Veracruz) cayó el puente Mezcalapa y una estructura del puente San Miguel. La ciudad costera y fronteriza de Tapachula, el desbordamiento de un río causó grandes daños incluyendo la destrucción de todos los puentes de acceso a la ciudad. Puebla. Tres personas murieron en un corrimiento de tierras en el Valle de Xochiapulco. Además, Pemex evacuó 270 empleados de sus plataformas petrolíferas en el Golfo de México.
2007	Tormenta tropical Noel, elevación de los niveles del agua en el Grijalva, Desfogue de la Presa Peñitas.			700,000		Colapso de la ciudad de Villahermosa al quedar prácticamente inundada en un 80%. Paralización de las actividades económicas, escolares, servicios hospitalarios, electricidad y agua potable. Refugios rebasados. Aislamiento por tierra de la ciudad al resto del país. El 1 de noviembre colapsaron los últimos diques que protegían el Centro Histórico de Villahermosa, que en consecuencia fue invadido por el agua, quedando 90% de la ciudad sumergida. El 8 de noviembre la CONAGUA, anunció el cese del desfogue de la Presa Peñitas y el regreso de niveles por debajo de sus escalas críticas de los ríos Carrizal y Samaria. Afectación en la infraestructura del norte chiapaneco, donde se encuentra el principal sistema hidroeléctrico de México. En el norte del estado se habían desbordado 16 ríos. El 5 de noviembre se reportó un deslizamiento de tierra que cubrió al menos 100 viviendas de la población de Juan de Grijalva, el evento ocurrido fue el deslizamiento de tierra proveniente de un cerro, que al caer sobre el río Grijalva provocó una ola de al menos 50 metros de alto que inundó el poblado destruyendo todos los edificios, como si fuera un pequeño tsunami, además el derrumbe bloqueó la corriente del río Grijalva.



AÑO	EVENTO	ESTADO	POBLACIÓN AFECTADA	DAÑOS (MILLONES DE DÓLARES)	GASTOS O LLUVIA	DESCRIPCIÓN
2008	Tormenta Arthur	Tabasco	S/R	S/R	212 mm en 24 horas, Pijijiapan, Chiapas. 114mm en 24 horas, Teapa, Tabasco.	Cientos de familias e afectadas por las precipitaciones constantes que dejó "Arthur" y que provocó el crecimiento de los afluentes. En los municipios de Centro, Jalapa, Nacajuca y Teapa, las inundaciones ocasionaron daños en viviendas y en pastizales. En Torno Largo, comunidad rural asentada en los alrededores de Villahermosa, capital con 400.000 habitantes, el río de La Sierra inundó decenas de casas.
2009	Huracán Jimena	Sonora y Baja California Sur	S/R	S/R	515mm en 24 horas, Guaymas, Sonora.	El tercer ciclón que impacto en México en 2009, el cual tocó tierra en el 2 de septiembre en Puerto Cortes, Baja California Sur con vientos máximos sostenidos de 165 km/h y rachas de 205 km/h, como huracán de categoría II. La estación meteorológica automática localizada en Ciudad Constitución, reportó 344.7 mm de lluvia en 24 horas y entre las 13:30 y las 13:40 horas GMT del 2 de septiembre se alcanzaron vientos máximos de 112.9 km/h con rachas de 146.1 km/h. La lluvia máxima en 24 horas fue en Guaymas, Sonora con 515 mm. Cifra que representa un record de lluvia por ciclón en tierra en México, superando el record anterior de "Gilbert" de 1988 con 485 mm en Santa Catarina, Nuevo León. Se reportaron 3 decesos en Sonora. Se registraron daños materiales significativos con inundaciones en los estados de Baja California Sur y Sonora.
2010	Eventos hidrometeorológicos Extraordinarios	Estado de México y Michoacán	S/R	S/R	S/R	Durante el año 2010, derivado de las lluvias severas de los días 3 y 4 de febrero del mismo año, las cuales provocaron escurrimientos abundantes por arriba de las capacidades de conducción, lo que ocasiono afectaciones en el sistema de drenaje superficial, con colapsos en el Río de los Remedios y el Canal Río de la Compañía, la Secretaría de Gobernación, a través de la Coordinación General de Protección Civil, el día 5 de febrero de 2010, publicó en el Diario Oficial de la Federación, las Declaratorias de Emergencia y de Desastre Natural.



# CAPÍTULO II

## Conceptos Fundamentales de Hidrología e Hidráulica Fluvial



## 2.1 ASPECTOS BÁSICOS DE LA HIDROLOGÍA

El gasto que transita por una corriente natural es variable, ya que depende de la lluvia que cae sobre la cuenca, tanto en el tiempo como en el espacio. Cuando se presentan grandes avenidas, la capacidad del cauce puede llegar a rebasarse con lo que se provocan inundaciones en la región aledaña a él.

### 2.1.1 Aspectos básicos

#### DEFINICIÓN

Meinzer definió a la hidrología como *"la ciencia interesada en la existencia del agua en la tierra. Sus reacciones físicas y químicas con el resto de ésta y su relación con la vida sobre la misma."*

Cerca de veinte años después, en junio de 1962, el Federal Council of Science and Technology for Scientific expresó: *"Hidrología, es la ciencia que trata sobre las aguas de la tierra, su existencia, circulación y distribución, sus propiedades físicas y químicas y su reacción con el ambiente, incluyendo su relación con las cosas vivientes. El dominio de la hidrología comprende la historia total del agua sobre la tierra."*

#### HISTORIA

La importancia vital del agua en la vida humana justifica la hipótesis que algún hombre antiguo concibió la idea de derivar el escurrimiento de una corriente desde un cauce natural a un cauce artificial, con el objeto de llevar el agua a cierto punto donde fuera necesaria para las plantas de cultivo o para los humanos.

Las primeras civilizaciones en los áridos valles del Nilo y de los ríos Tigris y Éufrates dependieron del riego. Las obras primitivas en gran escala para riego y drenaje, que se atribuyen a Menes, fundador de la primera dinastía egipcia (alrededor del año 3200 a.C.) y el legendario primer faraón que captó las aguas del Nilo y controló sus avenidas. El sistema de riego por melgas o cajas denominadas faraónicas consistía en dividir a la planicie inundada en un tablero de ajedrez de superficies bordadas con áreas variables desde aproximadamente 1,000 hasta 4,000 acres. Durante las avenidas, las grandes melgas bordeadas se llenaban con las aguas de los derrames o desbordes del río Nilo y esta agua era retenida sobre el terreno cerrando las aberturas en los diques y bordos. Después de que la tierra había sido completamente saturada, el agua era drenada y llevada hacia partes bordeadas más bajas o hacia el río para que pudiera efectuarse la siembra. Cada año las aguas de inundación depositaron una delgada capa de limo orgánico que enriqueció al suelo y subió su nivel.

Los primeros egipcios inmediatamente se vieron frente a un problema de la hidrología: la determinación de la altura o nivel probable de la avenida y, por lo tanto, la estimación de la superficie que quedaría inundada en cualquier tramo del río. Además, mientras más alto fuera el nivel de la avenida, mayor sería la cantidad de tierra que podría cultivarse, y arriba de ese punto la inundación sería muy grave: los bordos de los diques serían rebasados, ocurrirían deslaves y el área que pudiera regarse sería menor; en esa forma un nivel demasiado alto o demasiado bajo significaría hambre. Por consiguiente, los egipcios fueron forzados a diseñar un sistema para medir y registrar la altura del río Nilo en muchos



puntos y poder comparar diariamente las elevaciones del río con los registros de los anteriores; guiados por esta información, pudieron prever las marcas probables de los niveles máximos con una cierta precisión en cualquier punto aguas abajo.

Por la época de la doceava dinastía (alrededor del año 2,000 a.C.) se registraban datos aguas arriba hasta la Segunda Catarata cerca de la frontera actual egipcio – sudanesa y los registros o lecturas grabadas en roca han sido descubiertos. La información desde puntos tan alejados aguas arriba pudo enviarse rápidamente al Faraón y hacerse los preparativos para recibir las aguas altas antes de que éstas llegaran.

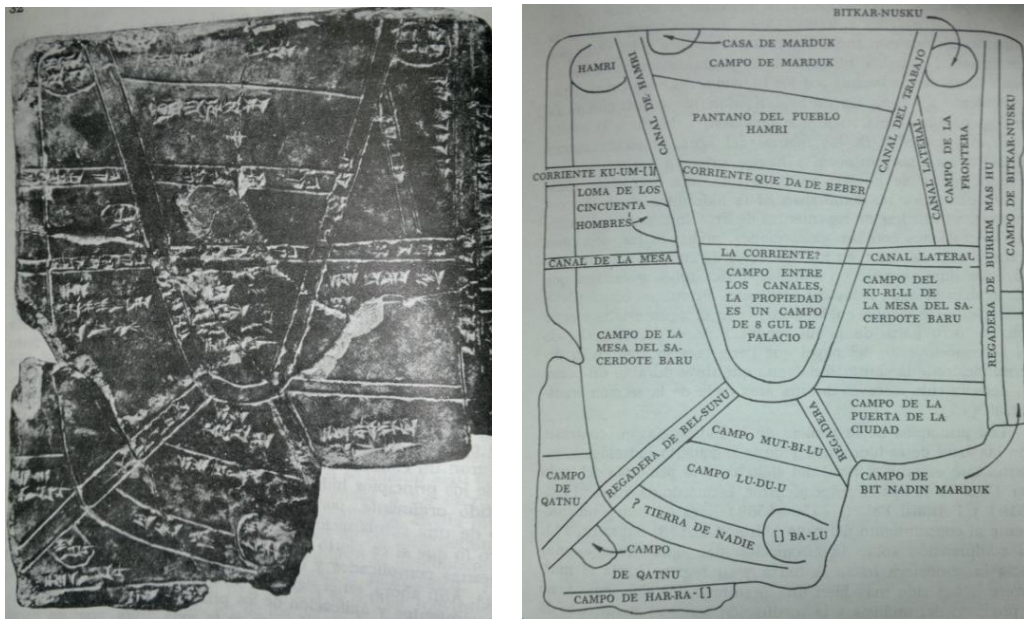
En el valle de los ríos Éufrates y Tigris ocurrió un desarrollo similar en los tiempos anteriores a la época Sumeria. Hay evidencia de que muy antes del año 3,000 a. C., los terrenos pantanosos de las tierras bajas del Golfo Pérsico y las partes más bajas del Éufrates ya habían sido bonificados. Estos pueblos habían aprendido a drenar y regar la tierra por medio de canales, cuyas huellas todavía pueden verse aéreamente. En algunos aspectos, estas obras de riego y de drenaje son más dignas de admiración que las de Egipto debido a que, por una parte, la hidrología de los ríos Éufrates y Tigris es mucho más compleja y menos fácil de predecir que la del Nilo y, además, las aguas del sistema Tigris – Éufrates acarrearán aproximadamente cinco veces más la concentración de azolve que el Nilo. Consecuentemente los canales y regaderas de distribución pronto quedaron tapadas por azolves, los linderos quedaron sepultados y fue necesaria la conservación o reconstrucción de los canales. Los ríos gemelos llevan agua con un grado más alto de mineralización que la del Nilo y necesitan sobre riego y drenaje subterráneo para contrarrestar las excesivas concentraciones de sales en el suelo.

Las avenidas altas en Mesopotamia eran anuales y representaban un peligro casi impredecible. En tanto que las avenidas sobre los dos ríos ocurrieron fuera de fase, las cosas pudieron controlarse, pero cuando las avenidas de ambos ríos tuvieron sus máximos simultáneamente, cubrieron la tierra con efectos devastadores. El temor a la inundación siempre estuvo presente con los sumerios y con sus sucesores los babilonios. En una época muy temprana se estableció un sistema para rodear a todas las ciudades y pueblos de Mesopotamia por medio de altos bordos sólidos o con muros. Esas obras sirvieron para proteger a sus constructores contra las inundaciones, así como contra los invasores humanos. Es valioso hacer notar que los persas que vinieron desde las tierras altas hacia el norte no construyeron ciudades amuralladas hasta después de que había conquistado a la Babilonia.

La conquista de Mesopotamia por Hammurabi (alrededor de 1760 a.C.) condujo hacia un fuerte y centralizado control de agua (Ver figura 2.1), varias de las leyes del Código de Hammurabi se refieren al riego: cada hombre tenía que conservar parte del dique y del sistema de zanjas en buen estado y si no lo hacía, tenía que recompensar a los agricultores vecinos cuya tierra sufriera daños por las inundaciones.

La capacidad en ingeniería hidrológica de los mesopotámicos evidentemente fue de un grado alto y tampoco se desconocieron las aplicaciones militares de la ingeniería hidrológica. Hay un relato auténtico en relación con el primer movimiento hecho por Ciro El Grande, rey de los persas, cuando en su ataque a Babilonia, derivó el Éufrates desde su cauce que pasa por la ciudad. Después de esto, él utilizó el lecho del río como camino para sus tropas y entró a Babilonia sin oposición y la capturó con sólo un poco de pelea. Ciertamente que sólo ingenieros diestros y una eficiente organización para movimiento de tierras pudo haber derivado el río rápidamente y con tiempo suficiente para sorprender a

los babilonios. La hidrología del río debe haber sido estudiada cuidadosamente y la fecha de ataque seleccionada con cuidado para reducir al mínimo el trabajo y reducir el peligro que representaban los escurrimientos con niveles altos en el río.



**Figura 2.1.-** La capacidad o refinamiento de los primeros mesopotámicos en el campo de la irrigación se muestra por un mapa de una región cerca de Nippur. La fotografía del registro o título de la propiedad original (de arcilla cocida) y la traducción probable se muestra conjuntamente. Esta tableta de arcilla probablemente fue una parte del Nippur oficial equivalente al registro del valuator para impuestos de municipios o condados.

El estudio del agua en su estado natural es así significado, por una red de puntos de vigilancia contra las inundaciones y por medio del cálculo de la altura necesaria de los muros de defensa a lo largo de las ciudades, y esta técnica no es nueva. Igualmente antiguos son el riego sistemático y el drenaje de las tierras, el establecimiento de un sistema de derechos de aguas y las obligaciones de los usuarios y la conservación con ciertos propósitos para la navegación en las corrientes aluviales.

Por parte de los mongoles, un sistema de agricultura de riego había estado en operación continua por más de 4000 años. Esto constituye un logro verdaderamente notable y proporciona una medida con la que comparar la duración de los proyectos actuales de desarrollo hidráulico.

Paralelos pero independientes, parece haber empezado en esa época en el valle del Río Amarillo, en China, y que han continuado hasta la época actual. Conocemos mucho menos de los logros de los chinos, debido a que hay muy poco o ninguna documentación para los estudios occidentales.

En las regiones húmedas de Europa, en el área en la que se gestó y se desarrolló la moderna civilización occidental, no se necesitaron grandes obras hidráulicas, ni por tanto, el conocimiento hidrológico. Julius Frontinus, comisionado del agua en Roma desde el año 97 hasta el 103 a.C., era el responsable de la operación y conservación de los ocho acueductos que en esa época abastecían a Roma. Cinco de esos acueductos eran



alimentados por manantiales y pozos artesianos y los otros por corrientes. No existía ninguna obra para almacenamiento de agua fuera de las hechas por los individuos en sus casas. Los romanos no dominaban ni la hidráulica elemental, esto se puede deducir de los intentos de Frontinus por balancear las aportaciones con las extracciones de los tubos y canales que entregaban el agua a los consumidores.

Los principios de la ciencia de la hidrología, en contraste con las artes de la hidráulica y de la ingeniería hidrológica, tuvieron que esperar el final del siglo XV y principio del siglo XVI. Leonardo Da Vinci (1452 – 1519) y Bernard Palissy (1509 – 1589) llegaron independientemente al conocimiento del ciclo hidrológico. Su comprensión sobre la circulación del agua desde el mar hacia la atmósfera hacia la tierra y su regreso hacia el mar, parece haber sido más bien una manifestación del genio y no el producto del análisis y la meditación sobre el significado de mediciones cuantitativas, porque de éstas había pocas. La hidrología no se estableció sino hasta el siglo XVII, cuando fueron publicados los trabajos de Pierre Perrault (1608 – 1680). Edmé Mariotte (1620 – 1684) y del astrónomo inglés Edmud Halley (1656 – 1742), miembro de la Royal Society de Londres. Perrault midió la lluvia durante un periodo de tres años y estimó toscamente la cuenca de drenaje del río Sena arriba de un punto en Borgoña así como el escurrimiento que pasaba por ese punto. Calculando que la precipitación fuera igual a seis veces la cantidad de agua descargada por el río, Perrault demostró que la lluvia en volumen es adecuada para originar las descargas de ríos y manantiales. Perrault también condujo experimentos sobre la evaporación natural del agua y de otros líquidos y estableció los límites aproximados de la capilaridad en las arenas.

Mariotte utilizó flotadores para determinar la velocidad del agua en el río Sena en lo que él consideró era su tirante medio. También demostró que la fuente de alimentación del agua subterránea en una región podría ser la precipitación caída debajo de la superficie de la tierra y con este propósito utilizó la infiltración dentro del sótano de su observatorio en París, la que comparó con la altura de la lluvia en las cercanías.

Halley investigó la evaporación de las soluciones salinas que tienen la concentración del agua del mar, concluyendo que la evaporación desde el Mediterráneo era suficientemente amplia para balancear a la cantidad de agua que entraba por conducto de los ríos que desaguan en ese mar. También estudió el efecto de la altura sobre la cantidad de la precipitación.

Castelli (1577 – 1644), un monje benedictino, y discípulo de Galileo, mostró primero que la cantidad de flujo en un tiempo determinado dependía por ley, o era función de la altura del agua en un recipiente, o sea que era una función de la carga. Fue su discípulo Toricelli (1608 – 1647), el inventor del barómetro.

Otros contribuyeron al desarrollo de la ingeniería hidrológica y de la hidrología en el siglo XVIII. Dignos de mención fueron Bernard Forest Belidor (1697 – 1761), quien sugirió la teoría del sifón para flujo y reflujo de manantiales, y Jean d'Alembert (1717 – 1776), quien ayudó a crear dos fundamentos matemáticos de la teoría hidráulica. Menos de 25 años después del trabajo de Bernoulli. Paul Frisi publicó su *Treatise on Rivers and Torrents* que incluyó datos cuantitativos sobre escurrimiento fluvial y corrigió algunos conceptos hidrológicos erróneos, aunque proporcionando teorías igualmente erróneas. Frisi era un buen ingeniero que tenía poca confianza en las aplicaciones de la teoría matemática a los problemas de la hidrodinámica. Si se concede el hecho que la estadística y las matemáticas de la probabilidad únicamente iban a ser comprensibles y útiles medio siglo después.





Los principios del movimiento del agua del subsuelo y el conocimiento de la relación recíproca entre el agua superficial y la subterránea se desarrollaron muy lentamente antes del siglo XIX, una de las razones fue que la construcción de un pozo estribaba principalmente en la construcción de un tiro como el de una mina, obra que era lenta, cara y laboriosa. Aun si en el pozo había una cantidad suficiente de agua, el sacarla era un problema, las fuentes de energía eran caras y las bombas eran grandes e ineficaces y podían ser utilizadas más económicamente para otros fines. Los esfuerzos para desaguar las minas estimularon la fabricación de bombas y de las primeras máquinas generadoras de fuerza motriz (molinos de viento, máquinas de vapor, y así sucesivamente). Conforme la tecnología progresó durante la Revolución Industrial, se perforaron pozos de diámetros cada vez más pequeños.

A pesar de los esfuerzos científicos de Henri Darcy, quien en 1856 publicó sus trabajos, y de otros primeros geólogos e hidrogeólogos, la utilización del agua del subsuelo en grandes cantidades (con excepción de manantiales), fue rara durante la mayor parte del siglo XX. No fue hasta que la población local aumentó hasta un punto en que las aguas superficiales de una región se volvieron extremadamente contaminadas por los desperdicios humanos, animales e industriales, que se llevó a cabo el desarrollo del agua del subsuelo (y la construcción de plantas de filtración de agua). Las epidemias de origen hídrico fueron de frecuencia común en los centros de población antes y a lo largo del siglo XIX.

Enfermedades como la disentería, el cólera y la tifoidea fueron problemas sanitarios diarios de cualquier ciudad grande. Indudablemente la necesidad de producir agua libre de organismos patógenos fue el motivo para perforar pozos y para el desarrollo de los abastecimientos de agua del subsuelo. Así, en las últimas décadas de 1880 empezaron a perforarse pozos artesianos en los Estados Unidos en todos los sitios donde se encontraron favorables condiciones hidrogeológicas.

La historia de la hidrología, en realidad, es solamente una pequeña fase del desarrollo histórico general de la ingeniería y de la ciencia que ha tenido lugar a partir de 1850. Las técnicas de medición y analíticas y los métodos de construcción, ambos se han reflejado en la hidrología y han influido en el progreso de otras disciplinas científicas y de ingeniería.

## 2.1.2 Ciclo Hidrológico

El ciclo hidrológico es fundamental en la hidrología. El agua en la naturaleza está en movimiento constante describiendo un circuito cerrado que se denomina ciclo hidrológico, tal como se muestra en la figura 2.2).

La radiación solar es la fuente de energía que mantiene en movimiento este ciclo, la cual produce la evaporación del agua existente en las masas oceánicas así como en ríos, lagos y embalses. Otra parte de evaporación procede del propio suelo y de las masas vegetales, denominada evapotranspiración.

Por procesos atmosféricos (básicamente enfriamiento) el vapor de agua atmosférico se condensa y puede precipitarse en forma de lluvia, bien sobre el océano o la superficie emergida de la tierra.



De la precipitación que afecta a las áreas no marinas una parte se evapora directamente, otra se retiene en la tierra pudiendo pasar al subsuelo (aguas subterráneas). La parte no retenida se denomina escorrentía y es la que produce las corrientes naturales (ríos) que al alcanzar el mar cierran el ciclo hidrológico.

En el caso más general el agua puede ser almacenada en: atmósfera (generalmente como vapor); lagos, ríos y embalses (agua dulce); océanos (agua salada); acuíferos (aguas subterráneas); suelo; vegetación; nieve y hielo.

La transferencia de agua entre cada uno de los elementos de almacenamiento anteriormente indicados, se denomina:

1. *Precipitación*: Paso del agua (lluvia, nieve...) desde la atmósfera a la superficie.
2. *Evaporación*: Paso del agua desde la superficie terrestre a la atmósfera.
3. *Evapotranspiración*: Evaporación en los vegetales.
4. *Infiltración y exfiltración*: Paso del agua entre la superficie y las capas más profundas.
5. *Deshielo*: Paso del agua de fase sólida a líquida
6. *Sublimación*: Paso de fase sólida a vapor.
7. *Flujo*: En ambos sentidos entre acuíferos y masas de agua (océanos, ríos...).

El concepto de ciclo hidrológico es un punto útil desde el cual comienza el estudio de la hidrología. Este ciclo se visualiza iniciándose con la evaporación del agua de los océanos. El vapor de agua resultante es transportado por las masas móviles de aire. Bajo condiciones adecuadas el vapor se condensa para formar las nubes, las cuales, a su vez, pueden transformarse en precipitación.

La precipitación que cae sobre la tierra se dispersa de diversas maneras; la mayor parte de ésta es retenida temporalmente por el suelo, en las cercanías del lugar donde cae y regresa eventualmente a la atmósfera por evaporación y transpiración de las plantas. Otra porción de agua que se precipita viaja sobre la superficie de la tierra del suelo o a través de éste hasta alcanzar los canales de las corrientes. La porción restante penetra más profundamente en el suelo para hacer parte del suministro de agua subterránea. Bajo la influencia de la gravedad, tanto la escorrentía superficial como el agua subterránea se mueven cada vez hacia zonas más bajas y con el tiempo pueden incorporarse a los océanos. Sin embargo, una parte importante de la escorrentía superficial y del agua subterránea regresa a la atmósfera por medio de evaporación y transpiración, antes de alcanzar los océanos.

El ciclo hidrológico es un medio apropiado para describir el alcance de la hidrología, la cual se limita a la parte del ciclo que cubre desde la precipitación del agua sobre la tierra hasta el regreso de ésta bien sea a la atmósfera o a los océanos. El ciclo hidrológico sirve para destacar cuatro fases básicas de interés para el hidrólogo: precipitación, evaporación y transpiración, escorrentía superficial y agua subterránea; de las cuales en este trabajo se tratarán únicamente la precipitación y la escorrentía superficial.

Cabe destacar que el movimiento del agua durante las diferentes fases del ciclo es errático tanto temporal como espacialmente y su determinación es objeto del estudio de la hidrología.

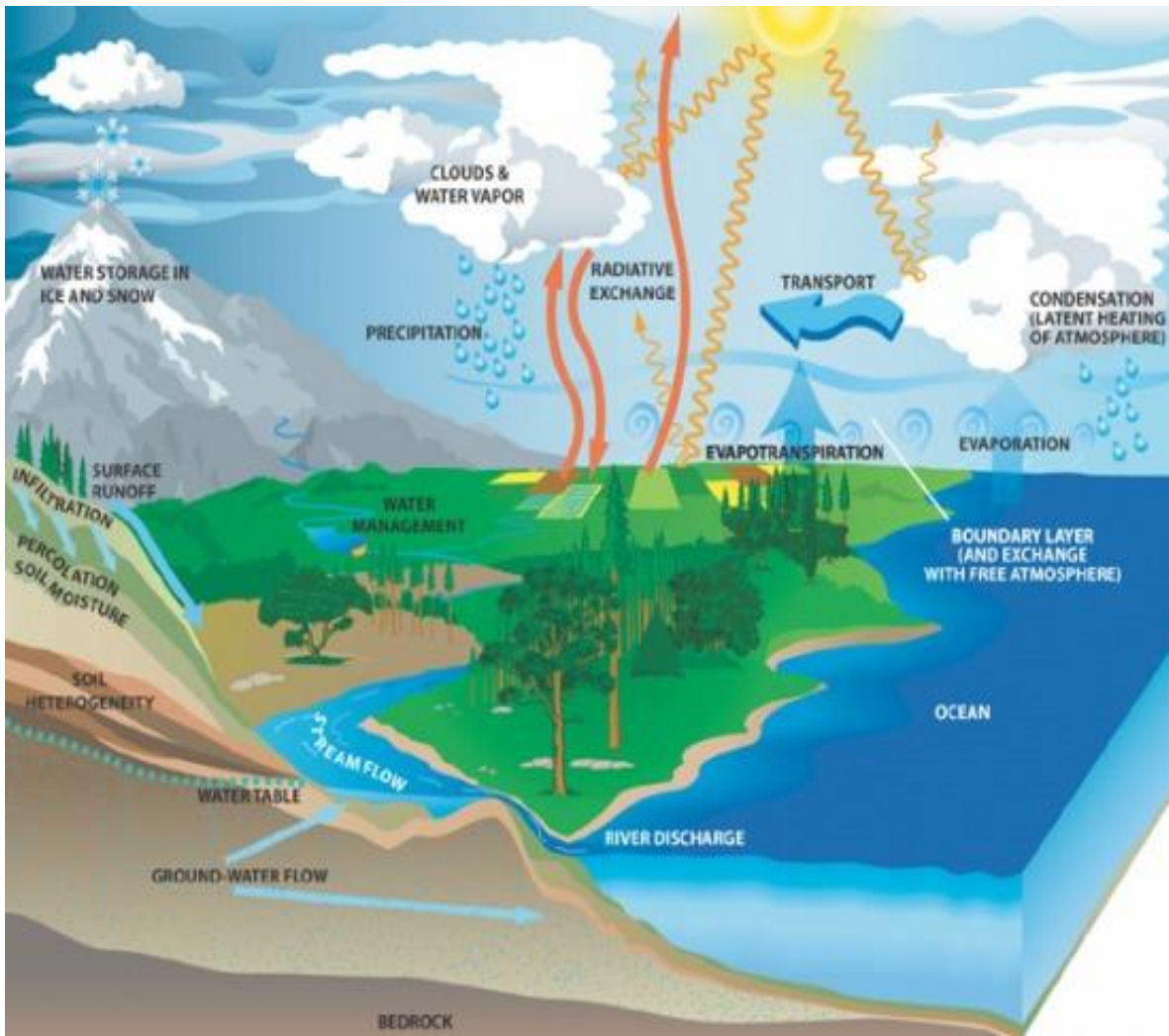


Figura 2.2.- El Ciclo Hidrológico.

### 2.1.3 Inventario mundial del agua

El agua es un elemento abundante en la naturaleza, pero su mayor parte, del orden del 97%, se encuentra concentrada en los océanos. La distribución es la siguiente: El 96.55% se concentra en Océanos, el 1.7% en los hielos del polo, otro 1.7% en aguas subterráneas y por último, las aguas superficiales tan solo el 0.1%. Se puede afirmar que el 95% del agua potable disponible está en este momento en el planeta como aguas subterránea, correspondiendo el 5% restante en lagos, embalses y ríos.

La demanda actual de agua supera los 4,000 km<sup>3</sup>/año y es creciente en el orden de 150 km<sup>3</sup>/año, debido al aumento de la población, así como al crecimiento de la demanda por el desarrollo de regadíos e industrias y el incremento del bienestar social.

## 2.1.4 Regiones Hidrológicas de México

Una región hidrológica es la agrupación de varias cuencas hidrológicas con niveles de escurrimiento superficial muy similares. (Ver figura 2.3)



Figura 2.3.- Regiones Hidrológicas de México.

Tabla 2.1.- REGIONES HIDROLOGICAS

número	nombre	número	Nombre
01	Baja California Noroeste	20	Costa Chica de Guerrero
02	Baja California Centro - Oeste	21	Costa de Oaxaca
03	Baja California Suroeste	22	Tehuantepec
04	Baja California Noreste	23	Costa de Chiapas
05	Baja California Centro - Este	24	Bravo – Conchos
06	Baja California Sureste	25	San Fernando - Soto La Marina
07	Río Colorado	26	Pánuco
08	Sonora Norte	27	Norte de Veracruz (Tuxpan - Nautla)
09	Sonora Sur	28	Papaloapan
10	Sinaloa	29	Coatzacoalcos
11	Presidio - San Pedro	30	Grijalva – Usumacinta
12	Lerma - Santiago	31	Yucatán Oeste
13	Río Huicicla	32	Yucatán Norte
14	Río Ameca	33	Yucatán Este
15	Costa de Jalisco	34	Cuencas Cerradas del Norte
16	Armería - Coahuayana	35	Mapimí
17	Costa de Michoacán	36	Nazas - Agua Naval
18	Balsas	37	El Salado
19	Costa Grande de Guerrero		

## 2.1.5 Regiones Hidrológico - Administrativas de la CONAGUA

En México, las características físicas del territorio nacional producen condiciones hidrológicas muy particulares ocasionan intensos contrastes en la disponibilidad de agua. Según la OCDE, la precipitación promedio anual en México en el periodo 1941-2004, fue de 773 mm.

El manejo del agua en México se realiza tomando como base las 13 regiones hidrológico-administrativas en que se dividió el país, las cuales están formadas por la agrupación de regiones hidrológicas conservando municipios completos, y para el óptimo desempeño de sus funciones, la CONAGUA, cuenta con una Gerencia Regional en cada una de ellas (Ver figura 2.4)

Al delimitar las regiones con base a cuencas hidrológicas, se atiende a la forma natural en la que ocurren los escurrimientos y se genera y organiza la información del ciclo hidrológico; mientras que al incorporar municipios completos, se prevé que los usuarios no deban realizar sus gestiones, en materia de agua, en diversos sitios.



**Figura 2.4.-** Regiones Hidrológico - Administrativas de la Comisión Nacional del Agua.



**Tabla 2.2.- REGIONES HIDROLÓGICO ADMINISTRATIVAS**

NÚMERO	REGIÓN	CIUDAD SEDE
I	Península de Baja California	Mexicali, B.C.
II	Noroeste	Hermosillo, Sonora
III	Pacífico Norte	Culiacán, Sinaloa
IV	Balsas	Cuernavaca, Morelos
V	Pacífico Sur	Oaxaca, Oaxaca
VI	Rio Bravo	Monterrey, Nuevo León
VII	Cuencas Centrales del Norte	Torreón, Coahuila
VIII	Lerma - Santiago - Pacífico	Guadalajara, Jalisco
IX	Golfo Norte	Ciudad Victoria, Tamaulipas
X	Golfo Centro	Jalapa, Veracruz
XI	Frontera Sur	Tuxtla Gutiérrez, Chiapas
XII	Península de Yucatán	Mérida, Yucatán
XIII	Valle de México	México, D.F.

## 2.1.6 Fisiografía de la Cuenca Hidrológica

Tal como el ciclo hidrológico es premisa fundamental para la Hidrología, la cuenca hidrológica es su unidad básica de estudio (Ver figura 2.5).

**Figura 2.5.- Cuenca Hidrológica, unidad básica de estudio de la Hidrología.**

### 2.1.6.1 Concepto de Cuenca

Se define como cuenca a la zona de la superficie terrestre en donde, si fuera impermeable, las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida. Sus límites están formados por las divisorias de aguas que la separan de zonas adyacentes pertenecientes a otras cuencas fluviales (Aparicio, 1989).

El tamaño y forma de una cuenca viene determinado generalmente por las condiciones geológicas del terreno. El patrón y densidad de las corrientes y ríos que drenan este territorio no sólo dependen de su estructura geológica, sino también del relieve de la superficie terrestre, el clima, el tipo de suelo, la vegetación y, dada vez mayor medida, de las repercusiones de la acción humana en el medio ambiente de la cuenca.

Las cuencas pueden considerarse como sistemas abiertos en lo que es posible estudiar los procesos hidrológicos, el estudio de las cuencas permite mejorar la evaluación de los riesgos de inundación y la gestión de los recursos hídricos.

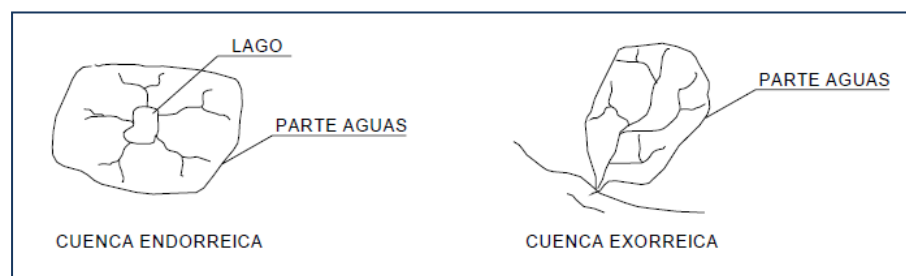


Figura 2.6.- Tipos de Cuenca (Aparicio, 1989).

La definición anterior se refiere a una cuenca superficial; asociada a cada una de estas existe también una cuenca subterránea, cuya forma en planta es semejante a la superficial. De ahí la aclaración de que la definición es válida si la superficie fuera impermeable.

Desde el punto de vista de su salida, existen fundamentalmente dos tipos de cuencas: endorreicas y exorreicas, las cuales se muestran en la figura 2.6. En las primeras, el punto de salida está dentro de los límites de la cuenca y generalmente es un lago; en las segundas, el punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca y está en otra corriente o al mar (Aparicio, 1989).

Así mismo se ha identificado un tercer tipo, las cuencas arreicas, donde las aguas de estas cuencas se evaporan o se filtran en el terreno antes de encauzarse en una red de drenaje (Miranda, 2011).

Por su conformación y funcionamiento el territorio de una cuenca en general se divide en tres partes: parte alta, la cual corresponde a la zona donde nace el río, el cual se desplaza por grandes pendientes en donde la erosión de las aguas del río es vertical; parte media, es la parte de la cuenca con pendientes menos pronunciadas en la que el río empieza a zigzaguar, ensanchado el valle, se supone un equilibrio entre el material

sólido que llega traído por la corriente y el material que sale; y por último, la parte baja, es la de menos elevaciones y pendientes de la cuenca, allí el caudal del río pierde fuerza y los materiales sólidos que lleva se sedimentan, formando las llanuras aluviales o valles, llamados conos de inyección.

## 2.1.6.2 Características Fisiográficas de la cuenca y cauces

La Morfometría se refiere a las características físicas de la cuenca vertiente, tales como: Área, Longitud del cauce principal, la Forma, la Pendiente del cauce, y la Pendiente de la ladera. (Ver figura 2.7)

El ciclo hidrológico, visto a nivel de una cuenca, se puede esquematizar como un estímulo, constituido por la precipitación, al que la cuenca responde mediante el escurrimiento en su salida. Entre el estímulo y la respuesta ocurren varios fenómenos que condicionan la relación entre uno y otra, y que están controlados por las características geomorfológicas de la cuenca y su urbanización. Dichas características se clasifican en dos tipos, según la manera en que controlan los fenómenos mencionados: las que condicionan el volumen de escurrimiento, como el área de la cuenca y el tipo de suelo, y las que condicionan la velocidad de respuesta, como son el orden de corrientes, pendiente de la cuenca y los cauces de mayor importancia por sus efectos en la relación precipitación-escurrimiento (Aparicio, 1989).



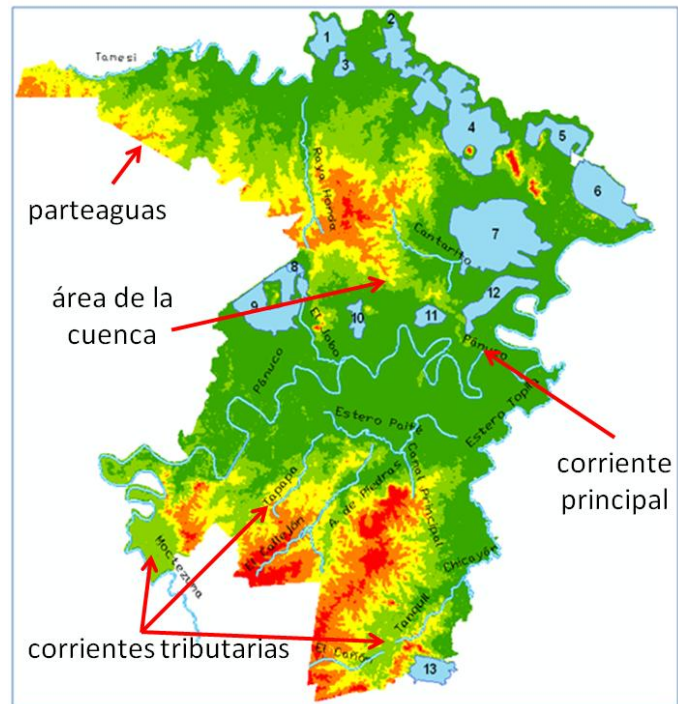
Figura 2.7.- La cuenca hidrográfica.

En breve, se describen cada una de las características que integran a la cuenca:

**Parteaguas:** Línea imaginaria integrada por los puntos de mayor nivel topográfico y que separa una cuenca de las cuencas vecinas.

**Área de la Cuenca:** Se define como la superficie, en proyección horizontal, delimitada por el parteaguas.

**La corriente principal** de una cuenca es aquella que pasa por la salida de la misma, esta definición se aplica solamente a las cuencas exorreicas; las demás corrientes de una cuenca de este tipo se denominan corrientes tributarias. Todo punto de cualquier corriente tiene una cuenca de aportación, toda cuenca tiene una y sólo una corriente principal. Las cuencas correspondientes tributarias a los puntos de salida se le llaman cuencas tributarias o a los puntos de salida se le llaman cuencas tributarias o subcuencas.



**Figura 2.8.-** Identificación de elementos de la cuenca del río Pánuco (Domínguez, 2010).

En la figura 2.8 se observan los conceptos descritos anteriormente. La figura mostrada corresponde a la cuenca del río Pánuco cuya área es de 96,989 km<sup>2</sup>, comprende parte de los estados de San Luis Potosí, Tamaulipas, Veracruz, Zacatecas, Guanajuato, Tlaxcala, Estado de México y Distrito Federal; su cauce principal, el río Pánuco, es uno de los cauces más caudalosos del país, con una longitud de 120km su curso lo realiza principalmente en el estado de Veracruz, desembocando en la frontera con el estado de Tamaulipas y cuyos volúmenes de escurrimiento anual se calculan en 20 329 hm<sup>3</sup>; los afluentes del río Pánuco son: río Temporal, río Moctezuma, río Choy, río Tampaón, río Coy y el río Tamesí.

Entre mayor sea el número de corrientes tributarias en una cuenca, es decir, entre mayor sea el grado de bifurcación de su sistema de drenaje, más rápida será su respuesta a la precipitación. Por ello, se han propuesto un cierto número de indicadores de dicho grado de bifurcación, algunos de cuáles son los siguientes:

**EL ORDEN DE CORRIENTES:** Una corriente de orden 1 es un tributario sin ramificaciones, una de orden 2 tiene sólo tributarios de primer orden, etc. Dos corrientes de orden 1 forman una de orden 2, dos corrientes de orden 3 forman una de orden 4, por ejemplo, una corriente de orden 2 y una de orden 3 forman otra de orden 3. El orden de una cuenca es el mismo que el de la corriente principal en su salida; así, por ejemplo, el orden de la cuenca de la figura 2.9 es 4 (Aparicio, 1989).



El orden de una cuenca depende en mucho de la escala del plano utilizado para su denominación; en este sentido, las comparaciones entre una cuenca y otra deben hacerse con cuidado, especialmente cuando los planos correspondientes no están a la misma escala o están editados por diferentes organismos.

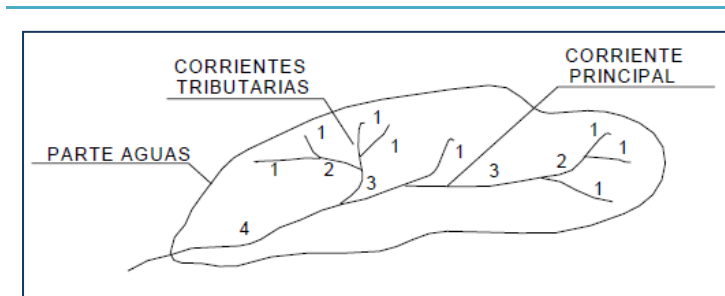


Figura 2.9.- Corrientes en una cuenca (Aparicio, 1989).

Otros indicadores del grado de bifurcación o eficiencia de una cuenca es la densidad de corrientes  $D_s$ , definida como el número de corrientes perennes e intermitentes por unidad de área y la densidad de drenaje  $D_d$  definida como la longitud de corrientes por unidad de área:

$$D_s = \frac{N_s}{A} \quad (\text{Ecuación 1})$$

$$D_d = \frac{L_s}{A} \quad (\text{Ecuación 2})$$

Donde:

$N_s$  = Número de corrientes perennes e intermitentes.

$L_s$  = Longitud total de las corrientes.

$A$  = Área de la cuenca.

Un orden de corrientes alto o una densidad elevada refleja una cuenca altamente disectada, que responde rápidamente a una tormenta. Las densidades u órdenes de corriente pequeñas se observan donde los suelos son muy resistentes a la erosión o muy permeables; donde estos indicadores son elevados, los suelos se erosionan fácilmente o son relativamente impermeables, las pendientes son altas y la cobertura vegetal es escasa.

**PENDIENTE DEL CAUCE:** Uno de los indicadores más importantes del grado de respuesta de la cuenca a una tormenta es la pendiente del cauce principal, la cual varía a lo largo del río por lo que es necesario establecer una pendiente media.

El perfil de un cauce se puede representar llevando en una gráfica los valores de sus distancias horizontales medidas sobre el cauce, contra sus cambios de elevaciones respectivas. En general, la pendiente de un tramo de río, se considera como el desnivel entre los extremos del tramo dividido, por la longitud horizontal de dicho tramo.

Sin embargo, para obtener la pendiente media existen diversos métodos, de los cuales a continuación se desarrollan tres de lo más comunes:



- a) Observando la figura 2.10 tenemos que, la pendiente media es igual al desnivel entre los extremos de la corriente dividido entre su longitud media en planta.

Es decir:

$$S = \frac{H_{inicial} - H_{final}}{L} \quad (\text{Ecuación 3})$$

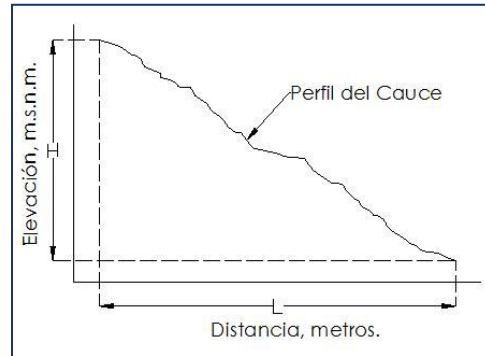


Figura 2.10.- Perfil del cauce principal.

- b) La pendiente media es la de una línea recta que, apoyándose en el extremo de aguas debajo de la corriente, hace que se tengan áreas iguales entre el perfil del cauce y arriba y debajo de dicha línea (Aparicio, 1989), tal como se observa en la figura 2.11:

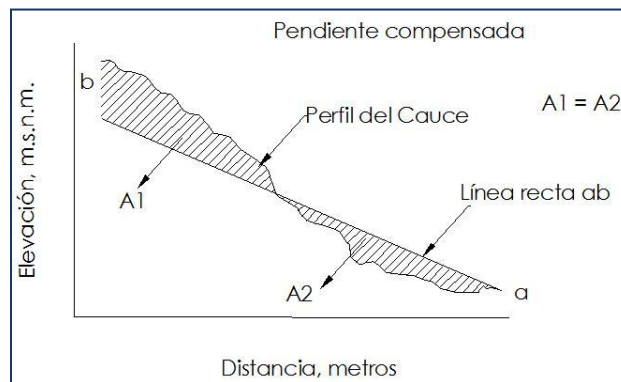


Figura 2.11.- Pendiente del cauce principal.

- b) Fórmula de A.B. Taylor y H.E. Schwarz, estos autores desarrollaron una fórmula que permite obtener la pendiente promedio del cauce principal como la pendiente de un canal uniforme que tiene igual longitud y tiempo de viaje que el colector principal de la cuenca.

Se divide el cauce principal en "m" tramos de igual longitud "li" la cual de acuerdo a la fórmula de Chezy es igual a:

$$V_i = C_i \sqrt{R_i S_i} = k_i \sqrt{S_i} \quad (\text{Ecuación 4})$$

Donde  $k_i$  es una constante y  $S_i$  es la pendiente del tramo medio "i", entonces se tendrá:

$$t_i = \frac{l_i}{k_i \sqrt{s_i}} \quad (\text{Ecuación 5})$$

Por otra parte, el tiempo total de recorrido es la suma de los tiempos parciales  $t_i$  es decir:

$$T = \frac{L_1}{K_1 \sqrt{S_1}} + \frac{L_2}{K_2 \sqrt{S_2}} + \dots + \frac{L_m}{K_m \sqrt{S_m}} \quad (\text{Ecuación 6})$$

Pero como  $l_1 = l_2 = n$  y  $l = l/m$ , entonces:

$$T = \frac{L}{M} \left[ \frac{1}{K_1 \sqrt{S_1}} + \frac{1}{K_2 \sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{K_m \sqrt{S_m}} \right] \quad (\text{Ecuación 7})$$

Para el canal uniforme que tiene elementos hidráulicos equivalentes a los valores promedio del cauce se tendrá:

$$T = \frac{L}{V} = \frac{L}{k \sqrt{s}} \quad (\text{Ecuación 8})$$

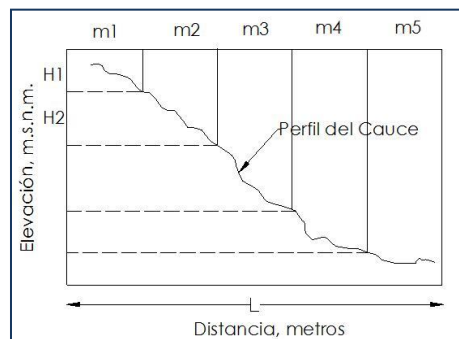
Igualando las dos últimas ecuaciones se tiene:

$$\frac{L}{k \sqrt{s}} = L_m \left[ \frac{1}{K_1 \sqrt{S_1}} + \frac{1}{K_2 \sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{K_m \sqrt{S_m}} \right] \quad (\text{Ecuación 9})$$

Reduciendo términos y despejando la pendiente buscada "s" se define por la ecuación:

$$s = \left[ \frac{1}{\frac{k}{k_1 \sqrt{s_1}} + \frac{k}{k_2 \sqrt{s_2}} + \dots + \frac{k}{k_m \sqrt{s_m}}} \right]^2 \quad (\text{Ecuación 10})$$

Los coeficientes  $k/k$ , son desviaciones ligeras en torno a la unidad y por otra parte, el promedio de los denominadores. Será igual a "k" por definición, entonces tales relaciones pueden ser consideradas iguales a 1, obteniéndose:



**Figura 2.12.-** Pendiente del cauce principal (Aparicio, 1989).



$$S = \left[ \frac{m}{\frac{1}{\sqrt{s_1}} + \frac{1}{\sqrt{s_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{s_m}}} \right]^2 \quad (\text{Ecuación 11})$$

En la cual, “s” es la pendiente media del colector principal cuya unidad es adimensional, “m” es el número de tramos iguales en los cuales se divide el cauce principal y “s<sub>i</sub>” es la pendiente de cada tramo.

**PENDIENTE DE LA CUENCA:** La pendiente de la cuenca tiene una importante pero compleja relación con la infiltración, el escurrimiento superficial, la humedad del suelo y la contribución del agua subterránea al flujo de los cauces (Vigueras, 2006).

Existen diversos criterios para valuar la pendiente de una cuenca, dependiendo del uso posterior que se le vaya a dar al resultado o bien al criterio que lo requiere:

- a) Criterio de Alvord, para obtener la ecuación que proporciona la pendiente de la cuenca por este criterio, 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 una de ellas la pendiente de su área tributaria es:

$$S_1 = \frac{D}{w_1} \quad (\text{Ecuación 12})$$

Donde:

- D Desnivel entre las líneas medias. Como son líneas intermedias entre curvas de nivel, se puede aceptar que es el desnivel entre dichas curvas.  
 S<sub>1</sub> Pendiente media de la faja referente a esa curva de nivel.  
 w<sub>1</sub> Ancho de la faja que es igual a:

$$W_1 = \frac{a_1}{l_1} \quad (\text{Ecuación 13})$$

Donde:

- a<sub>1</sub> Área de la faja.  
 l<sub>1</sub> longitud de la curva de nivel.

Entonces, la pendiente de la cuenca será el promedio pesado de la pendiente de cada faja en relación con su área; así, considerando *n* fajas:

$$S = \frac{Dl_1 a_1}{a_1 A} + \frac{Dl_2 a_2}{a_2 A} + \dots + \frac{Dl_n a_n}{a_n A} \quad (\text{Ecuación 14})$$

Ordenando:

$$S = \frac{D}{A} (l_1 + l_2 + \dots + l_n) \quad (\text{Ecuación 15})$$

Por lo que:

$$S = \frac{DL}{A} \quad (\text{Ecuación 16})$$

Donde:

- S<sub>c</sub> = Pendiente de la cuenca.  
 D = Desnivel constante entre curvas de nivel en Km.  
 A = Área de la cuenca en Km<sup>2</sup>.  
 L = Longitud total de las curvas de nivel en Km.

b) Criterio de Horton, éste consiste en trazar una malla de cuadros sobre el plano del área de la cuenca en estudio, la cual conviene orientar en el sentido de la corriente principal. Si se trata de una cuenca pequeña (siendo esta menor a 250 km<sup>2</sup>) la malla llevará al menos cuatro cuadros por lado, pero si se trata de una superficie mayor (mayor a 250 km<sup>2</sup>), deberá aumentarse el número de cuadros por lado, ya que a precisión de cálculo depende de ello. (Ver figura 2.13)

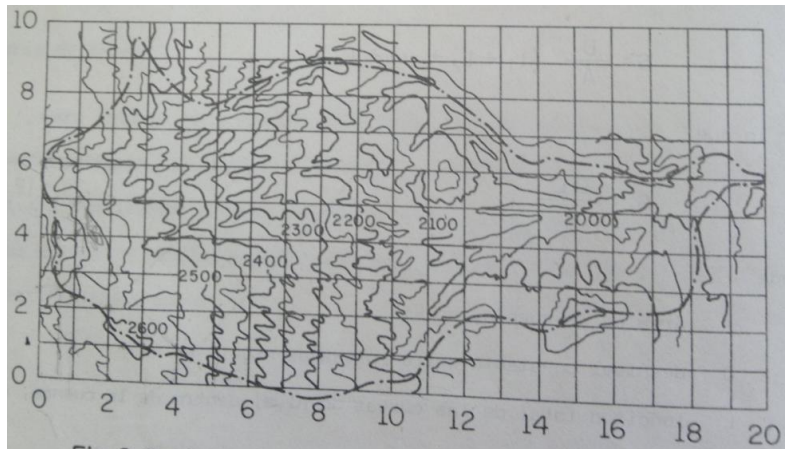


Figura 2.13.- Malla efectuada para el Criterio de Horton.

Una vez hecho lo anterior, se mide la longitud de cada malla de línea comprendida 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 se evalúa como:

$$S_x = \frac{N_x D}{L_x} \quad (\text{Ecuación 17}) \quad \text{y} \quad S_y = \frac{N_y D}{L_y} \quad (\text{Ecuación 18})$$

Donde:

D = Desnivel constante entre curvas de nivel.

L<sub>x</sub> = Longitud total de las líneas de la malla en la dirección de "y" comprendidas dentro de la cuenca.

L<sub>y</sub> = Longitud total de las líneas de la malla en la dirección de "x" comprendidas dentro de la cuenca.

N<sub>x</sub> = Número total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección "x" con las curvas de nivel.

N<sub>y</sub> = Número total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección "y" con las curvas de nivel.

S<sub>x</sub> = Pendiente de la cuenca en la dirección "x".

S<sub>y</sub> = Pendiente de la cuenca en la dirección "y".

Para la pendiente media de la cuenca se tiene:

Promedio Aritmético:

$$S = \frac{S_x + S_y}{2} \quad (\text{Ecuación 19})$$

Promedio Geométrico:

$$S = \sqrt{S_x * S_y} \quad (\text{Ecuación 20})$$

Estableciendo la pendiente media del cauce:

$$S_x = \frac{ND \sec \theta}{L} \quad (\text{Ecuación 21})$$

Donde:

- $S_c$  Pendiente media de la cuenca
- $N$   $N_x + N_y$
- $\theta$  Ángulo entre las líneas de la malla y las curvas de nivel.

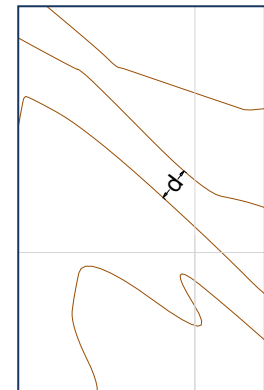
Sin embargo, ya que resulta muy tedioso el calcular la  $\sec \theta$  para cada intersección, Horton recomienda usar un valor promedio de 1.57. En la práctica es común ignorar el valor de  $\sec \theta$ , o bien considerar el promedio aritmético o geométrico de la pendientes  $S_x$  y  $S_y$  como la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

**b) Método de Nash**, análogamente al criterio de Horton, se requiere trazar una malla de cuadrados sobre el plano topográfico de la cuenca, de manera que se obtengan aproximadamente 100 intersecciones.

En cada intersección se mide la distancia mínima entre las curvas de nivel (figura 2.14), y la pendiente en ese punto se considera como la relación entre el desnivel de las curvas de nivel y la mínima distancia medida. Así se calcula la pendiente de cada intersección y su medida se considera la pendiente de la cuenca.

$$S = \frac{\Delta}{L} = \frac{D}{d_{min}} \quad (\text{Ecuación 22})$$

Cuando la intersección ocurre en un punto entre dos curvas del mismo valor; la pendiente se considera nula y en ese punto no se toma en cuenta para el cálculo de la media.



**Figura 2.14.-** Distancia mínima entre curvas de nivel para el método de Nash.

## PERIODO DE RETORNO

El periodo de retorno  $T_r$ , expresado en años, se define como el número promedio de años en que un evento puede ser igualado o excedido.

Por ejemplo, si se diseña una obra para un gasto de  $700 \text{ m}^3/\text{s}$  que tiene asignado un periodo de retorno de 10 años, ellos significa que el tiempo que transcurre para que





vuelva a presentarse un gasto mayor o igual a él puede ser 8 ó 12 ó 13 o bien 7 años, nótese que el promedio de ellos es precisamente 10 años.

Por otra parte la probabilidad de que un evento con un periodo de retorno  $T_r$  ocurra en cualquier año es igual a:

$$q = \frac{1}{T_r} \quad \text{(Ecuación I)}$$

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

$$T_r = \frac{n+1}{m} \quad \text{(Ecuación II)}$$

Donde  $m$  es el número de orden y  $n$  el número total de años del registro. Esta expresión no toma en cuenta el número de elementos del conjunto, es decir, la longitud del registro. La ecuación anterior es la más eficiente para calcular la posición gráfica de los datos para cualquier función de distribución de probabilidad y es la más comúnmente usada.

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

Cuando se tiene un conjunto de eventos mínimos los valores que lo forman se ordenan del más pequeño hasta el más grande, en este caso el periodo de retorno debe entenderse como el número promedio de años en que le evento tiene valores menor o iguales a él.

El periodo de retorno con el cual debe calcularse la avenida de diseño para una estructura se escoge con ayuda de la tabla siguiente, en función del tipo de zona a proteger.

Por otra parte, en la selección de la avenida de diseño se deben considerar los beneficios que se esperan obtener con la construcción de la obra, los problemas constructivos que influyen particularmente en la protección de zonas agrícolas y/o urbanas, los beneficios por la disminución en las pérdidas materiales y humanas, etc.

<b>CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA POR PROTEGER</b>	<b>PERIODOS DE RETORNO EN AÑOS</b>
<b>Parcelas agrícolas aisladas, sin posibles pérdidas de vidas humanas.</b>	5
<b>Distritos de riego, sin riesgo de pérdidas de vidas humanas.</b>	25
<b>Zonas agrícolas, poco pobladas.</b>	50
<b>Zonas agrícolas, con poblados.</b>	100
<b>Zonas industriales y urbanas.</b>	500
<b>Zonas densamente pobladas.</b>	1000
<b>Ciudades.</b>	1000

Para la selección de la avenida de diseño se requiere por un parte un análisis hidrológico que lo fundamente y con base en este hacer el análisis económico del problema.



Conforme se incrementa el tamaño de la avenida de diseño, el costo de la obra aumenta y al mismo tiempo, la probabilidad de exceder la avenida disminuye.

No obstante, de que en la selección final del periodo de retorno para una estructura particular interviene el criterio del ingeniero, es recomendable tener en cuenta lo siguiente:

- Importancia de la obra.
- Magnitud de la estructura, por ejemplo la altura de los bordos, la capacidad del cauce de alivio, etc.
- Posible daño a propiedades adyacentes.
- Costo de mantenimiento.
- Costo de reparaciones a la obra.
- Amortización del costo de la estructura de la obra.
- Inconvenientes por suspensión de su operación.
- Riesgo por pérdidas de vidas humanas.

En este apartado solo se tratarán las estructuras mayores y menores.

**Estructuras Menores** En este tipo quedan comprendidas obras como los bordos, presas pequeñas, alcantarillas que cruzan carreteras, drenaje urbano.

TIPO DE ESTRUCTURA	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS
Bordos	2 a 50
Zanja para drenaje	5 a 50
Drenaje de aguas pluviales	2 a 10
Drenaje en aeropuertos	5
Drenaje en carreteras	50

**Estructuras Mayores** Se refiere fundamentalmente al tamaño que debe darse a los vertedores que se usan en presas grandes, en este caso la determinación de la avenida de diseño es más compleja ya que la magnitud de ella va a influir en la capacidad de la obra de excedencias, la altura de la cortina y el volumen de regulación del vaso.

CATEGORÍA	ALMACENAMIENTO m <sup>3</sup>	ALTURA m	PÉRDIDA DE VIDAS	DAÑOS	AVENIDA DE DISEÑO
Grande	> 60	> 18	Considerables	Catastróficos	Relación lluvia - escurrimiento usando la precipitación máxima probable.
Intermedia	1.25 a 60	12 a 30	Pequeña	5 a 10 veces el costo de la presa	Relación lluvia - escurrimiento basada en la tormenta más severa registrada en el pasado, maximizada por punto de rocío o periodo de retorno de 1000 años.
Pequeña	< 1.2	< 15	Ninguna	Mismo orden de magnitud que el costo de la presa.	Periodo de retorno de 50 a 100 años.

## 2.1.7 Precipitación

### 2.1.7.1 Definición de Precipitación

Se denomina precipitación al agua que en cualquiera de sus estados físicos cae de la atmósfera hacia la superficie terrestre; presentándose en forma de lluvia, nieve, granizo, etc.; para efectos de este trabajo, además de su magnitud y frecuencia en nuestro país, la más importante de ellas es la lluvia.

La magnitud de la precipitación depende de la acción del viento, la temperatura y la presión atmosférica, pero la relación entre ellos es muy compleja.

La precipitación resulta de la condensación de la humedad en la atmósfera y durante el proceso deben ocurrir tres condiciones para producir la precipitación:

- Las condiciones para la saturación del aire deben producirse a la par del enfriamiento.
- El vapor de agua cambia de fase líquida y/o sólida.
- Pequeñas gotas de agua o cristales de hielo deben crecer a un tamaño determinado (0.10 – 0.50 mm de diámetro) dispuestas a caer por la acción de la gravedad.

### 2.1.7.2 Clasificación de la Precipitación

De acuerdo al mecanismo por el cual dichas masas de aire son obligadas a ascender se pueden clasificar las precipitaciones según sean: frontales, convectivas, ciclónicas u orográficas.

**PRECIPITACIÓN FRONTAL:** ocurre cuando dos masas de aire de distintas presiones, tales como la fría (más pesada) y la cálida (más liviana) chocan una con la otra.

**PRECIPITACIÓN POR CONVECCIÓN:** se produce, generalmente, en regiones cálidas y húmedas cuando masas de aire cálidas, al ascender en altura se enfrían, generándose de esta manera la precipitación (Ver figura 2.15).

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 conforman poco a poco. Conforme ascienden estas, se enfrían según sea 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 "cúmulos", si la corriente de convección vertical inicial es intensa y puede durar el tiempo suficiente, se formará un sistema nuboso que podrá o no desatar 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



**Figura 2.15.-** Precipitación por convección.

acompañada de relámpagos, truenos y vientos locales su intensidad es variable, siendo esta conocida como llovizna y aguaceros, en los periodos cálidos forma tempestades de verano.

**PRECIPITACIÓN OROGRÁFICA:** Efecto Foëhn: cuando una masa de aire húmedo circula hacia una masa montañosa se eleva hasta llegar a la cima de la montaña. Al ascender se enfría y el agua que contiene se condensa, por lo que se producen las precipitaciones y la masa de aire pierde humedad. Al pasar a la otra ladera de la montaña, el aire seco desciende y se calienta; se genera un viento seco y cálido que puede producir deshielo.

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 u 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 ésta, su condensación y precipitación (Ver figura 2.16).

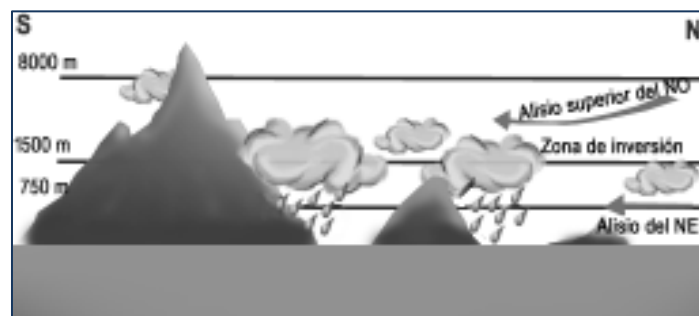


Figura 2.16.- Precipitación orográfica.

**PRECIPITACIÓN CICLÓNICA:** La precipitación ciclónica está asociada al paso de los ciclones y está ligada con los planos de contacto (superficies frontales), entre las masas de aire de diferentes temperaturas y contenidos de humedad. Esta puede ser no 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.

### 2.1.7.3 Formas de precipitación conocidas

Un hidrometeoro es un producto formado por la condensación del vapor de agua atmosférico en el aire o en la superficie de la tierra y que dan lugar a la precipitación en las siguientes formas:

- a) Llovizna: Pequeñas gotas de agua de diámetro comprendido entre 0.10 y 0.50 milímetros. Con velocidad de caída muy baja, cae de estratos bajos con intensidad máxima de 1 mm/hr.



- b) Lluvia: Son gotas de agua líquida con diámetro mayor de 0.50 milímetros. Con respecto a esta forma de precipitación, en el subcapítulo 2.1.8.4 se desarrolla más ampliamente.
- c) Escarcha: es una capa de hielo que se forma en superficies expuestas al congelamiento de agua "superenfriada" que se ha depositado en forma de lluvia o llovizna.
- d) Nieve: Su composición es de cristales de hielo blanco o traslúcido algunas veces llega a conglomerarse y así forma las capas de nieve.
- e) Granizo: Es precipitación en cuerpos irregulares de hielo se producen por nubes convectivas en su mayoría de tipo cumulonimbos. Su variación varía entre 5 a 125 mm.

### 2.1.7.4 Lluvia

Del latín *pluvia*, es un fenómeno atmosférico iniciado con la condensación del vapor de agua contenido en las nubes. Según la definición oficial de la Organización Meteorológica Mundial, la lluvia es la precipitación de partículas de agua líquida de diámetro mayor de 0.5 mm, o de gotas menores pero muy dispersas.

La forma de las gotas de lluvia varía, las pequeñas son casi esféricas, mientras que las mayores están achatadas. Su tamaño oscila entre los 0.5 y los 6.35 mm, mientras que su velocidad de caída varía entre los 8 y los 32 km/h dependiendo de su volumen. La lluvia depende de tres factores: presión, temperatura y, en especial, radiación solar.

Las lluvias se clasifican como sigue:

- a) Llovizna: es cuando apenas se alcanzan a ver las gotas. En una llovizna la pluviosidad es casi insignificante y se ve como si las gotas flotaran en forma pulverizada. Popularmente se le llama "garúa", "orvallo", "sirimiri", "calabobos".
- b) "Chispear": se usa para describir un término medio entre una llovizna y una lluvia débil. En comparación con la primera de éstas, la pluviosidad es mayor y las gotas también aumentan de tamaño.
- c) Lluvia: propiamente dicha, va de débil a moderada, sin alcanzar la intensidad de una tormenta.
- d) Chubasco: el viento, las gotas y la intensidad aumentan.
- e) Tormenta: puede ser débil o intensa; su pluviosidad es alta y las gotas son grandes y el viento, intenso; incluye la posibilidad de que se precipite granizo.
- f) Tromba: es más fuerte que la tormenta. Tiene viento intenso, gotas grandes, pluviosidad suficientemente alta para inundar y causar estragos. Esta lluvia tiene la capacidad de crear granizo sumamente grande y con posibilidad de aparición de tornados. Las trombas tienen vórtices de viento, como una especie de "ojo".

Con respecto a la cantidad de precipitación por hora (mm/h), la lluvia se clasifica en:

- a) Débiles: cuando su intensidad es  $\leq 2$  mm/h.
- b) Moderadas:  $> 2$  mm/h y  $\leq 15$  mm/h.
- c) Fuertes:  $> 15$  mm/h y  $\leq 30$  mm/h.
- d) Muy fuertes:  $> 30$  mm/h y  $\leq 60$  mm/h.

Los daños causados en los últimos años debido a fenómenos meteorológicos, tanto en términos materiales como de afectaciones humanas, han generado un mayor interés por determinar si con la información recopilada a la fecha es posible identificar tendencia en cuanto a cambios en su intensidad y/o frecuencia.



Ante el cambio climático global, el Instituto Nacional de Ecología (INE) advierte que la alteración en el ciclo hidrológico llevará a que en México haya menos lluvia y temperaturas más elevadas que agravarán las, de ya por sí, difíciles condiciones del sector hídrico en el territorio nacional.

### 2.1.7.5 Medición de la Precipitación

La lluvia no cae en la misma cantidad alrededor del mundo, e incluso, en diferentes partes de un mismo país. La precipitación pluvial se mide en términos de altura de lámina de agua y se expresa comúnmente en milímetros (mm), que equivale al espesor de la lámina de agua que se formaría a causa de la precipitación sobre una superficie plana e impermeable. La medición de la precipitación se efectúa por medio de pluviómetros o pluviógrafos, se basan en la exposición a la intemperie de un recipiente cilíndrico abierto en la parte superior, en el cual se recoge el agua producto de la lluvia u otro tipo de precipitación, registrando su altura. Los pluviógrafos son los que se utilizan comúnmente en México para medir la precipitación.

El pluviómetro fue inventado por Castelli en 1641. Un milímetro de lluvia recolectado en un pluviómetro equivale a un litro por metro cuadrado. A partir de 1980 se populariza cada vez más la medición de la lluvia por medio de un radar meteorológico, los que generalmente están conectados de manera directa con modelos matemáticos que permiten así determinar la lluvia y los caudales en tiempo real.

#### PLUVIÓMETRO



Figura 2.17.- Pluviómetro.

Consiste en un recipiente cilíndrico de lámina de aproximadamente 20 cm de diámetro y de 60 cm de alto. La tapa del cilindro es un embudo receptor, que capta el agua de lluvia, el cual se comunica con una probeta (recipiente cilíndrico graduado de área transversal al cual el embudo va a descargar el agua de lluvia captada) de sección diez veces menor que la de la tapa (Ver figura 2.17).

El embudo tiene dos áreas distintas el cual debe ser el diámetro del área de captación diez veces mayor que el área del recipiente, con el objeto de que por cada milímetro de lluvia corresponda a un centímetro depositado en el recipiente. En México se acostumbra tomar lecturas de los pluviómetros diariamente a las 8 de la mañana.

Esto permite medir la altura de lluvia en la probeta con una aproximación de hasta décimos de milímetros, ya que cada centímetro medido en la probeta corresponde a un milímetro de altura de lluvia; para medirla se saca la probeta y se introduce una regla graduada, con la cual se toma la lectura; generalmente se acostumbra hacer una lectura cada 24 horas.

#### PLUVIÓGRAFOS

Los pluviógrafos son semejantes a los pluviómetros con la diferencia de que tienen un mecanismo para producir un registro continuo de precipitación (registro de altura de lluvia contra tiempo). Este mecanismo está formado por un tambor que gira a velocidad

constante sobre el que se coloca un papel graduado especialmente. En el recipiente se coloca un flotador que se une mediante un juego de varillas a una plumilla que marca las alturas de precipitación en el papel (Ver figura 2.15).

En la república Mexicana se dispone de aproximadamente 2000 pluviómetros y 300 pluviógrafos (hasta 1992). Estos aparatos están operados principalmente por la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), la Comisión Federal de Electricidad (CFE) y la Comisión Internacional de Límites y Aguas.

La medida de la precipitación sobre una cuenca se realiza por medio de los pluviómetros. Se basan en la recogida de la precipitación (lluvia o nieve) en un elemento denominado colector. La precipitación se mide por volumen o pesada y su registro se realiza por

lectura directa o por registro gráfico o electrónico. Tales mediciones comenzaron a realizarse en 1940-1945, pero no empezaron a ser realmente fiables hasta hace 15 años.

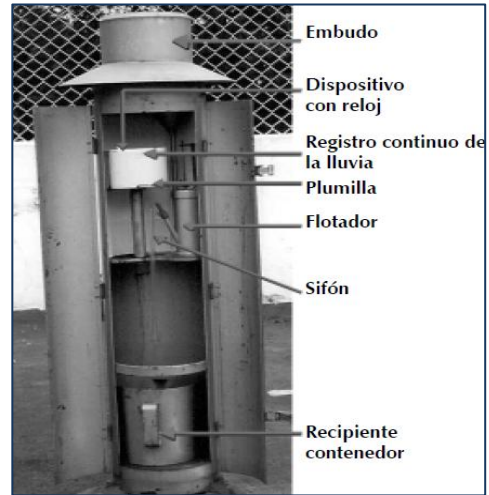
Gracias al avance de la tecnología, en los últimos han surgido nuevas técnicas para determinar la precipitación que cae en una determinada zona, tales como las EMA's, ESIME's ó hidroestimadores los cuales en conjugación con los Sistemas de Información Geográfica (SIG's) y protección civil ha dado como resultado los Sistemas de Alertamiento Temprano, a continuación se describen las dos primeras:

### ESTACIÓN METEOROLÓGICA AUTOMÁTICA

Es un conjunto de dispositivos eléctricos y mecánicos que realizan mediciones de las variables meteorológicas de forma automática (sobre todo en forma numérica) (Referencia OMM 182).



**Figura 2.19.-** Pluviógrafo integrante de una EMA ubicada en la sierra de Ciudad Juárez, Chihuahua.



**Figura 2.18.-** Pluviógrafo.

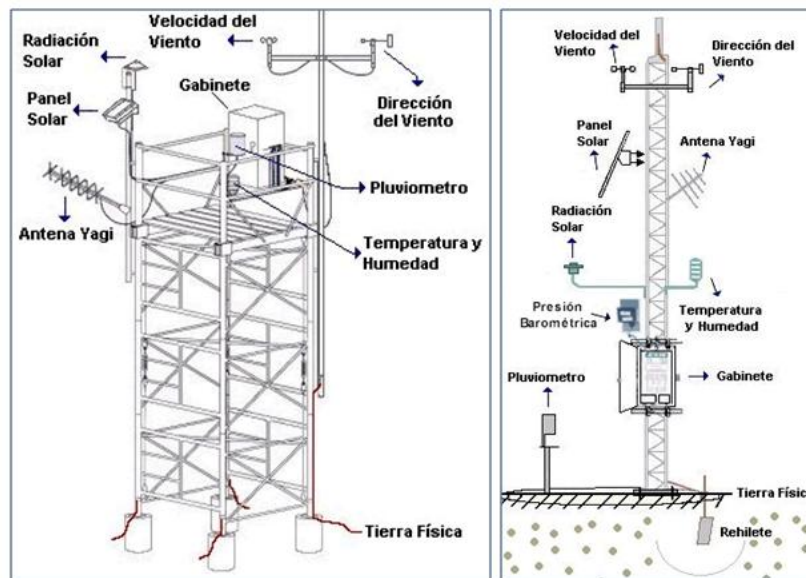
Una Estación Meteorológica Automática, está conformada por un grupo de sensores que registran y transmiten información meteorológica de forma automática de los sitios donde están estratégicamente colocadas. Su función principal es la recopilación y monitoreo de algunas Variables Meteorológicas para generar archivos del promedio de cada 10 minutos de todas las variables, esta información es enviada vía satélite en intervalos de 1 ó 3 horas por estación. La hora que se utiliza para registrar los datos es el horario TUC ó UTC (Tiempo Universal Coordinado)

El área representativa de las estaciones es de 5 km de radio aproximadamente, en terreno plano, excepto en terreno montañoso (Referencia OMM número 100 y 168).

Los Sensores que integran la Estación son:

- Velocidad del viento
- Dirección del viento
- Presión atmosférica
- Temperatura y Humedad relativa
- Radiación solar
- Precipitación

Existen dos tipos de estructura donde van montadas las estaciones:



**Figura 2.20.-** Estructuras de las EMA's a la izquierda la de tipo andamio y a la derecha, triangular.

### ESTACIÓN SINÓPTICA METEOROLÓGICA

Es un conjunto de dispositivos eléctricos que realizan mediciones de las variables meteorológicas de manera automática. Generan una base de datos y generan un mensaje sinóptico cada tres horas. Las Estaciones Sinópticas Meteorológicas se encuentran ubicadas exclusivamente en los observatorios meteorológicos.

Los mensajes sinópticos son reportes que se generan simultáneamente en cada todos los observatorios cada tres horas y presentan información meteorológica de tiempo presente

y pasado de manera codificada. Los mensajes sinópticos se rigen por el Tiempo Universal Coordinado (UTC).

Actualmente la Red Nacional de Estaciones Sinópticas Meteorológicas cuenta con 30 sitios. El área representativa de las estaciones es de 5 km de radio aproximadamente, en terreno plano, excepto en terreno montañoso (Referencia OMM número 100 y 168).

Las ESIME's contienen un software que permite hacer los cálculos correspondientes de las variables que se reportan en un mensaje sinóptico.

Los sensores de las ESIME's son:

- Temperatura y Humedad relativa
- Presión atmosférica
- Dirección y velocidad del viento
- Radiación Solar
- Precipitación
- Temperatura a 10 cm de la superficie

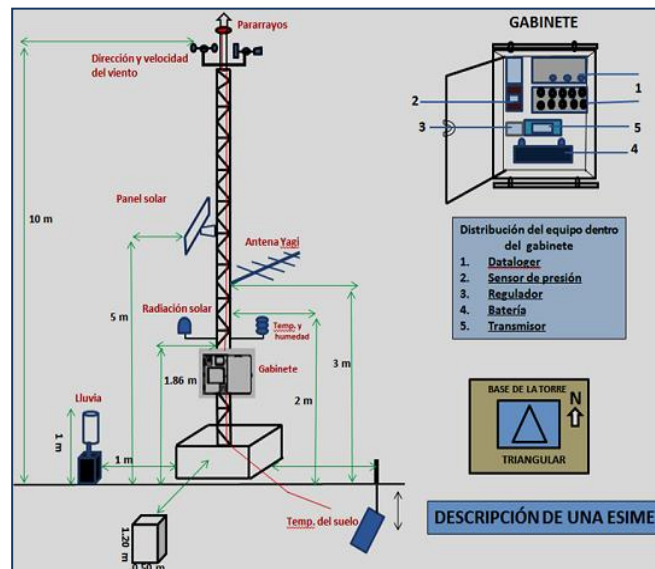


Figura 2.21.- Estación Sinóptica Meteorológica

### 2.1.7.6 Análisis de los datos de precipitación

La precipitación en un punto es un proceso estocástico con periodicidad e intensidad muy variables dependiendo de las estaciones. En el análisis hidrológico las características fundamentales de la precipitación son las siguientes:

- Altura de la precipitación: Es la cantidad de agua que se precipita durante una tormenta en determinado tiempo. Sus unidades son de longitud, generalmente se expresa en mm. También se le conoce como lámina de lluvia.
- Intensidad de precipitación: Es la cantidad de agua que se precipita en un determinado tiempo, se expresa en mm/h.
- Duración, es el intervalo de tiempo en que está presenta la precipitación, se expresa en horas.
- Volumen total de la precipitación.
- Tiempo entre precipitaciones sucesivas;

A nivel de cálculo el valor más importante es el volumen total de precipitación  $P$ , que puede calcularse según la ecuación:

$$P = I t \quad (\text{Ecuación 23})$$

Donde:

$P$  precipitación

$I$  intensidad media  
 $t$  duración

La intensidad media y la duración no son independientes ya que como se observa experimentalmente a mayor intensidad la duración es menor y a la inversa.

Es frecuente que existan cambios en la situación de los pluviómetros, o en su instrumentación o bien en los procedimientos de observación. Estos cambios muchas veces no son anotados ni publicados con los datos pluviométricos, por lo que es muy recomendable realizar un análisis de los mismos que permita detectar errores sistemáticos. El sistema habitual es el de las dobles masas.

Para ello se dibujan los registros de lluvia acumulados de dos estaciones próximas; un cambio de pendiente indica la existencia de una alteración o de un error en una de las estaciones pluviométricas.

Para conocer la precipitación representativa sobre una cuenca, se requiere llevar a cabo primeramente un análisis de los datos registrados en cada una de las estaciones de la cuenca. Este análisis consta principalmente de los conceptos siguientes (Fuentes, 2000):

### CURVA MASA

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 relación entre la altura de precipitación acumulada a través del tiempo, desde el inicio de la tormenta hasta su terminación; se obtiene directamente del registro del pluviógrafo. En la figura 2.22 se muestra la curva masa de una tormenta.

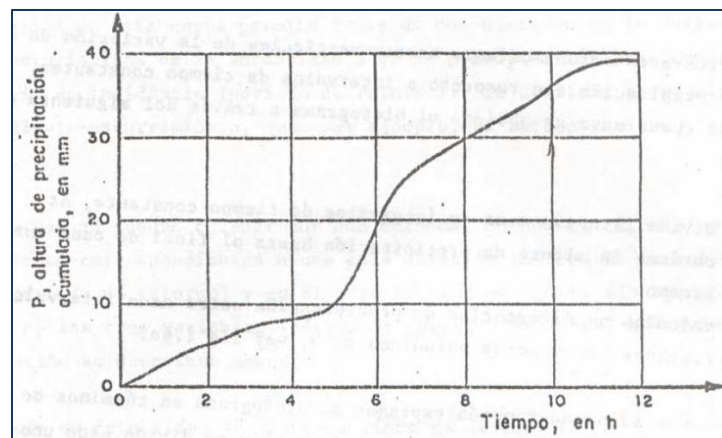


Figura 2.22.- Curva Masa de una tormenta (Fuentes, 2000).

Cualquier tangente a la curva masa representa la intensidad de la lluvia,  $i$ , para ese instante, que se define como:

$$i = \frac{\Delta p}{\Delta t} \quad (\text{Ecuación 24})$$

Donde:

$i$  intensidad de la lluvia en mm



$\Delta p$  incremento de lluvia en el intervalo  $\Delta t$ , en mm

$\Delta t$  incremento de tiempo, en h.

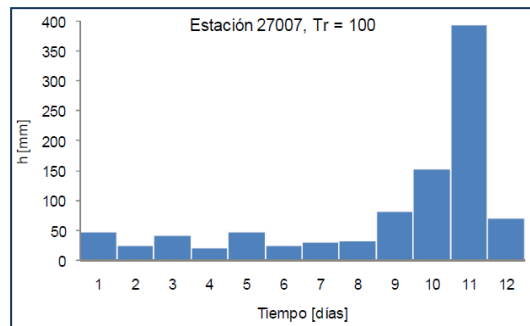
Para diferentes intervalos de tiempo (duración) existirá un valor de intensidad máxima que se calcula mediante el procedimiento siguiente:

1. Se seleccione una duración de interés,  $\Delta t_i$ .
2. Con los valores de la curva masa se calculan las diferencias de precipitación,  $\Delta P_i$ , correspondientes a todas las parejas de puntos separados entre sí un tiempo  $\Delta t_i$ .
3. Se seleccione la diferencia máxima,  $\Delta P_i$ , y se divide entre el intervalo de tiempo a fin de encontrar la intensidad máxima correspondiente a dicho intervalo.
4. Se repite el proceso para otras duraciones.

## HIETOGRAMAS

A partir de la curva masa será posible obtener hietogramas de la precipitación, los cuales son diagramas de barras verticales que representan la variación de la altura de precipitación con respecto a intervalos de tiempo constantes (Fuentes, 2000) (Ver figura 2.23).

Para elaborar los hietogramas se divide la curva masa en intervalos de tiempo constante,  $\Delta t$  (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.



**Figura 2.23.-** Hietograma para la estación hidrométrica "Centro Exp. W-75" en el municipio de Cárdenas, en la zona del río Naranjeño (PHIT, 2010).

## PRECIPITACIÓN MEDIA SOBRE UNA ZONA

La lluvia que se precipita en un sitio determinado difiere de la que cae en los alrededores. Debido a que los dispositivos de medición de la precipitación registran una lluvia puntual es necesario estimar la altura de precipitación en la zona de proyecto, pudiendo ser el promedio, mensual, anual o un período determinado de tiempo.

Para conocer la precipitación media de una tormenta en toda la cuenca, se requiere de mediciones en varias estaciones localizadas tanto dentro de ella como en su vecindad. Una estación se considera vecina siempre y cuando su distancia al parteaguas sea pequeña, se recomienda que ésta no exceda de 5 kilómetros o bien se usa un criterio basado en correlaciones cruzadas de los datos de precipitación de varias estaciones (Dominguez, 1976) para definir la vecindad.

Existen tres procedimientos para determinar esta precipitación, los cuales se mencionan a continuación:

- a) Promedio Aritmético: Es el más simple de todos, pues no toma en cuenta 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 uniformes.

Es igual a la media aritmética de las alturas de precipitación, es decir, consiste en sumar la altura de precipitación registrada en cada una de las estaciones y dividirla entre el número total de éstas:

$$\bar{h}_p = \left(\frac{1}{A_t}\right) \sum_{i=1}^n hp_i = \left(\frac{1}{n}\right) (hp_1 + hp_2 + \dots + hp_n) \quad (\text{Ecuación 25})$$

Donde:

- $h_p$       Altura de precipitación media en la cuenca en mm.
- $hp_i$      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.

- b) Polígonos de Thiessen: Este método 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 agreguen o quiten estaciones de la zona de diseño (Ver figura 2.24).

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

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

$$\bar{h}_p = \left(\frac{1}{A_t}\right) (hp_1 A_1 + hp_2 A_2 + \dots + hp_i A_i) \quad (\text{Ecuación 26})$$

Donde:

- $h_p$       Altura de precipitación media en la cuenca, en mm.
- $hp_i$      Altura de precipitación registrada en la estación  $i$ , en mm.
- $A_t$       Área total en la cuenca en  $\text{km}^2$ .
- $A_i$       Área parcial de influencia en la estación  $i$ , en  $\text{km}^2$ .

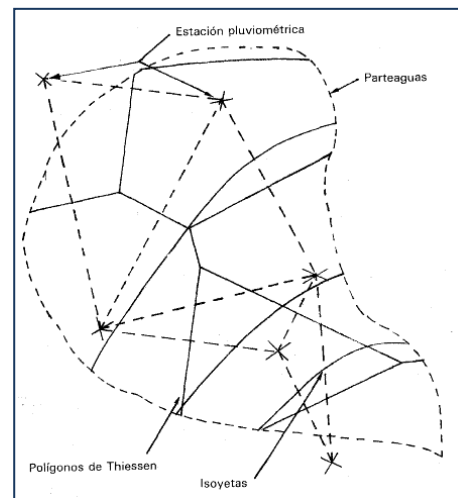


Figura 2.24.- Polígonos de Thiessen.

## MÉTODO DE LAS ISOYETAS

Éste es el método más preciso, puesto que estas se tratan de dibujar tomando en cuenta los efectos topográficos en la distribución de la lluvia (Ver figura 2.25). Su exactitud depende de la habilidad del analista.

Si se hace un trazo indiscriminado de las isoyetas, esto puede provocar errores considerables. Este método es el más laborioso, pues cada tormenta que se analiza tiene un plano de isoyetas diferentes.

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:

$$\bar{h}_p = \left( \frac{1}{A_t} \right) (hp_1A_1 + hp_2A_2 + \dots + hp_iA_i) \quad (\text{Ecuación 27})$$

Donde:

$h_p$  Altura de precipitación media en la cuenca en mm.

$h_p$  Altura de precipitación promedio entre dos isoyetas, en mm.

$A_t$  Área total en la cuenca en km<sup>2</sup>.

$A_n$  Área de la influencia de cada dos isoyetas en km<sup>2</sup>.

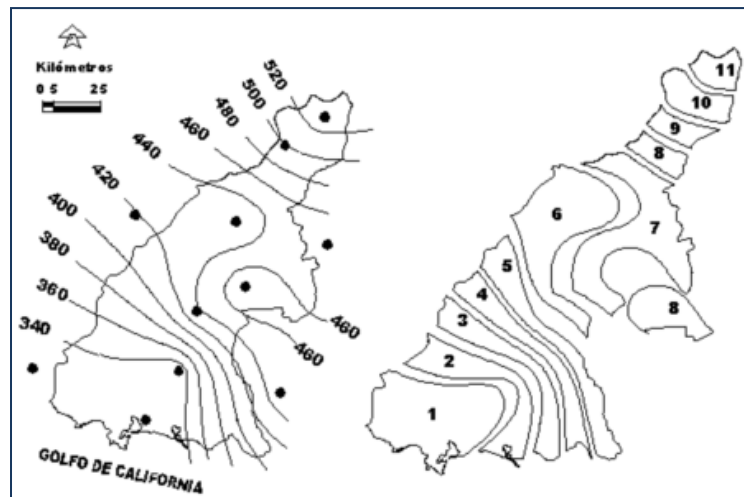


Figura 2.25.- Isoyetas trazadas en una cuenca.

De los tres procedimientos descritos anteriormente, éste último es el mejor debido a que toma en consideración la distribución espacial de la lluvia en la cuenca (Fuentes, 2000).

## HIETOGRAMA DE ALTURA DE PRECIPITACIÓN MEDIA

Para conocer la variación de la altura de precipitación media con el tiempo, se emplea el Hietograma de precipitación media. Este diagrama se puede obtener a partir de los hietogramas de las estaciones de la cuenca y de su vecindad. Los hietogramas deben tener el mismo intervalo de tiempo. Al considerar el mismo lapso de tiempo en todos los



hietogramas se define la altura de precipitación en cada estación y se aplica cualquier de los métodos para calcular la precipitación media, con lo que se obtiene la altura de precipitación media para ese lapso de tiempo del Hietograma buscado. Después de repetir el proceso para cada una de las demás barras de los hietogramas de las estaciones se llega al Hietograma de alturas de precipitación media (Fuentes, 2000).

### 2.1.7.8 Curvas características de la precipitación

Las características de la precipitación son diferentes en cada zona de la cuenca. De lo anterior deriva que los datos de precipitación registrados en diferentes zonas solamente ofrezcan una aproximación adecuada de la precipitación en la región inmediata a donde se realizó la medición.

Para fines de diseño, los datos obtenidos de la precipitación se pueden concentrar en curvas que representen las características de ésta para la zona. Estas curvas son la de *intensidad – duración – periodo de retorno* ( $i - d - Tr$ ) y la de *altura de precipitación – área - duración* ( $P - A - duración$ ), cuya aplicación es función del tamaño de la cuenca.

De acuerdo con Chow, una cuenca pequeña es aquella que es sensible a lluvias de alta intensidad y corta duración, en otras palabras, que predominan las características fisiográficas de la cuenca sobre las del cauce. El citado autor fijó como límite para considerar una cuenca pequeña aquella que fuera menor de 250 km<sup>2</sup>. Para cuencas grandes el efecto de almacenamiento en el cauce es muy importante, por lo cual deberá darse mayor atención a las características de éste.

#### **CURVAS 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 considerar sólo las características finales de las tormentas, relacionando su altura de lluvia total con su duración total.

La obtención de esta curva permite tener conocimiento de la variación de las características de la intensidad o de la precipitación con respecto a su frecuencia de incidencia (periodo de retorno). Se utiliza en modelos de relación lluvia-escorrentía.

Estas curvas se pueden obtener por dos métodos, en uno el cálculo se realiza para valores correspondientes a una sola duración (método de intensidad de lluvia-periodo de retorno) y en el otro se hace un ajuste simultáneo de los valores de las tres variables (método de correlación lineal múltiple).

El grado óptimo de seguridad de una estructura depende de su costo y del costo de las pérdidas asociadas con una falla. Para poder determinar cuál es el riesgo que se corre al proponer los parámetros de diseño de obra, es necesario analizar estadísticamente los datos hidrológicos recabados en la zona de estudio.

Estos datos son fundamentalmente de dos tipos: escurrimientos y precipitaciones. Un análisis del primer tipo de datos tendría como resultado directo un parámetro de diseño, que es el gasto máximo, mientras que el segundo proporcionaría datos con los cuales sería necesario alimentar un modelo de la relación lluvia-escorrentía, para obtener una avenida de diseño.



Si se observa un registro de pluviógrafo, como éste es continuo, existen múltiples combinaciones para asociar la altura de lluvia con una cierta duración que son valores discretos. Una manera de proceder es considerar sólo las características finales de las tormentas, relacionando su altura de lluvia total con su duración total.

Esto implica perder información, ya que no se valúa la variación existente entre estas variables durante el proceso de lluvia. Conforme aumenta el número de años de registro, la pérdida de información disminuye. Con este criterio, para utilizar la información obtenida, se requiere agrupar las alturas en duraciones constantes. Para ello, se seleccionan 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.

Otra forma de análisis de los registros de lluvia correspondientes, es valuando la máxima variación de la altura de lluvia respecto al intervalo de duración constante.

Conocidas las características de las lluvias más desfavorables, se puede utilizar el criterio que a continuación se desarrolla para obtener las curvas de altura o intensidad de lluvia – duración-período de retorno. Para esto, como para cada duración de lluvia se dispone de un grupo de intensidades,  $i$ , o de altura de lluvias  $h_p$ , éstas deberán ordenarse en forma decreciente para asignarle su período de retorno  $T$ .

Para valuar las curvas de intensidad de lluvia-duración-período de retorno, se requiere obtener la ecuación de mejor ajuste entre los diversos grupos de valores de la intensidad de lluvia, su duración y sus períodos de retorno. Para plantear el tipo de ecuación más conveniente, cabe indicar que el más usual corresponde a la forma:

$$i = \frac{KT^h}{d^g} \quad (\text{Ecuación 28})$$

Donde:

$T$  Período de retorno, en años.

$d$  Duración de la intensidad de lluvia en minutos.

$i$  Intensidad de la lluvia en mm/h.

$K, h$  y  $g$  Parámetros de ajuste cuyo valor se determina con los datos medidos.

Expresando la ecuación **27** en términos de logaritmos se tiene que:

$$\log i = \log k + h \log T - g \log d \quad (\text{Ecuación 29})$$

La ecuación anterior es semejante a la de una recta de la forma:

$$y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2 \quad (\text{Ecuación 30})$$

Donde:

$$a_0 = \log k \quad a_1 = h \quad a_2 = -g \quad x_0 = \log i \quad x_1 = \log T \quad x_2 = \log d$$

En la ecuación 30 se requieren valuar los parámetros  $a_0$ ,  $a_1$  y  $a_2$  de tal manera que la suma de los errores al cuadrado sea mínimo. Para ello se debe resolver el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\begin{bmatrix} N & \sum X_{1i} & \sum X_{2i}^2 \\ \sum X_{1i} & \sum X_{1i}^2 & \sum X_{1i}X_{2i} \\ \sum X_{2i} & \sum X_{1i}X_{2i} & \sum X_{2i}^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum Y_i \\ \sum X_{1i}Y_i \\ \sum X_{2i}Y_i \end{bmatrix} \quad (\text{Ecuación 31})$$

Donde  $N$  es el número de grupos de valores ( $X_1, X_2, X_3, Y$ ) y las sumatorias son de  $i = 1$  hasta  $i = N$ . Lo anterior lleva a ajustar el modelo de tormenta, definido en las ecuaciones 30 y 31 a la cuenca en estudio. Para ello, se debe tener en cuenta el número de pluviógrafos y el plano de isoyetas resultante de la aplicación de la ecuación 31 a todas las estaciones climatológicas, asignando el período de retorno de diseño. En el caso de no disponer de pluviógrafos, el análisis sólo se hará con apoyo en el plano de isoyetas y con intervalos diarios, generalizando lo visto en el inciso anterior a duraciones de 48 y 72 horas. Esto depende del tiempo de concentración.

Cada pluviógrafo  $j$  controla un porcentaje de la cuenca en estudio, mismo que se puede cuantificar de acuerdo con los polígonos de Thiessen. De esta manera se deduce de acuerdo con el método de Thiessen una altura de lluvia media igual a:

$$h_{pm,d} = \sum_{j=1}^n (Th)_j h_{pj} \quad (\text{Ecuación 32})$$

Donde:

- $n$  Número de pluviógrafos.
- $(Th)_j$  Área de la cuenca controlada por la estación  $j$  de acuerdo con Thiessen, entre el área total de la cuenca.
- $h_{pj}$  Altura de lluvia para la estación pluviográfica  $j$ .
- $h_{pm,d}$  Altura de lluvia media en la cuenca ligada a una duración de tormenta  $d$ .

### **CURVAS DE ALTURA DE PRECIPITACIÓN – ÁREA – DURACIÓN.**

De los diversos análisis para lluvia, 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 pluviógrafos.

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 masas 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 usan las estaciones pluviométricas existentes.

Su 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.





- 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 estaciones pluviográficas como en 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 quede 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 seis horas, 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 situados en intervalos de tiempo contiguos.
- Dibujar los datos de área, altura de precipitación.

El único medio de delimitar un evento de diseño de una estructura hidráulica cuando el análisis se apoya en los registros de lluvias, es a través del conocimiento de la variación de las características de la tormenta en relación con su período de retorno.

La determinación de la variación de las alturas de lluvia máximas anuales en 24 horas en relación con el período de retorno, se hace con información de estaciones climatológicas con pluviómetros, lo cual dada su mayor densidad respecto a las pluviográficas, permite ajustar las tormentas.

Una vez recabada la información de la estación climatológica en estudio, los valores de altura de precipitación máxima anual con duración de 24 horas se ordenan de mayor a menor y se deducen sus períodos de retorno  $T$  correspondientes de acuerdo con la expresión:

$$T_r = \frac{n+1}{m} \quad (\text{Ecuación 33})$$

Donde:

- $T_r$  Período de retorno, en años.  
 $n$  Años de registro, igual al número de gastos máximos anuales en estudio.  
 $m$  Número de orden del gasto máximo anual en el análisis. Corresponde a 1 al más grande, 2 al siguiente, etc.

Proponiendo una ecuación del tipo:

$$h_p = a + b \log T_r \quad (\text{Ecuación 34})$$

Donde:

- $T$  Período de retorno, en años.  
 $a, b$  Parámetros de ajuste.



$h_p$  Altura de lluvia máxima anual en 24 horas, en mm.

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

$$Y = a + bX \quad (\text{Ecuación 35})$$

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), resolviendo:

$$a = \bar{y} - b \bar{x} \quad (\text{Ecuación 36})$$

$$b = \frac{S_{xy}}{S_x^2} \quad (\text{Ecuación 37})$$

Siendo:

$$\bar{x} = \left(\frac{1}{n}\right) \sum_{i=1}^n x_i ; \bar{y} = \left(\frac{1}{n}\right) \sum_{i=1}^n y_i \quad (\text{Ecuación 38})$$

$$S_{xy} = \left(\frac{1}{n}\right) \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y}) = \left(\frac{1}{n}\right) \sum_{i=1}^n x_i y_i - (\bar{x})(\bar{y}) \quad (\text{Ecuación 39})$$

$$S_x^2 = \left(\frac{1}{n}\right) \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 = \left(\frac{1}{n}\right) \sum_{i=1}^n x_i^2 - (\bar{x})^2 \quad (\text{Ecuación 40})$$

$$S_y^2 = \left(\frac{1}{n}\right) \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2 = \left(\frac{1}{n}\right) \sum_{i=1}^n y_i^2 - (\bar{y})^2 \quad (\text{Ecuación 41})$$

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 = 100 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 pesados para obtener el valor representativo, lo anterior, se recomienda llevarlo a cabo por medio de los polígonos de Thiessen.

### **CURVAS DE ALTURA DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS - PERIODO DE RETORNO**

En este caso el análisis de los datos de lluvia se hace a partir de los registros de pluviómetros o, si no se cuentan con éstos, con la lectura de 24 horas de pluviógrafos, ya



que se usan alturas de lluvia correspondientes a una duración de 24 horas. Estas curvas relacionan para una duración de 24 horas a su altura de lluvia con el periodo de retorno. Para conocer estas curvas se requiere calcular para las alturas máximas anuales su periodo de retorno y luego ajustarle una función de distribución de probabilidad.

Para algunas funciones de distribución de probabilidad, cuyos parámetros se ajustan por el método de momentos, la altura de precipitación asociada a un periodo de retorno  $T_r$  se puede calcular como:

$$P = p + KS \quad (\text{Ecuación 42})$$

Donde  $P$  es la altura de precipitación que se desea conocer,  $p$  y  $S$  son la media y desviación estándar de los datos, respectivamente; a  $K$  se le llama factor de frecuencia. Por ejemplo, para una función de distribución de probabilidad normal este factor se encuentra a partir de la variable normal estandarizada asociada a  $T_r$  o  $q$  (probabilidad de ocurrencia)

### PRECIPITACIÓN MÁXIMA PROBABLE (PMP)

Se refiere a la condición más desfavorable de lluvia y con la característica de que no se le puede asignar ningún periodo de retorno. La PMP se define como la máxima cantidad de lluvia, durante cualquier época del año, que resulta de la combinación de las condiciones meteorológicas más críticas que posiblemente pueden ocurrir para una determinada área (Fuente, 2000). La que se menciona a continuación es aplicable a cuencas con un área menor a 50,000 km<sup>2</sup>.

La precipitación máxima probable se puede obtener por cuatro métodos, el primero de ellos consiste en utilizar modelos de tormenta; en el segundo se hace la transposición y maximización de tormentas usando para ello curvas de precipitación – área – duración y factores de ajuste por humedad y presencia de barreras; el tercero usa mapa de isoyetas, los valores que se usan para dibujarlo se obtienen aplicando cualquiera de los dos criterios mencionados y es aplicable para cuencas menores de 10,000 km<sup>2</sup>; el último llamado estadístico consiste en analizar los valores de lluvia registrados en un pluviómetro y en este caso la precipitación máxima probable en 24 horas ( $PMP_{24h}$ ) se obtiene con:

$$PMP_{24h} = P + K S_n \quad (\text{Ecuación 43})$$

Donde  $P$  es la media de los valores de lluvia máximos acumulados medidos en 24 horas y  $S_n$  la desviación estándar de los valores mencionados, calculados con la ecuación 69;  $K$  es una constante igual a 15. Este método es recomendable para cuencas no mayores de 5,000 km<sup>2</sup>. La longitud del registro que se usa debe ser mayor de 20 años y no es recomendable cuando es menor a 10 años. Se recomienda por su facilidad y rapidez de aplicación, recomendándose utilizar este método como una primera aproximación.

### DURACIÓN DE LA TORMENTA

En cuencas pequeñas o en el diseño de estructuras menores se recomienda usar duraciones menores o iguales a seis horas, aunque también se suele considerar que la duración sea igual al tiempo de concentración.

El tiempo de concentración se define como el tiempo que tarda una partícula de agua en viajar desde el punto más alejado de la cuenca hasta su salida de esta. Para calcular



este tiempo se emplean relaciones empíricas las cuales relaciona características fisiográficas de la cuenca, la más empleada es la de Kirpich:

$$t_c = 0.0003245 \left[ \frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.77} \quad (\text{Ecuación 44})$$

Donde  $t_c$  está en horas;  $L$  es la longitud del cauce principal y debe estar dada en metros;  $S$  pendiente media del cauce principal.

### LLUVIA EN EXCESO

La parte de precipitación que queda atrapada en la vegetación, más la interceptada en la superficie del suelo y la que se filtra se le denomina como pérdida de precipitación. Debido a la complejidad de determinar separadamente cada uno de ellos y por ser el tercero de ellos el más grande se considera que las tres corresponden a la infiltración.

A la altura de precipitación que resulta de restar a la total la debida a las pérdidas se le conoce como altura de precipitación en exceso o efectiva y es la que da origen al escurrimiento directo.

El volumen de pérdidas se obtiene al restar el volumen total de lluvia menos el escurrimiento directo.

$$V_P = V_{LL} - V_{ED}$$

Donde  $V_P$  es el volumen de pérdidas,  $V_{LL}$  corresponde a l volumen total de lluvias y  $V_{ED}$  el volumen de escurrimiento directo; los tres, medidos en  $m^3$ .

El volumen total de lluvia se obtiene al multiplicar la altura de precipitación media por el área de la cuenca. Tal altura de precipitación corresponde a la suma de las ordenadas del Hietograma de precipitaciones medias en la cuenca.

El volumen de escurrimiento directo es igual al producto del área de la cuenca por la lluvia en exceso o también es igual al área del hidrograma de escurrimiento directo.

Los criterios más comunes para valuar las pérdidas son:

- Coeficiente de escurrimiento
- Índice de infiltración media
- Número de escurrimiento

### COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO

Considera que las pérdidas son proporcionales a la altura de precipitación media. De tal manera que el coeficiente de escurrimiento  $C$  es igual al cociente del volumen de escurrimiento directo entre el volumen total de lluvia:

$$C = \frac{V_{ED}}{V_{LL}} \quad (\text{Ecuación 45})$$

Cuando el área de la cuenca está conformada por diferentes tipos de cubiertas superficiales, el coeficiente de escurrimiento  $C$  puede obtenerse en función de las características de cada porción del área como un promedio pesado:



$$C = \frac{C_1A_1 + C_2A_2 + C_3A_3 + \dots + C_nA_n}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_n} \quad (\text{Ecuación 46})$$

Donde:

- $C_i$  coeficiente de escurrimiento que corresponde al área parcial  $A_i$   
 $A_i$  área parcial  $i$  que tiene un cierto tipo de superficie

En la tabla siguiente se dan algunos valores del coeficiente de escurrimiento según sea el tipo de área de drenaje.

TIPO DEL ÁREA DRENADA	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	
	MÍNIMO	MÁXIMO
<b>ZONA COMERCIAL</b>		
Zona Comercial	0.70	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
<b>ZONAS RESIDENCIALES</b>		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares, espacios	0.40	0.60
Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casas habitación	0.50	0.70
<b>ZONAS INDUSTRIALES</b>		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
<b>CEMENTERIOS, PARQUES</b>	0.10	0.25
<b>CAMPOS DE JUEGO</b>	0.20	0.35
<b>PATIOS DE FERROCARIL</b>	0.20	0.40
<b>ZONAS SUBURBANAS</b>	0.10	0.30
<b>CALLES</b>		
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.80	0.95
Adoquinadas	0.70	0.85
<b>ESTACIONAMIENTOS</b>	0.75	0.85
<b>TECHADOS</b>	0.75	0.95
<b>PRADERAS</b>		
Suelos arenosos planos (pendientes 0.02)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 o más)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 ó menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02 - 0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 ó más)	0.25	0.35

**Tabla 2.3.-** Valores del coeficiente de escurrimiento C (Fuentes, 2000).



### ÍNDICE DE INFILTRACIÓN MEDIA

Se supone que durante toda la tormenta todo el suelo tiene una capacidad constante de infiltración llamada índice de infiltración media  $\phi$ . Cuando la intensidad de precipitación es menor que  $\phi$  se infiltra toda la lluvia y cuando la intensidad es mayor a  $\phi$  la diferencia es la que se escurre superficialmente.

### NÚMERO DE ESCURRIMIENTO

El número de escurrimiento  $N$  depende del uso, tipo y composición del suelo y del tratamiento, pendiente y estado de humedad del terreno. En función de ellos y de la lluvia total se calcula la lluvia efectiva. En la tabla 2.4 se muestra la clasificación de los suelos y en función del uso del suelo, de la condición de la superficie de la cuenca y de la pendiente del terreno se podrá conocer el valor de  $N$  con ayuda de la tabla 2.5.

Para diferentes tipos de superficie en la cuenca el valor de  $N$ , se determina como un promedio pesado:

$$N = \frac{N_1A_1 + N_2A_2 + N_3A_3 + \dots + N_nA_n}{A_c} \quad (\text{Ecuación 47})$$

El número de escurrimiento obtenido de la manera anterior se debe afectar por un factor que considere la lluvia antecedente. Es decir, si hubo lluvia cinco días antes se hace una correlación de acuerdo con la cantidad de lluvia que se haya registrado, esto se hace utilizando la tabla 2.6. En esa misma tabla aparece el factor por el cual se debe afectar el valor de  $N$  dependiendo del tipo de corrección.

Conocidos los valores de  $N$  y de la lluvia total  $P$  se calcula el de la lluvia efectiva,  $P_e$ , con la ecuación siguiente:

$$P_e = \frac{\left[ P - \frac{508}{N} + 5.08 \right]^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad (\text{Ecuación 48})$$

Donde  $P$  y  $P_e$  están en centímetros.

El rango de aplicación, según Chow de esta fórmula es para valores de:

$$P > \frac{508}{N - 5.08} \quad (\text{Ecuación 49})$$

TIPO	CARACTERÍSTICAS
<b>A</b>	Arenas con poco limo y arcilla de tamaño medio (escurrimiento mínimo)
<b>B</b>	Arenas finas y limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de ambos.
<b>C</b>	Arenas muy finas, limos y bastante arcilla.
<b>D</b>	Arcillas en grandes cantidades, suelos pocos profundos con subhorizontes casi impermeables (escurrimiento máximo).

**Tabla 2.4.-** Clasificación de suelos (Fuentes, 2000).





USO DE LA TIERRA O COBERTURA	CONDICIÓN DE SUPERFICIE	PENDIENTE TERRENO EN %	TIPO DE SUELO			
			A	B	C	D
<b>Bosques (sembrados y cultivados)</b>	Ralo, baja precipitación		45	66	77	83
	Normal, transpiración media		36	60	73	79
	Espeso o alta transpiración		25	55	70	77
<b>Caminos</b>	de tierra		72	82	87	89
	Superficie dura		74	84	90	92
<b>Bosques Naturales</b>	Muy ralo o baja transpiración		56	75	86	91
	Ralo, baja transpiración		46	68	78	84
	Normal, transpiración media		36	60	70	76
	Espeso, alta transpiración		26	52	62	69
<b>Descanso (sin cultivo)</b>	Muy espeso, alta transpiración		15	44	54	61
	Surcos rectos		77	86	91	94
<b>Cultivos en surco</b>	Surcos rectos	>1	72	81	88	91
	Surcos rectos	<1	67	78	85	89
	Surcos en curvas de nivel (contorneo)	>1	69	79	84	88
	Surcos en curvas de nivel (contorneo)	<1	65	75	82	86
	Terrazas	>1	66	74	80	82
	Terrazas	<1	62	71	78	81
	Terrazas	>1	66	88	85	89
<b>Leguminosas (sembradas con maquinaria o a voleo) o praderas con rotación</b>	Surcos rectos	<1	58	83	81	85
	Surcos en curvas de nivel	>1	64	86	83	85
	Surcos en curvas de nivel	<1	55	69	78	83
	Terrazas	>1	63	73	80	83
	Terrazas	<1	51	67	76	80
	Terrazas	>1	68	79	86	89
<b>Pastizal</b>		<1	39	61	74	80
	Contorneo	>1	47	67	81	88
	Contorneo	<1	6	65	70	79
	Contorneo	<1	30	58	71	78
<b>Potrero permanente Cereales</b>	Surcos rectos	>1	65	76	84	88
	Surcos rectos	<1	63	75	83	87
	Contorneo	>1	63	74	82	85
	Contorneo	<1	61	73	81	84
	Terrazas	>1	61	72	79	82
	Terrazas	<1	59	70	78	81
	Terrazas	<1	100	100	100	100
<b>Superficie impermeable</b>			100	100	100	100

Tabla 2.5.- Valor del número de escurrimiento N, de acuerdo al tipo y uso del suelo.

Si 5 días antes hubo lluvia:

Menor de 2.5 centímetros → se utiliza la corrección A  
 Entre 2.5 y 5 centímetros → sin corrección  
 Mayor de 5 centímetros → corrección B

N	Corrección A	Corrección B
10	0.40	2.22
20	0.45	1.85
30	0.50	1.67
40	0.55	1.50
50	0.62	1.40
60	0.67	1.30
70	0.73	1.21
80	0.79	1.14
90	0.87	1.07
100	1.00	1.00

Tabla 2.6.- Factor de corrección del número de escurrimiento N, según la precipitación antecedente.

## 2.1.8 Escurrimiento

El escurrimiento se define como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca (Aparicio, 1989).

Una vez que el agua de lluvia llega al suelo, la altura de precipitación "h", ocurrido en un tiempo "t", se distribuye, dependiendo la forma de distribución de las condiciones imperantes en el momento y sitio en que ocurre la lluvia.

Una parte de la lluvia es interceptada por las plantas, otra se deposita en almacenamientos superficiales; una más se infiltra incrementando las corrientes superficialmente hacia los cauces naturales de drenaje, formando así las corrientes.

Una representación gráfica de lo anterior se muestra en la figura 2.26.

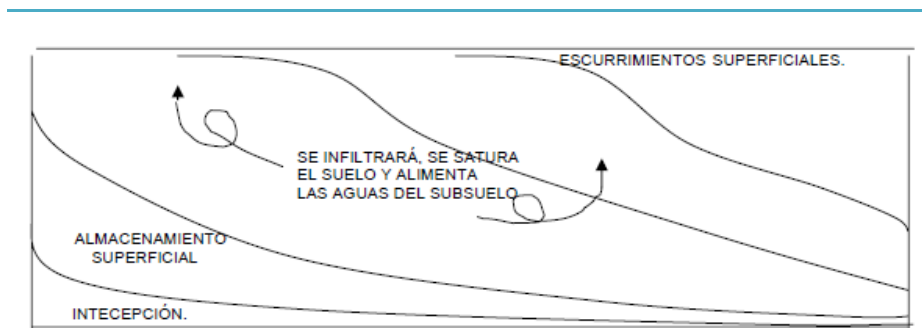


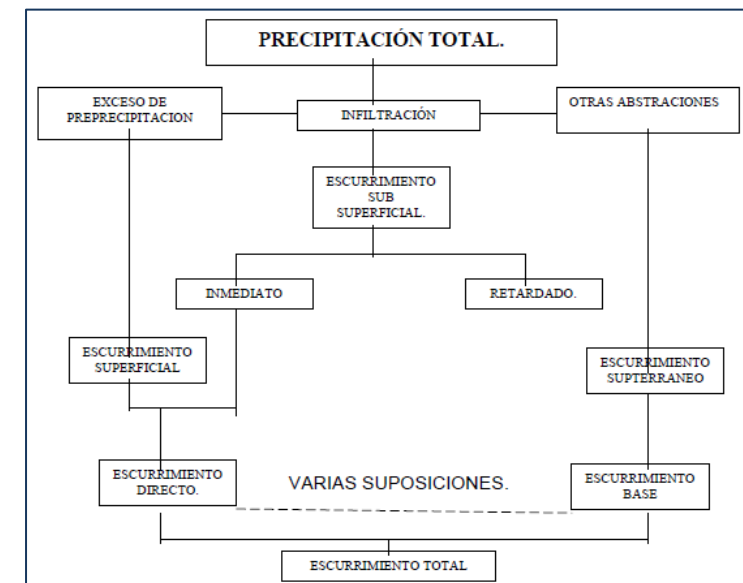
Figura 2.26.- Esquemización del Escurrimiento (Fuentes, 2000).

El agua resultante de la precipitación que llega hasta la superficie terrestre –una vez que una parte ha sido interceptada y evaporada– sigue diversos caminos hasta llegar a la salida de la cuenca (Aparicio, 1989).

Conviene dividir estos caminos en tres clases: escurrimiento superficial, escurrimiento subsuperficial y escurrimiento subterráneo.

### 2.1.8.1 Fuentes de los diferentes tipos de escurrimiento

Se le denomina flujo en la superficie del terreno toda vez que, la precipitación alcanza la superficie del suelo, se infiltra hasta que las capas superiores del mismo se saturan. Posteriormente, se comienzan a llenar las depresiones del terreno y, al mismo tiempo, el agua comienza a escurrir sobre su superficie, se produce mientras el agua no llegue a cauces bien definidos (es decir, que no desaparecen entre dos tormentas sucesivas), ver figura 2.27.



**Figura 2.27.-** Distribución de la precipitación, señalando los caminos que torna el agua de lluvia para llegar al cauce.

En su trayectoria hacia las corrientes más próximas, el agua que fluye sobre el terreno se sigue infiltrando, e incluso se evapora en pequeñas cantidades. Una vez que llega a un cauce bien definido se convierte en escurrimiento en corrientes.

El flujo sobre el terreno, junto con el escurrimiento en corrientes, forma el escurrimiento superficial. Una parte del agua de precipitación que se infiltra escurre cerca de la superficie del suelo, y más o menos paralelamente a él. A esta parte del escurrimiento se le llama escurrimiento subsuperficial; la otra parte que se infiltra hacia los niveles inferiores al freático, se denomina escurrimiento subterráneo.

De los tres tipos de escurrimiento el superficial es el que llega más rápido hasta la salida de la cuenca. Por ello está relacionado directamente con una tormenta particular y entonces se dice que proviene de la precipitación en exceso o efectiva y que constituye el escurrimiento directo. El escurrimiento subterráneo es el que de manera más lenta llega hasta la salida de la cuenca (puede tardar años en llegar), y, en general, difícilmente se le puede relacionar con una tormenta particular, a menos que la cuenca sea demasiado pequeña y su suelo muy permeable. Debido a que se produce bajo el nivel freático, es el

único que alimenta a las corrientes cuando no hay lluvias y por eso se dice que forma el escurrimiento base.

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 ello es difícil distinguirlo de los otros dos. Cuando es relativamente lento se le considera parte del subterráneo.

La clasificación anterior, aunque ilustrativa, no deja de ser arbitraria. El agua puede comenzar su viaje hacia la corriente como flujo superficial e infiltrarse en el camino, terminando como escurrimiento subsuperficial o subterráneo. A la inversa, el escurrimiento subsuperficial o subterráneo. A la superficie si en su camino se encuentra con un estrato muy permeable que aflora en una ladera. Lo importante en realidad es la rapidez con que una cuenca responde a una tormenta, pues esto es lo que determina la magnitud de las correspondientes avenidas.

### 2.1.8.2 Hidrograma y su análisis

Si se mide el gasto (que se define como el volumen de escurrimiento por unidad de tiempo) que pasa de manera continua durante todo un año por una determinada sección transversal de un río y grafican los valores obtenidos contra el tiempo, se obtendría una gráfica como la de la Figura 2.28.

Los hidrogramas de escurrimiento directo permiten calcular hidrogramas unitarios que permitirá pronosticar el gasto máximo que se presentará ante una precipitación efectiva. Sin embargo, estos hidrogramas unitarios solamente servirán para calcular hidrogramas de escurrimiento directo cuando la duración de la precipitación efectiva sea igual a la del hidrograma unitario.

Existen varios tipos de métodos para calcular el Hidrograma Directo (HUI), a través de: con evolución integral, Modelos Conceptuales, Curva Tiempo – Área, los cuales permitirán pronosticar avenidas, con sólo proporcionarle al método la lluvia efectiva y el hidrograma de escurrimiento.

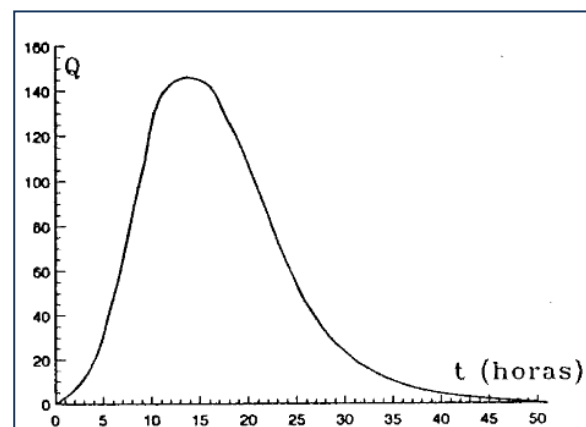


Figura 2.28.- Hidrograma (Aparicio, 1989).

Un hidrograma es entonces cualquier gráfica que relaciona el gasto contra el tiempo. Si la escala del tiempo se amplía de tal manera que se pueda observar el escurrimiento producido por una sola tormenta. Si la escala del tiempo se amplía de tal manera que se pueda observar el escurrimiento producido por una sola tormenta, se tendría una gráfica como la que se muestra en la Figura 2.29. Aunque la forma de los hidrogramas producidos por tormentas particulares varía no sólo de una cuenca a otra sino también de tormenta a tormenta, es posible, en general, distinguir las siguientes partes en cada hidrograma (Figura 2.29).

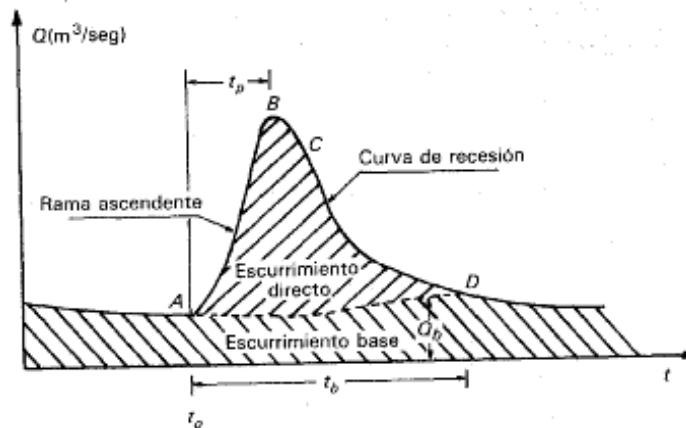


Figura 2.29.- Hidrograma aislado (Aparicio, 1989).

A, es el punto de levantamiento. En este punto, el agua proveniente de la tormenta bajo análisis comienza a llegar a la salida de la cuenca y se produce inmediatamente después de iniciada la tormenta, durante la misma o incluso cuando ha transcurrido ya algún tiempo después de que cesó de llover, dependiendo de varios factores, entre los que se pueden mencionar el tamaño de la cuenca, su sistema de drenaje y suelo, la intensidad y duración de la lluvia, etc.

B, es el gasto máximo que se produce por la tormenta. Con frecuencia es el punto más importante de un hidrograma para fines de diseño.

C, es el punto de inflexión. En este punto es aproximadamente cuando termina el flujo sobre el terreno, y, de aquí en adelante, lo que queda de agua en la cuenca escurre por los canales y como escurrimiento subterráneo.

D, es el final del escurrimiento directo. De este punto en adelante el escurrimiento es sólo de origen subterráneo. Normalmente se acepta como el punto de mayor curvatura de la curva de recesión, aunque pocas veces se distingue de fácil manera.

$t_p$ , es el tiempo de pico. Es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento hasta el pico del hidrograma.

$t_b$ , es el tiempo base. Es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento hasta el punto final del escurrimiento directo. Es, entonces, el tiempo que dura el escurrimiento directo.

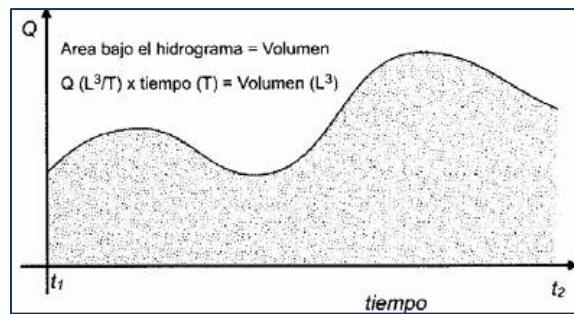
Rama ascendente. Es la parte del hidrograma que va desde el punto de levantamiento hasta el pico.

Rama descendente o curva de recesión. Es la parte del hidrograma que va desde el pico hasta el final del escurrimiento directo. Tomada a partir del punto de inflexión, es una curva de vaciado de la cuenca.

El tiempo base de un hidrograma aislado puede ser desde algunos minutos hasta varios días, y el pico puede tener valores del orden de unos cuantos litros por segundo hasta miles de metros cúbicos por segundo.

En otras palabras, un hidrograma es la expresión gráfica de  $Q = f(t)$ . Puede representarse a escalas muy diversas: en el eje de abscisas puede aparecer un intervalo de tiempo de 12 horas o de 2 años.

El área comprendida bajo un hidrograma es el volumen de agua que ha pasado por el punto de aforo en el intervalo de tiempo considerado. En la figura 2.30, el área bajo la curva del hidrograma es el volumen de agua que ha pasado entre  $t_1$  y  $t_2$ .



**Figura 2.30.-** Área comprendida bajo un hidrograma (Notas Diplomado, 2011).

Esto se puede cuantificar de diferentes modos, según el caso:

- Si disponemos del dibujo de un hidrograma, planimetraremos la superficie comprendida bajo el hidrograma. Como ejemplo, supongamos que en la figura adjunta 1 cm. 2 corresponde a 1 día en abscisas y a 5 m<sup>3</sup> en ordenadas. Cada cm<sup>2</sup> bajo el hidrograma corresponderá a un volumen de agua igual a:

$$\text{Volumen} = \text{caudal} \times \text{tiempo} = 5\text{m}^3/\text{s} \times 86400\text{ s} = 432,000\text{m}^3$$

- Si el fragmento de hidrograma considerado responde a una ecuación, bastará con calcular la integral de dicha ecuación.
- Si disponemos de una serie de caudales tomados a incrementos de tiempo iguales, el volumen será:

$$Q_1t + Q_2t + Q_3t + \dots$$

El área bajo el hidrograma,  $\int_{t_0}^t Q dt$ , es el volumen total escurrido; el área bajo el hidrograma y arriba de la línea de separación entre gasto base y directo, es el volumen de escurrimiento directo,  $\int_{t_0}^t (Q - Q_b) dt$ , es el volumen de escurrimiento directo.

Debido a que el escurrimiento directo proviene de la precipitación, casi siempre aporta un componente del gasto total en un hidrograma mucho mayor que el que genera el escurrimiento base. Por otra parte, el escurrimiento base está formado normalmente por





agua proveniente de varias tormentas que ocurrieron antes de la considerada y es muy difícil determinar a cuáles pertenece. Para poder correlacionar la precipitación con los hidrogramas que genera es necesario antes separar el gasto base del directo.

En vista de que rara vez es posible conocer con precisión la evolución de los niveles freáticos durante una tormenta y que el punto D de un hidrograma (Figura 2.23) es generalmente difícil de distinguir, la tarea de separar el gasto base del directo no es sencilla en la mayoría de los casos. Existen varios métodos, algunos de los cuales se describen a continuación, para separar el gasto base del directo, pero la palabra final la tiene el criterio y buen juicio del ingeniero.

- a) El método más simple consiste en trazar una línea recta horizontal a partir del punto A del hidrograma. Aunque este método puede dar resultados con buena aproximación, de manera especial en tormentas pequeñas donde los niveles freáticos no se alteran mayormente, en general sobrestima el tiempo base y el volumen de escurrimiento directo.
- b) Otro método es el de determinar una curva tipo vaciado del escurrimiento base, analizando varios hidrogramas y seleccionando aquellos tramos en que sólo exista escurrimiento base. En el ejemplo de la Figura 60 estos tramos podrían ser los a – b, c – d, e – f, g – h, etc. Los tramos seleccionados se dibujan posteriormente en papel semilogarítmico de manera que sus extremos inferiores sean tangentes a una línea.

Si uno de los tramos seleccionados está formado por escurrimiento directo, se nota de inmediato que no es tangente a dicha línea; por ello estos tramos se eliminan del análisis. La línea resultante se llama curva de vaciado del gasto base. El punto D del hidrograma (Figura 2.27) se localiza superponiendo la curva de vaciado – dibujada en papel aritmético y a la misma escala que el hidrograma – a la curva de recesión del hidrograma. El punto D se encuentra entonces donde ambas líneas se separan. Este método es más preciso que el anterior, pero tiene la desventaja de que se requiere contar con varios hidrogramas registrados anteriormente, lo que no siempre es posible.

### 2.1.8.3 Aforo

Los estudios hidráulicos de una corriente o flujo, son de importancia básica para conocer su comportamiento. El gasto máximo durante la avenida, 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, las zonas inundadas; la dirección general de la corriente en las crecientes, en la sección del río en estudio; el alineamiento del río, y otras muchas 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.

Aforar una corriente significa determinar a través de mediciones directas el gasto que pasa por una sección dada en la unidad de tiempo. Existen diferentes formas de aforar una corriente, dependiendo de las características del río por medir, así como del equipo disponible.

En México se usan básicamente tres tipos de métodos para aforar corrientes:

- Secciones de control
- Relaciones sección-pendiente
- Relación sección-velocidad

A continuación se describen cada uno de ellos:

#### a) Sección de control

Una sección de control de una corriente se define como aquella en la que existe una relación única entre el tirante y el gasto (Ver figura 2.29). Es decir, una sección de control de una corriente es aquella donde la energía específica del escurrimiento es mínima. Dicha energía está relacionada con el tirante crítico por lo que se dice que hay una sección de control donde se presenta el tirante crítico. Este ocurre cuando existe un levantamiento del fondo del cauce, un estrechamiento en la sección o una combinación de ambos. La sección de control puede ser artificial o natural; un ejemplo típico de la primera es conocida como sección vertedora o vertedor, la cual puede ser de pared delgada o gruesa, dependiendo de la cresta vertedora que este en contacto con el agua.

Como se mencionó, se forma un tirante crítico elevando el fondo del cauce, estrechándolo o con una combinación de las dos técnicas. Cuando se utiliza la primera (Figura 2.31), el gasto se calcula usando la fórmula de vertedores de pared gruesa:

$$Q = \frac{2}{3}BH \sqrt{\frac{2}{3}gH} = 1.7BH^{\frac{3}{2}} \quad (\text{Ecuación 50})$$

Donde:

- B Ancho del cauce en m  
g aceleración de la gravedad en  $m^2/s$   
h carga sobre el vertedor  
Q gasto en  $m^3/s$ .

Para que el dispositivo de la Figura 2.31 tenga un buen funcionamiento se recomienda que:

$$3 < \frac{L}{H} < 4 \quad \sigma < 0.8H$$

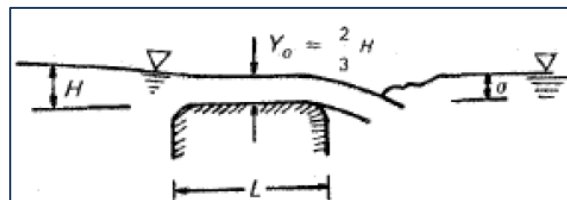
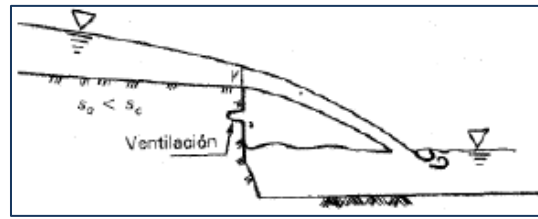


Figura 2.31.- Sección Control.

Otra forma de inducir la formación de un tirante crítico es cuando la topografía permite disponer de una caída libre (Ver figura 2.32); en este caso el gasto se calcula con el tirante medido justo en la caída y:

$$Q = 1.65By\sqrt{gy} \quad (\text{Ecuación 51})$$

Donde  $y$  está en m,  $g$  en  $m^2/s$ ,  $B$  en m y  $Q$  en  $m^3/s$ .

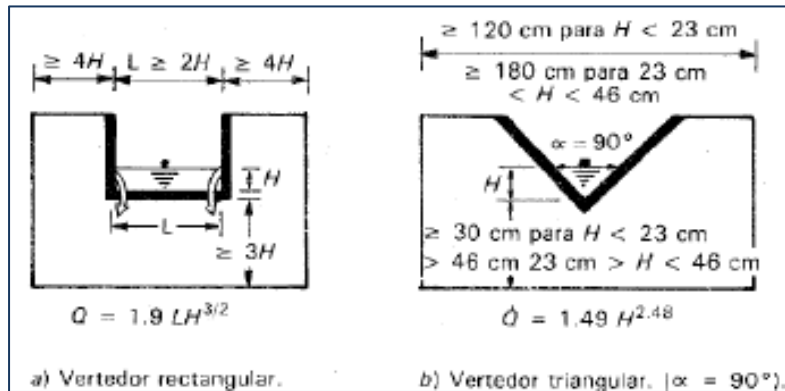


**Figura 2.32.-** Caída Libre.

Los vertedores de pared delgada recomendables para realizar aforos son el triangular con ángulo de 90° para gastos pequeños (de 0 a 100 l/s) y el rectangular para gastos mayores (de 100 a 1000 l/s) (véase Figura 2.31).

Si se usa el vertedor rectangular con las dimensiones especificadas en la Figura 2.33-a, el gasto se calcula como:

$$Q = 1.9LH^{\frac{2}{3}} \quad (\text{Ecuación 52})$$



**Figura 2.33.-** Vertedores.

Y con un vertedor triangular como el de la Figura 2.33-b, el gasto es:

$$Q = 1.49H^{2.48} \quad (\text{Ecuación 53})$$

En la Ecuaciones anteriores, H es la carga sobre la cresta del vertedor en m; medida a una distancia de cuando menos aguas arriba de la cresta; L es la longitud de la cresta en m y Q es el gasto en m<sup>3</sup>/s. H

El método de las secciones de control es el más preciso de todos para el aforo, pero presenta algunos inconvenientes. En primer lugar, es relativamente costoso, y, en general, sólo se puede usar cuando los gastos no son muy altos. En el caso de los estrechamientos se restringe el transporte de objetos de los vertedores es que generan un remanso aguas arriba de la sección. Por ello, este método es adecuado en ríos pequeños, cauces artificiales (por ejemplo canales de riego) o cuencas experimentales.

**b) Relación sección-pendiente**

Este método se utiliza para estimar el gasto máximo que se presentó durante una avenida reciente en un río donde no se cuenta con ningún otro tipo de aforos. Para su aplicación se requiere solamente contar con topografía de un tramo del cauce y las marcas del nivel máximo del agua durante el paso de la avenida. Según la fórmula de Manning, la velocidad es:

$$v = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S_f^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ecuación 54})$$

Donde:

- R      radio hidráulico, adimensional.  
 S<sub>f</sub>    pendiente de la línea de energía específica  
 n      coeficiente de rugosidad, adimensional.

Además, de la ecuación de continuidad se tiene que:

$$Q = VA$$

Aplicando la ecuación de Bernoulli entre los extremos inicial y final del tramo:

$$z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_f \quad (\text{Ecuación 55})$$

De la ecuación de continuidad y de Bernoulli se obtiene:

$$h_f = \Delta y + \frac{Q^2}{2g} \left( \frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right) \quad (\text{Ecuación 56})$$

Donde  $\Delta y = (z_1 + y_1) - (z_2 + y_2)$  = diferencia en elevación de las marcas de nivel máximo del agua en los extremos del tramo. Para tomar en cuenta las pérdidas locales conviene escribir la ecuación anterior, en la forma:

$$h_f = \Delta y + \frac{Q^2}{bg} v \quad (\text{Ecuación 57})$$

Donde  $b = 2$  si  $A_1 > A_2$  y  $b = 4$  si  $A_2 > A_1$ .

Utilizando la Ecuación 55 y la ecuación de continuidad se puede escribir:

$$Q = \frac{A}{n} R^{\frac{2}{3}} S_f^{\frac{1}{2}} = K_d S_f^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ecuación 58})$$

Donde  $K_d S_f^{\frac{1}{2}}$  es el coeficiente de conducción medio en el tramo que puede calcularse como el promedio geométrico de los coeficientes de conducción en los extremos del mismo:

$$K_d = \sqrt{K_{d1} K_{d2}}; K_{d1} = \frac{A_1 R_1^{\frac{2}{3}}}{n_1} \quad (\text{Ecuación 59})$$

Utilizando la Ecuación. (Ecuación 58) y (Ecuación 59) y tomando en cuenta que  $h_f = S_f L$ , se obtiene:

$$\frac{Q^2}{K_d^2} = \frac{\Delta y}{L} + \frac{Q^2}{bgL} \left( \frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right) \quad (\text{Ecuación 60})$$

Despejando Q:



$$Q = \frac{\sqrt{\frac{\Delta y}{L}}}{\sqrt{K_d^2 - \frac{1}{bgL} \left( \frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right)}} \quad (\text{Ecuación 61})$$

Con la Ecuación 61 es posible estimar el gasto de pico de una avenida si se conocen las marcas del nivel máximo del agua en las márgenes, la rugosidad del tramo y la topografía del mismo.

#### d) Relación sección – velocidad

En realidad, la mejor manera de conocer la magnitud del gasto en avenidas y en estiaje (que también tiene mucha importancia), los niveles alcanzados, la frecuencia de las avenidas y la duración de éstas, es por medio de estaciones de aforo, cuyos datos se recopilan a lo largo del tiempo. Esto no es posible por lo general para un determinado río o arroyo como se comprende.

Una vez conocida la sección de control es posible determinar las características Geométrico-Hidráulicas de la sección (área hidráulica, perímetro hidráulico), para cualquier elevación de la superficie libre del agua. Para determinar el gasto relacionado a esta área hidráulica, es necesario conocer la velocidad media de la corriente. Como la velocidad de la corriente no es uniforme, para obtener una mayor aproximación al valuar el gasto, se acostumbra dividir a la sección transversal de la corriente en áreas parciales que, en general, son franjas verticales. Lo anterior tiene como finalidad definir los puntos de medición de la velocidad de la corriente. Estos puntos se seleccionan de acuerdo con el criterio que se siga al valuar la velocidad media de una vertical. Los cuales están basados en considerar a la distribución de la velocidad en una vertical como una parábola

Para valuar la velocidad media de la corriente se hacen mediciones de ella en puntos que se encuentran al 20 y 80 por ciento del tirante, a partir del nivel de la superficie libre del agua, y considerar al promedio como la velocidad media. Cuando la corriente es pequeña, se pueden presentar problemas al emplear el criterio anterior, debido a las dificultades para medir la velocidad; en este caso, es aceptable que la velocidad media de la corriente corresponda a la que se obtenga a la profundidad del 60 % del tirante a partir de la superficie libre del agua. Un último criterio es aceptar la combinación de ambos criterios, tomando el promedio de las tres velocidades obtenidas a partir de la superficie libre del agua.

Por tanto, una sección de velocidad de una corriente se define como aquella en la que existe una relación entre el tirante y el gasto. Este criterio es el más usual en ríos y está basado en el principio de continuidad:

$$Q = VA \quad (\text{Ecuación 62})$$

Donde:

Q= Gasto que pasa por la sección en m<sup>3</sup>/s

V= Velocidad media de la corriente en la sección, en m/s

A= Área hidráulica de la sección transversal de la corriente en m<sup>2</sup>

Lo anterior implica que para evaluar el gasto de un río, en cierta sección de este se requiere determinar su volumen y su área. Si se determina el perfil de la sección de aforos, al conocer el tirante se conoce el área hidráulica, por lo tanto el problema se reducirá en la estación de aforo o medir elevaciones y velocidades medias del agua, para calcular el gasto que pasa en el momento de efectuar dichas mediciones.

La velocidad de una corriente no es uniforme y para poder obtener una mejor aproximación es necesario dividir la sección transversal en tramos, con la sección dividida podemos aplicar la siguiente ecuación para determinar el gasto que pasa por ella (Ver figura 2.34).

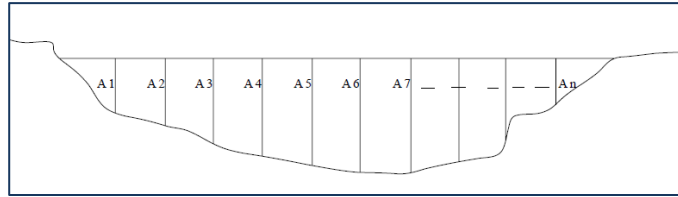


Figura 2.34.- Velocidad media.

$$Q = A_1V_1 + A_2V_2 + \dots + A_nV_n \quad (\text{Ecuación 63})$$

Donde:

Q= Gasto que pasa por la sección en m<sup>3</sup>/s

A<sub>i</sub>= Área de la sección i,

A<sub>n</sub>= Área de la i-esima sección analizada

V= Velocidad de la sección i

V<sub>i</sub>= Velocidad de la iésima sección analizada.

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 mucha atención en la determinación de la profundidad de una corriente. Cuando la velocidad de una corriente no es grande (menores a 1.2 m/s) o no erosiva, no existe mucho problema para determinar el área hidráulica de una sección, pero sí estas velocidades medias son superiores a 1.5 m/s, y el río es profundo, es difícil hacer mediciones exactas de la profundidad.

Otro aspecto que dificulta la determinación del área hidráulica de una sección es debido a que esta 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 generaron avenidas, donde una sección puede ver su fondo disminuido producto del arrastre del material de fondo, este fenómeno se conoce como socavación.

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

La velocidad se mide con unos aparatos llamados molinetes (véase Figura 2.35) que tienen una hélice o rueda de aspas o copas que gira impulsada por la corriente y, mediante un mecanismo eléctrico transmiten por un cable el número de revoluciones por minuto o por segundo con que gira la hélice. Esta velocidad angular se traduce después a velocidad del agua usando una fórmula de calibración que previamente se determina para cada aparato en particular.



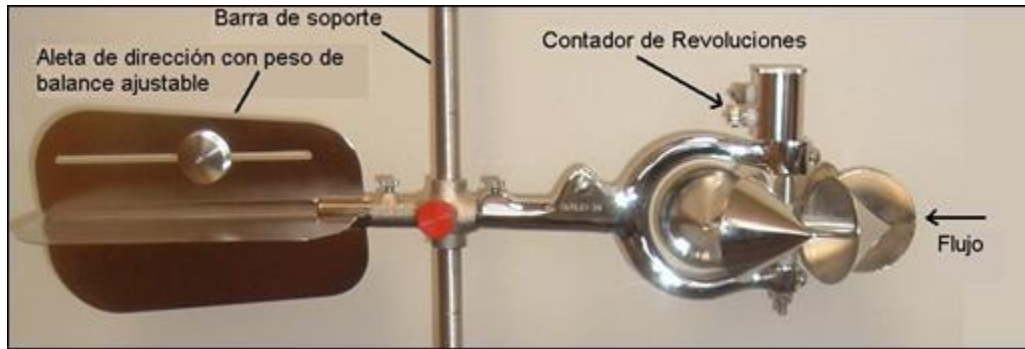


Figura 2.35.- Molinete Gurley 622A.

Para que el molinete pueda colocarse a la profundidad deseada se fija a un peso hecho de plomo y con forma hidrodinámica, llamado escandallo.

El punto donde se coloca el operador para hacer el aforo puede estar situado en un puente o en una canastilla suspendida de un cable. En algunos casos se aceptan aforos hechos desde un bote, aunque este método no es muy recomendable debido a que se perturba el flujo y el bote es arrastrado por la corriente, impidiendo que el aforo se haga en una sección transversal a la dirección del flujo. Por otra parte, las mediciones desde puentes son más recomendables cuando estos son de un solo claro, pues las pilas o pilotes dentro del cauce producen distorsiones en las líneas de corriente, lo que puede introducir errores de consideración en los aforos.

El principal inconveniente de este método es que cada aforo toma un tiempo relativamente largo (del orden de una hora o más en algunos casos), por lo que durante una avenida se pueden hacer sólo unas cuantas mediciones, lo que podría no ser suficiente para conformar todo el hidrograma y menos aún determinar el pico. Este problema se puede disminuir si se dibujan curvas de elevación del nivel del agua contra el gasto, permitiendo, con ayuda de un registro continuo de niveles en la sección, determinar el gasto en cualquier instante.

Cuando una corriente en el sitio por estudiar no dispone de una estación de aforos, se pueden utilizar métodos indirectos, para en una forma aproximada obtener el régimen de escurrimientos del río, básicamente los gastos durante avenidas o en un cierto período de tiempo.

Podemos utilizar como criterio el de los radiotrazadores, el cual se basa en la definición de trazadores, como algo que se añade en un sistema sin modificarlo y que, comportándose como una parte integral e idéntica del mismo, tiene algo que lo distingue. Este podrá ser alguna sustancia radioactiva que añadida al flujo se comporte como el fluido cuyo gasto se desea medir. Un trazador es el Bromo<sup>8</sup> en forma de Bromuro de Amonio, que no presenta problemas de contaminación radioactiva, en actividades de un micro o varios milicurios, según el caso.

Entre los métodos más comunes de radiotrazadores tenemos; el de pico a pico o de tiempo de tránsito; balance de trazador o de conteo total, método de bombeo continuo y el de una sola muestra.



## 2.1.8.4 Funciones de distribución de probabilidad

Para predecir el gasto pico de una avenida asociada a cierto periodo de retorno o frecuencia de ocurrencia se emplean métodos estadísticos. Para aplicar dichos métodos se requiere contar con registros de gastos máximos anuales, obteniéndose una mayor precisión a medida que se cuente con más años de registro.

Los métodos para evaluar el gasto máximo a partir de un periodo de retorno consideran que el gasto máximo anual es una variable aleatoria que se distribuye de acuerdo a una función de probabilidad. Por lo general, en nuestro país, se cuentan con pocos años de registro por lo que las curvas de distribución de probabilidad se tienen que prolongar en sus extremos a fin de poder inferir eventos mayores o menores a los registrados (Fuentes, 2000).

Una vez que se asigna un periodo de retorno al gasto de diseño de la obra en cuestión, generalmente es necesario, para conocer dicho gasto de diseño, hacer extrapolaciones a partir de los gastos máximos anuales registrados, pues rara vez este periodo es menor al periodo de datos (Aparicio, 1989).

Por citar un ejemplo, puede ser necesario determinar un gasto de diseño con periodo de retorno de 1,000 años a partir de 25 años de registro. Si los gastos máximos anuales registrados se dibujan contra sus periodos de retorno, se observará alguna tendencia más o menos definida (Aparicio, 1989). El problema radica en cómo extender esa tendencia hasta el periodo de retorno deseado; para solucionar ello se debe buscar entre las distintas funciones de distribución de probabilidad (fdp) teóricas la que se ajuste mejor a los datos medidos y usar esta función para la extrapolación.

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

$$F(x_0) = \int_{-\infty}^{x_0} f(x)dx = p(x \leq x_0) = 1 - q \quad (\text{Ecuación 64})$$

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

En la figura 2.36 se muestra la relación entre las funciones de densidad y de distribución.

De acuerdo con lo anterior, la probabilidad de que  $x$  tome un valor entre  $a$  y  $b$  es:

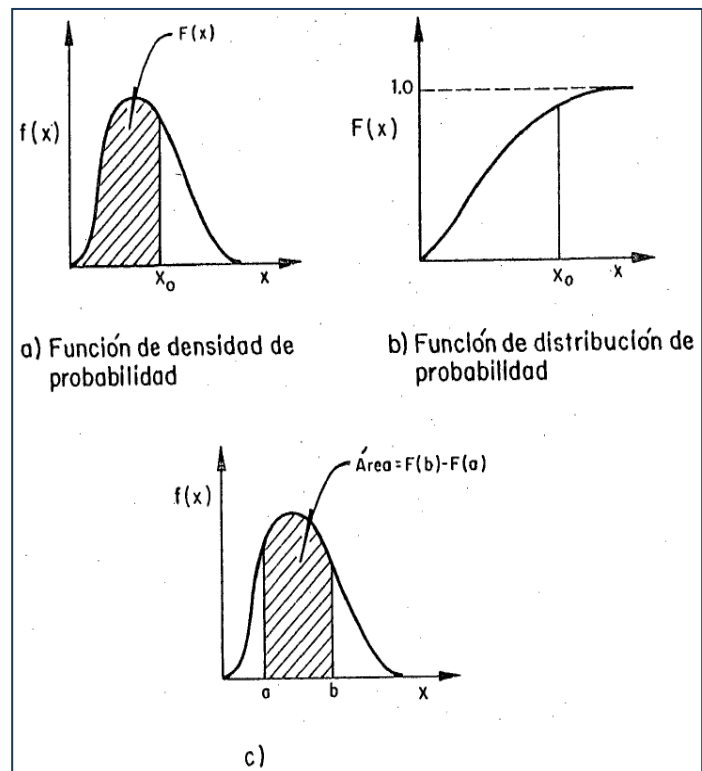
$$p(a \leq x \leq b) = F(b) - F(a)$$

Con base a la ecuación 64 se cumple que:

$$\frac{dF(x)}{dx} = f(x) \quad (\text{Ecuación 65})$$

Las características o parámetros estadísticos de las funciones de distribución de probabilidad se pueden escribir a partir de los momentos de las funciones de densidad de probabilidad (fdp).

Los principales parámetros son la media (agrupamiento de la variable aleatoria de la fdp o de los datos medios respecto a un valor central); la desviación estándar (dispersión de la variable aleatoria de la fdp o de los datos observados con respecto a la media) y el coeficiente de asimetría (grado de asimetría de la fdp o hacia donde está localizada la mayoría de los datos medidos, ya sea para los valores máximo o mínimos de éstos). Por convención las letras griegas son usadas para representar los parámetros de las fdp de la población.



**Figura 2.36.-** Relación entre el volumen y los gastos de entrada y salida (Fuentes, 2000).

**MEDIA:** Correspondiente al primer momento con respecto al origen y se determina como:

Para la fdp:

$$\mu = \int_{-\infty}^{\infty} f(x)x dx \quad (\text{Ecuación 66})$$

Para los datos:

$$x = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (\text{Ecuación 67})$$

El estadístico  $x$  es la mejor estimación de la media de la población  $\mu$ .

**VARIANCIA:** Es igual al segundo momento respecto a la media se define como:

Para la fdp:

$$\sigma^2 = \int_{-\infty}^{\infty} f(x)(x - \mu)^2 dx \quad (\text{Ecuación 68})$$

Para los datos:

$$s^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - x)^2 \quad (\text{Ecuación 69})$$

La mejor estimación de  $\sigma^2$  es la cantidad  $S^2$ . La raíz cuadrada de la varianza es igual al estadístico conocido como desviación estándar ( $\sigma$  o  $S$ ) la cual tiene unidades similares a las de la media. El tomar  $n-1$  en lugar de  $n$  sirve para tener en cuenta el hecho del grado



de aproximación que se pierde al utilizar  $x$  en lugar de  $m$ . el coeficiente de variación ( $C_v$ ) se define como  $\sigma / \mu$  o  $S/x$ .

### COEFICIENTE DE ASIMETRÍA

Es igual al cociente  $\alpha/\sigma^3$  ó  $a/S^3$  ó  $a$  representar el tercer momento respecto a la media de la fdp o de los datos, respectivamente:

Para la fdp:

$$\alpha = \int_{-\infty}^{\infty} f(x)(x - \mu)^3 dx \quad (\text{Ecuación 70})$$

Para los datos:

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3 \quad (\text{Ecuación 71})$$

Para fdp simétricas,  $\alpha = 0$  por lo que  $\sigma = \alpha/\sigma^3 = 0$ , para simetría a la derecha  $\gamma > 0$  (la cola larga está a la derecha) y para la asimetría a la izquierda  $\gamma < 0$  (la cola larga está a la izquierda). La asimetría calculada a partir de los datos observados es cuestionada estadísticamente cuando se tiene menos de 50 valores en la muestra.

La función de distribución de probabilidad permite predecir el gasto máximo o mínimo para un determinado periodo de retorno. En Hidrología las distribuciones de probabilidad más usadas son: Normal, Lognormal, Pearson III, Gumbel y Funciones para dos poblaciones.

Las funciones normal y lognormal son generalmente apropiadas para variables aleatorias que cubren todo el rango de valores de los resultados posibles del experimento bajo análisis, como por ejemplo los volúmenes de escurrimiento mensual en un río. Las funciones Gumbel se desarrollaron para el análisis de los valores extremos de dicho resultado, como los gastos máximos ó mínimos anuales. La función Pearson II ocupa un lugar intermedio (Aparicio, 1989).

Para el enfoque y objetivos de la presente tesis, no se abundará sobre la justificación teórica de las funciones de distribución de probabilidad.

### FUNCIÓN DE DENSIDAD NORMAL O GAUSS

La función de densidad normal de la variable aleatoria  $x$  está definida por:

$$f(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx \quad (\text{Ecuación 72})$$

Donde  $\mu$  y  $\sigma$  son los parámetros de la distribución. Estos parámetros determinan la forma de la función  $f(x)$  y su posición en el eje  $x$ .

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

$$z = \frac{x-a}{b} \quad (\text{Ecuación 73})$$

Tiene como función de distribución a:



$$F(Z) = \int_0^z \exp\left(-\frac{1}{2}Z^2\right) dz \quad (\text{Ecuación 74})$$

Es decir, es una normal con parámetros  $a = 0$  y  $b = 1$ .

Esta función se encuentra discretizada en la tabla 2.7 con lo cual se obtiene una probabilidad de que cualquier variable aleatoria con distribución normal estándar tome un valor menor o igual a  $z$ .

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

$$\text{Prob}(x \leq c) = \text{Prob}\left(z \leq \frac{c-a}{b}\right) \quad (\text{Ecuación 75})$$

Para lo cual se utiliza la tabla 2.7

Los parámetros estadísticos de la función de densidad normal están dados por:

Media  $\mu = a$  (Ecuación 71a)

Variancia  $\sigma = b$  (Ecuación 71b)

Otra manera de estimar  $f(z)$  o  $F(z)$ , más conveniente es mediante fórmulas aproximadas. La función de densidad  $f(z)$  se aproxima, con una precisión mayor de  $2.27 \times 10^{-3}$ , como:

$$f(z) = (a_0 + a_1z^2 + a_2z^4 + a_3z^6)^{-1} \quad (\text{Ecuación 76})$$

Donde:

$$a_0 = 2.490895$$

$$a_1 = 1.466600$$

$$a_2 = -0.024393$$

$$a_3 = 0.178257$$

Y la función de distribución como:

$$F(z) = H(z), z > 0 \quad (\text{Ecuación 77})$$

$$F(z) = 1 - H(z), z < 0 \quad (\text{Ecuación 78})$$

Donde:

$$H(z) = 1 - \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{z^2}{2}} (b_1q + b_2q^2 + b_3q^3) \quad (\text{Ecuación 79})$$

Siendo:

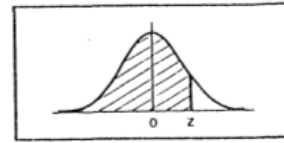
$$q = \frac{1}{1 + b_0|z|} \quad (\text{Ecuación 80})$$

$$b_0 = 0.33267$$

$$b_1 = 0.43618$$

$$b_2 = -0.12017$$

$$b_3 = 0.93730$$



z	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.516	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.6596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5754
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.67	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7080	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7258	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7518	0.7549
0.7	0.7580	0.7612	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7996	0.8023	0.8051	0.8078	0.8109	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9116	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9496	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9666	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998
3.5	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998
3.6	0.9998	0.9998	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
3.7	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
3.8	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
3.9	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

**Tabla 2.7.-** Valores de la función de distribución normal (Fuentes, 2000).



**FUNCIÓN DE DENSIDAD LOGNORMAL**

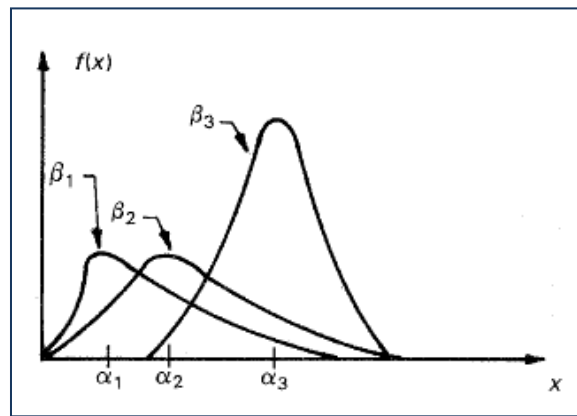
En esta función los logaritmos naturales de la variable aleatoria se distribuyen normalmente. La función de densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \frac{1}{x\beta} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \alpha}{\beta}\right)^2} \quad (\text{Ecuación 81})$$

Donde  $\alpha$  y  $\beta$  son los parámetros de la distribución. Si se compara la ecuación 81 con la ecuación 72 se deduce que  $\alpha$  y  $\beta$  son respectivamente la media y la desviación estándar de los logaritmos de la variable aleatoria. En la figura 2.37 se presenta la gráfica de la función de densidad de probabilidad para diferentes valores de  $\alpha$  y  $\beta$ ; como se observa, esta función no necesariamente es asimétrica.

Los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  se estiman a partir de  $n$  observaciones  $x_i$ ,  $i = 1, 2, \dots, n$ , como:

$$\alpha = \sum_{i=1}^n \frac{\ln x_i}{n} \quad (\text{Ecuación 82})$$



**Figura 2.37.-** Gráfica de la función de densidad de probabilidad para diferentes valores de  $\alpha$  y  $\beta$

$$\beta = \left[ \sum_{i=1}^n \frac{(\ln x_i - \alpha)^2}{n} \right]^{1/2} \quad (\text{Ecuación 83})$$

La fdp es, de acuerdo con la ecuación de la fdp  $f(x)$   $F(x) = \int_{-\infty}^x f(x) dx$  :

$$F(x) = \int_0^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \frac{1}{x\beta} e^{-1/2 \left(\frac{\ln x - \alpha}{\beta}\right)^2} dx \quad (\text{Ecuación 84})$$

Los valores de la fdp de la ecuación 84 se obtienen usando la tabla siguiente:

Área bajo la curva normal de  $-\infty$  a  $z$

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



z	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.516	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5754
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.591	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.1679	0.6217	0.6255	0.6293	0.9293	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6664	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7258	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7518	0.7549
0.7	0.7580	0.7612	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	7.9670	0.7996	0.8023	0.8051	0.8078	0.8103	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.9890	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9986	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9989	0.9989
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998
3.5	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998
3.6	0.9998	0.9998	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
3.7	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
3.8	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
3.9	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

Tabla 2.8.- Función de densidad de probabilidad para diferentes valores de  $\alpha$  y  $\beta$ .



O mediante las fórmulas siguientes:

$$F(z) = H(z), z > 0$$

$$F(z) = 1 - H(z), z < 0$$

Si la variable estandarizada se define como:

$$z = \frac{\ln x - a}{\beta} \quad (\text{Ecuación 85})$$

### **FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN PEARSON III O GAMMA DE TRES PARÁMETROS**

La función de densidad de probabilidad Pearson III está dada por:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \left\{ \frac{x - \delta_1}{\alpha_1} \right\}^{\beta_1 - 1} e^{-\frac{x - \delta_1}{\alpha_1}} \quad (\text{Ecuación 86})$$

Donde  $\alpha_1$ ,  $\beta_1$  y  $\delta_1$  son los parámetros de la función y  $\Gamma(\beta_1)$  es la función Gamma.

$$X_i, i = 1, 2, \dots, n$$

Los parámetros  $\alpha_1$ ,  $\beta_1$  y  $\delta_1$  se evalúan, a partir de  $n$  datos medidos, mediante el siguiente sistema de ecuaciones:

$$x = \alpha_1, \beta_1 + \delta_1 \quad (\text{Ecuación 87})$$

$$S^2 = \alpha_1^2 \beta_1 \quad (\text{Ecuación 88})$$

$$\gamma = \frac{2}{\sqrt{\beta_1}} \quad (\text{Ecuación 89})$$

Donde  $x$  es la medida de los datos,  $S^2$  su variancia y  $\gamma$  su coeficiente de sesgo, que se define como:

$$\gamma = \sum_{i=1}^n \frac{(x_i - x)^3 / n}{S^3} \quad (\text{Ecuación 90})$$

La función de distribución de probabilidad es:

$$F(x) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \int_0^x e^{-\left(\frac{x - \delta_1}{\delta_1}\right)} \left(\frac{x - \delta_1}{\delta_1}\right)^{\beta_1 - 1} dx \quad (\text{Ecuación 91})$$

Sustituyendo

$$y = \frac{x - \delta_1}{\alpha_1} \quad (\text{Ecuación 92})$$

La ecuación 85 se escribe como:

$$F(y) = \frac{1}{\Gamma(\beta_1)} \int_0^y y^{\beta_1 - 1} e^{-y} dy \quad (\text{Ecuación 93})$$

La función 87 es una función de distribución ji cuadrada con  $2\beta_1$  grados de libertad y  $x^2 = 2y$ :

$$F(y) = F(x^2 | \nu) = F_x^2(2y | 2\beta_1) \quad (\text{Ecuación 94})$$

En la tabla 2.9 se encuentra la función de distribución  $x^2$ .



*Función gamma*

$$\Gamma(x) = \int_0^x t^{x-1} e^{-t} dt \text{ para } 1 \leq x \leq 2$$

*Para poder obtener valores adicionales empléese la fórmula  $\Gamma(x + 1) = x\Gamma(x)$*

x	$\Gamma(x)$	x	$\Gamma(x)$
1.00	1.00000	1.50	0.88623
1.01	0.99433	1.51	0.88659
1.02	0.98884	1.52	0.88704
1.03	0.98355	1.53	0.88757
1.04	0.97844	1.54	0.88818
1.05	0.97350	1.55	0.88887
1.06	0.96874	1.56	0.88964
1.07	0.96415	1.57	0.89049
1.08	0.95973	1.58	0.89142
1.09	0.95546	1.59	0.89243
1.10	0.95135	1.60	0.89352
1.11	0.94740	1.61	0.89468
1.12	0.94359	1.62	0.89592
1.13	0.93993	1.63	0.89724
1.14	0.93642	1.64	0.89864
1.15	0.93304	1.65	0.90012
1.16	0.92980	1.66	0.90167
1.17	0.92670	1.67	0.90330
1.18	0.92373	1.68	0.90500
1.19	0.92089	1.69	0.90678
1.20	0.91817	1.70	0.90864
1.21	0.91558	1.71	0.91057
1.22	0.91311	1.72	0.91258
1.23	0.91075	1.73	0.91467
1.24	0.90852	1.74	0.91683
1.25	0.90640	1.75	0.91906
1.26	0.90440	1.76	0.92137
1.27	0.90250	1.77	0.92376
1.28	0.90072	1.78	0.92623
1.29	0.89904	1.79	0.92877
1.30	0.89747	1.80	0.93138
1.31	0.89600	1.81	0.93408
1.32	0.89464	1.82	0.93685
1.33	0.89338	1.83	0.93969
1.34	0.89222	1.84	0.94261
1.35	0.89115	1.85	0.94561
1.36	0.89018	1.86	0.94869
1.37	0.88931	1.87	0.95184
1.38	0.88854	1.88	0.95507
1.39	0.88785	1.89	0.95838
1.40	0.88726	1.90	0.96177
1.41	0.88676	1.91	0.96523
1.42	0.88636	1.92	0.96877
1.43	0.88604	1.93	0.97240
1.44	0.88581	1.94	0.97610
1.45	0.88566	1.95	0.97988
1.46	0.88560	1.96	0.98374
1.47	0.88563	1.97	0.98768
1.48	0.88575	1.98	0.99171
1.49	0.88595	1.99	0.99581
		2.00	1.00000

**Tabla 2.9.-** Relación entre el volumen y los gastos de entrada y salida (Fuentes, 2000).

Esta manera de usar la función de distribución Pearson III es estrictamente válida cuando  $\beta_1 = \eta/2$ , donde  $\eta$  es un entero positivo cualquiera. Si, como es común,  $2\beta$  es no entero, puede tomarse como el entero más próximo o bien interpolar en la tabla 2.9. Cuando  $\beta < 0.3$ , será necesario acudir a tablas de la función de distribución Gamma de un parámetro. Por otra parte, es también común que los valores calculados de  $\delta$  con las ecuaciones 81 a la 83 resulten incongruentes (muy grandes o negativos). En estos casos, es recomendable fijar el valor de  $\delta$  a ojo, como la ordenada al origen en una gráfica de gasto contra periodo de retorno.



Otra manera muy común de usar esta fdp es tomando logaritmos de la variable aleatoria y suponiendo que éstos se comportan según dicha función. A esta manera de usarla se le denomina *función de distribución de probabilidad Log- Pearson III*.

### **FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN GUMBEL**

Supóngase que se tienen  $N$  muestras, cada una de las cuales contiene  $n$  eventos. Si se selecciona el máximo  $x$  de los  $n$  eventos de cada muestra, es posible demostrar que, a medida que  $n$  aumenta, la función de distribución de probabilidad tiende a:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad (\text{Ecuación 95})$$

La función de densidad de probabilidad es entonces:

$$f(x) = \alpha e^{[-\alpha(x-\beta)-e^{-\alpha(x-\beta)}]} \quad (\text{Ecuación 96})$$

Donde  $\alpha$  y  $\beta$  son los parámetros de la función.

Los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  se estiman como:

$$\alpha = \frac{1.285}{s} \quad (\text{Ecuación 97})$$

$$\beta = x - 0.45s \quad (\text{Ecuación 98})$$

Para muestras muy grandes, o bien como:

$$\alpha = \frac{\sigma_y}{s} \quad (\text{Ecuación 99})$$

$$\beta = x - \mu/\alpha \quad (\text{Ecuación 100})$$

### **FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN PARA DOS POBLACIONES**

En muchos lugares, particularmente en las zonas costeras de México, los gastos máximos anuales pertenecen a dos poblaciones diferentes: la primera es la de los gastos producidos por precipitaciones relacionadas con los fenómenos meteorológicos dominantes en la región en estudio, y la segunda es la de los gastos producidos por precipitaciones ciclónicas, normalmente mayores que los primeros (Aparicio, 1989).

Ocurre también en la parte norte de la república mexicana que una población está compuesta por gastos producidos directamente por precipitaciones, y otra por gastos provenientes de deshielos. En adelante se hablará de gastos producidos por tormentas ciclónicas o no ciclónicas (Aparicio, 1989).

La función de distribución de probabilidad se puede expresar como:

$$F(X) = F_1(x)[p + (1-p)F_2(x)] \quad (\text{Ecuación 101})$$

Donde  $F_1(x)$  y  $F_2(x)$  son, respectivamente, las funciones de distribución de probabilidad de los gastos máximos anuales no producidos por tormentas ciclónicas y de los productos por ellas, y  $p$  es la probabilidad de que en un año cualquiera el gasto máximo no sea producido por una tormenta ciclónica.

El número de parámetros de la función 101 es:

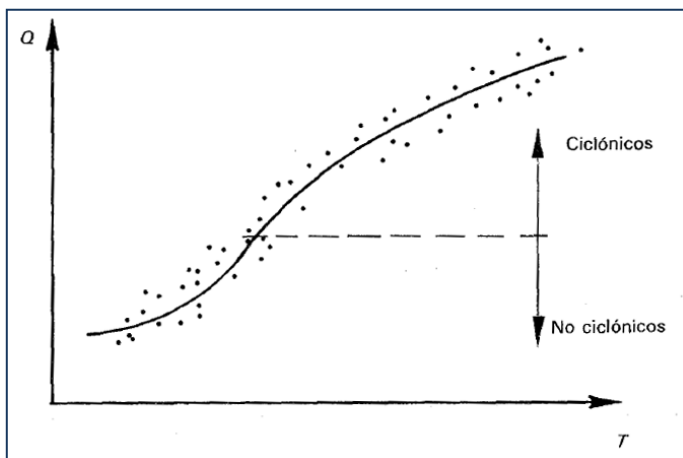
$$N = n_1 + n_2 + 1 \quad (\text{Ecuación 102})$$

Donde  $n_1$  = número de parámetros de  $F_1(x)$ ,  $n_2$  = número de parámetros de  $F_2(x)$  y el parámetro restante es  $p$ .

Para calcular los valores de los parámetros se usa un método numérico de minimización de error, en éste, en primer lugar es necesario estimar  $p$ , la probabilidad de que un año cualquiera sea no ciclónico.

Esto se puede hacer usando la información de boletines meteorológicos, preguntando a los habitantes de la zona o bien inspeccionando los gastos máximos anuales. En general, se observa que con cierta claridad un salto brusco en los valores de los gastos no ciclónicos a los ciclónicos.

Este salto también se manifiesta en una gráfica de gasto contra periodo de retorno (Ver figura 2.38).



**Figura 2.38.-** Relación entre el volumen y los gastos de entrada y salida (Fuentes, 2000).

El valor de  $p$  será entonces:

$$p = \frac{N_n}{N_T} \quad (\text{Ecuación 103})$$

Donde  $N_n$  es el número de años de registro en que el gasto máximo no se produjo por una tormenta ciclónica y  $N_T$  es el número total de años de registro.

Si se tienen dudas en cuanto a los años en que los gastos máximos fueron producidos por ciclones, es aconsejable probar diferentes valores de  $N_n$  hasta que se logre un buen ajuste.

Una vez estimados los años en que se presentaron ciclones y el valor de  $p$ , el resto de los parámetros se evalúan mediante las fórmulas vistas anteriormente.

Es común aceptar que  $F_1(x)$  y  $F_2(x)$  son del tipo Gumbel. De ser así, entonces:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha_1(x-\beta_1)}} \left[ p + (1-p)e^{-e^{-\alpha_2(x-\beta_2)}} \right] \quad (\text{Ecuación 104})$$

Donde  $\alpha_1$  y  $\beta_1$  son los parámetros correspondientes a la población no ciclónica y  $\alpha_2$  y  $\beta_2$  corresponden a la ciclónica.





### 2.1.8.5 Relación *precipitación – escurrimiento*

Para conocer el gasto de diseño de operación de las obras hidráulicas se requiere de datos de escurrimiento en el lugar donde ellas estén localizadas.

En ocasiones no se cuenta con esta información o bien, hay cambios en las condiciones de drenaje de la cuenca como son: la deforestación, la urbanización, etc., lo que provoca que los datos de gasto recabados antes de los cambios no sean útiles. Por otra parte, debido a que es más complicado obtener en campo los datos para los gastos de las corrientes que los de precipitación, se cuenta con mayor cantidad de información de esta última. Por estas razones se han propuesto procedimientos para determinar escurrimientos a partir de la precipitación que los origina. A estos procedimientos se les conoce como modelos de precipitación – escurrimiento. Para su estudio se les puede clasificar de acuerdo con la información que requieren para su aplicación, teniendo así:

- a) Empíricos
- b) Hidrograma Unitario
- c) Simulación del escurrimiento de la cuenca

En los empíricos son de dos tipos, en uno se necesita para su aplicación únicamente de las características fisiográficas de la cuenca del río en estudio y en el otro, además de las características, se usan datos de precipitación.

En el hidrograma unitario se debe contar por lo menos con un registro simultáneo de la precipitación y del escurrimiento que ésta produjo.

En el último, se necesita conocer las características detalladas de la cuenca y de datos hidrológicos simultáneos en toda ella. Para usuarios se requiere de gran calidad de información y de modelos matemáticos complicados para la simulación.

#### **MÉTODOS EMPÍRICOS**

A partir de relaciones de precipitación – escurrimiento conocidas en algunas cuencas se han propuesto ecuaciones que hacen intervenir algunas de las características fisiográficas de la cuenca, así como información sobre el uso de la tierra, condiciones del suelo, pendiente del terreno, longitud o pendiente del cauce principal y la intensidad o altura de precipitación total que provocó el gasto máximo. Estos métodos solo proporcionan el gasto pico.

##### **a) Métodos de envolventes**

Uno de los métodos más conocidos es el que desarrolló Creager, quien asoció los gastos más grandes observados en el mundo respecto al área de la cuenca donde acaecieron, ver figura 2.37. Al trazar una línea que envuelve a todos los gastos máximos se obtuvo una curva cuya ecuación está dada por:

$$Q_p = 1.30303(0.386A)^\alpha \quad (\text{Ecuación 105})$$

$$\alpha = 0.936/A^{0.048} \quad (\text{Ecuación 106})$$

Donde:

$Q_p$  = gasto máxima en  $m^3/s$

$A$  = área de cuenca en  $km^2$

C = constante

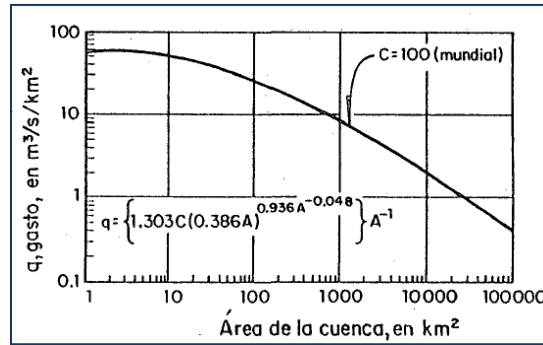


Figura 2.39.- Envoltente mundial de Creager (Fuentes, 2000).

Región Hidrológica	Estación	Corriente	C	
1	Cerca de Nestor California	Río Tijuana	2.947	
3	El Ojo de Agua	Río Purísima	1.163	
8	Pitiquito I	Río la Asunción	5.000	
9	Santa Teresa	Río Altar	12.000	
	El Aguila	Río Yaquí	16.000	
	El Orégano	Río Sonora	6.000	
	Punto de Agua	Río Mátape	5.000	
10	Tres Hermanas	Río Mayo	33.000	
	Huites	Río Fuerte	58.000	
	Bodiraguato	Río Bodiraguato	59.000	
11	Baluartes	Río Baluarte	99.085	
	Acaponeta	Río Acaponeta	110.000	
12	Los Fresnos 39	Río Andamácuaro	14.000	
	Peñuelitos 20	Río de la Erre	14.000	
	Yago	Río Santiago	19.000	
	Paso de Analco	Río Santiago	13.000	
13	La Cuña	Río Verde	6.000	
	La Boquilla	Río Huicicila	5.000	
	El Caimán	Río Bolaños	5.000	
	Huayanamota II	Río Huayanamota	11.000	
	Tarandacuao	Arroyo Tarandacuao	10.320	
	Jumatán	Río Ingenio	3.000	
	El Refilión	Río Huicicila	5.000	
	Paso de Arocha	Río Huicicila	27.000	
	14	Puente Ameca	Río Ameca	1.000
		La Vega	Río Ameca	1.000
Pijinto		Río Ameca	7.000	
Las Gaviotas		Río Ameca	9.000	
18	Puentes FFCC	Río Ahualulco	3.000	
	El Salitre	Río Cocula	1.000	
	San Martín Hidalgo	Río San Martín	5.000	
	Corrinchis	Río Mascota	7.000	
	La Desembocadura	Río Mascota	9.000	
	A-9 El Molino	Río Ixtlahuaca	23.600	
	Tecpan	Río Tecpan	46.000	
20	El Salitre	Río Omitlán	64.000	
22	Ostuta	Río Ostuta	49.000	
23	Suchiate	Río Suchiate	53.000	
24	Oriente Cerca del río	Arroyo Pinto	91.800	
	Sabinas	Río Sabinas	12.500	
24	Poniente El Cuchillo	Río San Juan	37.830	

Tabla 2.10.- Envoltente mundial de Creager (Fuentes, 2000).

Los valores de la constante C son conocidos como valores de la envolvente. El valor mundial de C es igual a C. La desaparecida Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH) ha evaluado este coeficiente para cada una de las regiones hidrológicas en que está dividido nuestro país (Ver figura 2.3) y los valores para cada una de ellas están indicados en la tabla 2.10.

**b) Fórmula racional**

Casi todos los métodos empíricos se derivan del método racional. Se expresa con la ecuación:

$$Q_p = 0.278CiA \quad (\text{Ecuación 107})$$

Donde:

$Q_p$	gasto pico en $m^3/s$
$C$	coeficiente de escurrimiento, adicional
$i$	intensidad de lluvia para una duración que es igual, generalmente, al tiempo de concentración, en $mm/h$
$A$	área de la cuenca en $km^2$

El valor del coeficiente de escurrimiento depende del tipo de área de drenaje, el uso del suelo, etc., y se puede obtener con ayuda de la tabla 2.3.

La intensidad de lluvia se determina de las curvas intensidad – duración – periodo de retorno. La selección del valor de  $i$  se fundamenta en la estimación de la frecuencia de ocurrencia de ella y de la duración.

Una de las hipótesis básicas de este método es que la tormenta tiene una duración suficientemente grande para permitir que cualquiera gota de agua llegue hasta la salida de la misma. La mínima duración para la intensidad de lluvia seleccionada será igual al tiempo de concentración,  $t_c$ .

**c) Hidrograma unitario**

Para aplicar el método del hidrograma unitario requiere tener registros simultáneos de escurrimiento y precipitación. Tiene la ventaja, respecto a los métodos anteriores, de que permite predecir la forma del hidrograma de la avenida y no sólo el gasto máximo.

El hidrograma unitario de una cuenca se define como el hidrograma de escurrimiento directo, producido por un  $mm$  de lluvia en exceso, que cae con intensidad uniforme sobre toda la cuenca durante un tiempo conocido como duración en exceso. Existen diferentes tipos de hidrogramas unitarios los cuales se describen a continuación.

**Hidrograma Unitario Tradicional (HU)** Se basa en la suposición de que las precipitaciones con una misma duración y distribución espacial producen hidrogramas unitarios semejantes. De esta manera resulta que las ordenadas del hidrograma son proporcionales al volumen de escurrimiento directo.

De acuerdo con lo anterior, el área bajo la curva del HU es el volumen de escurrimiento directo de este hidrograma, y el cual debe ser igual al área de la cuenca por  $1 mm$  de lluvia efectiva.

Mediante el uso del HU es posible hacer predicciones de escurrimiento directo en cuencas o en zonas hidrológicas similares que no cuentan con mediciones simultáneas de gastos y precipitación. Dadas las hipótesis en que se basa el método del hidrograma unitario tradicional, éste tiene dos limitaciones: la primera



es que no toma en cuenta la variación de la intensidad de la lluvia con respecto al tiempo. Para superar esta limitación se recomienda el uso del hidrograma unitario de intervalos cortos que se describen posteriormente (hidrograma unitario instantáneo).

El hidrograma unitarios e aplica sólo a hietogramas de lluvia efectiva que tengan la misma duración en exceso para la cual fue deducido. Si se quiere calcular otro hidrograma de escurrimiento directo para una duración diferente con la cual se calculó el hidrograma unitario se recurre al uso del método de la curva S.

Para calcular el H U tradicional primero se obtiene el hidrograma de escurrimiento directo y se calcula el volumen de escurrimiento directo  $V_{ED}$ . Posteriormente, se determina la lluvia en exceso  $P_e$ , dividiendo el  $V_{ED}$  entre el área de la cuenca A, y se especifica la duración de esta lluvia. Por último, se encuentran las ordenadas del H U dividiendo las del hidrograma de escurrimiento directo entre la lluvia en exceso ( $P_e$ ).

**Método de la curva o hidrograma S** Este método permite obtener un H U con duración en exceso  $d_1$  a partir de un H U conocido con duración  $d_e$ , siendo  $d_e \neq d_1$ .

La curva S es el hidrograma de escurrimiento directo resultado de una lluvia efectiva de 1 mm con duración infinita.

Para obtener la curva S se hace lo siguiente:

- 1) Se desplaza varias veces el H U conocido un tiempo igual a  $d_e$ .
- 2) Se suman las ordenadas de los hidrogramas desplazados, al resultado de esto se le llama hidrograma o curva S.
- 3) Algunas veces, la curva S presenta oscilaciones en sus ordenadas. Para eliminarlas conviene calcular el llamado gasto de equilibrio de la cuenca, que se presenta cuando toda el área está aportado el escurrimiento resultado de la lluvia efectiva de 1 mm durante la duración en exceso  $d_e$ , es decir:

$$q_{eq} = \frac{A}{3.6d_e} \quad (\text{Ecuación 108})$$

Donde A es el área de la cuenca en  $\text{km}^2$ ;  $d_e$  en horas y  $q_{eq}$  en  $\text{m}^3/\text{s}/\text{mm}$ .

Para obtener el H U asociado a la duración en exceso  $d_1$  se procede de la siguiente manera:

- 1) Se selecciona un periodo de retorno y una duración de tormenta ( $d = t_c$ )
- 2) A partir de las curvas  $i - d - T_r$  se calcula la altura de precipitación (P) para diferentes duraciones menor o igual a  $t_c$ , teniendo en cuenta que  $i = P/d$ .
- 3) Se calcula la curva masa de precipitación con los valores obtenidos.
- 4) Se calcula el hietograma de lluvia total para un intervalo de tiempo seleccionado  $\Delta t$ .
- 5) Se obtiene el hietograma de lluvia efectiva y la duración en exceso, restándole al hietograma obtenido en el paso 4 el índice de infiltración representativo de la cuenca. Del mismo hietograma se calcula la lluvia efectiva total.
- 6) Si la  $d_e$  corresponde a la del H U se procede a obtener la avenida de diseño multiplicando las ordenadas del H U por la lluvia efectiva obtenida en el punto

5. Si no ocurre esto hay que usar el método de la curva S para tener el H U para la duración de interés y luego multiplicar sus ordenadas por la lluvia efectiva determinada en el punto 5.
- 7) Se agrega al hidrograma de escurrimiento directo obtenido el gasto base.

**Hidrograma unitario instantáneo (HUI):** El hidrograma unitario instantáneo permite tomar en cuenta la distribución de la lluvia en el tiempo.

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

**Hidrograma Unitario Triangular:** En este método se requiere conocer las características fisiográficas de la cuenca. Ha sido desarrollado para cuencas pequeñas y su forma es triangular. Se obtiene el gasto pico con la ecuación siguiente:

$$q_p = 0.208 \frac{A}{t_p} \quad (\text{Ecuación 109})$$

Donde:

- A      área de la cuenca en km<sup>2</sup>  
t<sub>p</sub>    tiempo pico en horas  
q<sub>p</sub>    gasto pico en m<sup>3</sup>/s/mm

$$t_r = 1.67 t_p \quad (\text{Ecuación 110})$$

$$t_p = \sqrt{t_c + 0.6t_c} \quad (\text{Ecuación 111})$$

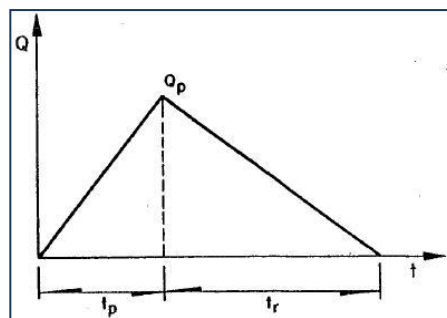


Figura 2.40.- Hidrograma unitario triangular (Fuentes, 2000).

El hidrograma de escurrimiento directo se calcula multiplicando cada una de las ordenadas del H U triangular por la lluvia efectiva,  $P_e$ , expresada en mm.

**MÉTODO DE I-PAI-WU:** Este método permite calcular el gasto máximo y la forma del hidrograma. Se basa en el modelo lineal propuesto por Nash para obtener el hidrograma unitario instantáneo. El gasto se calcula mediante la expresión siguiente:



$$Q(t) = \frac{1}{K(n-1)!} \left(\frac{t}{K}\right)^{n-1} e^{-t/k} \quad (\text{Ecuación 112})$$

Para calcular el gasto pico se propone la ecuación:

$$Q_p = 0.278 \frac{AP_e}{t_p} f(n, t_p) \quad (\text{Ecuación 113})$$

Donde  $n$  para la zona de estudio se obtiene como:

$$n = \frac{4t_p}{K} \quad (\text{Ecuación 114})$$

Para calcular  $t_p$  y  $K$  se propone utilizar las dos ecuaciones siguientes:

$$T_p = 0.98 (A)^{1.085} (L)^{-1.233} (S)^{-0.668} \quad (\text{Ecuación 1115})$$

$$K = 0.73 (A)^{0.937} (L)^{-1.474} (S)^{-1.473} \quad (\text{Ecuación 1116})$$

Donde:

- L longitud de la corriente principal en kilómetros
- A área de la cuenca en  $\text{km}^2$
- S pendiente del cauce principal calculada con el criterio Taylor – Schwarz, expresada en por ciento.

## 2.1.8.6 Tránsito de avenidas en cauces

### INTEGRACIÓN DE EVENTOS HIDROLÓGICOS

El cambio que sufre un hidrograma desde una sección transversal hasta otra ubicada después de un tramo de río o en una presa se entiende como *tránsito de avenidas*. Este cambio puede ser tanto en forma como en desplazamiento en el tiempo (Fuentes, 2000).

Para predecir las variaciones temporal y espacial de una onda de avenidas a través de un tramo de río (para efectos de este trabajo se bla bla bla ) se emplean los procedimientos de tránsito de avenidas, estos se dividen en dos categorías:

**Tránsito Hidrológico:** Se utilizan la ecuación de continuidad y una relación entre el almacenamiento y el gasto de salida. Este tipo de tránsito se utiliza, por ejemplo, para calcular la capacidad de la obra de excedencias de una presa o para conocer el cambio en la forma y avance de la onda de avenida en un tramo de río.

**Tránsito Hidráulico:** Se utilizan las ecuaciones diferenciales de continuidad y de conservación de la cantidad de movimiento, para flujo no permanente. La solución numérica de estas ecuaciones permite conocer la variación detallada de las características hidráulicas (velocidad y tirante) con respecto a l tiempo. De este modo se conoce la evolución del nivel de agua dentro del cauce de un río o en la zona de planicie.



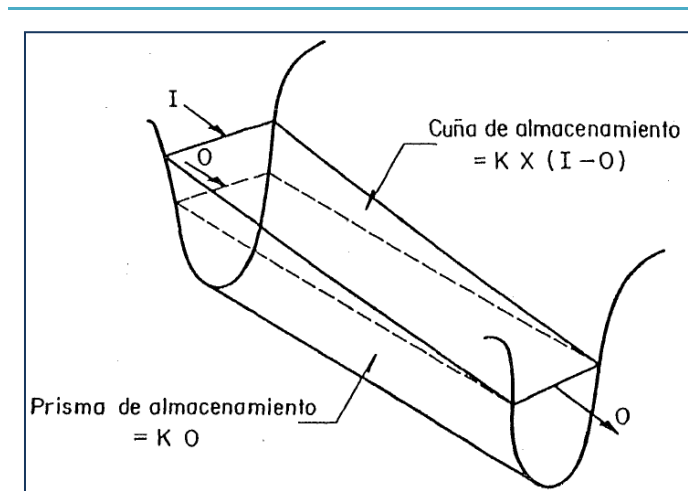
### TRÁNSITO DE AVENIDAS EN CAUCES

El procedimiento hidrológico más usado para transitar avenidas en tramos de cauces es el desarrollado por McCarthy conocido como método de *Muskingum*. Dicho método usa una relación algebraica lineal entre el almacenamiento, las entradas y las salidas junto con dos parámetros  $K$  y  $X$ .

Se considera que el almacenamiento total en el tramo del río es directamente proporcional al promedio pesado de los gastos de entrada y salida del tramo, es decir:

$$V = K [XI + (1 - X)] O \quad (\text{Ecuación 117})$$

Donde  $K$  es la constante de proporcionalidad, llamada de tiempo de almacenamiento, expresada en unidades de tiempo y,  $X$  es el factor de peso. En la figura siguiente se presenta una representación gráfica que justifica la ecuación anterior:



**Figura 2.41.-** Relación entre el volumen y los gastos de entrada y salida (Fuentes, 2000).

Al aplicar la ecuación anterior para los tiempos

$$t_i = i \Delta t = t_1 \quad \text{y} \quad t_{i+1} = (i + 1) \Delta t = t_2 \quad (\text{Ecuación 118})$$

Se tiene:

$$\Delta V = V_2 - V_1 = K[X(I_2 - I_1) + (1 - X)(O_2 - O_1)] \quad (\text{Ecuación 119})$$

Usando lo mismo para la ecuación de continuidad se llega a:

$$\frac{1}{2}(I_1 + I_2)\Delta t - \frac{1}{2}(O_1 + O_2)\Delta t = V_2 - V_1 = \Delta V \quad (\text{Ecuación 120})$$

Si se sustituye en esta última ecuación el valor de  $\Delta V$ , dado por la ecuación 119 se encuentra que:

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1 \quad (\text{Ecuación 121})$$

Donde:

$$C_0 = \frac{-KX + 0.5\Delta t}{K - KX + 0.5\Delta t} \quad (\text{Ecuación 122})$$



$$C_1 = \frac{KX+0.5\Delta t}{K-KX+0.5\Delta t} \quad (\text{Ecuación 123})$$

$$C_2 = \frac{K-KX+0.5\Delta t}{K-KX+0.5\Delta t} \quad (\text{Ecuación 124})$$

$$C_0 + C_1 + C_2 = 1.0 \quad (\text{Ecuación 125})$$

El factor de peso X es el que toma en cuenta la influencia de la entrada y la salida en el tramo en estudio.

### OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS K Y X

Existen diferentes métodos para conocer el valor de K y X, a continuación se presentan algunos de ellos:

- a) **Con información escasa:** Cuando no se tienen datos suficientes X se toma entre 0 y 0.3 y k se hace igual al tiempo entre los gastos de pico de los hidrogramas de entrada y de salida del tramo de río o bien se estima, según Linsley a partir de:

$$K \cong 0.014 \frac{L^{1.6}}{H^{0.6}} \quad (\text{Ecuación 126})$$

Donde:

H desnivel entre las dos secciones de los extremos del tramo del río en Km.

L longitud del tramo del río en km.

- b) **Método de calibración tradicional:** Es aplicable cuando se dispone de una avenida que haya sido aforada en los extremos del tramo del interés en particular interés. Para este procedimiento, primero se divide el hidrograma de entrada y salida en intervalos de tiempo  $\Delta t$ . 2) A partir de un tiempo inicial común; se calcula el almacenamiento promedio con la ecuación siguiente:

$$V_2 = \left[ \frac{I_1+I_2}{2} - \frac{O_1+O_2}{2} \right] \Delta t + V_1 = (I - O)\Delta t + V_1 \quad (\text{Ecuación 127})$$

- 3) Luego, se supone un valor de x; 4) Y se calcula con:

$$Y = X I + (I - X) O \quad (\text{Ecuación 128})$$

5) Se dibujan los valores de  $V_2$  y los de Y, para la X supuesta.

6) Se observa si los puntos se ajustan a una recta, en caso afirmativo se continúa con el paso siguiente, si no es así, se supone otra X y se regresa al proceso anterior.

7) Una vez seleccionado el valor adecuado de X, la constante K resulta ser igual a la pendiente de la recta de ajuste.

- c) **Método de calibración de Overton:** Se usa cuando se conoce el gasto pico y el tiempo en que se presenta éste para los hidrogramas de entrada y de salida en el tramo del río. Para encontrar los parámetros K y X Overton deduce dos expresiones



suponiendo que el hidrograma de entrada tiene la forma de un triángulo isósceles y que  $K$  es menor al tiempo pico de este hidrograma. Tales expresiones son:

$$K = 1.41 (T_p - t_p) \quad (\text{Ecuación 129})$$

$$X = 0.71 \frac{t_p}{K} \left( \frac{I_p - O_p}{I_p} \right) \quad (\text{Ecuación 130})$$

Donde:

- $t_p$  tiempo de pico del hidrograma de entrada al tramo del río.
- $T_p$  tiempo de pico del hidrograma de salida del tramo del río.
- $I_p$  gasto pico del hidrograma de entrada al tramo del río.
- $O_p$  gasto pico del hidrograma de salida del tramo del río.

### APLICACIÓN DEL MÉTODO DE MUSKINGUM

Para transitar un hidrograma, conocidos  $K$  y  $X$ , se realiza lo siguiente:

- 1) Se calculan las constantes  $C_0$ ,  $C_1$  y  $C_2$ .
- 2) Se conoce  $I_1$  y  $O_1$ .
- 3) Se considera el gasto de entrada  $I_2$  en el tiempo siguiente.
- 4) El gasto de salida se obtiene con la ecuación siguiente:

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1 \quad (\text{Ecuación 131})$$

- 5) Los valores de  $I_2$  y de  $O_2$  se toman como  $I_1$  y de  $O_2$  se toman como  $I_1$  y  $O_1$  y se repite el procedimiento desde el paso 3.

De acuerdo con Chow, el intervalo de tiempo  $t$  que se debe usar para realizar el tránsito debe estar comprendido entre  $2Kx$  y  $K$  ya que si no se respetan estos límites se pueden tener errores de aproximación considerables en los resultados.

## 2.2 ASPECTOS BÁSICOS DE LA HIDRÁULICA FLUVIAL

Debido al enfoque de esta tesis, la Hidrología, en este apartado solo se presentara los conceptos básicos de la hidráulica y que son necesarios como referencia del modelo hidráulico empleado en el capítulo V para llevar a cabo el funcionamiento hidráulico del río.

### 2.2.1 Hidráulica de Canales

El flujo de un fluido en un canal se caracteriza por la exposición de una superficie libre a la presión atmosférica. Por esta razón, el fluido respectivo es siempre un líquido, casi siempre agua (Ven Te Chow, 2004).

El agua que fluye en un canal se ve afectada por todas las fuerzas que intervienen en el flujo dentro de un tubo, con la adición de las fuerzas de gravedad y de tensión superficial que son la resultado directa de la superficie libre, la cual se debe considerar como una

intercara entre dos fluidos, el superior un gas usualmente estacionario (o en movimiento) y el inferior un líquido en movimiento.

Por tanto, un canal abierto es un conducto en el cual el agua fluye con una superficie libre. De acuerdo con su origen un canal puede ser natural o artificial (Ven Te Chow, 2004). Dentro de los primeros se incluyen todos los cursos de agua que existen en forma natural sobre la tierra, tales como arroyos, ríos, etc. Dentro de los canales artificiales se incluyen todos los construidos por el hombre, tales como canales de navegación, canales de fuerza, canales de riego, obras de excedencia, etc.

Las propiedades hidráulicas de un canal natural por lo general son muy irregulares. Un estudio completo sobre el comportamiento del flujo en canales naturales requiere el conocimiento de otros campos, como hidrología, geomorfología, transporte de sedimentos, etc. Éste constituye, de hecho, un tema de estudio por sí mismo, conocido como hidráulica fluvial.

Una nueva dificultad se presenta en los canales naturales (y en algunos casos también en los artificiales) y es cuando el escurrimiento se relaciona con el transporte de sedimentos (arena, grava y hasta grandes piedras) que modifican constantemente la forma de las fronteras sólidas e impiden una definición todavía más exacta de la rugosidad de la pared.

### VARIABLES HIDRÁULICAS DE INTERÉS

Se entiende por variables hidráulicas de interés a aquellas características del flujo cuya determinación es básica para fines de diseño y de funcionamiento hidráulico ((Ver figura 2.42).

Entre las variables hidráulicas más importantes se encuentran la velocidad media del flujo, el gasto y el tirante del flujo con superficie libre. Para su determinación puede requerirse el uso de ciertos parámetros hidráulicos básicos relativos a una sección transversal de un canal.

La sección de un canal natural es generalmente de forma muy irregular y variando constantemente de un tramo a otro. Los canales artificiales usualmente se diseñan con formas geométricas regulares siendo las más comunes la trapezoidal, la rectangular, la triangular y la circular.

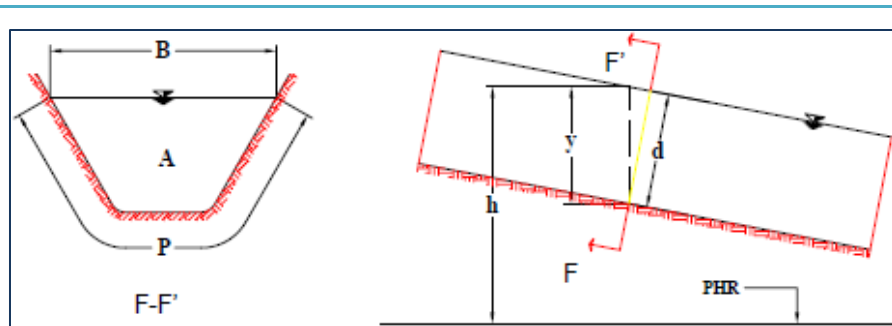


Figura 2.42.- Parámetros hidráulicos en la sección de un canal.



La sección de una forma determinada de sección depende del tipo de canal a construir, así la trapezoidal es muy común en canales no revestidos, la rectangular en canales revestidos con materiales estables (concreto, mampostería, etc.), la triangular en canales pequeños y en la cunetas de carreteras y la circular en alcantarillas, colectores y túneles.

Las variables hidráulicas o elementos geométricos más importantes de una sección son los siguientes:

- *Tirante (y)*: Se le denomina tirante a la distancia vertical medida del punto más bajo de la sección de la conducción hasta la superficie libre del agua (m). En ocasiones, se le confunde con el tirante de la sección ( $d$ ), el cual se mide en forma perpendicular al fondo de la conducción. La relación entre ambos es:

$$d = y \cos \theta \quad (\text{Ecuación 132})$$

Donde:

- $\theta$  Ángulo formado entre el fondo del canal y la horizontal. Cuando dicho ángulo es pequeño (menor a  $10^\circ$ ), como sucede usualmente, entonces ambos tirantes puede considerarse iguales.

- *Nivel del agua (h)*: Es el nivel de la superficie libre del agua (m) con respecto a un plano horizontal de referencia.
- *Área hidráulica (A)*: Se le llama así al área que ocupa el agua en un corte transversal normal a la dirección del flujo ( $m^2$ ). Su cálculo se hace con base en la geometría del conducto.
- *Ancho de superficie libre (B)*: Es la distancia medida transversalmente al flujo a nivel de la superficie libre (m).
- *Perímetro mojado (P)*: Es la longitud del contorno de la sección transversal en la que el agua tiene contacto con las paredes y el fondo de la conducción (m).
- *Tirante hidráulico (y)*: Se define como el cociente de dividir el área hidráulica entre el ancho de la superficie libre (m):

$$Y = \frac{A}{B} \quad (\text{Ecuación 133})$$

- *Radio hidráulico ( $R_h$ )*: Se define como el cociente de dividir el área hidráulica y el perímetro mojado (m).

$$R = \frac{A}{P} \quad (\text{Ecuación 134})$$

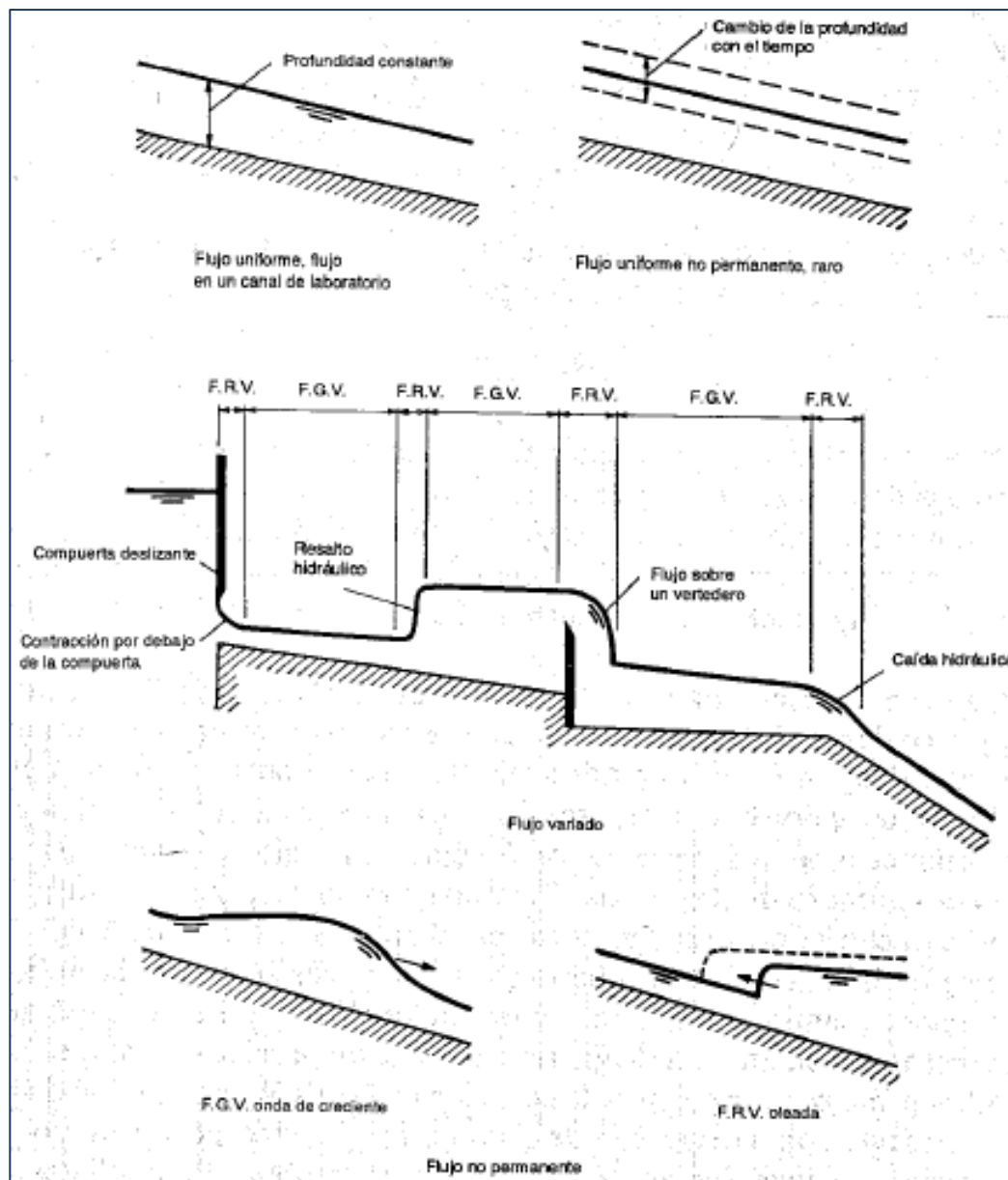
## TIPOS DE FLUJO

En canales abiertos, puede clasificarse en muchos tipos. La siguiente clasificación se hace de acuerdo con el cambio en la profundidad de flujo con respecto al tiempo y al espacio (Ver figura 2.43).

### Flujo Permanente y Flujo No Permanente

En esta clasificación, se toma como base de criterio el tiempo. Se dice que el flujo es permanente en un canal si la profundidad de flujo no varía o puede suponerse constante

durante el intervalo de tiempo en consideración. El flujo es no permanente si la profundidad si la profundidad cambia con el tiempo.



**Figura 2.43.-** Diferentes tipos de flujo en canales abiertos. (F.G.V. = flujo gradualmente variado. F.R.V. = flujo rápidamente variado).

En crecientes y oleadas, que son casos comunes de flujo no permanente, el nivel del flujo cambia de manera instantánea a medida que las olas pasan y el elemento tiempo se vuelve de vital importancia para el diseño de las estructuras de control.

Para cualquier flujo, el gasto  $Q$  en una sección del canal se expresa por la fórmula de continuidad. En la mayor parte de los problemas de flujo permanente el caudal es





constante a través del tramo de canal en consideración; en otras palabras, el flujo es continuo. (Ven te Chow, 2004). Entonces a partir de la ecuación de continuidad se tiene que:

$$Q = V_1 A_1 = V_2 A_2 = \dots \quad (\text{Ecuación 135})$$

Donde los subíndices designan diferente secciones del canal. Ésta es la ecuación de continuidad para un flujo continuo permanente.

Sin embargo la ecuación 135 obviamente no es válida cuando el caudal de un flujo permanente no es uniforme a lo largo del canal, en otras palabras, cuando parte del gasto sale o entra a lo largo del tramo en estudio. Este tipo de flujo, conocido como *flujo espacialmente variado o discontinuo*.

Por lo tanto, la ley de continuidad para flujo no permanente requiere la consideración del tiempo. Por consiguiente, la ecuación de continuidad para flujo continuo no permanente debe incluir el elemento tiempo como una de sus variables.

### Flujo Uniforme y Flujo Variado

En este tipo de flujo el criterio tomado en consideración es el espacio. El flujo en canales abiertos es uniforme si la profundidad del flujo es la misma en cada sección del canal. Un flujo uniforme puede ser permanente o no permanente, según cambie o no la profundidad con respecto al tiempo.

El flujo uniforme permanente es el tipo de flujo fundamental que se considera en la hidráulica de canales abiertos. La profundidad del flujo no cambia durante el tiempo de tiempo en consideración. El establecimiento de un flujo uniforme no permanente requerirá que la superficie del agua el agua fluctuará de un tiempo a otro pero permaneciendo paralela al fondo del canal. En efecto, ésta es una condición prácticamente imposible.

El flujo es variado si la profundidad de flujo cambia a lo largo del canal. El flujo variado puede ser permanente o no permanente. Siendo el flujo uniforme no permanente poco frecuente.

El flujo variado puede clasificarse además como rápidamente variado o gradualmente variado. El flujo es rápidamente variado si la profundidad del agua cambia de manera abrupta en distancias cortas; de otro modo, es gradualmente variado. Un flujo rápidamente variado también se conoce como fenómeno local (salto hidráulico y caída hidráulica).

Para un mejor entendimiento, la clasificación del flujo en canales abiertos se resume de la siguiente manera:

- A. Flujo permanente
  - 1. Flujo uniforme
  - 2. Flujo variado
    - a. Flujo gradualmente variado
    - b. Flujo rápidamente variado
  
- B. Flujo no permanente
  - 1. Flujo uniforme no permanente (poco frecuente).



2. Flujo no permanente (es decir, flujo variado no permanente)
  - a. Flujo gradualmente variado no permanente
  - b. Flujo rápidamente variado no permanente.

### ESTADOS DEL FLUJO

El comportamiento del flujo en canales abiertos está gobernado básicamente por los efectos de viscosidad y gravedad en relación con las fuerzas inerciales del flujo. La tensión superficial del agua puede afectar el comportamiento del flujo bajo ciertas circunstancias, pero no juega un papel importante en la mayor parte de los problemas de canales abiertos que se presentan en ingeniería (Ven Te chow, 2004).

**Efecto de Viscosidad:** El flujo puede ser laminar, turbulento o transicional según el efecto de la viscosidad en relación con la inercia.

El flujo es laminar si las fuerzas viscosas son mayores en relación con las fuerzas inerciales. En este tipo de flujo, las partículas de agua se mueven en trayectorias suaves, definidas o líneas de corriente, y las capas de fluido con espesor infinitesimal parecen deslizarse sobre capas adyacentes.

El flujo es turbulento si las fuerzas viscosas son débiles en relación con las fuerzas inerciales. Las partículas en el flujo turbulento se mueven en trayectorias irregulares.

Entre los estados de flujo laminar y turbulento existe un estado mixto o transicional.

El efecto de la viscosidad en relación con la inercia puede representarse mediante el número de Reynolds, definido por:

$$R = \frac{VR_h}{\nu} \quad (\text{Ecuación 136})$$

Donde:

- V      Velocidad del flujo en m/s  
R<sub>h</sub>    radio hidráulico de la sección en m.  
ν      (nu) viscosidad del agua en m<sup>2</sup>/s.

La definición del tipo de flujo se hace con respecto a los siguientes intervalos del número de Reynolds:

- Flujo laminar para  $R_e < 500$  a  $600$   
Flujo de transición para  $500 < R_e < 2000$   
Flujo turbulento para  $R_e > 2000$

En la mayoría de los canales el flujo laminar ocurre muy raramente debido a las dimensiones relativamente grandes de los mismos y a la baja viscosidad cinemática del agua. La única ocurrencia de este flujo se presenta cuando escurre el agua en láminas muy delgadas sobre el terreno.

En el caso de los canales naturales, la rugosidad de la frontera es normalmente tan grande que ni siquiera ocurre el flujo de transición.



**Efecto de Gravedad:** El efecto de gravedad sobre el estado de flujo se representa por la relación entre las fuerzas inerciales y las fuerzas gravitacionales, es decir, por el número de Froude:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gL}} \quad (\text{Ecuación 137})$$

Donde:

V velocidad media del flujo en m/s.

g aceleración de la gravedad en m<sup>2</sup>/s.

L longitud característica (en canales abiertos, se hace igual a la profundidad hidráulica D la cual está definida como el área de la sección transversal del agua perpendicular a la dirección del flujo en el canal dividida por el ancho de la superficie libre) en m.

Cuando  $F$  es igual a la unidad, la ecuación anterior se convierte en:

$$V = \sqrt{gD} \quad \text{Y se dice que el flujo está en un estado crítico.}$$

Si  $F$  es menor que la unidad o  $V < \sqrt{gD}$ , el flujo es subcrítico. En este estado el papel jugado por las fuerzas gravitacionales es más pronunciado; por tanto, el flujo tiene una velocidad baja y a menudo se describe como tranquilo y de corriente lenta. Si  $F$  es mayor que la unidad, o  $V > \sqrt{gD}$ , el flujo es supercrítico, las fuerzas inerciales se vuelven dominantes; el flujo tiene una alta velocidad y se describe usualmente como rápido, ultrarápido y torrencial.

**Régimen de Flujo:** En un canal abierto el efecto combinado de la viscosidad y de la gravedad puede producir cualquiera de cuatro regímenes de flujo los cuales son:

- 1) *Subcrítico-laminar*, cuando  $F$  es menor que la unidad y  $R$  está en el rango laminar.
- 2) *Supercrítico-laminar*, cuando  $F$  es mayor que la unidad y  $R$  está en el rango laminar.
- 3) *Supercrítico-turbulento*, cuando  $F$  es mayor que la unidad y  $R$  está en el rango turbulento
- 4) *Subcrítico-turbulento*, cuando  $F$  es mayor que la unidad y  $R$  está en el rango turbulento.

### ECUACIONES BÁSICAS PARA FLUJO UNIDIMENSIONAL PERMANENTE

Las ecuaciones básicas de la hidráulica se derivan de los principios fundamentales de conservación de masa, cantidad de movimiento y energía aplicados a un volumen de control, dando origen a las ecuaciones llamadas de continuidad, cantidad de movimiento y energía, respectivamente. Dichas ecuaciones poseen formas generales que se pueden simplificar o adaptar según el tipo de flujo que se presenta o el fenómeno que quiere analizar.

La aplicación particular de uno o varios de los principios de conservación en un problema real permite definir una ecuación o un conjunto de ecuaciones cuya solución en un instante representa las condiciones de flujo y valúa aquellas variables de interés relativas al flujo.



En el análisis del escurrimiento del agua se acostumbra manejar la ecuación de continuidad empleando unidades de flujo volumétrico o gasto ( $m^3/s$ ), la ecuación de cantidad de movimiento con unidades de fuerza por unidad de masa ( $m/s^2$ ); la ecuación de la energía en unidades de fuerza por distancia por unidades de peso.

A continuación se presentan las ecuaciones fundamentales de la hidráulica, para analizar el escurrimiento del agua a superficie libre.

### Ecuación de Continuidad

El principio de conservación de masa o de continuidad establece que "La diferencia entre la cantidad de masa que ingresa a un volumen de control y aquella que se extrae del mismo es igual al cambio en el almacenamiento dentro del propio volumen", lo cual escrito en términos equivale a:

$$\frac{dV}{dt} = \sum m_e - \sum m_s \quad (\text{Ecuación 138})$$

Donde  $dV$  es un elemento diferencial del volumen y  $dt$  es un diferencial de tiempo, siendo el cociente de ambos un incremento o decremento de volumen por unidad de tiempo según el signo (positivo o negativo respectivamente). En el miembro de la derecha, el primer término es la suma de aquella masa que entra al volumen de control y el segundo el término la que sale.

La cantidad de agua en el volumen de control, así como la que entra o sale del mismo podrá cuantificarse en unidades de: masa (kg), peso (N) o de volumen ( $m^3$ ) por unidad de tiempo (kg/s, N/s o  $m^3/s$ ), siendo las últimas las que dan origen al concepto de flujo volumétrico o gasto ( $Q$ ), tan común en la práctica.

La velocidad media en una sección de un escurrimiento es aquella que al multiplicarse por el área hidráulica da por resultado el gasto que pasa en ese instante por la sección, es decir:

$$Q = VA \quad (\text{Ecuación 139})$$

Como se señaló anteriormente, en un flujo permanente el gasto  $Q$  es constante en cualquier sección. Es decir en dos secciones, 1 y 2, escogidas al azar en un mismo escurrimiento, es válida la relación:

$$V_1 A_1 = V_2 A_2 \quad (\text{Ecuación 140})$$

Asimismo, el concepto de flujo permanente implica también que el fluido pueda considerarse incompresible, como sucede en los problemas de canales a que se enfrenta el ingeniero hidráulico. Además, la Ecuación. [3] se cumple sólo que no haya entradas o salidas entre las secciones 1 y 2, debido a que si eso sucediera, el gasto no sería el mismo entre dichas secciones.

### Ecuación de La Cantidad de Movimiento

La ecuación de conservación de cantidad de movimiento se deriva de la segunda ley de Newton del movimiento, la cual establece que: "El producto de la masa de un cuerpo por la aceleración es igual a la resultante de todas las fuerzas que actúan sobre él, incluyendo su propio peso". Escritos en términos matemáticos se tiene que:



$$F = ma \quad (\text{Ecuación 141})$$

Donde  $F$  es la fuerza resultante o suma de fuerzas,  $m$  es la masa del cuerpo y  $a$  es la aceleración.

La aceleración se define como la derivada total de la velocidad  $V$  con respecto al tiempo  $t$ , por lo que la expresión anterior puede escribirse como:

$$F = \frac{d(\beta m V)}{dt} \quad (\text{Ecuación 142})$$

El producto de la masa por la velocidad ( $Vm$ ) es conocido como cantidad de movimiento. Cabe hacer notar que la suma de fuerzas, así como la velocidad o la aceleración deben expresarse en términos vectoriales.

La ecuación anterior puede ser aplicada a un volumen de control en un canal donde al realizar la suma de las fuerzas que actúan sobre el mismo (presión, peso propio y fricción) y considerando flujo no permanente (Chaudhry, 1993) se obtiene:

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial Y}{\partial x} = g(S - S_f) \quad (\text{Ecuación 143})$$

Donde  $S$  es la pendiente del cauce y las otras variables ya fueron definidas.

Esta última expresión es la ecuación de cantidad de movimiento para flujo no permanente con superficie libre y se emplea en conjunto con la ecuación de continuidad. Para realiza tránsitos de avenida en cauces. A ambas se les denomina como "Ecuaciones de Saint Venant" por haber sido Saint Venant quien la desarrolló en 1871.

### Ecuación de la Energía

La energía total contenida en un fluido en movimiento es la suma de las energías correspondientes a la posición o elevación del flujo con respecto a un nivel de referencia (energía potencial), la energía estática (energía de presión) y la presión dinámica (energía cinética); lo cual expresado en términos matemáticos para un flujo con superficie libre se puede escribir como:

$$H = z + y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (\text{Ecuación 144})$$

Donde:

- H energía total o carga hidráulica en m
- Z desnivel del fondo del cauce con respecto a un nivel de referencia (m), el cual equivale a la carga de presión.
- y tirante del flujo o carga de presión en conducciones con superficie libre (m).
- p presión manométrica (N/m<sup>2</sup>)
- $\gamma$  peso volumétrico (N/m<sup>3</sup>)
- V velocidad media del flujo (m/s)
- g aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)
- $\alpha$  Coeficiente de Coriolis o de energía (adimensional)
- $V^2/2g$  carga de velocidad en m



El coeficiente de Coriolis se incluye en las ecuaciones anteriores debido a que se considera una velocidad media del flujo y no a la distribución real de velocidades.

De acuerdo al principio de conservación de energía aplicado a un flujo con superficie libre, "La energía contenida en un flujo no cambia a lo largo de la trayectoria del mismo solo existen transformaciones entre sus componentes". De esta forma, al aplicar dicho principio entre dos secciones transversales de un flujo con superficie libre se obtiene la ecuación de la energía:

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^2 h \quad (\text{Ecuación 145})$$

Donde el último término es la suma de las pérdidas por fricción y locales entre las secciones 1 y 2.

Cuando se toman en cuentas las pérdidas de carga en la ecuación anterior se tiene la ecuación de Bernoulli, la cual es igual a una constante que define un horizonte de energía, es decir, la línea de energía máxima disponible en el flujo. Es relativa y depende de la sección en la que se inicie el análisis.

Por otra parte la línea que une los valores de las energías totales en cada sección transversal a lo largo de la conducción es conocida precisamente como línea de la energía o gradiente energético. Si solo se considera la suma de las energías de posición y de presión, se obtiene como resultado la línea piezométrica o gradiente hidráulico.

#### **Ecuación de la Energía Específica**

Si en la ecuación  $H = z + y + \alpha \frac{V^2}{2g}$  no se toma en cuenta la carga de posición, entonces se trata de la ecuación de energía específica  $E$  (m):

$$E = y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (\text{Ecuación 146})$$

Esta ecuación es importante para la determinación de ciertos parámetros del flujo de acuerdo a su nivel de energía (régimen subcrítico, crítico o supercrítico).

Cuando se realiza una gráfica de la ecuación anterior en función del tirante  $y$  y de un gasto constate, se obtiene una curva tal como la mostrada en la figura 2.44, donde se observa que existe un nivel de energía mínima o crítica correspondiente al denominado tirante crítico.

La energía mínima es aquella que requiere el flujo para conducir cierto gasto a través de una sección particular en una conducción con superficie libre. Fuera del punto de energía mínima (tirante crítico), la gráfica muestra dos ramas para niveles de energía mayores a la mínima, los cuales corresponden a tirantes en flujo subcrítico (rama superior) y en supercrítico (rama inferior), los cuales se presentarán según la pendiente del cauce. Cuando ambos tirantes tienen el mismo nivel de energía se les llama tirantes alternos.



A partir de la ecuación  $E = y + \alpha \frac{V^2}{2g}$  es posible determinar el tirante crítico. Para su cálculo se deriva la ecuación anterior y se iguala a cero (se busca el mínimo de una función). Mediante algunos pasos matemáticos se obtiene la expresión:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{B} \quad (\text{Ecuación 147})$$

Donde:

- Q Gasto en m<sup>3</sup>/s
- g Aceleración de la gravedad en m/s<sup>2</sup>
- A Área hidráulica en m<sup>2</sup>
- B Ancho de la superficie libre en m.

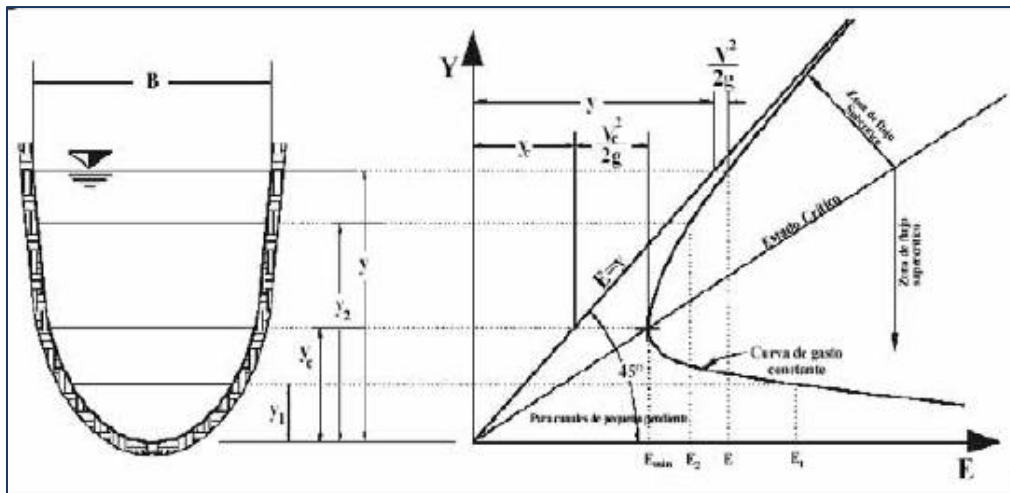


Figura 2.44.- Diagrama de energía específica.

### Pérdidas de Carga

Las pérdidas de carga o de energía indicadas en las ecuaciones se deben a los obstáculos que enfrenta el fluido en su movimiento (por cambio de dirección, área, etc.) y a los esfuerzos cortantes desarrollados sobre las paredes de conducción.

Las pérdidas debidas a esfuerzos cortantes en la pared de la conducción son conocidas como pérdidas por fricción y a las otras (las que se por cambio de dirección, área, etc.) se les llaman locales.

La fórmula de Manning es la más empleada por su sencillez y porque se dispone de gran cantidad de datos para estimar el coeficiente de rugosidad "n". Además, es recomendada en el cálculo de flujos con superficie libre, se define como:

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S_f^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ecuación 148})$$

Donde:



- V Velocidad media del flujo en m/s
- n coeficiente de rugosidad
- R radio hidráulico en m
- S<sub>f</sub> pendiente de fricción

Existen varios factores que afectan el valor del coeficiente de rugosidad, entre los que se encuentran principalmente; aspereza de la superficie de fricción del canal, presencia y tipo de vegetación, irregularidades y obstrucciones en la conducción, depósitos de materiales y erosión, material suspendido y transporte de fondo.

A continuación se presenta una tabla de los coeficientes de rugosidad para diferentes materiales:

Material del conducto	Coefficiente <i>n</i> (s/m <sup>1/3</sup> )
<b>Conductos cerrados:</b>	
- Tubos de Fibrocemento.	0.011 a 0.015
- Enladrillados.	0.013 a 0.017
- Tubos de Hierro colado con sello, revestidos con cemento.	0.011 a 0.015
- Concreto (monolítico):	
Formas redondeadas.	0.012 a 0.014
Formas angulosas (rugosas).	0.015 a 0.017
Tubo de concreto.	0.011 a 0.015
- Tubos de metal corrugado (con corrugaciones de ½" x 2½"):	
Plano.	0.022 a 0.026
Con plantilla pavimentada.	0.018 a 0.022
Revestido con asfalto.	0.011 a 0.015
- Tubos de plástico.	0.011 a 0.015
- Tubos de arcilla vitrificada.	0.011 a 0.015
<b>Canales abiertos:</b>	
- Canales revestidos:	
Asfalto.	0.013 a 0.017
Enladrillados.	0.012 a 0.018
Concreto.	0.011 a 0.020
Mampostería o roca.	0.020 a 0.035
Cubierta vegetal.	0.030 a 0.4
- Canales excavados o dragados:	
Tierra, recto y uniforme.	0.020 a 0.030
Tierra, sinuoso y bastante uniforme.	0.025 a 0.040
Roca.	0.030 a 0.045
Sin mantenimiento.	0.050 a 0.14
- Canales naturales (corrientes menores con ancho superficial menor a 30 m):	
Con secciones regulares.	0.030 a 0.070
Con secciones irregulares y pequeños vasos de almacenamiento.	0.04 a 0.1

**Figura 2.45.-** Valores del coeficiente de rugosidad “n” de Manning para diferentes materiales (ASCE, 1992).

### DISTRIBUCIÓN DE VELOCIDADES EN LA SECCIÓN DE UN CANAL

La distribución de velocidades, en un escurrimiento cualquiera, está relacionada íntimamente al hecho de que la viscosidad de las partículas fluidas sea o no preponderante en el fenómeno (Ver figura 2.46).

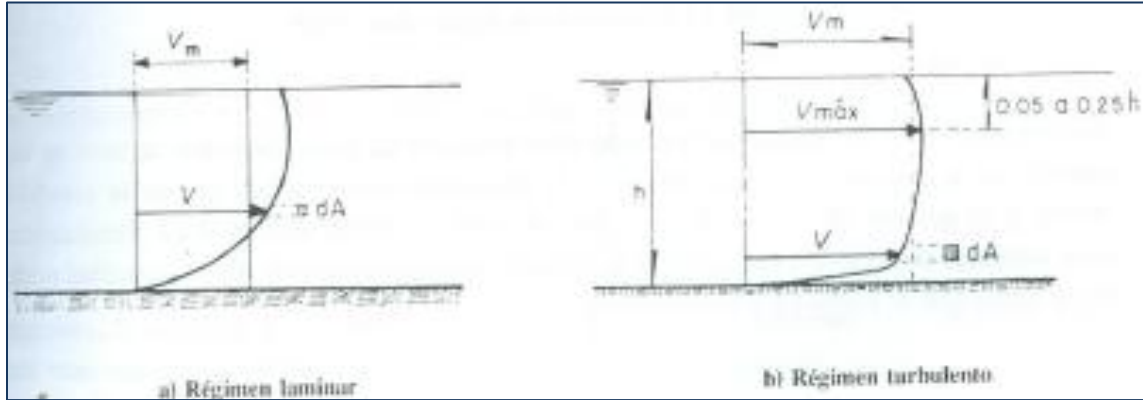


Figura 2.46.- Distribución de velocidades sobre una vertical en la sección de un canal.

La acción viscosa, tanto entre las mismas partículas fluidas como entre éstas y las paredes del conducto, se manifiesta con números de Reynolds pequeños. Para calcular el número de Reynolds en canales, se acostumbra utilizar como longitud característica el radio hidráulico de la sección, por lo que  $Re = VR/\nu$  ( $\nu$  es la viscosidad cinemática, para agua en condiciones normales:  $\nu = 0.01 \text{ cm}^2/\text{s}$ ).

Cuando  $Re$  es pequeño se presenta el llamado régimen laminar, que se caracteriza porque el líquido fluye en capas paralelas cuyas velocidades son sensiblemente diferentes entre sí y aumentan a medida que los puntos se encuentran más alejados de las paredes.

Al aumentar la velocidad del fluido y, por consiguiente  $Re$ , llega un momento en que pierde importancia el efecto de la viscosidad, rompiéndose así la cohesión entre las partículas en movimiento y, en consecuencia, éstas se desplazan en forma caótica y provocan el llamado régimen turbulento.

Una característica muy importante del régimen turbulento es que su coeficiente de fricción no depende de  $Re$ , sino únicamente de la rugosidad relativa de las paredes del conducto. Esto lo contrapone al régimen laminar en el que dicho coeficiente es función exclusiva del  $Re$  e independiente del material de que está hecho el conducto.

Vista en dos dimensiones, la distribución de velocidades en un régimen laminar es de tipo parabólico y en régimen turbulento se aproxima a un rectángulo. En la figura 2.46 se representan las distribuciones de velocidades en canales para los regímenes mencionados, ambas curvas pueden explicarse si se piensa en el mecanismo del flujo descrito anteriormente.

## 2.2.2 Hidráulica Fluvial

La Hidráulica Fluvial combina conceptos de Hidrología, Hidráulica, Hidráulica General, Geomorfología y Transporte de sedimentos. Por tanto, estudia las interacciones entre sedimentos( entiéndase como las partículas provenientes de los suelos y rocas de una cuenca, que llegan a las corrientes superficiales, donde son arrastradas o transportadas en suspensión, así como las que forman las paredes y lechos de conductos naturales) y el comportamiento hidráulico (flujo) en ríos y canales así como las velocidades de flujo, las variaciones del fondo por socavación y sedimentación, la capacidad de transporte de sedimentos y los ataques contra las márgenes.

Cuando el agua escurre sobre fronteras móviles o susceptibles de experimentar movimiento, la acción que ejerce el flujo del agua sobre los sedimentos o partículas que constituyen dichas fronteras, y la resistencia de estas al movimiento, da lugar a interacciones tales que bajo ciertas condiciones originan la serie de fenómenos que componen los denominados procesos fluviales, por lo que puede decirse que la hidráulica fluvial comprende el estudio de la mecánica de las fases sucesivas de los fenómenos fluviales (Maza y García, 1984).



**Figura 2.47.-** Río Samaria, en el estado de Tabasco.

Al respecto, la hidráulica fluvial estudia fenómenos tales como: el inicio y transporte de sedimentos, la aparición y desarrollo de ondulaciones en el lecho y la resistencia al flujo que ofrecen tales configuraciones; todas las condiciones bajo las cuales se produce



erosión o depósito de sedimentos tanto en las márgenes como en el lecho; el origen y desarrollo de meandros, y las características geométricas estables que llega a tener un tramo de río al pasar por él un gasto líquido y de sedimentos prefijados.

Para el comienzo del estudio de la hidráulica fluvial es necesario definir como primer punto su unidad base, el río.

### LOS RÍOS Y SU CLASIFICACIÓN

Un río es una corriente natural de agua que fluye con continuidad. Posee un gasto determinado, rara vez constante a lo largo del año. El río desemboca en el mar, en un lago o confluye en otro río, en cuyo caso se denomina afluente.

La morfología de ríos es la encargada de estudiar la forma y estructura de los ríos, incluyendo la configuración del cauce en planta, la geometría de las secciones transversales, la forma del fondo y las características del perfil. De forma general, los planteamientos y teorías analíticas para ríos se han desarrollado para casos idealizados. Los datos empleados, ya sean de campo o de laboratorio, corresponden a canales rectos con secciones transversales casi invariantes, en los cuales se supone que el gasto es casi constante y se mantiene por grandes periodos.

Los ríos muestran muchas de las características idealizadas en los canales estables, sin embargo, existen varias diferencias entre ambos, que es necesario conocer para la aplicación satisfactoria de dichas teorías. En este apartado se trata únicamente una clasificación amplia de los ríos y las características de su sección transversal.

Los ríos pueden clasificarse de acuerdo a:

a) *Su edad:*

- **RÍOS JÓVENES:** Se encuentran en los cauces de montaña; tienen pendientes altas y sección transversal tipo "V". Son muy irregulares y están generalmente en proceso de degradación.
- **RÍOS MADUROS:** Se presentan en valles amplios y tienen pendientes relativamente bajas; la erosión de las márgenes ha reemplazado a la erosión del fondo. Los ríos maduros son estables y la sección transversal en cada tramo es capaz de transportar la carga de sedimento en todo su recorrido.
- **RÍOS VIEJOS:** Se encuentran en valles amplios y planicies cuyo ancho es 15 a 20 veces mayor que el ancho de los meandros, y las pendientes son muy bajas. En estos ríos se forman depósitos naturales de sedimentos, a lo largo de las márgenes. Frecuentemente se forman amplias planicies y pantanos en las zonas vecinas a las márgenes del río. Los ríos viejos no tienen rápidas o caída, pero cerca de ellos pueden haber lagos con forma de cuerno o herraduras, que son restos de meandros abandonados y que se cortaron en forma natural.

b) *Su condición de estabilidad:*

- **ESTÁTICA:** Un cauce tiene estabilidad estática, cuando la corriente es capaz de arrastrar sedimentos, pero no puede moverse y arrastra las partículas o los elementos de las orillas.



- **DINÁMICA:** Un cauce tiene inestabilidad dinámica cuando las variaciones de la corriente, los materiales de la plantilla y de las orillas, y los sedimentos transportados han formado una pendiente y una sección que no cambian apreciablemente año con año. En esta condición, el río sufre desplazamientos laterales continuos en las curvas, con erosiones en las márgenes exteriores y depósito de sedimento en los interiores. Todos los gastos, antes de producirse un desbordamiento, escurren por un único cauce que no tiene islas o bifurcaciones. Ahora, cuando existe inestabilidad dinámica, el río escurre por un solo cauce, como se indicó para la estabilidad dinámica, pero se presenta cuando el desplazamiento lateral de los meandros es muy intensa y por lo tanto, el corte natural de ellos ocurre muy frecuentemente. Por una parte, el río trata de alcanzar su pendiente de equilibrio al desarrollar sus meandros y por otra, estos se estrangulan rápidamente y se cortan. Debido a lo señalado, el tramo de río no alcanza a estabilizar su pendiente.
- **MORFOLÓGICA:** Este grado de estabilidad es el concepto más amplio; es decir, en cualquier cauce natural, la pendiente de un tramo cualquiera, el ancho y el tirante de su sección transversal, así como el número de brazos en que se divida el cauce, dependen del gasto líquido que escurre anualmente y de su distribución, de las características físicas de los materiales que forman el fondo y orillas, y de la cantidad y calidad del sedimento, que es transportado; éste llega al tramo, tanto procedente de aguas arriba como de aportaciones laterales. En otras palabras, cualquier corriente natural no alterada por factores humanos tiene estabilidad morfológica, por ello un cauce que en forma natural tiene estabilidad estática o dinámica, también la tiene morfológica.

c) Los tramos:

- **ZONA DE MONTAÑA:** Esta zona se caracteriza por las fuertes pendientes que tienen los cauces, el gran tamaño de las partículas de los sedimentos del fondo y la carencia de zonas apropiadas para la agricultura. Puesto que los cauces se forman entre montañas, al presentarse una avenida los niveles del agua suben sin que haya desbordamientos. En esta zona las márgenes son rocosas y por tanto, casi no hay desplazamientos laterales de ellas, aunque sí pueden ocurrir grandes deslizamientos de tierra que llegan a obstruir los ríos y torrentes. Este fenómeno es el único que llega a producir inundaciones, primero al remansar el agua hacia aguas arriba y posteriormente, hacia aguas abajo, cuando la obstrucción de roca y tierra es rebasada y se produce su arrastre y destrucción provocando con ello una avenida de aguas sedimentos.
- **ZONA INTERMEDIA:** En esta zona disminuye tanto la pendiente de los cauces como el tamaño de las partículas de los sedimentos. Estos últimos están constituidos principalmente por arena y grava. La disminución de la pendiente reduce la capacidad del flujo para transportar sedimentos, por lo que éstos se depositan y el nivel medio del fondo de los ríos se eleva año con año. Dependiendo de los volúmenes de sedimentos depositados anualmente, de sus propiedades físicas y de los gastos líquidos escurridos, los ríos podrán ser trezados o tener numerosas islas. Los cauces pueden formarse entre cerros, aunque existan áreas disponibles para la agricultura. Las áreas bajas que se forman debido a procesos de sedimentación quedan sujetas a inundaciones cada vez que es sobrepasada la capacidad hidráulica del cauce. La frecuencia con que ocurren las inundaciones



dependerá de muchos factores, entre los que se puede señalar el clima en la cuenca y las características físicas y coberturas vegetal de la misma.

- **PLANICIE:** Esta zona se caracteriza por tener las pendientes más reducidas y por estar constituida por los sedimentos finos que el río ha arrastrado y depositado en otras épocas. Son zonas más o menos planas, de gran extensión y generalmente propicias para la agricultura, excepción hecha de las zonas pantanosas. Igualmente sufren inundaciones, aunque éstas pueden durar más tiempo que las que ocurren en la zona intermedia, ya que los gastos son mayores y hay menor capacidad de drenaje. La frecuencia de las inundaciones dependerá de lo señalado al tratar la zona intermedia.

Tipo de Cauce	$D/S_0$	$Fr$
Alta montaña	$>10$	$>1$
Montaña	$>7$	0.7 a 1
Faldas de montaña	$>6$	0.045 a 0.7
Intermedio	$>5$	0.2 a 0.45
Planicie (cauce arenoso)		
a) Río caudaloso	$>2$	0.14 a 0.44
b) Río poco caudaloso	$>1$	0.44 a 0.55

Figura 2. 48.- Clasificación por tramo de un río.

d) *Sus grados de libertad:*

- **UN GRADO DE LIBERTAD:** Cuando al variar el gasto en un cauce o canal sólo varía el tirante, se dice que existe un grado de libertad. Esto ocurre si el fondo, las paredes y la pendiente no cambian al variar el gasto; por ejemplo, un canal revestido. Cuando se tiene un grado de libertad no existe transporte de sedimentos.
- **DOS GRADOS DE LIBERTAD:** Cuando sólo pueden variar el tirante y la pendiente, se dice que el cauce tiene dos grados de libertad. Esto puede ocurrir cuando las márgenes son muy resistentes pero el fondo no.
- Tres grados de libertad. Si además del tirante y la pendiente, también pueden alterarse las márgenes y ajustarse al ancho, se dice que el cauce tiene tres grados de libertad.

e) *Al material de las márgenes y el fondo:*

- Cohesivos: Son los cauces alojados en materiales predominantemente arcillosos
- No cohesivos. Ocurre en los cauces alojados en material que no desarrolla cohesión, sino que está formado por partículas sueltas. Se clasifican a su vez, según el predominio del material grueso, en boleó y cantos rodados si  $D_m > 64$  mm, o en grava y arena si  $64 > D_m > 0.062$  mm. Siendo  $D_m$  el diámetro medio de las partículas.
- Acorazados. Son aquellos cauces donde debido a lo extendido de la granulometría ( $\sigma_g > 3$ ), puede ocurrir el arrastre de las partículas más finas, lo que permite la formación de una capa protectora o coraza de material grueso en la superficie, la cual mantiene debajo de ella a toda la granulometría original incluyendo los granos más finos.
- Bien graduados o con granulometría extendida. Son aquellos en que la desviación estándar de los diámetros es mayor que 3 ( $\sigma_g > 3$ ). Entran en esta clasificación los sedimentos del fondo compuestos por una gran variedad de tamaños.



- Mal graduados o de granulometría uniforme. Ello ocurre si  $\sigma_g < 3$ . Cuando los tamaños de las partículas siguen una distribución log-normal o logarítmica, la desviación estándar geométrica,  $\sigma_g$  vale:

$$\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}} = \frac{D_{50}}{D_{16}} = \left[ \frac{D_{84}}{D_{16}} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ecuación 149})$$

Donde  $D_i$  es el diámetro de la muestra en que el porcentaje  $i$  en peso, es menor que ese tamaño.

f) Su geometría:

- Rectos. Normalmente esto ocurre en pequeños tramos y son transitorios, ya que con cualquier irregularidad en la forma del cauce o en su alineamiento, o con la formación de bancos, o bien alguna obstrucción temporal, se originan disturbios locales que producen flujos transversales que inician la formación de curvas y meandros. Un criterio para definir cauces rectos indica que la sinuosidad no debe ser mayor de 1.2. Los tramos rectos o casi rectos e presentan también cuando el río escurre a lo largo de una falla geológica
- Sinuosos. La sinuosidad es mayor de 1.2 pero menor de 1.5 Con meandros. Son aquellos en que la sinuosidad es mayor que 1.5. Los cauces presentan curvas alternadas unidas por tramos rectos y cortos. Normalmente la pendiente es baja. Estos cauces pueden presentar erosión en las márgenes exteriores de las curvas, principalmente en los tramos de aguas abajo. Existen profundas depresiones del fondo en las curvas y altas velocidades en la cercanía de las márgenes cóncavas. Los tirantes en las transiciones son menos profundos si se comparan con los que ocurren en las curvas. Los cauces con meandros puede a su vez clasificarse como: a) con curvas superficiales y b) con curvas en trinchera. Los primeros cambian su curso en el transcurso del tiempo y los segundos permanecen fijos ya que generalmente son cavados en materiales resistentes. Los meandros según su movimiento hacia aguas abajo, y si los cortes ocurren en una misma zona, pueden clasificarse en estables o muy inestables.
- Trenzados. A este tipo pertenecen aquellos que no presentan un solo cauce, sino por el contrario, continuamente a lo largo de su recorrido, se dividen en varios cauces que se entrelazan y se vuelven a separar. Con gastos bajos, existen dos o más cauces principales entrelazados y se forman cauces secundarios. En las crecientes, el agua cubre todos los cauces y grandes cantidades de sedimento se depositan rellenando los cauces antiguos. Por ello, en la siguiente época de estiaje se forman nuevos cauces entrelazados. Generalmente estos cauces tienen pendientes altas, el material es grueso y llegan a ellos grandes cantidades de sedimentos. La principal característica de los ríos trezados es que están sujetos a un proceso de sedimentación.
- Con islas. Son los cauces que presentan islas en su interior, las cuales pueden desplazarse hacia aguas abajo. Cuando una isla permanece uno o más años en su mismo sitio es cubierta por vegetación.
- En estuario. Estos ríos se presentan en las desembocaduras a los océanos y están altamente influenciados por las mareas y contienen estratos o mezcla de agua salada. En pantano. Los cauces de estos ríos, normalmente son muy amplios por no existir pendiente o ser muy pequeña, además presentan zonas muertas y saturadas por altos niveles freáticos. Los tirantes son reducidos y se crea un ambiente favorable para el crecimiento de la vegetación.

- Deltas. Pertenecen a este tipo de ríos, aquellos que arrastran grandes cantidades de sedimento y que desembocan en el mar con mareas reducidas. El material depositado forma inicialmente flechas paralelas al flujo que delimitan los márgenes del cauce dentro del mar. Por otra parte, al ocurrir grandes avenidas o tormentas, las flechas se rompen en algún sitio por donde el flujo encuentra salida y el proceso descrito se repite en ese nuevo cauce. Este proceso produce un abanico de sedimentación cuya forma se asemeja a la letra griega  $\Delta$ , de donde viene su nombre.

g) *Por condición de transporte:*

En términos generales se considera que los tramos de los ríos pueden estar sujetos a un proceso de erosión o sedimentación o en equilibrio. Una clasificación importante de los ríos relacionada con estos aspectos, es la propuesta por Schumm en 1993 (Gracia y Maza, 1997), la cual está basada en la carga de sedimento, pues considera que dicho factor afecta significativamente la estabilidad del cauce, su forma y su sinuosidad. Establece tres tipos principales de cauce: estable, erosionable y depositante, y propone subclases dependiendo del modo de transporte del sedimento, ya sea en la capa del fondo, mixto y en suspensión.

### TRAMOS DE RÍOS

Cuando las montañas se encuentran muy cerca del mar, los ríos no han tenido tiempo de desarrollar la última zona y carecen de planicie, incluso alguno llegan a carecer de zona intermedia. En los altiplanos y cuencas cerradas los ríos escurren principalmente por zonas intermedias, aunque al llegar a las partes planas, que corresponden a antiguos lagos o depresiones que se han rellanado con sedimentos, se comportan como ríos de planicie.

Los habitantes de las zonas de montaña prácticamente no sufren inundaciones ya que sus poblados y casa pueden fácilmente ser construidos en partes altas, lo mismo puede ocurrir en las zonas intermedias. En estas últimas, sin embargo, las áreas agrícolas sí se inundan y lo mismo ocurrirá con cualquier asentamiento humano que se ubique en dichas áreas.

En cambio, casi toda la zona de planicie está sujeta a ser inundada. Son estas zonas donde hay un mayor potencial de desarrollo, y por tanto, las que requerirán de la construcción de mayor número de obras de protección contra inundaciones, a medida que dicho desarrollo las justifique.

El escurrimiento de cualquier corriente natural es variable dependiendo de la distribución que tengan las lluvias en su cuenca, tanto en tiempo como en espacio. Cuando los caudales son altos, ocurre con frecuencia que rebasan la capacidad de conducción del cauce principal del río y las aguas se desbordan e invaden las tierras adyacentes.

Dependiendo de la topografía de esas tierras, las aguas desbordadas pueden correr sobre ellas siguiendo la pendiente del terreno, y regresar al río en cuanto los niveles del

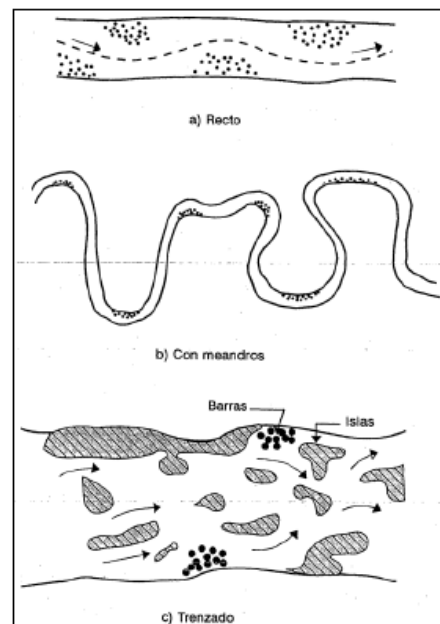


Figura 2.49.- Configuración de ríos.



agua empiezan a descender; o bien, quedan detenidas permanentemente en las zonas bajas hasta que se evaporan o infiltran; por último, pueden llegar a reconocer otros cauces. En general, el agua que se desborda llega a:

- Infiltrarse
- Evaporarse
- Correr por la planicie y retornar al río
- Correr por la planicie y reconocer otros cauces
- Llegar a lagos, lagunas o mares
- Quedar detenida en partes bajas hasta que se infiltran, evaporan o es aprovechada.

Los volúmenes de agua desbordados son sustraídos al caudal del río y por ello, durante las crecientes los tirantes máximos alcanzados pueden ser menores en las secciones de agua abajo, al grado de producir grandes inundaciones en los tramos de aguas arriba y no llegar a desbordarse en las zonas cercanas al mar.

Cuando la planicie del río es reducida, como ocurre en la vertiente americana del Pacífico, las inundaciones duran poco, debido a que las pendientes son grandes y existe una capacidad suficiente de drenaje. En cambio, en la vertiente americana del Atlántico y del Golfo de México, las inundaciones cubren grandes extensiones y duran más tiempo, ya que las planicies tienen menor pendiente y los gastos son mayores.

Cuando una región se empieza a poblar y desarrollar se debe disponer de un plano de la llanura de inundación, en que se limite la zona inundada por una avenida que tenga un periodo de retorno de 100 años, ya que ello ayudará a sentar las bases para el futuro desarrollo, uso de la tierra y otras regulaciones. En Estados Unidos, por ejemplo, los estudios de seguros contra inundaciones se basan en planos en que se muestran las zonas inundadas para avenidas con diferentes periodos de retorno, siendo el máximo analizado hasta 500 años, ya que en el monto del seguro se toma en cuenta la localización de los bienes materiales con respecto a los límites de esas zonas, y a la altura que en ellas alcance el agua.

Los planos de las llanuras de inundación son también útiles para identificar las propiedades ribereñas susceptibles de llegar a ser parques públicos o espacios abiertos. Por último, estos mapas tienen un uso importante para examinar las diferentes medidas estructurales y no estructurales que puedan llegar a tomarse.

### **ORIGEN Y PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS**

Una corriente natural escurre una mezcla de agua y sedimentos. Los sedimentos, desde el punto de vista de la hidráulica fluvial, son todas las partículas de suelo y roca de la cuenca que llegan a una corriente natural y son transportados por ella. Por lo anterior, no se consideran como sedimentos a las sustancias solubles que puede contener el agua, ni a los elementos sólidos de otro origen como son, por ejemplo, la vegetación y la basura. Debido a su diferente comportamiento fluvial, se distinguen dos clases de sedimentos:

- Sedimentos que se encuentran en el fondo del cauce
- Sedimentos de lavado



El primero puede ser transportado tanto sobre el fondo como en suspensión. El volumen transportado se puede calcular y depende de las características hidráulicas de la corriente, de la geometría del cauce y de las propiedades de las partículas, principalmente su diámetro y peso específico. Por tanto, existen métodos para predecir este transporte. El segundo es aquel material fino, aportado por la cuenca durante las lluvias y por las márgenes al ser erosionadas, que es transportado en suspensión y que no se encuentra representado en el material del fondo (a falta de datos se considera aquel sedimento con diámetro de partículas menor que 0.062 mm). Por tanto, para calcular el gasto de lavado no existe otro procedimiento que el de medirlo directamente, ya que la aportación de este material al río es función de las características de las lluvias y del terreno, de la topografía, de la cobertura vegetal, etc., y no depende de las características hidráulicas del flujo. Las mediciones se deben efectuar diariamente o con la frecuencia requerida.

Al aumentar el gasto líquido y ocurrir un desbordamiento, una gran cantidad de sedimentos sale del cauce principal del río. Las partículas más grandes se depositan rápidamente en cuanto disminuye la velocidad del agua que las transporta y por ello, las orillas de los ríos con márgenes muy estables formadas con materiales cohesivos tienen una elevación mayor que la de los terrenos adyacentes. A esas elevaciones se les conoce como barrotos del río. Al continuar el escurrimiento del agua sobre los terrenos adyacentes al río, y sobre todo en planicies, continúa la sedimentación de las partículas sólidas, ocurriendo los mayores depósitos en las zonas más bajas o en donde la densidad de la vegetación es mayor, ya que en esas zonas es menor la velocidad del agua. Así, los desbordamientos tienden a nivelar la planicie rellenando con sedimentos las partes más bajas y al mismo tiempo tienden, en conjunto, a sobre-elevar toda la planicie. Esas sobre-elevaciones son mayores en las zonas de aguas arriba y disminuyen lentamente hacia el mar. El efecto anterior se puede notar claramente durante el estiaje ya que, cerca del mar, el desnivel entre la superficie del agua del río y los terrenos adyacentes puede ser de unas cuantas decenas de centímetros o uno o dos metros cuando máximo (en esto influye el efecto de las mareas), mientras que al avanzar hacia aguas arriba, dicho desnivel aumenta progresivamente llegando a ser de algunas decenas de metros a una distancia de 200 ó 300 kilómetros de la desembocadura. Lo anterior es válido únicamente en las planicies en las que el río es el único agente formador de las mismas.

Del sedimento que es transportado por el agua desbordada muy poco regresa a la corriente principal, y es aquel que por ser muy fino no alcanza a depositarse aun con las velocidades más bajas.

Como se había mencionado en el subtema anterior, se entiende por sedimento a todas las partículas de suelo y roca de una cuenca que son arrastradas y transportadas por una corriente de agua.

Según su comportamiento, al ser transportado por el flujo, el sedimento se puede diferenciar en dos grandes grupos: el del fondo y el de lavado. Al estudiar un tramo de río, el primero es el material que se forma en el fondo del cauce y el segundo el que no se encuentra dentro de ese material. Este último está formado por partículas muy finas como limos y arcillas que el agua transporta en suspensión.

La diferencia principal en el comportamiento entre el material del fondo y el material de lavado consiste en que el transporte del fondo depende de las características físicas del material; por tanto si en dos ríos se tienen tramos semejantes y con idéntico material en el



fondo, transportan las mismas cantidades de material del fondo bajo condiciones hidráulicas semejantes.

Lo anterior no ocurre con el material de lavado, en forma general, un río puede transportar tanto material de lavado como llegue a él, casi independientemente de las características hidráulicas de la corriente. Así, dos ríos semejantes con igual material en el fondo, pero con cuenca protegida o forestada y otro con una cuenca desprotegida con fuertes pendientes y material suelto sobre su superficie, arrastran cantidades completamente diferentes de material de lavado, llegando el primero al extremo de no transportar nada de ese material.

Como se ha indicado, se clasifica como material de lavado todo aquel material fino que no se encuentra representado en el material del fondo. Cuando los diámetros de este último no son conocidos, se establece como límite entre ambos materiales al diámetro de 0.062 mm, de tal manera que el transporte de lavado es el formado por todas las partículas menores que ese diámetro.

El transporte de lavado siempre tiene lugar en suspensión, mientras que el transporte del material del fondo puede tener lugar dentro de la capa del fondo o en suspensión. La capa del fondo, como su nombre lo indica, se encuentra justo arriba del lecho de un cauce.

#### **ARRASTRE EN LA CAPA DE FONDO**

Es el material del fondo del cauce que es arrastrado por la corriente dentro de la capa de fondo, cuyo espesor, según Einstein, es igual a dos veces el diámetro de la partícula considerada. Otros autores, como Van Rijn y Pacheco-Ceballos, han propuesto diferentes espesores para esta capa de fondo y cuando ello ocurre, el valor de ese espesor se indica claramente en la presentación del método correspondiente. A este arrastre se le designa con el subíndice *B*.

El arrastre en la capa de fondo se calcula en función de las características hidráulicas de la corriente, de la geometría del cauce y de las propiedades físicas del material del fondo.

#### **TRANSPORTE DEL FONDO EN SUSPENSIÓN**

Está formado por material del fondo del cauce que es transportado por la corriente en suspensión; es decir, dentro del seno del líquido arriba de la capa de fondo. El flujo, debido a su velocidad y turbulencia, levanta las partículas del lecho y las mantiene en suspensión, aunque continuamente se produce un intercambio de partículas entre las que hay en la capa de fondo y las que se transportan en suspensión. La concentración o número de partículas en suspensión disminuye cuando la turbulencia y velocidad de la corriente decrece. Cuando ocurre la anterior, una cierta cantidad de partículas retorna al fondo. A este arrastre se le designa con el subíndice *BS*.

El material del fondo es granular en la mayoría de los ríos; es decir está formado o por partículas sueltas de arena, grava o boleos. Las fuerzas que tratan de mover a esas partículas son las de arrastre y sustentación que la corriente ejerce sobre ellas. Las fuerzas que tratan de oponerse al movimiento son el peso propio de cada partícula y la fricción que desarrolla al descansar sobre otras partículas, la que también es función del peso. Al ser levantadas y opuestas en suspensión, el peso de cada partícula es la única fuerza actuante para que las partículas retornen nuevamente al fondo. La distribución de la





concentración de las partículas, en una vertical, es más uniforme cuanto más fino es el material y mayor la turbulencia de la corriente. Cuando el material es grueso o la turbulencia es menor, se tiene muy poco material en suspensión cerca de la superficie y concentraciones mayores cerca del fondo.

El transporte del fondo en suspensión se calcula en función de las características hidráulicas de la corriente, la geometría del cauce y las propiedades físicas del material del fondo. También se puede obtener en función de los primeros dos aspectos señalados y de una muestra de agua-sedimentos tomada en un punto conocido de la sección. De esa muestra se debe obtener la concentración de partículas en suspensión y las propiedades físicas de las partículas.

### TRANSPORTE DE FONDO O TRANSPORTE TOTAL DE FONDO

Está formado por el material del fondo que es transportado por la corriente, tanto dentro de la capa de fondo como en suspensión. Por tanto, el transporte de fondo es igual a la suma del arrastre en la capa de fondo más el transporte de fondo en suspensión. Se designa con el subíndice *BT*. Se cumple por tanto la relación:

$$g_{BT} = g_{BT} + g_{BT} \quad (\text{Ecuación 150})$$

### TRANSPORTE DE LAVADO

Está formado por el material muy fino que es transportado en suspensión y que no se encuentra representado en el material del fondo del cauce. Al considerar una sección determinada, todo el material de lavado procede de los tramos de aguas arriba. Su origen se encuentra en el suelo de la cuenca erosionado por las gotas de lluvia, o bien, proviene en ocasiones de la erosión que el mismo río produce en sus márgenes. Cuando no se conoce el tamaño de las partículas del fondo, aquellas transportadas en suspensión y menores que 0.62mm, se consideran material de lavado. Se denomina con el subíndice *L*.

El transporte de lavado depende de la cantidad de partículas finas que la cuenca aporta al río bajo la acción de una lluvia. Como no es función de las características hidráulicas de la corriente, sólo se puede valorar cuando se toma una muestra de agua con partículas en suspensión y se separa la porción de partículas que no están representadas en la curva granulométrica del material de fondo.

### TRANSPORTE EN SUSPENSIÓN

Está formado por la totalidad de partículas que son transportadas en suspensión. Por tanto, el transporte en suspensión es igual a la suma del —de fondo en suspensión— más el —de lavado— y se designa con el subíndice *S*. Se cumple así la relación:

$$g_S = g_{BS} + g_L \quad (\text{Ecuación 151})$$

Cuando se toma una muestra de agua en una corriente natural, se obtiene siempre la concentración relacionada al transporte en suspensión, ya que en ella puede haber material de lavado y partículas que proceden del fondo.



Una muestra que únicamente tenga material de lavado se puede obtener en la zona de un río en el que las velocidades sean muy bajas y el flujo no pueda levantar las partículas del fondo. Una muestra que contenga únicamente material del fondo en suspensión se obtiene en un canal de laboratorio con fondo arenoso donde se use agua limpia; en la naturaleza se encuentra en algunos afluentes en la zona de montaña y también en los canales de comunicación que hay entre lagunas costeras y el mar, ya que al subir la marea y entrar el agua de mar, ésta lo hace generalmente libre de limos y arcillas.

Al tomar una muestra de agua-sedimento conviene separar el material que procede del fondo y el material de lavado. La forma práctica de hacerlo consiste en pasar la muestra a través de una malla 200 cuya apertura es de 0.074 mm (valor cercano a 0.062 mm establecido como separación entre ambos materiales). Las partículas retenidas en la malla corresponden al material del fondo y las que pasan, y quedan en la charola, al material de lavado.

### **TRANSPORTE TOTAL**

Está formado por todas las partículas que son transportadas por el río, procedan del fondo o sean de lavado. Se denomina con el subíndice  $T$ . Por lo expuesto anteriormente, se cumplen las relaciones siguientes:

$$g_T = g_L + g_{BT} \quad (\text{Ecuación 152})$$

$$g_T = g_S + g_B \quad (\text{Ecuación 153})$$

# CAPÍTULO III

## Inundaciones: Definición y Control

## 3.1 INUNDACIONES

### 3.1.1 Introducción

El agua es uno de los recursos naturales más valiosos de cualquier nación debido a los beneficios sociales y económicos que se derivan de su consciente explotación; sin embargo, junto con las ventajas existen también situaciones extremas tales como las inundaciones y las sequías.

Se dice que los desastres naturales son uno de los problemas inherentes al desarrollo de las civilizaciones aún sin resolver. En el caso de los de tipo hidrometeorológico, los patrones de desarrollo que ignoran la administración sostenible del agua están exponiendo a las comunidades a mayores riesgos de inundaciones y sequías (Salas, 1999).

Una estimación de las víctimas fatales en México de 1980 a 1990 a consecuencia de fenómenos hidrometeorológicos arroja 2,767 personas. La cantidad de daños totales por este tipo de fenómenos, en el mismo periodo, fue de 4,537 millones de dólares, lo que en promedio arroja 227 millones de dólares en pérdidas anuales.

En el pasado, las poblaciones entendían la naturaleza de las inundaciones, no en términos estadísticos, sino como un elemento del medio ambiente con el que se mantenían en estrecho contacto. Aunque la gente vivía cerca de los ríos para aprovecharlos como medio de transporte y fuente de abastecimiento de agua para su consumo y el cultivo de sus fértiles llanuras de inundación, sus hogares eran construidos en terrenos altos, para evitar afectaciones debidas a las inundaciones.



**Figura 3.1.-** Inundaciones en la Ciudad de México.

Conforme crecía la población y sus necesidades, la infraestructura desarrollada en las partes aledañas a los cuerpos de agua también iba en aumento, lo que generaba como consecuencia el desarrollo de la comunidad. Dicha ocupación de las zonas cercanas a los ríos es uno de los principales factores que acrecienta el riesgo de inundaciones.

Adicionalmente, la degradación del medio ambiente, tal como la deforestación, la erosión, etc., modifica la respuesta hidrológica de las cuencas, incrementando la ocurrencia y la magnitud de inundaciones.



La modificación del terreno en las cuencas, (cambio en los usos del suelo) produce daños cada vez más considerables por efecto de las inundaciones, debidos a que:

- Se producen crecientes mayores que las que habían ocurrido (avenidas históricas) cuando las cuencas eran naturales o la degradación del medio ambiente era mínima.
- El tiempo que debe transcurrir para que los efectos de una inundación sean percibidos por la población ha disminuido, provocando que en ocasiones la respuesta de las autoridades y de la población se vea comprometida.

El número de personas que viven o trabajan en zonas que originalmente formaban parte de algún cauce, y que ocasionalmente vuelven a llevar escurrimientos (conocidas como llanuras de inundación), se ha incrementado.

Aunado a lo anterior, la gestión deficiente de los recursos naturales ha generado una transformación de las zonas boscosas en pastizales y en tierras de cultivo. La consecuencia es que el volumen de agua retenido en la parte alta de las cuencas es menor, escurre más rápido hacia la llanura y, consecuentemente, las inundaciones son más frecuentes y graves. Entonces el primer problema en el ámbito de las inundaciones es que la falta de planeación de las actividades humanas, han alterado el entorno y, con ello, se han establecido las condiciones que frecuentemente dan lugar a inundaciones más severas.

En muchos casos las poblaciones han perdido el contacto con su entorno y, aún dentro de la región en la que viven y trabajan, no conocen los sitios por donde escurre el agua en forma natural; el más claro ejemplo de esta situación se observa en algunas ciudades, donde las corrientes han sido canalizadas e incluso convertidas en calles o avenidas; en cuanto al agua de lluvia, al igual que el agua residual, son drenadas por el alcantarillado y la gente olvida cómo se produce esta situación. Esto último conlleva que el segundo problema en el ámbito de las inundaciones sea que la comunidad tenga una apreciación equivocada, al creer que la inundación se ha eliminado y ya no es una amenaza o algo que deba preocuparles, por lo que no hay motivo para considerarla dentro de sus planes de emergencia.

Finalmente, es importante hacer una reflexión sobre este tipo de eventos, particularmente respecto a la situación de nuestro país: en las planicies de los grandes ríos de México, prácticamente todos los años se producen inundaciones derivadas de sus desbordamientos. La causa principal es la pérdida de la capacidad hidráulica de esas corrientes, una vez que dejan la zona de sierras y se adentran en las planicies. En contraste, en las zonas semidesérticas las inundaciones son menos frecuentes, por lo que suelen olvidarse; sin embargo, cuando se presentan causan serios problemas.

Las inundaciones son una de las catástrofes naturales que mayor número de víctimas producen en el mundo. Se ha calculado que en el siglo XX unas 3,2 millones de personas han muerto por este motivo, lo que es más de la mitad de los fallecidos por desastres naturales en el mundo en ese periodo.

## 3.1.2 Definición de Inundación

Una inundación es la ocupación por parte del agua de zonas que habitualmente están libres de ésta, las cuales son anegadas durante eventos extraordinarios, por ejemplo: aguaceros intensos, crecientes poco frecuentes o avalanchas o bien por desbordamiento de ríos y mares, por subida de las mareas por encima del nivel habitual o por avalanchas causadas por maremotos. En cierta medida, las inundaciones pueden ser eventos controlables por el hombre, dependiendo del uso de la tierra cercana a los cauces de los ríos.



**Figura 3.2.-** Inundación en la Ciudad de Villahermosa, en el estado de Tabasco en 2007.

De acuerdo con el Glosario Internacional de Hidrología (OMM/UNESCO, 1974), la definición oficial de inundación es: “Aumento del agua por arriba del nivel normal del cauce” (CENAPRED, 2007).

En este caso, “nivel normal” se debe entender como aquella elevación de la superficie del agua que no causa daños, es decir, inundación es una elevación mayor a la habitual en el cauce, por lo que puede generar pérdidas.

Por otra parte, avenida se define como: “Una elevación rápida y habitualmente breve del nivel de las aguas en un río o arroyo hasta un máximo desde el cual dicho nivel desciende a menor velocidad” (OMM/UNESCO, 1974). Estos incrementos y disminuciones, representan el comportamiento del escurrimiento en un río. Por lo anterior, se entiende por inundación:

*“Aquel evento que debido a la precipitación, oleaje, marea de tormenta, o falla de alguna estructura hidráulica provoca un incremento en el nivel de la superficie libre del agua de los ríos o el mar mismo, generando invasión o penetración de agua en sitios donde usualmente no la hay y, generalmente, daños en la población, agricultura, ganadería e infraestructura” (CENAPRED, 2007).*

En el mundo las inundaciones están aumentando más rápidamente que ningún otro desastre, posiblemente porque el acelerado desarrollo de las comunidades modifica los ecosistemas locales, incrementando los riesgos de inundación. Otro factor que acrecienta el riesgo de las inundaciones tiene que ver con la localización, ya que cada vez hay más gente hacinada a lo largo de las orillas de los ríos y en ocasiones por las sequías se obliga a las ciudades a absorber más población de lo que sería pertinente.

Tratando de describir lo que acontece en la República Mexicana, primeramente se comenta que es afectada por precipitaciones originadas por diferentes fenómenos hidrometeorológicos. En verano (junio - octubre) las lluvias más intensas están asociadas a la acción de ciclones, en gran parte del territorio nacional. En cambio, durante el invierno





**Figura 3.3.-** Vista de la inundación de la localidad de Ciudad Insurgentes debido al desbordamiento del arroyo del mismo nombre. 25 de Agosto de 2008.

las tormentas de origen extratropical y frentes polares son la principal fuente de lluvias. A estos fenómenos se suman los efectos de tipo orográfico y convectivo, que ocasionan tormentas de poca duración y extensión, pero muy intensas. Esas condiciones climatológicas dan lugar a que los ríos presenten regímenes hidráulicos muy irregulares, alternando estiajes duraderos con periodos de avenidas muy grandes.

En las planicies de los grandes ríos de México, prácticamente todos los años, se producen inundaciones derivadas por su

desbordamiento. Mientras que en las zonas semidesérticas son menos frecuentes, por lo que suelen olvidarse, pero causan serios problemas cuando se llegan a presentar.

La regulación de los escurrimientos permite normalizar el régimen hidráulico de los ríos, reduciendo la relación entre los gastos máximos y mínimos; sin embargo, cuando se trata de avenidas extraordinarias resulta difícil aminorar sus gastos mayores y sólo se logra con embalses reguladores construidos para este fin. No obstante, el actual crecimiento de los centros de población, zonas industriales o de cultivo, es posible lograr una protección eficiente considerando, además de las obras para regulación, pequeños embalses de retención, encauzamientos y reubicación de centros poblacionales, entre otras medidas de protección.

### 3.1.3 Génesis de las Inundaciones

Las inundaciones se producen en la mayoría de los casos por la ocurrencia de lluvias intensas prolongadas, como sucede durante las tormentas tropicales y el paso de huracanes, unido a dificultades locales en el drenaje provocado por diferentes causas, principalmente por la acción negligente de las personas.

La gravedad de la inundación depende de la región, que se producirá en función de diversos factores meteorológicos; por ejemplo: En el área mediterránea se da el fenómeno de la gota fría, que es un embolsamiento de aire a muy baja temperatura en las capas medias y altas de la atmósfera que, al chocar con el aire cálido y húmedo que asciende del mar, provoca intensas precipitaciones y la posterior inundación. Mientras que en Asia oriental la principal causa de las crecidas fluviales son las lluvias torrenciales causadas por el monzón, asociadas muchas veces con tifones; se presentan en verano y afectan a amplias zonas entre las que destaca el golfo de Bengala, zona de mayor precipitación media del globo. Los huracanes asolan temporalmente la región del golfo de México causando inundaciones por las olas, de hasta ocho metros, asociadas a los fuertes vientos, y por las lluvias intensas motivadas por la misma baja térmica. También las



tormentas tropicales suelen causar lluvias muy fuertes. Subidas bruscas de temperatura pueden provocar crecidas en los ríos por la rápida fusión de las nieves, esto se da sobre todo en primavera, cuando el deshielo es mayor, o tras fuertes nevadas en cotas inusuales, que tras la ola de frío se funden provocando inundaciones.

A continuación se describen las principales causas que originan las inundaciones:

#### **a) EXCESO DE PRECIPITACIÓN**

Los temporales de lluvias son el origen principal de las avenidas. Cuando el terreno no puede absorber o almacenar toda el agua que cae esta resbala por la superficie y sube el nivel de los ríos.

#### **b) CICLONES TROPICALES**

Los ciclones tropicales han causado algunos de los mayores desastres en la historia reciente. Países como Bangladesh, los Estados Unidos, Honduras, Nicaragua y México, han sufrido la pérdida de miles de vidas humanas y daños materiales por miles de millones de dólares. Sin embargo, los ciclones tropicales juegan un papel importante en la distribución de la lluvia, consiguiendo que las zonas áridas y semiáridas puedan beneficiarse de lluvias excedentes y los acuíferos puedan recargarse.

Un ciclón tropical es un sistema atmosférico cuyo viento circula en dirección ciclónica, esto es, en el sentido contrario a las manecillas del reloj en el hemisferio norte, y en el sentido de las manecillas del reloj en el hemisferio sur. Se origina en las regiones tropicales de nuestro planeta. Como la circulación ciclónica y bajas presiones atmosféricas relativas normalmente coexisten, es común usar los términos *ciclón* y *baja* de forma intercambiable. Cuando las condiciones oceánicas y atmosféricas propician que se genere un ciclón tropical, la evolución y desarrollo de éste puede llegar a convertirlo en huracán. El término huracán tiene su origen en el nombre que los indios mayas y caribeños daban al dios de las tormentas.

En latitudes templadas, los ciclones son referidos como *depresiones* o *ciclones extratropicales*, y el término *ciclón* se usa sólo para referirse a los *ciclones tropicales*. Estos últimos, en su etapa más intensa, son conocidos por varios nombres, según las regiones en donde ocurren: En el océano Atlántico, océano Pacífico del noreste, golfo de México y mar Caribe son conocidos como huracanes; en el océano Índico, mar de Arabia, al este de Mauricio, Madagascar y la bahía de Bengala como ciclones; en el Pacífico Sur, al este de Australia y Samoa como huracanes y *willy willy*. En las Filipinas son conocidos como *baguios*; y por último en el mar de China y la costa de Japón como tifones. En la figura 3.4 se observa la estructura de un huracán.

Los ciclones tropicales requieren, al menos, dos requisitos básicos: calor y humedad; como consecuencia, sólo se desarrollan en los trópicos, entre las latitudes 5° y 30° norte y sur, en las regiones y temporadas en que la temperatura del mar es superior a los 26° C. La energía de los ciclones tropicales proviene esencialmente del calor y la humedad que transfiere el océano al aire en los niveles bajos de la atmósfera. Los ciclones tropicales tienen un diámetro de varios cientos de kilómetros y una altura de alrededor de 15 km.

En el centro de un ciclón tropical intenso suele encontrarse un área de viento en calma y cielo relativamente claro, conocido como el "ojo" de la tormenta, delimitado por la *pared del ojo*, donde se dan las precipitaciones y vientos más intensos. En la figura 3.4 se observa el proceso de formación de un huracán.

En un registro del periodo comprendido entre 1968 a 1989 (1968/69 a 1989/90 para el hemisferio sur), se observa que la cuenca oceánica con mayor actividad ciclónica es la del Pacífico noroeste, donde se concentra cerca de un tercio de la "producción mundial de ciclones"

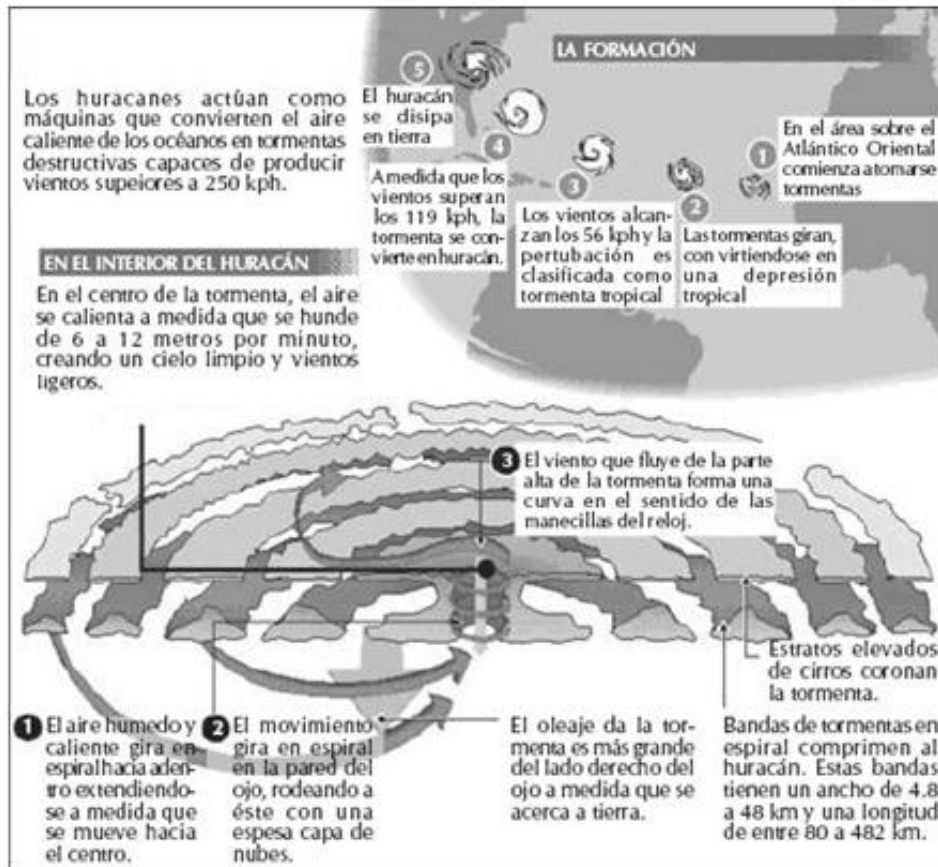


Figura 3.4.- La anatomía de un huracán.

El movimiento de los ciclones tropicales resulta, principalmente, debido a que las tormentas están sumergidas en una región de aire en movimiento de mayor tamaño, conocida como "corriente conductora", que tiende a mover la circulación de los niveles bajos y altos y la convección de nubes cumulonimbos en la dirección de dicho flujo.

Los ciclones tropicales ocurren en las regiones del océano con aguas cálidas, excepto en el Atlántico sur. Es de hacer notar que en ambos océanos que colindan con México existe la presencia de ciclones tropicales principalmente durante los meses de verano. La temporada de ciclones, estadísticamente hablando, es del 15 de mayo al 30 de noviembre en el océano Pacífico noreste y del 1 de junio al 30 de noviembre en el Atlántico, aunque esto no quiere decir que no se presenten ciclones tropicales fuera de temporada, incluso en meses como abril o enero.

Los ciclones tropicales están entre los sistemas meteorológicos más peligrosos y destructivos de la Tierra.

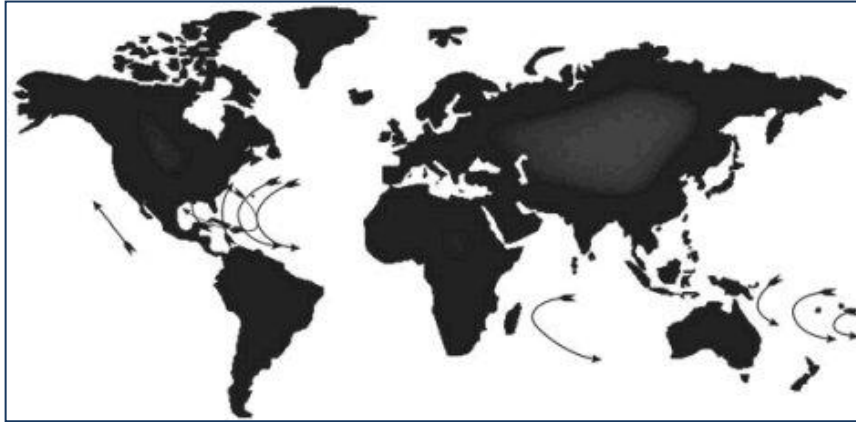


Figura 3.5.- Trayectorias típicas de los ciclones tropicales en el mundo.

La evolución de un ciclón tropical puede llegar a desarrollar cuatro etapas:

**Perturbación Tropical:** Zona de inestabilidad atmosférica asociada a la existencia de un área de baja presión, la cual propicia la generación incipiente de vientos convergentes cuya organización eventual provoca el desarrollo de una depresión tropical.

**Depresión Tropical:** Los vientos se incrementan en la superficie, producto de la existencia de una zona de baja presión. Dichos vientos alcanzan una velocidad sostenida menor o igual a 62 kilómetros por hora.

**Tormenta Tropical:** El incremento continuo de los vientos provoca que éstos alcancen velocidades sostenidas entre los 63 y 118 km/h. Las nubes se distribuyen en forma de espiral. Cuando el ciclón alcanza esta intensidad se le asigna un nombre preestablecido por la Organización Meteorológica Mundial.

**Huracán:** es un ciclón tropical en el cual los vientos máximos sostenidos alcanzan o superan los 119 km/h. El área nubosa cubre una extensión entre los 500 y 900 km de diámetro, produciendo lluvias intensas. El ojo del huracán alcanza normalmente un diámetro que varía entre 24 y 40 km, sin embargo, puede llegar hasta cerca de 100 km. En esta etapa el ciclón se clasifica por medio de la escala Saffir-Simpson (Tabla 3.1), la cual ha sido utilizada por los oficiales de seguridad pública en los Estados Unidos de América como una estimación del daño potencial por viento y marea de un huracán próximo. La escala de daño potencial indica los daños materiales probables, pero debe usarse con cautela para el caso de regiones fuera de los E. U. A.



TABLA 3.1- ESCALA SAFFIR-SIMPSON

Número de la escala (categoría)	Presión central (milibarios)	Vientos (km/h)	Marea de tormenta (metros)	Daños materiales potenciales
1	Mayor a 980	119-153	1.2 - 1.5	Daños a casas, árboles y arbustos. Algunos daños a señalizaciones. Daños menores por inundaciones en carreteras costeras. Daños leves en muelles e insignificantes en edificios
2	965 - 979	154-177	1.6 - 2.4	Daños a puertas, ventanas y algunos techos de construcciones. Daño considerable a arbustos y árboles. Daño considerable a casas, a señalizaciones y a muelles. Las zonas costeras se pueden inundar de 2 a 4 horas antes de la llegada del centro del ciclón. Las embarcaciones menores pueden romper sus amarras
3	945 - 964	178-209	2.5 - 3.6	Se puede presentar daño estructural a construcciones. Daño a árboles y arbustos con árboles grandes caídos. Señalizaciones destruidas. Las zonas costeras se pueden inundar de 3 a 5 horas antes de la llegada del centro del fenómeno. Las inundaciones costeras destruyen estructuras pequeñas y las estructuras grandes son dañadas por el oleaje. Zonas costeras que están hasta 1.5 m sobre el nivel del mar pueden ser inundadas hasta 13 kilómetros o más tierra adentro
4	920 - 944	210-249	3.7 - 5.5	Daño estructural más extenso a construcciones, con techos completamente dañados. Arbustos, árboles y señalizaciones totalmente arrancados. Daño extenso en puertas y ventanas. Zonas costeras inundadas de 3 a 5 horas antes de la llegada del centro del ciclón. Daño mayor a los pisos bajos de construcciones cercanas a la costa. Zonas costeras que están hasta 3.0 m sobre el nivel medio del mar inundadas, por lo que se requiere una evacuación mayor de áreas residenciales hasta 10 km tierra adentro
5	Menor a 920	Mayores a 249	Mayor a 5.5	Daño total a techos de construcciones. Fallas totales en los suministros de energía. Todos los árboles, arbustos y señalizaciones arrancadas. Daño severo a puertas y ventanas. Zonas costeras pueden ser inundadas de 3 a 5 horas antes de la llegada del centro del ciclón. Daños mayores a los pisos de construcciones que estén hasta 500 metros de la costa, por lo que se requiere una evacuación mayor de áreas residenciales hasta 16 km tierra adentro.





Figura 3.6.- Huracanes MODERADOS con Impacto sobre México con Categorías I y II Escala Saffir – Simpson, periodo de 1970 a 2006.

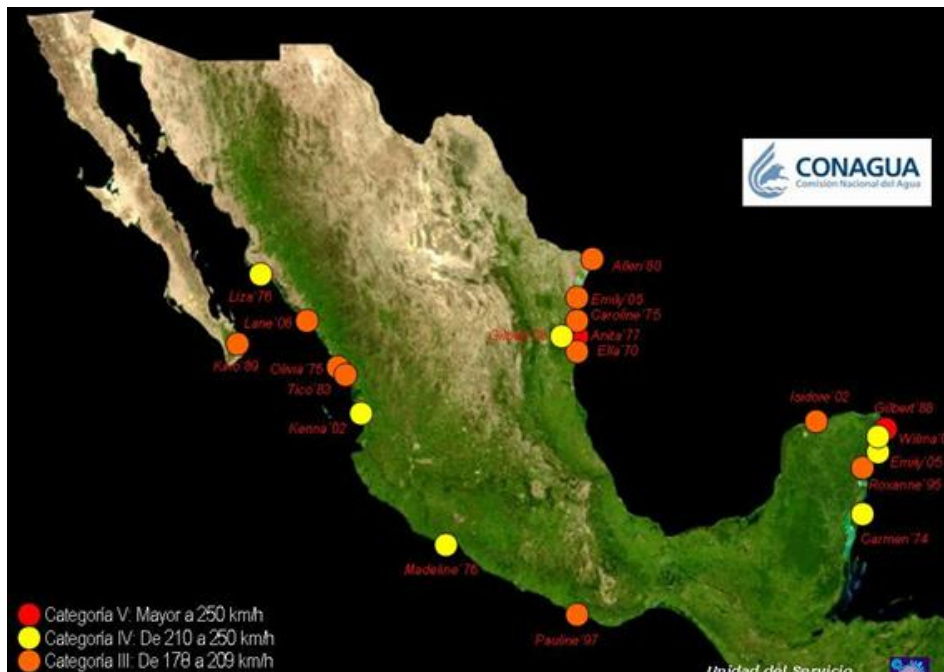


Figura 3.7.- Huracanes INTENSOS con impacto sobre México, categorías III-IV-V Escala Saffir – Simpson, período de 1970 a 2006.





Los ciclones tropicales son nombrados para facilitar la comunicación entre meteorólogos y el público en general con respecto a pronósticos, avisos y alertas. Los nombres pueden reducir la confusión acerca de la tormenta que se está describiendo, ya que los ciclones pueden durar una semana o más, y más de uno puede estar presente en el mismo océano al mismo tiempo.

La importancia y peligro de los ciclones tropicales difiere entre tierra firme y superficie marina. Sobre los océanos las actividades humanas en riesgo son primeramente instalaciones petroleras, barcos y tráfico aéreo. En tierra, se ven amenazadas las vidas y actividades humanas en ciudades, pueblos, industrias, carreteras y cultivos que se encuentran, particularmente, a lo largo de la trayectoria del ciclón tropical.

En las zonas costeras, los mayores impactos de un ciclón tropical que golpea tierra se deben a la marea de tormenta, el oleaje, vientos fuertes (a partir de que alcanzan una velocidad de alrededor de 63 km/h, lo cual es conocido como vientos con "fuerza de tormenta tropical") y lluvias intensas. Históricamente y a lo largo del mundo, la marea de tormenta ha sido responsable de una mayor cantidad de daños comparada con los otros efectos. Sin embargo, el viento y la marea están concentrados dentro de unos pocos kilómetros del centro del ciclón, mientras que las lluvias intensas frecuentemente afectan áreas a cientos de kilómetros del centro de ciclón, esto es por el efecto de las bandas nubosas de la tormenta. Al mismo tiempo, es importante reconocer los aspectos benéficos de la lluvia provocada por los ciclones tropicales. Algunos ciclones que se mueven sobre regiones afectadas por periodos prolongados de sequía, pueden llegar a producir cantidades de lluvia de hasta unos 10 cm, que pueden ser importantes para mitigar las condiciones de aridez.

En algunas ocasiones, los ciclones tropicales producen lluvias muy intensas, pero en cambio otros, pueden pasar rápidamente y atravesar una región sin causar precipitaciones fuertes.

### **c) FUSIÓN DE LAS NIEVES**

En primavera se funden las nieves acumuladas en invierno en las zonas de alta montaña y es cuando los ríos que se alimentan de estas aguas van más crecidos. Si en esa época coinciden fuertes lluvias, lo cual es casi frecuente, se producen inundaciones.

### **d) FALLA DE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS**

Existe una causa que puede generar una inundación, aún más grave que las antes mencionadas, y es la falla de las obras hidráulicas; si la capacidad de las obras destinadas para protección es insuficiente, la inundación provocada por la falla de dicha infraestructura será mayor que si no existieran obras.

Afortunadamente las inundaciones por insuficiencia de obras de almacenamiento y control han sido poco frecuentes. En 1976, el huracán *Liza* produjo lluvias extraordinarias que hicieron fallar uno de los bordos del arroyo *El Cajoncito*, afectando la ciudad de La Paz, en el estado de Baja California Sur. Durante el año de 1973, la falla de la presa *El Conejo* y algunas otras represas pequeñas provocaron una inundación en la zona del Bajío. En el año 2003, la falta de mantenimiento, debido a la conclusión de la vida útil de



la infraestructura, propició la falla de la presa *Dolores* en San Luis Potosí y la presa *El Capulín* en Zacatecas.

En el caso de presas de materiales sueltos (tierra y roca), es particularmente importante evitar el desbordamiento de éstas, ya que en caso de que ocurra, en pocas horas, provocaría su propia destrucción y el gran volumen de agua almacenado en su embalse sería descargado de manera súbita, de modo que esa descarga repentina provocaría considerables fuerzas de arrastre, superando la capacidad del cauce y provocando daños muchas veces mayores a los ocasionados sin la existencia de la obra.

Eventualmente, dichas obras pueden presentar fallas en su funcionamiento hidráulico debido a diferentes factores:

- 1. Diseño Escaso:** Algunas causas de un diseño escaso son la falta de información hidrológica en la cuenca o de la climatología misma que afecta la región. Otra causa es el empleo de criterios o metodologías inapropiadas u obsoletas para el diseño de las obras.
- 2. Mala operación:** Este caso se refiere, básicamente, a las presas con compuertas.

Las posibles alternativas son:

- Cuando la compuerta de una presa se abre más de lo necesario y las descargas a través del vertedor producen una cantidad de agua mayor a la que puede conducir el cauce aguas abajo, se provoca el desbordamiento del río y, en consecuencia, una inundación.
- Cuando dicha compuerta no se abre lo suficiente para dejar pasar la crecida, tratando de almacenar el mayor volumen de agua y posteriormente su capacidad es insuficiente, el agua sube de nivel más allá de lo diseñado y pone en peligro la estabilidad de la cortina.

Un ejemplo de esta causa de inundación es la de la Presa "*El Conejo*", en el estado de Guanajuato. El 18 de agosto de 1973 la ciudad de Irapuato fue inundada. Supuestamente, hubo un periodo en el que la presencia de la lluvia fue muy constante, desde finales del mes de junio hasta el 18 de agosto. Las consecuencias fueron grandes volúmenes de escurrimiento que rebasaron la capacidad de varias presas pequeñas y bordos, ubicados aguas arriba de la presa *El Conejo*. Adicionalmente, al darse cuenta que la capacidad del vertedor no era suficiente para desalojar los volúmenes que entraban en el embalse de esta presa, se tomó la decisión de hacer una escotadura sobre uno de los bordos de tierra, para sacar un volumen adicional por el vertedor; sin embargo, esa descarga se salió de control debido a la erosión que causó el agua al pasar sobre el bordo, con lo que esa escotadura fue el inicio para que se abriera un boquete que terminó por hacer fallar el bordo.

Aparentemente, y dada la cantidad de precipitación que se registró en la cuenca alta de la presa *El Conejo*, las extracciones debieron ser mayores para contar con una mayor capacidad de regulación para la avenida que venía; no obstante, las



compuertas no se abrieron de la manera requerida, para evitar que se inundaran los terrenos ubicados aguas abajo de la misma.

- 3. Falta de mantenimiento o término de la vida útil de la obra:** Este puede ser el caso de muchas estructuras pequeñas, principalmente bordos de protección y algunas presas de principios del siglo pasado.

Las presas *Dolores (La Ventilla)* en San Luis Potosí y *El Capulín* en Zacatecas, fueron construidas hace más de 100 años. En ambos casos, las cortinas de las presas tenían deficiencias de operación y defectos estructurales, ya que antes de su falla se encontraban muy azolvadas y con filtraciones en algunas zonas del cuerpo de las cortinas.

En la Presa “*Dolores*”, la cortina fue sobreelevada, por lo menos en tres ocasiones, motivado por la reducción de la capacidad de almacenamiento debida a la acumulación de azolves en su embalse.

Se tiene conocimiento que antes de la falla existían filtraciones a través del cuerpo de la cortina, lo que motivaba el crecimiento descontrolado de vegetación en su paramento aguas abajo, además de que los vertedores se encontraban cerrados intencionalmente, impidiendo el derrame de los volúmenes excedentes a la capacidad útil de la presa para aumentar su capacidad de almacenamiento.

La cortina de mampostería de la presa *Dolores* fue desbordada debido a la falta de capacidad de almacenamiento del vaso debido a un azolvamiento excesivo, aproximadamente del 100% de su capacidad y a que el vertedor estaba obstruido.

Esta presa contaba con una cortina construida con base en un muro de mampostería de 12 m de altura por 0.80 m de ancho, con un terraplén de apoyo en el paramento aguas debajo de la cortina. De manera similar al caso anterior, al reducirse la capacidad de almacenamiento y la de regulación, por el exceso de azolve, durante las lluvias del 14 y 15 de agosto de 2002 el embalse incrementó su nivel por encima de la corona desbordándose sobre el terraplén de apoyo. Este proceso fue acelerado debido a que los vertedores estaban sellados, con la finalidad de recuperar parte de la capacidad perdida.

La cortina de mampostería de la presa *El Capulín* también fue desbordada debido a la falta de capacidad de almacenamiento del vaso por un azolvamiento excesivo, aproximadamente del 71% de su capacidad y a que el vertedor estaba obstruido. Es importante recordar que la vida útil de este tipo de estructuras en términos generales, es de 50 a 100 años.

Debido a que fueron construidas a finales del siglo XIX, se considera que han rebasado su periodo de vida útil. Tanto el azolvamiento existente, como las filtraciones a través del cuerpo de las cortinas, son indicios de una falta de mantenimiento, posiblemente porque las estructuras llegaron al término de su vida útil. Sin embargo, un punto de suma importancia es el referente a las modificaciones, supuestamente realizadas por la población local, con las cuales fue alterado su funcionamiento hidráulico, respecto al diseño original.



### e) MAREMOTOS

Los maremotos o tsunamis como posible causa de una inundación, ya que el sismo marino provocan una serie de ondas que se traducen en olas gigantes de devastador efecto en las costas afectadas. Estas catástrofes se suelen dar en el área del Pacífico, de mayor actividad sísmica.

### f) ACTIVIDADES HUMANAS

Los efectos de las inundaciones se ven agravados por algunas actividades humanas, tales como:

- a) Al asfaltar cada vez mayores superficies se impermeabiliza el suelo, lo que impide que el agua se absorba por la tierra y facilita el que con gran rapidez las aguas lleguen a los cauces de los ríos a través de desagües y cunetas.
- b) La tala de bosques y los cultivos que desnudan al suelo de su cobertura vegetal facilitan la erosión, con lo que llegan a los ríos grandes cantidades de materiales en suspensión que agravan los efectos de la inundación.
- c) Las canalizaciones solucionan los problemas de inundación en algunos tramos del río pero los agravan en otros a los que el agua llega mucho más rápidamente.
- d) La ocupación de los cauces por construcciones reduce la sección útil para evacuar el agua y reduce la capacidad de la llanura de inundación del río. La consecuencia es que las aguas suben a un nivel más alto y que llega mayor cantidad de agua a los siguientes tramos del río, porque no ha podido ser embalsada por la llanura de inundación, provocando mayores desbordamientos. Por otra parte el riesgo de perder la vida y de daños personales es muy alto en las personas que viven en esos lugares.

## 3.1.4 Clasificación de las Inundaciones

Las clasificaciones más comunes obedecen a su origen y al tiempo que tardan en presentarse sus efectos.

### **POR SU ORIGEN**

**Inundaciones Pluviales:** Son consecuencia de la precipitación, se presentan cuando el terreno se ha saturado y el agua de lluvia excedente comienza a acumularse, pudiendo permanecer horas o días.

Este tipo de inundación se genera tras un régimen de precipitaciones intensas o persistentes, es decir, por la concentración de un elevado volumen de lluvia en un intervalo de tiempo muy breve o por la incidencia de una precipitación moderada y persistente durante un amplio período de tiempo. Lógicamente, es el primero de estos casos el que conlleva el mayor peligro para la población y sus bienes y el que plantea los principales inconvenientes a los servicios de Coordinación e intervención para prevenir y controlar sus daños. Las precipitaciones torrenciales que se acumulan peligrosamente en



un lapso muy breve de tiempo, hacen que el tiempo de respuesta de los servicios de emergencia se más reducido.

Su principal característica es que el agua acumulada es agua precipitada sobre esa zona y no la que viene de alguna otra parte (por ejemplo de la parte alta de la cuenca).

La República Mexicana es afectada por precipitaciones originadas por diferentes fenómenos hidrometeorológicos.

En verano (de junio a octubre) las lluvias más intensas están asociadas con la acción de ciclones tropicales que afectan gran parte del territorio nacional. En cambio, durante el invierno los frentes fríos son la principal fuente de lluvia. A estos fenómenos se suman el efecto ejercido por las cadenas montañosas (*Lluvia orográfica*), además del convectivo, que ocasiona tormentas de corta duración y poca extensión, pero muy intensas (*lluvias convectivas*).

**Inundaciones Fluviales:** Se generan cuando el agua que se desborda de los ríos queda sobre la superficie de terreno cercano a ellos.

A diferencia de las pluviales, en este tipo de inundaciones el agua que se desborda sobre los terrenos adyacentes corresponde a precipitaciones registradas en cualquier parte de la cuenca tributaria y no necesariamente a lluvia sobre la zona afectada.

Es importante observar que el volumen que escurre sobre el terreno a través de los cauces, se va incrementando con el área de aportación de la cuenca, por lo que las inundaciones fluviales más importantes se darán en los ríos con más desarrollo (longitud) o que lleguen hasta las planicies costeras.

La causa de los desbordamientos de los ríos y los arroyos hay que atribuirla en primera instancia a un excedente de agua, igual que la sequía se atribuye al efecto contrario. El aumento brusco del volumen de agua que cauce es capaz de transportar sin desbordarse produce lo que se denomina como avenida. Una avenida es el paso por tramos de un río, de caudales superiores a los normales, que dan lugar a elevaciones de los niveles del agua. Sus efectos pueden ser tan perniciosos que puede causar:

**Inundaciones Costeras:** Se presentan cuando el nivel medio del mar asciende debido a la marea y permite que éste penetre tierra adentro, en las zonas costeras, generando el cubrimiento de grandes extensiones de terreno.

La marea de tormenta es generada por los vientos de los ciclones tropicales sobre la superficie del mar y por la disminución de la presión atmosférica en el centro de estos meteoros. Por su parte, el oleaje en el océano puede ser provocado por diferentes factores; sin embargo, su causa más común es el viento. La suma de los efectos de ambos fenómenos, puede causar importantes estragos.

A este fenómeno se suma el del oleaje y, juntos, causan daños muy importantes, como la socavación de los cimientos en los edificios costeros, el naufragio de las embarcaciones, la demolición y destrucción de instalaciones portuarias, la rotura de las obras de defensa costera y la erosión de las playas y riscos. El efecto del agua no sólo es destructivo al avanzar tierra adentro, sino también en su retirada hacia el mar.



Las inundaciones que el mar puede llegar a ocasionar pueden clasificarse en dos tipos de acciones: dinámicas y estáticas. Son acciones dinámicas del mar aquellas que son provocadas por un tsunami o maremoto, mientras que las acciones estáticas del mar no originan por sí mismas las inundaciones pero contribuyen de manera directa a su generación, ya que con marea alta y fuertes índices de pleamar obstaculizan el drenaje de los ríos en sus desembocaduras, es decir, frenan la evacuación de las aguas fluviales al mar abierto, que es su desagüe natural final. Este factor y las fuertes corrientes de aire hacia el interior se suelen unir a las crecidas de los cursos fluviales agravando las consecuencias de sus avenidas, fenómeno que está lejos de ser extraordinario en todo el perímetro costero nacional y principalmente en el litoral Atlántico y Cantábrico, donde los reflujos de las mareas son más notables e intensos.

### **POR EL TIEMPO DE RESPUESTA DE LA CUENCA**

La respuesta hidrológica de una cuenca depende de sus características fisiográficas. Básicamente se han definido dos grupos: inundaciones lentas e inundaciones rápidas. Lo anterior significa que en cuencas cuya respuesta hidrológica es lenta se generan avenidas en un tiempo relativamente largo (del orden de varias horas o días); en ellas ocurren principalmente daños materiales. Mientras que cuando la inundación se forma en poco tiempo (desde unos cuantos minutos, hasta un par de horas) se llama inundación súbita, causando, principalmente, la pérdida de vidas humanas en zonas pobladas.

**Inundaciones Lentas:** Al ocurrir una precipitación capaz de saturar el terreno, esto es, cuando el suelo no puede seguir absorbiendo más agua de lluvia, el volumen remanente escurre por los ríos y arroyos o sobre el terreno. Conforme el escurrimiento avanza hacia la salida de la cuenca, se incrementa proporcionalmente con el área drenada, si el volumen que fluye por el cauce excede la capacidad de éste, se presentan desbordamientos sobre sus márgenes y el agua desalojada puede permanecer horas o días sobre el terreno inundado.

Este efecto se presenta comúnmente en zonas donde la pendiente del cauce es pequeña y, por ende, la capacidad de los ríos disminuye considerablemente provocando desbordamientos que generan inundaciones en las partes aledañas. La figura 35 muestra las zonas con menor pendiente, correspondientes a la llanura costera del río *Tecolutla* en Veracruz, que es una región con problemas de inundaciones fluviales.

Si se identifica la presencia de sistemas meteorológicos que pueden generar este tipo de inundación, ésta podría pronosticarse, por lo que no deberían presentarse daños importantes; sin embargo, la realidad es otra, ya que la falta de instrumentación para monitorear lluvias, en muchos casos no permite anticipar la ocurrencia de este tipo de inundación; la falta de información tiene como consecuencia que al llegar la crecida la gente la perciba como una avenida súbita.

Un ejemplo de procesos lentos son las inundaciones en el estado de Tabasco, principalmente de la ciudad de Villahermosa y alrededores en 2007. Los niveles de la inundación fueron creciendo poco a poco conforme llovía en las cuencas altas y los vertederos de la Presa Peñitas desfogaban volúmenes según lo requería el nivel de almacenamiento en el vaso.

**Inundaciones Súbitas:** Las inundaciones súbitas también llamadas instantáneas o flash, son el resultado de lluvias repentinas e intensas que ocurren en áreas específicas. Pueden





ocasionar que pequeñas corrientes se transformen, en cuestión de minutos, en violentos torrentes capaces de causar grandes daños. Se presentan generalmente en cuencas ubicadas en zonas con montaña de fuerte pendiente, donde existen pequeños valles, barrancas y abanicos aluviales al pie de éstas.

También pueden presentarse debido al rompimiento de un bordo, presa o represa, o en ciudades cuyo suelo o piso, presenta un alto coeficiente de escurrimiento porque son muy impermeables. Su característica y peligrosidad más importante es que ocurren de manera imprevista, lo que dificulta alertar con oportunidad. Como consecuencia de ello, este fenómeno puede cobrar una mayor cantidad de vidas humanas, en comparación con una inundación lenta.

Las zonas urbanas son usualmente sitios donde se presenta este tipo de avenidas, como consecuencia de la "cubierta impermeable" formada artificialmente por los edificios y calles, así como por la deforestación. Debido a ello, el agua no puede infiltrarse y prácticamente todo el volumen precipitado se convierte en escurrimiento.

Así, donde antes una tormenta humedecía la tierra y regaba la hierba y los árboles, ahora bastan unos cuantos minutos para generar una avenida que arrastra todo lo que encuentra a su paso.

La diferencia entre inundaciones lentas e inundaciones súbitas es el tiempo que tardan en manifestarse los efectos desde que comienza a llover hasta que se genera el escurrimiento. Una manera de caracterizar este tiempo es mediante el llamado "*tiempo de concentración*", que es una característica de cada cuenca. De varios casos registrados, se puede decir que con tiempos de concentración del orden de dos horas, es posible que se presente una avenida súbita.

Más aún, comparando entre inundaciones lentas y súbitas, éstas son responsables de un mayor número de muertes; sin embargo, es evidente que esta clasificación obedece también al tiempo de respuesta de las instituciones de protección civil ya que, por ejemplo, si ante la ocurrencia de una inundación el tiempo requerido es de cinco horas, entonces para ese caso en particular las avenidas que se presenten en menos de cinco horas serán consideradas como súbitas, en caso contrario serán clasificadas como lentas. Con esto queda de manifiesto la importancia de llevar a cabo una vigilancia continua de la lluvia y los niveles en los ríos, en toda la cuenca y de informar y orientar a las autoridades de Protección Civil en estos temas.

### 3.1.5 Efectos de las inundaciones

Se ha mencionado que las inundaciones pueden ocasionar tanto beneficios como daños, a continuación se describen ambos conceptos: (Maza, 1997)

#### A) Beneficios Producidos

Entre los principales beneficios producidos, se destacan los siguientes:

- Humedecen y fertilizan los terrenos. Debido a que los ríos, además de agua, transportan grandes cantidades de materia orgánica, limos y arcillas.
- Recargan los acuíferos. Sobre todo si los suelos son permeables y con poca pendiente.



- Contribuyen a la supervivencia de la fauna. Como resultado de que el agua almacenada en las partes bajas forma pequeñas lagunas.

Cabe destacar que un desbordamiento puede evitar o reducir la inundación en zonas aguas abajo, que podrían estar más pobladas o tener mayor riqueza agrícola, ganadera, industrial o de servicios. Cada vez que se produce un rebosamiento del río, cierto volumen de agua se descuenta del hidrograma de la avenida que escurre a lo largo del río.

### *B) Daños Producidos*

Por otra parte, algunos de los daños que produce una inundación, bien sea por el nivel que alcanza el agua como por las velocidades a las que ésta circula, son los siguientes:

- Pérdida de vidas humanas
- Pérdida, en general, de ganado y animales
- Destrucción de cultivos
- Deterioro y destrucción de bienes materiales
- Interrupción de servicios (eléctrico, telefónico, de agua potable y drenaje)
- Propagación de enfermedades
- Arrastre de sólidos.
- Extensas áreas cubiertas por agua.
- Intensa erosión.
- Proliferación de microorganismos.
- Interrupción y destrucción de vías de comunicación.
- Depósito de sedimentos.

Asimismo, las inundaciones dejan un conjunto de efectos secundarios:

- Enfermedades transmisibles.
- Escasez de alimentos.
- Problemas de eliminación de desechos (sólidos y líquidos).
- Contaminación del agua potable.

Desde el punto de vista económico, conviene distinguir tres posibles escenarios en lo referente a la magnitud de los daños señalados

**a) Cuando el río se desborda con mucha frecuencia:** En las regiones donde la presencia de avenidas es común, prácticamente no hay pérdida de vidas humanas y son escasas las de animales, ya que los habitantes de la región están acostumbrados a las inundaciones y toman las precauciones necesarias; de igual forma ocurre con los muebles y pertenencias familiares, ya que durante la época de crecientes son izadas al techo de las casas o puestas, si lo hubiera, en el piso superior. Respecto a los cultivos, sólo se pierden si las avenidas se adelantan y ocurren antes de levantar las cosechas; en estas regiones más que de pérdida de cultivos se debe mencionar la imposibilidad de un segundo o tercer ciclo de cultivo.

Por último, la interrupción de las comunicaciones terrestres, así como la ocurrencia de enfermedades hídricas son daños casi siempre presentes durante las inundaciones.

**b) Cuando el río se desborda con escasa frecuencia pero conduce agua casi todo el año:** En estos ríos el periodo de retorno de las avenidas que se presentan produciendo



inundaciones, es muy variable, sobre todo si tienen como fuente generadora lluvias de tipo ciclónico.

**c) Cuando el río se desborda con escasa frecuencia pero casi nunca llevan agua, excepto cuando hay avenidas:** Cuando el periodo de retorno de la avenida es grande o se trata de ríos que rara vez se desbordan o en los que casi nunca escurre agua, todos los daños señalados pueden ocurrir ya que los ribereños no están preparados para sufrir inundaciones y, aún más, muchos de ellos no tienen conocimiento de lo que es una inundación ni saben qué hacer ante la presencia de este fenómeno.

En regiones semiáridas, donde los ríos casi nunca tienen agua, se llega al extremo de construir obras dentro de los cauces, por ejemplo casas y edificios; sin embargo durante la primera avenida casi todo lo que hay dentro de ellos es destruido.

## 3.1.6 Acciones preventivas

Dado que las inundaciones representan el fenómeno natural que más comúnmente se presenta en el territorio nacional, es de particular importancia estar preparados para enfrentarlas y responder adecuadamente.

### PREVENCIÓN

- Las lluvias intensas representan una alerta natural de posibles inundaciones.
- Evite construir cerca de ríos y quebradas.
- Mantenga una provisión de emergencia: Debe abastecer su casa con las provisiones que pueden ser necesarias durante el período de emergencia. Estos son los abastecimientos mínimos que va a necesitar:
  - a) Varios recipientes limpios para guardar agua que sean lo suficientemente grandes para tener un abastecimiento de agua durante 3 a 5 días (aproximadamente cinco galones o 19 litros por persona).
  - b) Suficiente comida que no necesite refrigeración para 3 a 5 días y un abrelatas que no sea eléctrico.
  - c) Un botiquín de primeros auxilios con un manual, medicinas de receta y lo necesario para atender cualquier necesidad médica especial.
  - d) Una radio de pilas, linternas de pilas y pilas adicionales.
  - e) Sacos de dormir o mantas adicionales.
  - f) Suministros para purificar el agua como tabletas de cloro o yodo o lejía de cloro casera común, inodora.
  - g) Comida para bebés o fórmula preparada, pañales y otras provisiones para bebés.
  - h) Paños de limpieza desechables como toallitas húmedas para bebés que usaría toda la familia en caso de que no hubiera instalaciones para bañarse.
  - i) Suministros para higiene personal como jabón, pasta dental, toallas higiénicas, etc.
  - j) Un estuche de emergencia para su auto con alimentos, bengalas, cables de batería, mapas, herramientas, un botiquín de primeros auxilios, un extinguidor de incendios, sacos para dormir, etc.
  - k) Botas de hule, zapatos gruesos y guantes impermeables.



- l) Repelente contra insectos, mosquiteros, ropa de manga larga y pantalones largos para protegerse de los mosquitos que pudieran aparecer agua estancadas dejadas por la inundación.
- m) Copias de los documentos de la vivienda e identificación personal.
- Participe junto a su comunidad en la preparación de un plan de mitigación: Este debe contemplar un plano de riesgo con las rutas de evacuación, los sitios de refugio y un inventario de los recursos humanos y materiales del vecindario.
- Evite la deforestación y colabore con la conservación del ambiente en general.
- Divulgue estas medidas. Imprímalas y colóquelas en lugares visibles de su comunidad.
- Mantenga lleno el tanque de gasolina de su automóvil y asegúrese de que el estuche de emergencia para su auto está listo. Si no tiene vehículo, haga arreglos de transporte con amistades o familiares.

### ANTES

- Identifique los lugares más altos de la región, que no puedan ser inundados, así como las rutas de acceso a los refugios temporales. De igual manera, identifique las represas en su área y determine si representan un peligro para usted.
- Tenga a la mano un botiquín de primeros auxilios, lámpara de mano, radio portátil y las baterías respectivas.
- Guarde sus documentos personales (cartilla del Servicio Militar Nacional, certificado de estudios, acta de nacimiento, etc.) en una bolsa de plástico, para evitar su pérdida o destrucción.
- Tenga a la mano un directorio con teléfonos de emergencia.
- Evite dejar solos a los niños, personas enfermas o con capacidades diferentes durante la época de lluvias. Si lo hace, infórmelo a algún vecino.
- En la temporada de lluvias mantenga una reserva de agua potable, alimentos enlatados y ropa en lugares bien resguardados.
- Si vive en zonas bajas, casa de palma, carrizo o adobe, es preferible refugiarse en lugares más seguros, como la escuela, la iglesia o el palacio municipal (si están fuera de peligro).
- Permanezca bien informado por las autoridades y los medios de comunicación.
- Cuando sea avisado de que una inundación puede afectar la zona donde usted vive, desconecte los servicios de electricidad y gas.
- Si la evacuación de la zona es necesaria. ¡Prepárese y hágalo! Lleve consigo sólo lo indispensable. Conozca las rutas de evacuación en caso de inundaciones de su comunidad. Hable con su familia sobre la inundación. Planee un lugar para encontrarse con su familia en caso de que queden separados unos de los otros en un desastre y no puedan regresar a casa. Elija un contacto fuera de la comunidad afectada al cual todos puedan llamar para decir que están bien. En algunas emergencias, llamar fuera del estado es posible aunque las líneas telefónicas locales estén averiadas.

### DURANTE

- Conserve la calma e infórmese constantemente a través de un radio o televisión portátil para obtener información local.
- Esté consciente de arroyos, canales de drenaje, desfiladeros y otras áreas que se sabe que se inundan de repente. Las inundaciones repentinas pueden ocurrir en estas áreas con o sin las señales de advertencia típicas, tales como nubes de lluvia o fuertes lluvias.



- Atienda las indicaciones de las autoridades. Si ellas recomiendan la evacuación, desaloje su vivienda inmediatamente: Asegure su hogar. Si tiene tiempo, amarre o coloque los equipos del exterior y los muebles de patio en el interior de la casa. Mueva los artículos esenciales a los pisos más altos. Si se le indica, cierre los servicios públicos en los interruptores o las tomas principales. Desconecte los enseres electrodomésticos. Si usted está mojado o parado sobre agua, no toque los equipos eléctricos.
- Lleve consigo la provisión de emergencia y cumpla con las instrucciones del plan de mitigación.
- Diríjase hacia un lugar elevado.
- Evite caminar y cruzar por sectores inundados. Aunque el nivel del agua sea bajo, puede aumentar rápidamente y desarrollar velocidades peligrosas, por lo que usted puede ser arrastrado por la corriente o golpeado por árboles, piedras, o animales muertos que lleva la corriente. No camine sobre agua en movimiento, si tiene que caminar sobre el área inundada, camine donde el agua no se esté moviendo. Use un palo para verificar la firmeza del suelo frente a usted.
- No salga ni trate de manejar a través de caminos inundados.
- Si el vehículo se atasca al intentar cruzar una corriente, debe abandonarlo inmediatamente y buscar la parte más alta en los alrededores.
- Ser precavido especialmente durante la noche, ya que es más difícil identificar el incremento del nivel del agua en el cauce.
- Aléjese de los lugares en los que puedan producirse derrumbes.

## DESPUÉS

- Pasado el peligro, manténgase informado y siga las indicaciones de las autoridades.
- Manténgase alejado de la zona de desastre. Su presencia podría entorpecer el auxilio y la asistencia para las personas que han sido afectadas.
- No regrese a la zona afectada hasta que las autoridades indiquen que no hay peligro, ni habite su casa hasta estar plenamente seguro de que las condiciones en las que se encuentra son las adecuadas.
- Evite corrientes de agua.
- No se acerque a bardas o casa en peligro de derrumbarse. Aléjese de lugares donde puedan ocurrir deslaves.
- No tome agua ni consuma alimentos que hayan estado en contacto directo con agua de la inundación. Utilice sus reservas de agua potable y alimentos previamente almacenados. Los alimentos enlatados pueden utilizarse, pero debe lavar cuidadosamente la lata antes de abrirla.
- Si se ha inundado el pozo, es posible que el agua de la llave no se pueda consumir. Si cuenta con agua corriente, las autoridades le hará saber, a través de la radio y la televisión, si es seguro consumir esa agua. Hasta que sea seguro consumir el agua, use agua embotellada limpia.
- Aprenda cómo purificar el agua. Si tiene un pozo, aprenda a descontaminarlo.
- No use el sistema séptico si hay agua en el suelo a su alrededor. El suelo que hay debajo no absorbe el agua proveniente de los lavabos o inodoros. Una vez que la tierra se haya secado, probablemente pueda volver a usar el sistema séptico de forma segura.
- Una vez que haya bajado el agua de inundación, manténgase atento por si la superficie de las carreteras se hubiera debilitado.
- No pise ni toque cables eléctricos caídos.



- Abra todas las puertas y ventanas. De ser posible, use ventiladores para ventilar el edificio.
- Limpie inmediatamente y con cuidado las sustancias inflamables, tóxicas, medicamentos u otros materiales que se hayan derramado.
- Lave toda la vestimenta y ropa de cama con agua caliente. Deshágase de los colchones y los muebles acolchados. No se pueden limpiar de forma adecuada.
- No mueva heridos. Reporte a las autoridades las emergencias que lo ameriten.
- Use guantes y botas para realizar la limpieza. Desaloje el agua que haya quedado estancada para evitar plaga de mosquitos. Lave la suciedad y el barro de las paredes, mostradores y pisos de superficie dura con agua y jabón. Luego, desinfecte las superficies limpiándolas con una solución de una taza de blanqueador (cloro) por cada galón de agua.
- Informe a las autoridades sobre su situación y el estado de los servicios básicos de su comunidad.

### 3.1.7 Las Instituciones, la participación social y las Inundaciones

Hoy por hoy las defensas contra las inundaciones son muy avanzadas en los países desarrollados. Los sistemas de prevención se basan en diques, motas, barreras metálicas, embalses reguladores y mejora de la capacidad de desagüe de los cauces fluviales. También los sistemas de alerta ante situaciones peligrosas están muy desarrollados por medio de la predicción meteorológica, la observación de los aforos fluviales que determinan una alerta hidrológica y los sistemas de detección de maremotos.

La defensa contra las inundaciones marinas provocadas por las mareas está muy desarrollada en los Países Bajos donde una red de diques regula las aguas tanto interiores como exteriores. También Venecia y Londres cuentan con defensas similares. Los embalses reguladores son muy numerosos en las regiones de clima mediterráneo como California y el sur de Europa y sirven para almacenar agua en tiempos de sequía y contener las avenidas fluviales.

Otras actuaciones han ido encaminadas a alejar el peligro de las ciudades mediante el desvío del cauce fluvial dotándolo a su vez de mayor capacidad de desagüe, como en Valencia o Sevilla. La canalización de ríos, como el Rin o el Segura, son obras de mayor envergadura que han llevado consigo un plan integral para toda la cuenca (aumento de la capacidad de desagüe, desvíos puntuales, reducción de meandros, construcción y ampliación de embalses, etc.) Algunas de estas actuaciones han sido controvertidas por sus efectos adversos, como la eliminación de meandros en el Rin que ha favorecido la mayor rapidez en la onda de crecida y por tanto su mayor virulencia.

La legislación ha avanzado mucho prohibiendo la edificación en zonas perceptibles de ser inundadas en un período de retorno de hasta 100 años. La amplia cartografía ha permitido conocer cuáles son las zonas de riesgo para su posterior actuación en el terreno. La reforestación de amplias zonas en la cuenca alta y media de los ríos también contribuye a minimizar el efecto de las fuertes lluvias y por tanto de la posterior crecida. No obstante quedan zonas de riesgo, básicamente urbanizadas antes de las leyes





protectoras, algunas de ellas de alto valor histórico-artístico como Florencia, que ya sufrió una gran inundación en 1966.

En los países en desarrollo los sistemas tanto de prevención, como de alerta y posterior actuación están menos desarrollados, como se ha podido ver en los sucesivos tifones que han asolado Bangladesh o en el tsunami que ha arrasado diversas costas del sureste asiático. Aun así la cooperación internacional está favoreciendo actuaciones que conlleven una mayor seguridad para la población en estas zonas de riesgo.

### **SISTEMA NACIONAL DE PROTECCIÓN CIVIL**

A lo largo de su historia, el hombre ha tratado de protegerse de los efectos de los fenómenos naturales peligrosos con acciones como evitar asentarse en sitios particularmente expuestos a inundaciones, aprender a detectar signos premonitorios de la inminencia de algunos fenómenos, por ejemplo, desarrollar medidas para protección o control de ciertos eventos como el desbordamiento de ríos, o para mejorar la resistencia de sus construcciones a las sacudidas producidas por los sismos. Poco a poco ha logrado defenderse mejor de los embates de estas manifestaciones, pero con mucha frecuencia sus medidas de protección han sido rebasadas por las fuerzas de la naturaleza.

Sólo recientemente se ha llegado a reconocer que, para mejor enfrentar los efectos de estas fuerzas de la naturaleza, es necesario adoptar un enfoque global, que no solamente cubra los aspectos científicos y tecnológicos relativos al conocimiento de los fenómenos y al desarrollo de la medidas para reducir sus efectos, sino prevea esquemas operativos para apoyar a la población con medidas organizativas de la población misma para que esté preparada y responda de manera apropiada al embate de los fenómenos peligrosos. Al conjunto de tareas que tienden a la reducción de los impactos de los desastres, se le ha denominado protección civil, y a la estructura organizativa para la realización de dichas tareas se le llama en México, Sistema Nacional de Protección Civil (SINAPROC). En sus inicios, las organizaciones de este tipo se dedicaban esencialmente a la atención de las emergencias, o sea, a las acciones que se realizan una vez que el evento se ha presentado, para limitar sus efectos y rescatar a las víctimas. Actualmente, se reconoce que la atención primaria se debe dar a la fase de prevención o mitigación, que se refiere a las acciones tendientes a identificar los riesgos y a reducirlos antes de la ocurrencia de fenómenos.

En México, el Sistema Nacional de Protección Civil se organizó a raíz de los sismos de 1985, y su estructura y funcionamiento han ido evolucionando y fortaleciéndose en sus distintos niveles de acción (federal, estatal y municipal), y en la participación de los diferentes sectores (público, privado y social).

En México, ante un desastre de origen natural o humano, la Secretaría de Gobernación (SEGOB), a través del Sistema Nacional de Protección Civil (SINAPROC), es la encargada de salvaguardar a la población, sus bienes y su entorno. El SINAPROC es un conjunto orgánico y articulado de estructuras, relaciones funcionales, de métodos y procedimientos que establecen las dependencias y entidades del sector público entre sí, con las organizaciones de los diversos grupos voluntarios, sociales, privados y con las autoridades de los estados, el Distrito Federal y los municipios, a fin de efectuar acciones coordinadas, destinadas a la protección contra los peligros que se presenten y a la recuperación de la población, en la eventualidad de un desastre como las inundaciones.



El SINAPROC es una figura de coordinación multi-institucional, en la cual la concurrencia de los tres órdenes de gobierno y la participación de la sociedad civil y las comunidades, organiza las facultades y funciones gubernamentales en materia de protección civil con el fin de proteger la vida, el ambiente y el patrimonio de la sociedad.

La organización de este Sistema está basada en un Consejo Nacional de Protección Civil que integran el Presidente de la República, los representantes de las dependencias, organismos e instituciones de la Administración Pública Federal, el CENAPRED, y los grupos voluntarios, así como los sistemas de protección civil de las entidades federativas, el Distrito Federal, los municipios y las delegaciones políticas.

De acuerdo con la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal, la SEGOB es la institución encargada de la coordinación del Sistema Nacional de Protección Civil y, por tanto, es la dependencia responsable de dirigir los mecanismos y políticas de prevención y atención de los riesgos, los desastres y las crisis consecuentes.

El FONDEN es un instrumento financiero dentro del SINAPROC mediante el cual, a través de las Reglas de Operación del propio Fondo y de los procedimientos derivados de las mismas, integran un proceso respetuoso de las competencias, responsabilidades y necesidades de los diversos órdenes de gobierno, que tiene como finalidad, bajo los principios de corresponsabilidad, complementariedad, oportunidad y transparencia, apoyar a las entidades federativas de la República Mexicana, así como a las dependencias y entidades de la Administración Pública Federal, en la atención y recuperación de los efectos que produzca un desastre natural, como una inundación por ejemplo, de conformidad con los parámetros y condiciones previstos en sus Reglas de Operación. El objetivo del FONDEN es atender los efectos de desastres naturales, imprevisibles, cuya magnitud supera la capacidad financiera de respuesta de las dependencias y entidades paraestatales, así como de las entidades federativas.

El FOPREDEN tiene como finalidad proporcionar recursos tanto a las dependencias y entidades de la Administración Pública Federal, como a las Entidades Federativas, destinados a la realización de acciones y mecanismos tendientes a reducir riesgos, así como evitar o disminuir los efectos del impacto destructivo originados por fenómenos naturales.

## 3.2 MITIGACIÓN DE DAÑOS POR INUNDACIONES

### 3.2.1 Generalidades

Para llevar a cabo acciones en contra de los daños causados por inundaciones, es indispensable emprender acciones de protección. Éstas pueden ser de dos tipos: medidas estructurales (construcción de obras), o medidas no estructurales (indirectas o institucionales).

El objetivo de las medidas *estructurales* es evitar o mitigar los daños provocados por una inundación, mediante la construcción de obras, usualmente realizadas por las dependencias gubernamentales, ya que se requiere de fuertes inversiones. Por otra parte, entre las medidas *no estructurales* se encuentran aquellas cuya finalidad es informar



oportunamente a las poblaciones ribereñas de la ocurrencia de una posible avenida, para que no haya muertes y se minimicen los daños. En este rubro se incluyen los reglamentos de usos del suelo, el alertamiento y los programas de comunicación social y de difusión.

Desde el punto de vista económico, tanto las medidas estructurales como las no estructurales tienen aplicación en las zonas que ya están desarrolladas; mientras que en las áreas poco desarrolladas las segundas muchas veces tienen el mismo o un mayor impacto que las estructurales. Por ejemplo, en una comunidad con pocos habitantes la construcción de una presa (medida estructural) resulta mucho más costoso que la reubicación (medida no estructural) de la población. Por tanto, se puede mencionar que las acciones estructurales tienden a minimizar los daños de las inundaciones con la construcción de obras, mientras que las no estructurales tratan de hacerlo sin la construcción de éstas.

A continuación se describe más detalladamente cada una de las medidas tanto estructurales como no estructurales.

## 3.2.2 Medidas estructurales

“Contrariamente a las acciones no estructurales, las estructurales están constituidas por cualquier obra de infraestructura hidráulica que ayude a evitar o, al menos, mitigar inundaciones” (Salas, 1990). Este objetivo se puede alcanzar de dos maneras:

- a) Mantener el agua dentro del cauce del río.
- b) Evitar que el agua, que ha salido de los cauces, alcance poblaciones o zonas de interés.

### **CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE OBRA**

En función de la manera en que es manejada la corriente, se pueden definir tres grandes grupos de obras:

- **OBRAS DE PROTECCIÓN:** Para prevenir los daños causados por un evento de origen fluvial (como tormentas o inundaciones) se deben realizar innumerables obras de protección retengan los escurrimientos de manera controlada, también se requieren acciones no estructurales como el pronóstico, la planeación de estrategias y el diseño de sistemas que prevengan y reduzcan los efectos destructivos de los fenómenos fluviales en regiones donde coinciden los cauces y las poblaciones.

- **OBRAS DE REGULACIÓN:** Estas acciones consisten en la construcción de obras que intercepten directamente el agua de lluvia o la que escurre por los cauces para almacenarla en un área previamente seleccionada. Este grupo de estructuras está integrado por presas (de almacenamiento, rompe-picos, etc.) y cauces de alivio (permanentes o temporales) que permiten almacenar temporalmente toda, o al menos una parte, de la creciente generada en la parte alta de la cuenca tributaria y, posteriormente, descargarlas en forma controlada, es decir, sin provocar o minimizando las inundaciones aguas abajo.



- **OBRAS DE RECTIFICACIÓN:** Su función es facilitar la conducción rápida del agua por su cauce, dragando los ríos para conservar o incrementar su capacidad, algunas de las estructuras que forman parte de este grupo de obras son: la rectificación de los cauces (por medio de la canalización o el entubamiento de los ríos), o bien, el incremento de la pendiente (mediante el corte de meandros).

De acuerdo con lo anterior, una clasificación de las obras de protección contra inundaciones, atendiendo al manejo de la avenida, es la que se presenta en la Tabla 3.1:

TABLA OBRAS DE PROTECCIÓN		
REGULACIÓN (GRUPO I)	RECTIFICACIÓN (GRUPO II)	PROTECCIÓN (GRUPO III)
Presas de Almacenamiento	Canalización del cauce	Bordos Longitudinales
Presas de Almacenamiento	Entubamiento del cauce	Bordos Perimetrales
Presas para retener azolves	Corte de Meandros	Muros de Encauzamiento
Desvío Permanente	Rectificación de la Corriente	
Desvío Temporal		

**Tabla 3.1.-** Clasificación de las obras de protección contra inundaciones más comunes, por tipo.

Las obras más utilizadas en México, son las pertenecientes a los grupos uno y tres, específicamente: bordos tanto perimetrales como longitudinales, muros de encauzamiento, desvíos permanentes y presas de almacenamiento. De ellas, las dos últimas son las más efectivas, ya que el gasto máximo de la avenida disminuye en todo el tramo del río aguas abajo de ellas.

Por su parte, las presas rompe-picos se utilizan en corrientes donde la avenida de diseño es pequeña; su efecto se pierde en cuanto se unen varias corrientes, esto debido a que se incrementa la capacidad de regulación necesaria, lo que encarece el proyecto.

Las presas para retener azolve no alteran el gasto máximo de la avenida, pero evitan o retardan el azolvamiento de los cauces aguas abajo de ellas; si no se evita ese azolvamiento, los cauces pierden capacidad hidráulica y su desbordamiento ocurre con gastos menores a los estimados inicialmente.

Los desvíos temporales son recomendados cuando la avenida de diseño es esbelta y, además, se cuenta con zonas de desvío con capacidad de almacenamiento considerable o es factible construir varios desvíos a lo largo del río.

El corte de meandros, rectificaciones, dragados y destrucción de obstáculos tiene un efecto local que, en ocasiones, puede ser muy efectivo.

La reforestación es una opción más, sólo que el tiempo necesario para lograr su efectividad es mayor que el de las otras opciones, además es necesario llevarla a cabo en grandes extensiones para que sea efectiva, lo que exige una organización y coordinación gubernamental eficiente, adicionalmente hay que realizar grandes inversiones; el problema es que frecuentemente se contrapone con el uso de suelo.



Normalmente, sólo en situaciones muy particulares una sola de las acciones mencionadas resuelve completamente el problema; como generalmente están involucradas grandes extensiones, se requiere la combinación de varias de esas medidas.

### 3.2.3 Medidas no estructurales

Las Medidas no estructurales o Acciones Institucionales se basan en la planeación, organización, coordinación y ejecución de acciones que buscan disminuir los daños causados por las inundaciones. Pueden ser de carácter permanente o aplicable sólo durante la contingencia. Las principales acciones por desarrollar dentro de este tipo de medidas se relacionan con la conservación y cuidado de las cuencas, la elaboración de mapas de riesgo y reordenamiento territorial, la vigilancia y alerta, la operación de la infraestructura hidráulica, los planes de protección civil, la difusión de boletines de alerta y la evacuación de personas y bienes afectables.

## 3.3 TIPOS DE OBRAS PARA PROTECCIÓN MARGINAL

### 3.3.1 Introducción

Los trabajos de ingeniería más comunes construidos sobre los ríos son los revestimientos, en los cuales se colocan piedras en los bordos del río para prevenir la erosión del material natural del que están formados y pueden utilizarse *enrocamientos* o *gaviones*.

En donde los bordos sean inestables y el espacio disponible sea insuficiente para permitir la construcción de un revestimiento, se puede construir un *muro de contención*. Aunque se pueden usar piedras en forma de *mampostería*, es relativamente raro ver una construcción con esta técnica. Algunas veces se acostumbra construir muros de contención por medio de gaviones. Los muros de contención a base de gaviones tienen la ventaja de un drenado libre y la posibilidad de soportar el crecimiento de la vegetación. Los muros de retención o contención también pueden estar formados por grandes piedras para formar un muro bajo en el eje del canal.

Los *espigones* se pueden utilizar para reducir la erosión provocando que las velocidades críticas erosivas se encuentren lejos de los bordos naturales. Este enfoque es aplicable usualmente en ríos grandes. Los espigones pueden ser usados para confinar el canal principal de un río para mejorar su navegabilidad manteniendo una adecuada profundidad del agua en condiciones de flujo bajas.

Las obras de encauzamiento de ríos se aplican a estructuras principales incluyendo puentes, para asegurar que el río no emigre hacia un costado de la estructura. Los *bordos guía* se usan ampliamente para este propósito, particularmente en Asia.



La protección por socavación se requiere para estructuras tales como pilas de puentes o presas para prevenir la erosión más allá de la base de la cimentación. Las piedras o rocas pueden ser utilizadas en ríos para construir presas, aunque no siempre son adecuadas para proporcionar una estructura suficientemente robusta y son generalmente usadas en casos donde la caída en el nivel del agua o la pérdida de carga en la estructura es pequeña. Para pérdidas de carga considerables, las rocas pueden ser pegadas o utilizadas sobre una montura de concreto.

Las rocas también pueden ser utilizadas para la rehabilitación o preservación de ríos pequeños y de lagunas artificiales que pueden ser construidas en ríos pequeños o arroyos.

En la etapa del diseño detallado, el diseñador debe tener un plan conceptual de los trabajos de encauzamiento y uno o más secciones transversales. Los diseños preliminares se desarrollan para permitir la realización de dibujos y analizar especificaciones. Esto se lleva a cabo a través de pasos sucesivos, aunque durante este proceso, el diseñador puede regresar a pasos anteriores con el fin de realizar ajustes e investigaciones. Como un ejemplo, el diseño de un revestimiento, requiere un procedimiento de diseño iterativo con los siguientes pasos:

- Diseño geométrico, incluyendo los planos, pendientes, alturas, etc.
- Selección del sistema de revestimiento.
- Diseño de las protecciones atrincheradas especialmente en relación a la socavación
- Determinación de la estabilidad para diferentes situaciones de diseño tales como cargas hidráulicas inducidas por inundaciones o la navegación u otros tipos de cargas tales como cargas de hielo.
- Dimensionamiento de las capas de recubrimiento y filtros contra las acciones del viento y las olas inducidas por la navegación u otros tipos de cargas.
- Incorporación del revestimiento dentro de las estructuras locales o viceversa.
- Diseño de las protecciones atrincheradas especialmente en relación a la socavación.
- Determinación de la estabilidad para diferentes situaciones de diseño tales como cargas hidráulicas inducidas por inundaciones o la navegación u otros tipos de cargas tales como cargas de hielo.
- Dimensionamiento de las capas de recubrimiento y filtros contra las acciones del viento y las olas inducidas por la navegación u otros tipos de cargas.
- Incorporación del revestimiento dentro de las estructuras locales o viceversa.

La geometría del río o canal, por ejemplo en planta y la sección transversal son esenciales. Los datos claves requeridos para el diseño de una estructura en un río o canal son:

- Datos hidráulicos incluyendo los caudales asociados a ciertos niveles de agua y velocidades de corriente.
- Morfología del río, incluyendo observaciones y datos de erosión y procesos de depósitos.
- Datos geotécnicos que son generalmente requeridos por ejemplo para la determinación de la estabilidad de los márgenes.
- Limitaciones debido a las condiciones del sitio, particularmente las áreas de acceso durante la construcción.
- Para ríos anchos y estuarios, la acción del oleaje debe ser considerada



- En canales de navegación, el impacto y las olas producidas por los barcos también deben ser considerados.

A continuación se da una breve descripción de los tipos de obras para la protección marginal.

### 3.3.2 Bordos

Los bordos son estructuras de tierra, por lo general de arcilla aunque los hay de arena, que se construyen a lo largo de ríos; confinan el escurrimiento que sobresale de sus márgenes naturales durante avenidas, con el objeto de proteger casas, vidas humanas y tierras agrícolas ubicadas en la planicie de inundación contra el desbordamiento del río. Los bordos son las estructuras más antiguas de obra de control y protección de ríos, y están entre las más usadas y económicas.

Los bordos sirven para proteger planicies de inundación bajo diversas condiciones hidráulicas: inundaciones periódicas por las crecidas, avenidas de tormenta o mareas. Difieren de otras estructuras de tierra en tres aspectos principales:

- 1) Sus taludes húmedos se sumergen durante unos pocos días o semanas al año.
- 2) Su ubicación se determina por los requerimientos derivados de la protección contra inundaciones, teniendo poca importancia las condiciones de terreno de cimentación.
- 3) Los materiales de construcción tienen que ser producto de excavación a cielo abierto, somera y cercana al sitio de los bordos.



**Figura 3.8.-** Bordo de Protección en el Río San Francisco en Chalco, Estado de México.



Estas condiciones generan mayor incertidumbre en el diseño de bordos que en el de otras estructuras de tierra y a fin de lograr un diseño seguro se ha contado con dos herramientas básicas: experiencia y métodos de diseño.

Generalmente, el alineamiento de los bordos se hace siguiendo la configuración de la zona pro proteger dejando un amplio cauce de inundación, de manera que no se llegue a tener elevaciones del agua apreciables; sin embargo, eso no siempre es posible ya que en ocasiones obligaría a desplantar el bordo en lugares inadecuados, donde cimentarlos sería difícil o muy costoso. El material para construir el bordo se toma de bancos de préstamo; cuando el material de la planicie es adecuado para construir el bordo, parte del material utilizado proviene, por ejemplo, de las excavaciones de los drenes necesarios. Debe tenerse en mente que los drenes o las excavaciones nunca se harán adyacentes al pie de los taludes del bordo, y que el material tomado directamente de la planicie no necesariamente es homogéneo por último, el diseño de la sección transversal del bordo debe hacerse con base en las propiedades del material del bordo y del terreno en que se apoya.

En regiones donde no se dispone de experiencias previas, o bien los materiales de cimentación son tales que su comportamiento no es fácil de predecir a simple vista, se debe seguir un procedimiento de análisis y diseño riguroso. Aun cuando se tengan experiencias adquiridas de obras existentes, si la construcción se encuentra cerca de zonas industriales o urbanas, o el alto valor del terreno no permite que los taludes de bordo fueran demasiado tenidos, se debe aplicar el diseño para evitar o disminuir al mínimo la posibilidad de falla.

El diseño de bordos es similar al de una presa de tierra. En este sentido, un bordo es una presa de tierra de pequeña altura y para ello se utilizan los procedimientos que usualmente se emplean en geotecnia. La diferencia principal con respecto a una cortina de tierra consiste en que el bordo usualmente sólo retiene el agua durante un tiempo reducido, que puede durar algunos días o pocas semanas; sin embargo, no se debe perder de vista que un bordo tiene aspectos técnicos adicionales a una presa de almacenamiento, pues se encuentra en un ambiente hidráulico cambiante y muchas veces turbulento, condiciones hidráulicas propias de la mecánica de ríos y a las que no está sujeta una presa. Aunque los bordos pueden fallar debido a un procedimiento lento ocasionado por asentamiento o erosión, la mayoría de sus fallas ocurre durante y después del tránsito de una avenida extraordinaria, y como resultado dichas fallas son difíciles de pronosticar y sus consecuencias son considerables.

El diseño de bordos tiene que tomar en cuenta la mecánica de ríos, pero al mismo tiempo, la construcción de bordos afecta el régimen del flujo del río. Cuando un río no está protegido por bordos, la velocidad del caudal de descarga se reduce a medida que el agua se extiende sobre un área más extendida y los sedimentos en suspensión acarreados por el flujo se tienden a depositar en el fondo de estos cauces; si el río está protegido por los bordos tiene la tendencia de elevar el nivel del agua e incrementar la velocidad del flujo. Estos efectos redundan en un aumento de la capacidad erosiva del río, por lo tanto, el diseño de bordos debe considerar tales efectos y para ello es importante conocer los mecanismos de interacción entre río y bordos.

## CLASIFICACIÓN DE LOS BORDOS

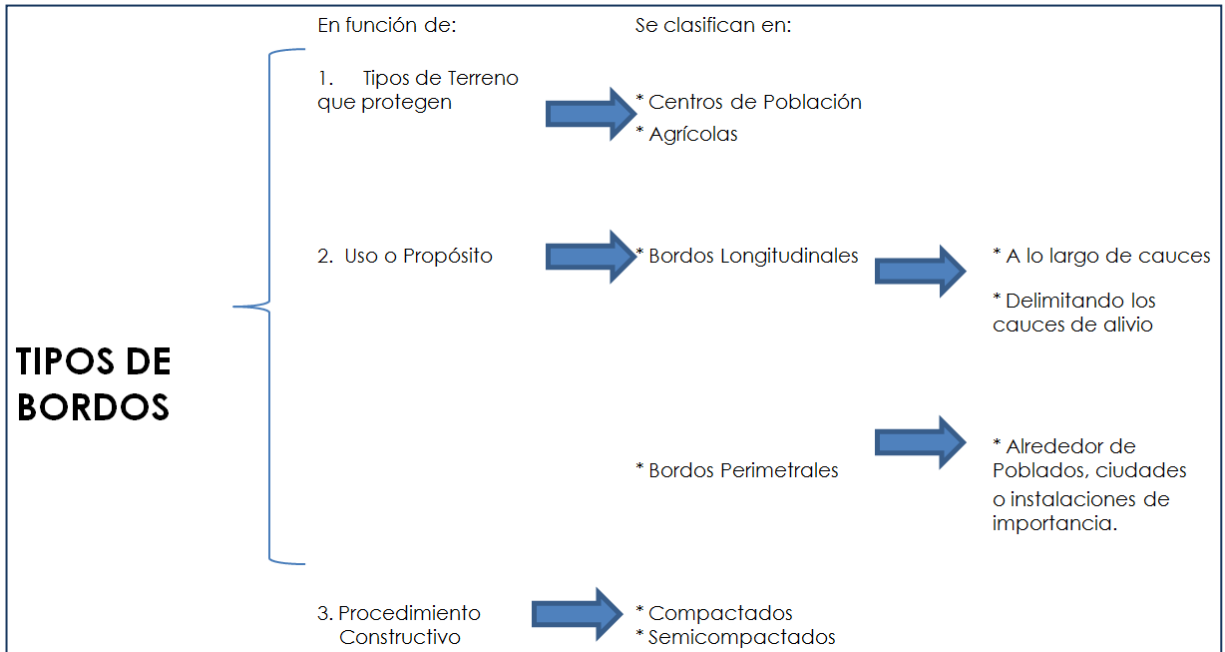


Figura 3.9.- Clasificación de los Bordos.

## FALLAS EN LOS BORDOS

Las fallas producidas en los bordos son originadas principalmente por las siguientes causas:

- a. Elevación del agua sobre la corona de bordo. El flujo inicia la erosión del talud del lado seco, la que se propaga hacia aguas arriba destruyendo poco a poco la corona del bordo hasta que se produce una abertura en el terraplén. Si éste es arenoso, el fenómeno ocurre en poco tiempo y una vez que el bordo se ha roto, la abertura se amplía rápidamente hacia ambos lados. En cambio, cuando el terraplén es arcilloso y bien compactado, el fenómeno descrito es muy lento, y si existe una inspección cuidadosa y oportuna durante la avenida se dispone de tiempo para efectuar reparaciones de emergencia que eviten la destrucción del terraplén.
- b. Erosión del terraplén de lado húmedo, para que esto ocurra, el flujo debe concentrarse y además el terraplén carecer de protección. En ocasiones el cauce principal del río se desplaza lateralmente y la orilla llega al pie del talud del bordo. Si continúa la erosión lateral de la margen, necesariamente falla el terraplén que está sobre ella.
- c. Deslizamiento de alguno de los taludes al saturarse el bordo. Se produce por diseño deficiente de la sección transversal de los bordos, por falta de control de calidad durante la construcción o por no tomar en cuenta las condiciones de la



zona de cimentación. También ocurre cuando se hacen excavaciones al pie de los taludes para tomar material de préstamo, o cuando al diseñar el bordo no se consideran los descensos rápidos de los niveles del agua. Los deslizamientos ocasionan además una reducción del paso de filtración, que en ocasiones producen tubificación en el terraplén o en la cimentación.

- d. Tubificación del bordo o de la cimentación. Se pueden producir por dos causas principales. La primera cuando el flujo a través del terraplén o de la cimentación alcanza a arrastrar el material en la zona donde aflora. A medida que las partículas son arrastradas se forma un conducto que avanza de aguas abajo a aguas arriba. El aumento de la longitud del conducto reduce el paso de filtración, incrementa el gradiente hidráulico y las velocidades del flujo subterráneo, y por tanto, el gasto que escurre por el conducto. Todo ello aumenta la capacidad de arrastre de partículas y en consecuencia la ampliación del conducto. Dicha ampliación facilita el desprendimiento y caída del material que está sobre él.

El fenómeno descrito es muy lento en un principio y se acelera a medida que pasa el tiempo. Si una tubificación incipiente se detecta a tiempo se puede evitar. Así, por ejemplo, si al pie del talud seco o cercano a él se nota el afloramiento de pequeñas cantidades de agua y se nota que ésta sale con partículas sólidas, se puede rodear esa zona con costales, empotrando los extremos del bordo. Esa protección impide la salida del agua con lo que se incrementa la carga hidráulica aguas debajo de la tubificación, la que reduce el gradiente hidráulico y las velocidades del flujo en el interior del terraplén y/o cimentación.

Otra causa se produce debido a la acción de animales como tuzas o topos, o bien a la presencia de raíces. Esta última se puede evitar al no permitir que crezcan arbustos y árboles en los taludes del bordo, ni en el terreno natural al pie o cerca de la obra.

- e. Hundimiento de un tramo del bordo por compactación deficiente del terraplén o consolidación del terreno de cimentación. Con ello disminuye la elevación de la corona del bordo, por lo que el agua llega a pasar sobre ella, con las consecuencias señaladas en el primer punto.
- f. Por erosiones que el agua de lluvia llega a producir en la corona y taludes. Esto ocurre cuando el bordo no tiene protección exterior y falta conservación y supervisión de la obra. También se presenta cuando la corona no está revestida y no se colocaron bajadas, para el agua, debidamente protegidas.



### CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO DE BORDOS

Los factores a considerar en el diseño varían de proyecto a proyecto en función de las condiciones locales del sitio. Algunos se enlistan a continuación y son recomendados por el *US Army Corps of Engineers*.

- Se harán estudios geológicos con la finalidad es conocer la condiciones geológicas del terreno para identificar los posibles problemas por enfrentar durante el diseño, construcción y operación de la estructura, o bien, relocalizar trazos de trayectorias alternativas.
- Se efectuará un estudio preliminar de las condiciones del sitio, tanto del material de desplante, como de la posible localización de los bancos y zonas de préstamo.
- Se hará una exploración final en el sitio con el objeto de definir el perfil estratigráfico del subsuelo, las condiciones y características de los materiales donde se desplantarán los bordos e información más detallada sobre las áreas de préstamo.
- Con los datos del paso 3 se determinarán, en forma preliminar, las secciones transversales de los terraplenes y las variables que regirán las condiciones de la cimentación de los bordos.
- Se dividirá la longitud total del bordo en tramos con igual altura de terraplén, condiciones semejantes de desplante e igual material de relleno, y se trazará una sección transversal representativa de cada tramo.
- Se estudiarán, para cada sección transversal, las condiciones de flujo subterráneo bajo el desplante y la red de flujo a través del cuerpo del bordo, la estabilidad de sus taludes y los posibles asentamientos que pueda sufrir.
- Se identificarán las posibles zonas en donde haya que dar un tratamiento especial al suelo de cimentación.

En ríos donde el hidrograma del escurrimiento suba o baje rápidamente, la sección debe ser diseñada para tomar en cuenta las inestabilidades producidas por este fenómeno.

En zonas donde las características del material de bordo y de la cimentación sean buenas se pueden escoger taludes relativamente fuertes; en cambio cuando ello no ocurre se recomiendan taludes más tendidos. Sin embargo, la primera condición es la que requiere más estudios para garantizar su estabilidad y evitar tubificaciones.

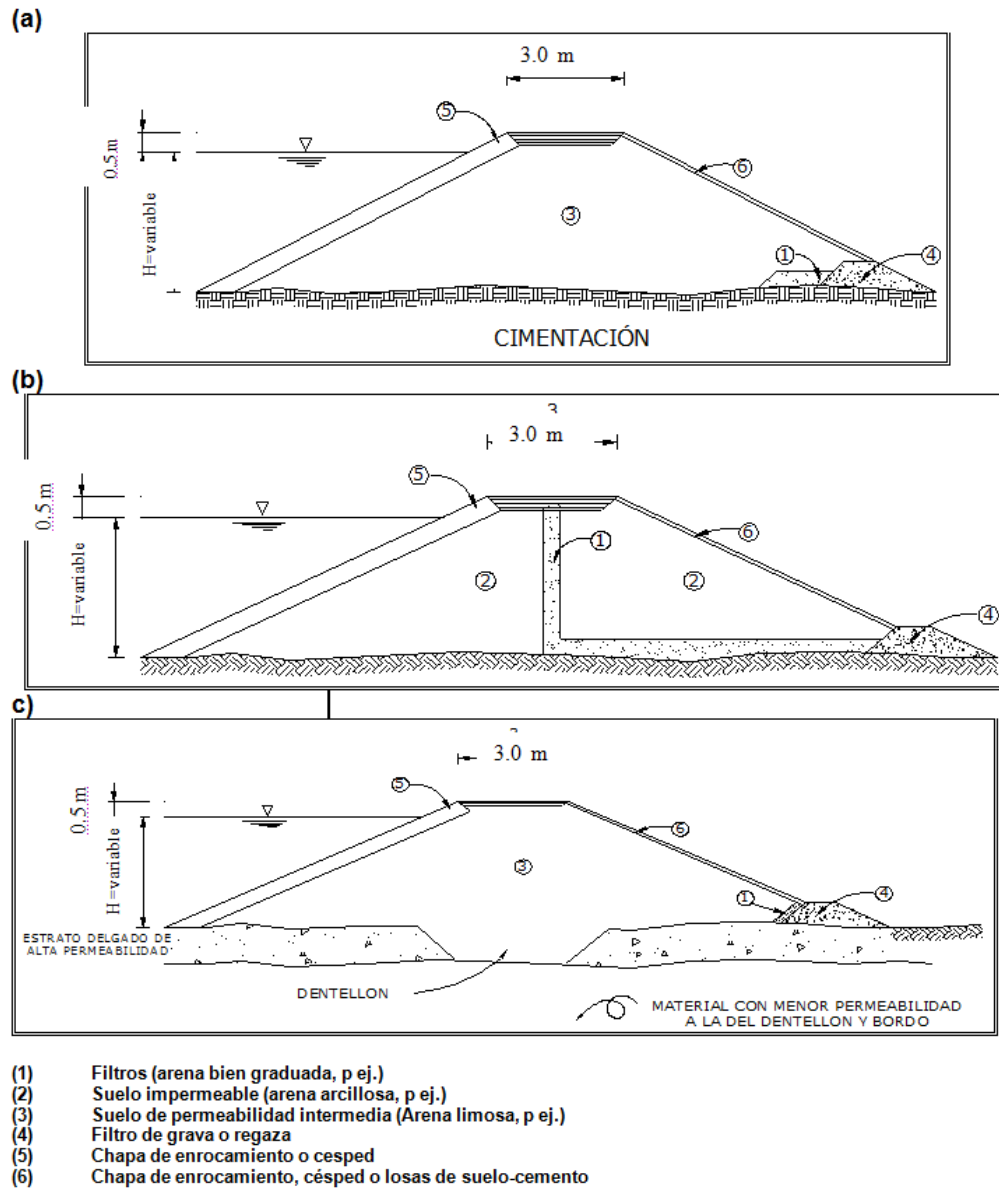


Figura 3.10.- Secciones transversales típicas de bordos de protección o encauzamiento (Maza, 2000).

### Investigación de campo y laboratorio

En la etapa de planeación se requiere información de carácter general; en cambio para la de diseño se necesitan estudios detallados y profundos de todas las variables relacionadas con el problema. Las investigaciones de campo son mínimas si el bordo tiene una altura menor de tres metros o existen bordos construidos en la zona, se ha observado un buen comportamiento de ellos y se conocen las propiedades de los materiales con que fueron construidos y las de su cimentación.





El *US Army Corps of Engineers* recomienda hacer una campaña intensiva de investigación tanto de campo como de laboratorio cuando se presenten cualquiera de las condiciones siguientes:

- La falla de la obra puede ocasionar grandes pérdidas, tanto de vidas humanas como de daños materiales.
- Los bordos tienen una altura mayor de tres metros
- La zona de desplante es débil y compresible, la calidad de los suelos a lo largo del alineamiento es muy variable, y se ha detectado que pueden ocurrir problemas de flujo subterráneo o de licuación.
- El agua va a estar en contacto con el terraplén durante largos periodos.
- Los bancos de préstamo son de baja calidad o tienen un alto contenido de agua o sus características varían a lo largo del alineamiento de los bordos.
- Hay estructuras de concreto en algunas zonas de los bordos.

La amplitud de las pruebas de laboratorio es función de la relevancia del proyecto y del conocimiento de las condiciones del sitio. Las pruebas más importantes son las de esfuerzos, consolidación y compresión, contenido de agua e identificación de materiales; dichas pruebas se hacen con muestras tomadas en el sitio de desplante y en las áreas de préstamo.

### **ÁREAS DE PRÉSTAMO**

El principal factor que rige su selección es la facilidad de acceso y la distancia al sitio de construcción. Se recomienda que estas áreas, cuando sea posible, estén en a lo largo del alineamiento de los bordos, ya que se acortan las distancias de acarreo y el cambio en el impacto ambiental de los bordos, ya que se acortan las distancias de acarreo y el cambio en el impacto ambiental es menor. Por otra parte, es preferible un área de préstamo ancha y somera en lugar de una zona angosta y profunda, a que está última puede llegar a ser causa de futuros problemas.

### **CONTROL DE INFILTRACIONES**

La infiltración bajo los bordos a través de suelos permeables puede incrementar la presión hidrostática bajo un estrato impermeable, o producir tubificación con la aparición de borbotos o humedad en el bordo mismo o aguas abajo de él. Estas condiciones no deben aceptarse y para reducir su efecto dañino se han propuesto varias medidas, dos de ellas se muestran a continuación (Ver figura 3.11).

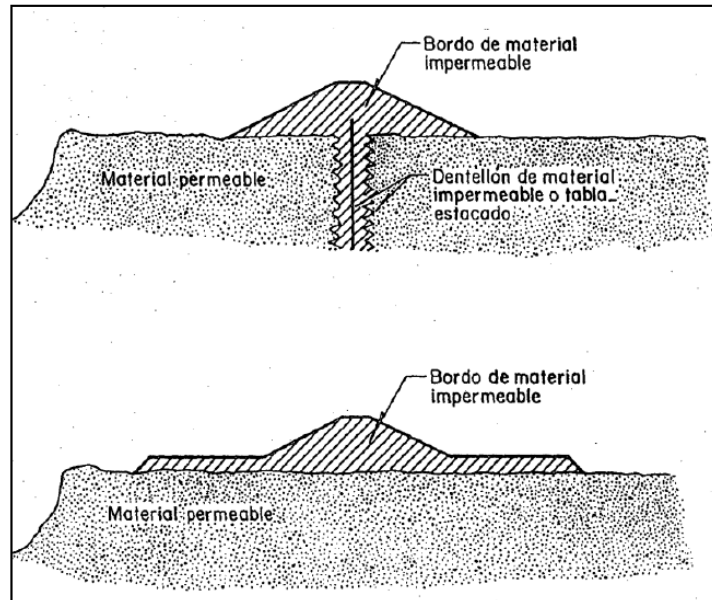


Figura 3.11.- Ejemplos de medidas para reducir el flujo subterráneo bajo un bordo (Maza, 2000).

### DISEÑO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL BORDO

La altura del bordo es igual a la altura del tirante de agua, que corresponde a la avenida de diseño, más la altura del oleaje si lo hubiera y el alcance del mismo, más un bordo libre. Además debe agregarse una altura que corresponde al valor del asentamiento que alcance a sufrir la estructura, ya que de ocurrir dicho asentamiento se puede llegar a perder el bordo libre. En la Figura 3.12, propuesta por Linsley y Franzini (1979), y en la Figura 3.13 se muestran dos secciones típicas de bordos. El bordo libre varía entre 0.50 y 2.0 metros según la importancia de la obra y la seguridad que se tiene en la determinación del gasto de diseño y de las elevaciones del perfil del agua.

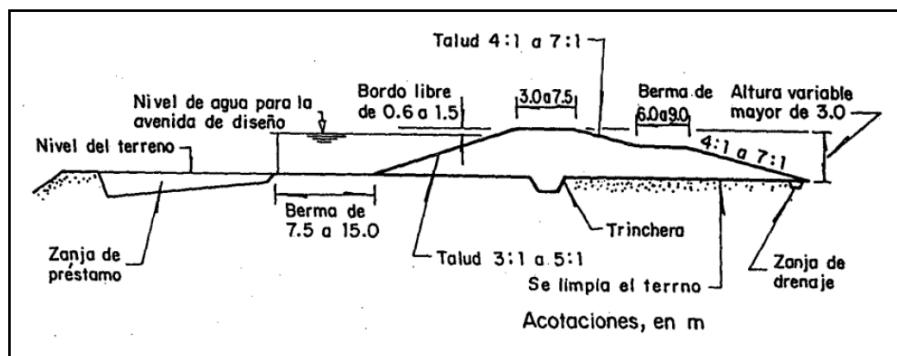


Figura 3.12.- Sección transversal de un bordo, con altura de agua mayor de 3 m, según Linsley y Franzini (Maza, 2000).

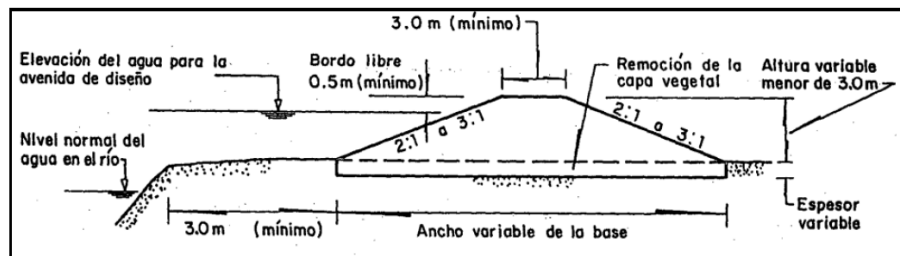


Figura 3.13.- Sección transversal de un bordo con altura menor de 3.0 metros (Maza, 2000).

Conviene que el terraplén sea homogéneo; sin embargo, los materiales de los bancos de préstamo pueden tener una permeabilidad variable. Por este motivo, el material más impermeable debe colocarse del lado que esté en contacto con el río y el más permeable en el lado seco. Si el material impermeable es escaso, conviene colocar una capa gruesa de material impermeable en el lado expuesto al río en lugar de hacer un corazón impermeable; ello resulta más económico.

### TALUDES DEL TERRAPLÉN

El análisis de la estabilidad de las secciones del bordo, incluida su cimentación, no llega a ser necesario cuando el bordo es de altura pequeña y está desplantado en buen sitio. Cuando esto último no ocurre o el material de préstamo es de baja calidad se recomienda hacer un análisis detallado de la estabilidad del terraplén.

Si el bordo se compacta, la pendiente del terraplén puede ser menos tendida que en uno semicompactado. Un talud se considera poco tendido cuando los valores de éste son 1 vertical y menor o igual que 2 (2:1); cuando menor es la relación entre paréntesis, el talud es menos tendido.

Si el agua está en contacto poco tiempo contra el talud del bordo, la presencia de hierba puede llegar a proporcionar una adecuada protección contra el oleaje o contra una corriente erosiva; sin embargo, si ocurre lo contrario, es decir que el agua permanezca un periodo largo, se debe dar una protección adecuada al talud. La necesidad de esa protección depende de diversos factores, entre los que destacan los siguientes:

- Facilidad con que el terraplén puede ser erosionado.
- Posibilidad de vientos intensos que originen oleaje durante el paso de la avenida.
- Distancia entre la orilla del cauce y el desplante del bordo.
- Presencia de estructuras cercanas al bordo, que puedan incrementar la turbulencia del flujo.
- Cambios bruscos en el alineamiento de los bordos que lleguen a provocar turbulencia y erosión.
- La pendiente del talud húmedo. Uno más tendido requiere menor protección que uno con fuerte pendiente.

### CRUCE DE TUBERÍAS

Se recomienda que en lo posible una tubería no pase justo por debajo del desplante de los bordos o a través del cuerpo de estos, ya que se pueden llegar a presentar severos daños si los cruces son mal diseñados o contruidos. Por ello, se recomienda que la tubería sea enterrada, cuando menos 1.5 veces su diámetro, por debajo del desplante del bordo.

### DRENAJE LOCAL

Es fundamental considerar medidas especiales para desalojar el agua que conduce un pequeño tributario del río cuando la descarga de éste, en el cauce principal, es obstruida por la construcción del bordo, o para desalojar el agua proveniente del drenaje de áreas agrícolas o urbanas cuando su salida natural también es impedida. Si el agua en el cauce principal alcanza niveles bajos, la descarga a él se puede hacer mediante alcantarillas controladas con compuertas. Esta medida no funciona cuando las aguas en el cauce principal alcanzan niveles altos, ya que debido a que el nivel en el río puede ser mayor que el del agua en la zona protegida, se corre el peligro de que el agua del río penetre a dicha zona (Ver figura 3.14).

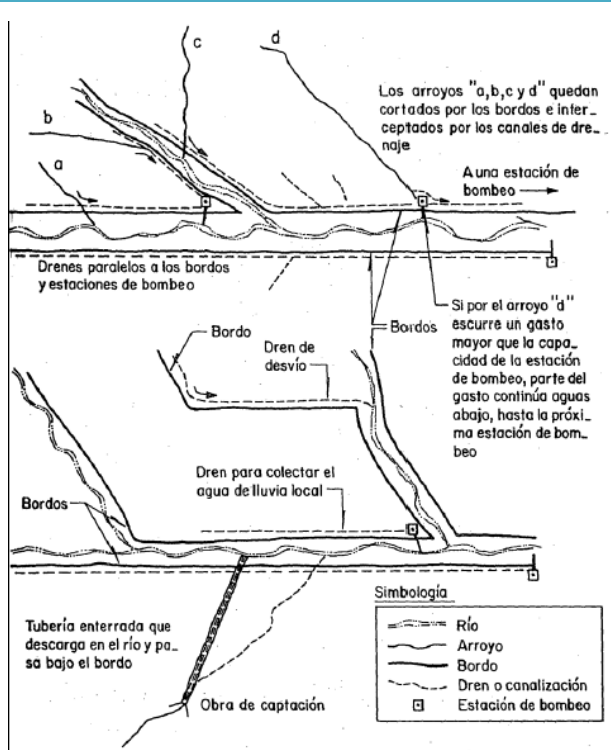


Figura 3.14.- Esquemas de posibles soluciones para el drenaje de las áreas protegidas por los bordos (Maza, 2000).

El uso de estructuras derivadoras que ayuden a conducir el agua hacia otras zonas, generalmente resulta muy costoso y su posible utilización debe examinarse con cuidado.

También se puede emplear tuberías que trabajen a presión y desaloje el agua por gravedad, pero su desventaja estriba en el hecho de que la entrada debe colocarse a suficiente altura. Por último, la planta de bombeo es la solución más comúnmente adoptada para resolver el problema del drenaje exterior en zonas muy planas, ya que las bombas ofrecen la solución más económica y su costo inicial es relativamente más bajo.

### CAMINOS DE ACCESO

Debe preverse la construcción de algunos caminos de acceso a los bordos para proporcionar a éstos inspección y mantenimiento. En función de las condiciones locales, estos caminos pueden ser de uso privado para el personal gubernamental, o de uso público. Se recomienda que las rampas de acceso a los bordos sean laterales y no en ángulo recto porque ellas son más económicas y la sección transversal del bordo casi no se modifica.



Se recomienda que la separación entre caminos de acceso sea menor de un kilómetro. Esta separación se aumenta cuando se puede transitar con facilidad y seguridad sobre la corona del bordo.

### **CONSTRUCCIÓN DE BORDOS**

Como se mencionó anteriormente, el terraplén de los bordos puede ser compactado, semicompactado o sin compactación. Generalmente la sección transversal se forma con una combinación de las condiciones mencionadas; así, por ejemplo, el corazón puede estar compactado o semicompactado, con la berma semicompactada o sin compactación. Se recomienda dar un alto grado de compactación en regiones sísmicas activas. Por otra parte, si la altura del bordo es pequeña, en ocasiones no se justifica hacer una gran inversión en la limpia de la zona de la cimentación. Por otra parte, si no hay un adecuado tratamiento de la zona de cimentación del bordo como, por ejemplo, no hacer una buena limpia del material orgánico, colocación de capas permeables a través de todo el terraplén y mala compactación del terraplén, puede presentarse, entre otros problemas, asentamientos diferenciales e infiltración bajo el terraplén, que llegan a producir erosión y falla del mismo.

### **CONSERVACIÓN DE BORDOS**

Un bordo debe ser revisado frecuentemente y darle mantenimiento para que siga cumpliendo con los fines para los que fue construido.

Dentro del programa de conservación se debe considerar entre otras medidas las siguientes:

- Nivelaciones periódicas de la corona de los bordos. Ello permitirá detectar oportunamente cualquier asentamiento que sufran los terraplén y efectuar su renivelación antes de que ocurra la siguiente temporada de lluvias.
- Revisar ambos taludes para observar y determinar zonas de erosión en el lado húmedo, daños en la coraza de protección si la hubiera, cavidades formadas por roedores, estado de las bermas y erosiones provocadas por la lluvia local en sus taludes y bermas. Esta inspección debe hacerse a pie y nunca desde un vehículo.
- Remoción de arbustos que crezcan en sus taludes y árboles que se desarrollen cerca del pie de taludes.
- Detectar y reparar las erosiones que produzcan el agua de lluvia al escurrir sobre la corona y taludes. Evitar o reducir esas erosiones con la construcción de obras adecuadas.

## **3.3.3 Bordos perimetrales**

Se ha citado al inicio de este trabajo que existe la tendencia natural de que los centros de población se establezcan cerca de los ríos. En un principio la gente acepta los peligros y molestia de las inundaciones con tal de disponer de agua para su subsistencia. Cuando se desarrollan esos centros de población y se desea protegerlos contra inundaciones periódicas, la solución más común consiste en rodearlos parcial o completamente con un bordo, lo cual depende de la topografía. El bordo rodea totalmente el poblado cuando

éste se ubica en una zona plana; si parte del poblado está en una zona alta, el bordo sólo se construirá en la parte baja, y se empotrará convenientemente (Ver figura 3.15).

Estos bordos tienen la ventaja de ser la solución de control más económica que puede construirse; además, no alteran los niveles de los escurrimientos, ya que su efecto sobre ellos es nulo o muy reducido.

Durante el tiempo que dure una inundación deberá realizar una inspección constante de las condiciones del bordo y de los niveles del agua en el río. A la primera señal de peligro se tendrá que avisar a los pobladores para que se desplacen a las zonas altas. Esto deberá efectuarse cuando no se conocen con certeza los niveles que pueda alcanzar el agua en el río o no se ha efectuado una inspección y conservación continua y cuidadosa de los bordos perimetrales a pesar de la importancia y obligación de realizar esas acciones.

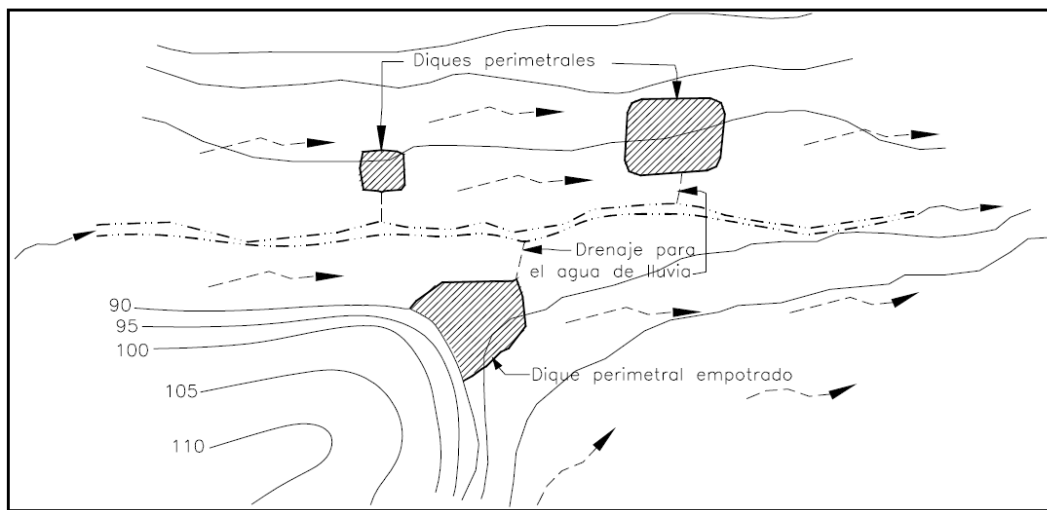


Figura 3.15.- Arreglo general de bordos perimetrales (Maza, 2000).

### CARACTERÍSTICAS DEL BORDO

La altura del bordo se fija partiendo de los niveles máximos que se hayan registrado con anterioridad, a partir de las huellas dejadas por el agua. Esta forma de actuar es motivada por el hecho de que en zonas poco desarrolladas no se cuenta con datos suficientes y sólo se dispone de algunas huellas máximas de avenidas recientes. Si hay alguna estación de aforo cercana, se trabajará con los datos que de ella se obtengan.

Al iniciar el estudio de una región para protegerla contra inundaciones, se deberán instalar escalas cerca de los poblados, además de garantizar el aforo de la corriente con una estación hidrométrica como mínimo. Todos los datos de aforo y escala servirán para calibrar cualquier modelo de la predicción o de tránsito de avenidas que sea elaborado. A los niveles máximos del agua que hayan sido observados se les asociará su gasto, aunque esto último no siempre es posible. La altura del bordo perimetral se fija al añadir a la elevación máxima observada del agua un bordo libre de 1.00 a 2.00 metros. El valor del bordo libre dependerá, principalmente, de la confianza que se tengan en los datos,





siendo menor cuanto mayor sea la confianza en ellos; su valor se incrementará si se pueden presentar vientos intensos, durante la inundación, que genere oleaje.

El ancho de la corona del bordo deberá permitir el tránsito de un vehículo, por tanto, el ancho mínimo recomendado es de tres metros.

Es necesario estudiar la estabilidad del bordo tomando en consideración los materiales disponibles para su construcción y el material del terreno en que será desplantado; sin embargo, si el material es arcilloso se podrán considerar taludes de 2:1 o mayores; si el material es arena el talud mínimo recomendado es de 3:1. Deberán descartarse los materiales limosos. Si el material es arenoso se deberá revisar el paso longitud de filtración y de ser necesario se abatirán los taludes o se ampliará el ancho de la corona.

### **DRENAJE DE LA ZONA PROTEGIDA**

Como el bordo perimetral es una frontera entre el río y el poblado, se tendrá que desalojar el agua de lluvia que caiga dentro de la zona confinada por los bordos (Ver figura 3.16).

Para ello se optará por uno de los procedimientos siguientes:

- a. Construir un depósito que tenga una capacidad igual al volumen de agua que se espera que llueva, y que estará comunicado al río por medio de una tubería que pase bajo el bordo. Esta tubería debe tener instalada una compuerta o válvula, ya sea manual o automática, que permita desalojar el agua almacenada cuando el nivel de la superficie del río baje de una cierta elevación, y se cierre cuando suba de ese mismo nivel. En ocasiones, la válvula colocada a la entrada de la tubería es sustituida por una compuerta de charnela ubicada al final del ducto. Estas compuertas requieren ser inspeccionadas con frecuencia para asegurar su adecuada operación. De no ser así, no se recomienda su uso, ya que cualquier basura o pedazo de rama puede impedir su cierre, permitiendo que entre el agua del río al poblado, al subir en él los niveles del agua. El retirar el obstáculo que impide su cierre, durante el paso de la venida, es una acción muy difícil de realizar.
- b. Si el volumen estimado de lluvia es considerable y por tanto el tanque de captación del agua drenada fuera muy grande o costoso, se construirá un tanque reducido con una estación de bombeo cuya capacidad estará dada por el gasto máximo escurrido.

Antes de cada temporada de lluvias, el equipo de bombeo deberá ser revidado y probado. Además, como es probable que durante las inundaciones producidas por ciclones falle el suministro de energía eléctrica, se recomienda utilizar bombas acopladas a motores de combustión interna; o bien, pequeñas plantas de generación eléctrica, si los motores de las bombas operan con esa energía.

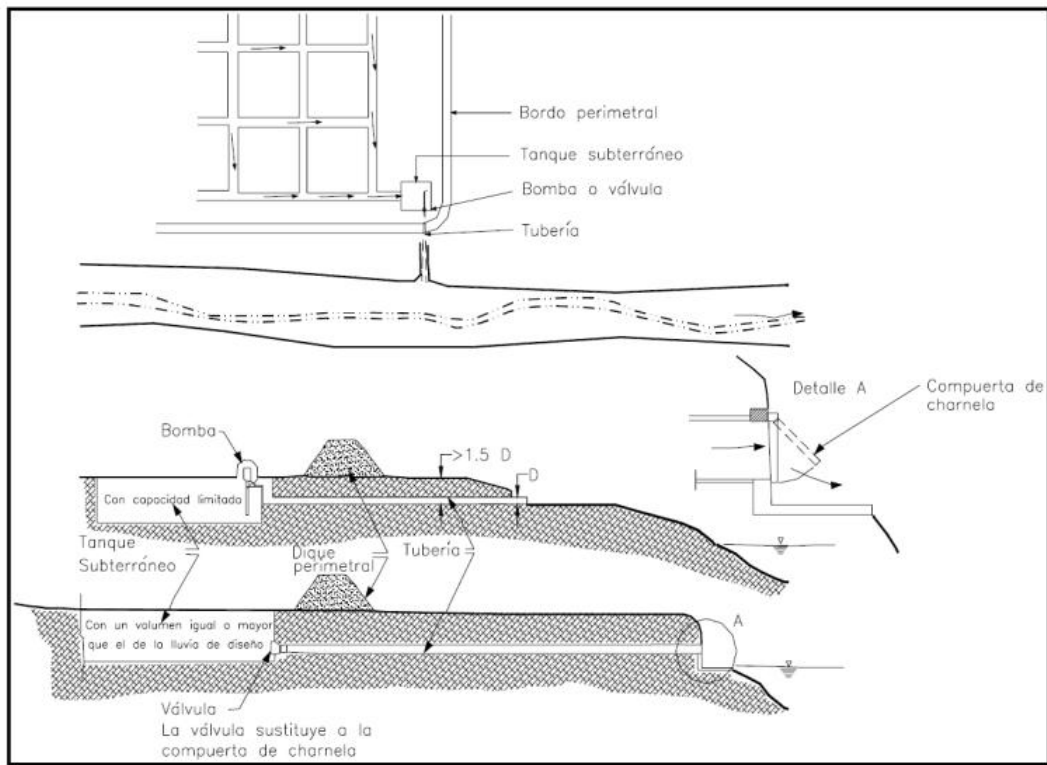


Figura 3.16.- Alternativas para drenar áreas protegidas con bordos (Maza, 2000).

### 3.3.4 Bordos longitudinales

Los bordos longitudinales se construyen a lo largo de las márgenes de un río y al confinar el agua entre ellos sirven para proteger simultáneamente varias ciudades y pueblos, así como grandes extensiones de terrenos con alta producción agrícola y ganadera; es decir, se utilizan para proteger regiones desarrolladas que cuentan, además con vías de comunicación e instalaciones industriales o de servicios. Dependiendo del desarrollo regional, este tipo de bordos se pueden construir en una o en ambas márgenes (Ver figura 3.17).

Por la presencia de los bordos longitudinales quedan definidos dos cauces:

- Cauce principal, es aquel por donde escurre normalmente el agua antes de desbordarse.
- Cauce de avenidas, es el formado entre cada orilla del cauce principal y el bordo correspondiente. Cuando los bordos se construyen en las orillas del río no existen cauces de avenida; esto sólo es posible en aquellos ríos cuyas márgenes son arcillosas y muy resistentes a la erosión.

Para su funcionamiento hidráulico óptimo, ambos cauces deben estar libres de obstáculos y vegetación, principalmente arbustos.

Los bordos longitudinales producen, sobre los escurrimientos, principalmente los efectos siguientes:



- a. Confinan los escurrimientos entre ellos, por lo que obligan a que pasen por secciones con menor anchura. Esto produce una sobreelevación de la superficie del agua.
- b. Trasladan las avenidas hacia aguas abajo. Al no permitir desbordamientos sobre la planicie, todos los volúmenes de agua quedan confinados y tienen que pasar entre los bordos. Esto obliga a un diseño muy cuidadoso, con objeto de no producir daños aguas abajo, lo que conduce normalmente a incrementar la longitud de los bordos inicialmente supuesta.

Por otra parte, se debe tener en cuenta que los bordos longitudinales tienen que construirse para que sean completamente seguros ya que:

- a. La gente se confía al sentirse protegida y dejar de tomar las preocupaciones acostumbradas en las anteriores épocas de avenidas.
- b. La zona protegida aumentará su desarrollo y se construirán obras más costosas, ya que se sabe que no se dañarán con futuras inundaciones.
- c. De romperse un bordo, las inundaciones ocurrirán con mayor rapidez y alcanzarán niveles mayores que antes de la construcción de los bordos, al menos en la zona cercana a la posible rotura.

Por el alto costo que pueden alcanzar los bordos y por el peligro que representa el tener elevaciones demasiado altas en el río, conviene no seleccionar la protección contra inundaciones utilizando únicamente este tipo de solución, sino en combinación con una o varias de las opciones que se describen más adelante, si ello fuera posible. A pesar de lo expresado, en la mayoría de las planicies es la única solución factible.

El costo de una obra de protección con bordos longitudinales es función de la elevación que alcance el agua en el río una vez que dicha obra sea construida. Esa elevación depende, entre otros factores, de:

- a. El gasto máximo de la avenida seleccionada
- b. La separación entre ambos bordos
- c. La longitud de los bordos
- d. La rugosidad del cauce principal y de avenidas. Se denomina cauce principal al del río propiamente dicho, limitado por sus márgenes u orillas naturales, y cauce de avenidas al formado entre las orillas y los bordos.

A continuación se describe cada una de los factores señalados.

### **GASTO DE DISEÑO**

La selección de la avenida de diseño dependerá de un estudio económico que compare el costo de los daños que se producirán sin los bordos contra el costo de los mismos. Este análisis deberá repetirse para varias avenidas. Téngase en mente que cuanto mayor es el gasto máximo de una avenida mayores son los daños que pueden ocasionar, tanto por la altura que alcance la superficie del agua como por ser mayores las áreas inundadas. Al mismo tiempo, cuanto mayor es la avenida, más altos tienen que ser los bordos que la contengan y mayores los daños que producirá la falla de los mismos. La avenida de

diseño estará asociada a un periodo de retorno que se selecciona en función de la importancia de la obra y de los daños esperados en caso de que dicha avenida sea sobrepasada.

### SEPARACIÓN ENTRE BORDOS Y OPCIONES POR ANALIZAR

La localización en planta de los bordos longitudinales se efectuará, por lo general, a lo largo de ambas márgenes de un río y procurando que sean paralelos entre sí; además, conviene que estén suficientemente separados de las orillas del río, para disponer de un área hidráulica adicional y lograr así que la altura de los bordos sea menor. Cuando hay poblados o ciudades junto al río, lo anterior no se puede cumplir y los bordos se tienen que construir prácticamente en la orilla. Por otra parte, Si el río desarrolla meandros, los bordos no deben seguir el alineamiento del eje del río sino que se deben colocar dos bordos paralelos que sigan la dirección general del río o la pendiente de la planicie, de tal forma que todos los meandros queden entre ellos, con lo que se logra por un lado que la longitud de los bordos sea menor, ya que no siguen todas las sinuosidades del río y por otro, que los meandros al desplazarse y evolucionar normalmente no afecten ni destruyan los bordos longitudinales (Ver figura 3.17).

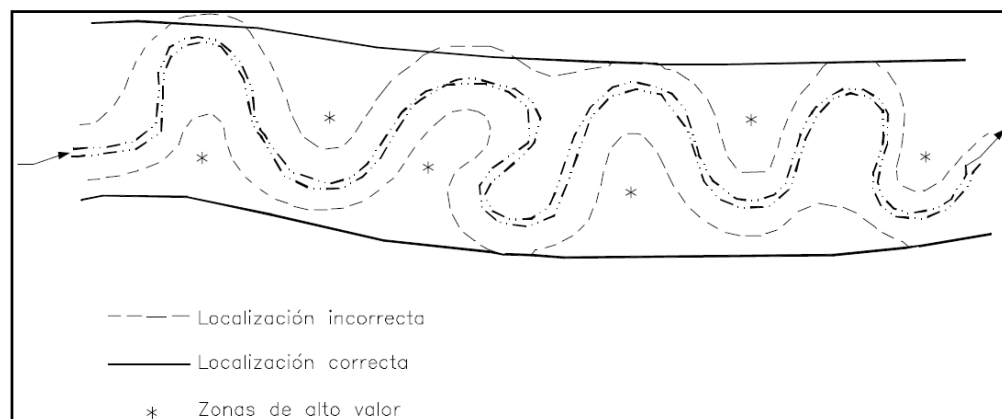


Figura 3.17.- Arreglo general utilizando bordos longitudinales (Maza, 2000).

Se ha indicado que existen ríos en los que sus orillas tienen elevaciones mayores que la de los terrenos adyacentes a la planicie. Cuando ello ocurre, es decir, cuando el río tiene "barrotes" en sus orillas, se acostumbra colocar los bordos sobre ellos ya que se reduce el volumen de obra y por tanto su costo. Conviene recordar que el desarrollo de los barrotes de los ríos requiere de varios años, ya que se forman por el depósito del material más grueso, transportado en suspensión, cuando el río se desborda. La presencia de los barrotes indica que la estabilidad del río se acerca a la estática. Dicha estabilidad se tiene cuando las márgenes del río están formadas con material cohesivo muy consolidado, y por tanto, los corrimientos laterales del cauce principal no tienen lugar o son muy lentos.

Al diseñar una obra con bordos longitudinales, se deberán estudiar varias opciones con diferentes separaciones entre bordos. Para una misma avenida se requerirán bordos de menos altura cuando mayor sea la separación y por tanto serán más económicos y confiables. Sin embargo, una mayor separación exigirá mayores indemnizaciones y



posiblemente un costo mayor por concepto de la destrucción de obstáculos. Entre las opciones por estudiar y analizar se incluirá la de colocar los bordos, sobre los barrotes del río, si ellos existen.

Para cada una de las opciones señaladas se deberán estudiar varias avenidas, cada una asociada a su periodo de retorno, para conocer la altura de los bordos y el costo total de cada alternativa. Al comparar los costos con los beneficios para lograr en cada una, se dispondrá de elementos suficientes para seleccionar la que debe ser construida. La posibilidad de pérdidas humanas debe también considerarse en cada alternativa que se analice, aunque ello no se pueda valorar en términos económicos.

Por lo señalado, se debe estudiar varias alternativas de separación de bordos cada una, además, con diferentes avenidas. Al definir una zona por proteger con bordos longitudinales se considera que no varía su longitud, ni la rugosidad de los cauces principales y de avenidas y por tanto, no hay necesidad de estudiar diferentes alternativas de longitud de bordos ni de rugosidad.

### **LONGITUD DE BORDOS**

Cuanto mayor sea la longitud de los bordos mayor es la longitud del tramo en que se evitan inundaciones debido a desbordamientos y por tanto, todo el gasto de la avenida es confinado en una mayor longitud.

Si el tramo protegido tiene una gran longitud y dentro de ella algunos afluentes llegan al río principal, los bordos pueden aumentar en altura a medida que se avanza hacia aguas abajo; sin embargo, en la mayoría de los casos, los bordos tendrán, a todo lo largo, una altura casi constante sobre la planicie.

Debe tenerse en cuenta que, durante las avenidas, los bordos longitudinales modifican completamente los escurrimientos, tanto en el tramo en que hay bordos como en las zonas aguas abajo y arriba de la protección. En general, los tirantes o elevaciones que alcanza el agua, ya construidos los bordos, son mayores que los que había para la misma avenida antes de su construcción. Lo anterior es debido a que al evitar el desbordamiento del agua y por tanto, impedir que ésta escurra sobre la planicie, se obliga a que todo el gasto pase entre los bordos por un área más reducida (Ver figura 3.18).

En la zona inmediata aguas arriba del inicio de una protección con bordos longitudinales, los niveles del agua también son mayores, ya que la sobreelevación explicada produce un remanso que influye hacia aguas arriba (Figura 3.18). Aguas abajo de la zona protegida, la sobreelevación del agua también es mayor antes de la construcción de los bordos, ya que entre ellos se obliga a transitar toda la avenida y los gastos en el río, al final de la protección, son mayores que cuando se producían desbordamientos. Si la construcción de bordos longitudinales se hace sin un adecuado estudio hidráulico previo, el tramo más afectado será el que se encuentra inmediatamente aguas debajo de donde termina la protección, al grado de que zonas que nunca se inundaban pueden ahora sufrir severas inundaciones.

Por lo señalado, cuando se estudia una protección con bordos longitudinales, se deben analizar los efectos que se producen aguas debajo de los bordos, y de ser necesario, ellos se deberán prolongar, aún en tramos largos. Si esto resulta muy costoso y los daños aguas



abajo son grandes, no se deberán construir los bordos en estudio; su construcción sólo será posible si las inundaciones, aguas abajo, afectan zonas poco valiosas y no se ocasionan daños sociales ni ecológicos.

Cuando sólo se protege una margen, los daños aguas arriba y aguas abajo de la protección no son tan notables, ya que la zona no protegida se sigue inundando, y por tanto grandes volúmenes de agua aún pueden ser sustraídos al Hidrograma del río. Una vez construido un bordo en una sola margen, los niveles del agua en la zona que se sigue inundando son ahora más altos y se pueden inundar nuevas áreas que antes no se inundaban. La extensión de esas áreas y los daños que en ella ocurren dependen en gran medida de la topografía de esas zonas y de la longitud de la protección construida en la margen opuesta.

### **ALTURA DE LOS BORDOS**

Se ha mencionado que la selección de su altura está en función de un análisis económico, de igual manera, se localizan procurando que queden lo más separado posible de las orillas, si las construcciones y poblados lo permiten; o bien sobre los barrotes, si estos existen y están bien desarrollados.

Una vez seleccionando el trazo inicial de la obra se deberán obtener los niveles del agua, tanto para la condición actual como con la obra construida. Para ello, del estudio hidrológico se seleccionarán una o varias avenidas probables de diseño, o el intervalo dentro del cual podrá estar el que finalmente se escoja como gasto de diseño. Además, de la forma de las avenidas, se obtendrá el lapso de tiempo en que el gasto máximo permanece aproximadamente constante.

La determinación de los tirantes del agua a lo largo del cauce principal y en diferentes puntos de la planicie y además, para conocer los niveles que alcanza el agua en cualquier punto de la zona en estudio y en cualquier instante durante el paso de una avenida, se utilizan modelos físico o matemáticos que permitan analizar el tránsito de la avenida a lo largo del tramo del río bajo estudio y de su respectiva planicie. Al mencionar un modelo físico se hace referencia a un modelo fluvial de fondo fijo y distorsionado, con escala vertical diferente y menor que la horizontal.

Tanto los modelos físicos como los matemáticos sirven para predecir los niveles del agua en puntos de interés, generalmente donde hay escalas y poblados, así como las velocidades medias de los escurrimientos.

Mediante el empleo de software especializado, tales como los que se describirán en el Capítulo IV de este trabajo, es como se puede obtener los tirantes para el diseño adecuado de la altura de bordos y/o muros para cierto gasto y periodo de retorno.

### **DRENAJE DE LA PLANICIE**

Así como los bordos evitan el desbordamiento del río al paso de una avenida, también son una frontera que impide que el agua llovida sobre la planicie y sus arroyos retornen al río, por lo que un adecuado proyecto para este tipo de obras debe incluir un drenaje acorde con sus condiciones particulares. El objetivo antes mencionado puede lograrse realizando lo siguiente:



### a) Para afluentes

Cuando un bordo pasa por la confluencia de un arroyo y el río principal, es necesario interrumpir su construcción y llevarlo sobre las márgenes del tributario hacia aguas arriba, diseñando esas extensiones del bordo como otro bordo longitudinal (figura 3.21). En el caso de encontrar afluentes caudalosos, para controlar sus crecidas, se les debe dar el mismo tratamiento que al río principal, esto es, construir presas de almacenamiento u obras de desvío.

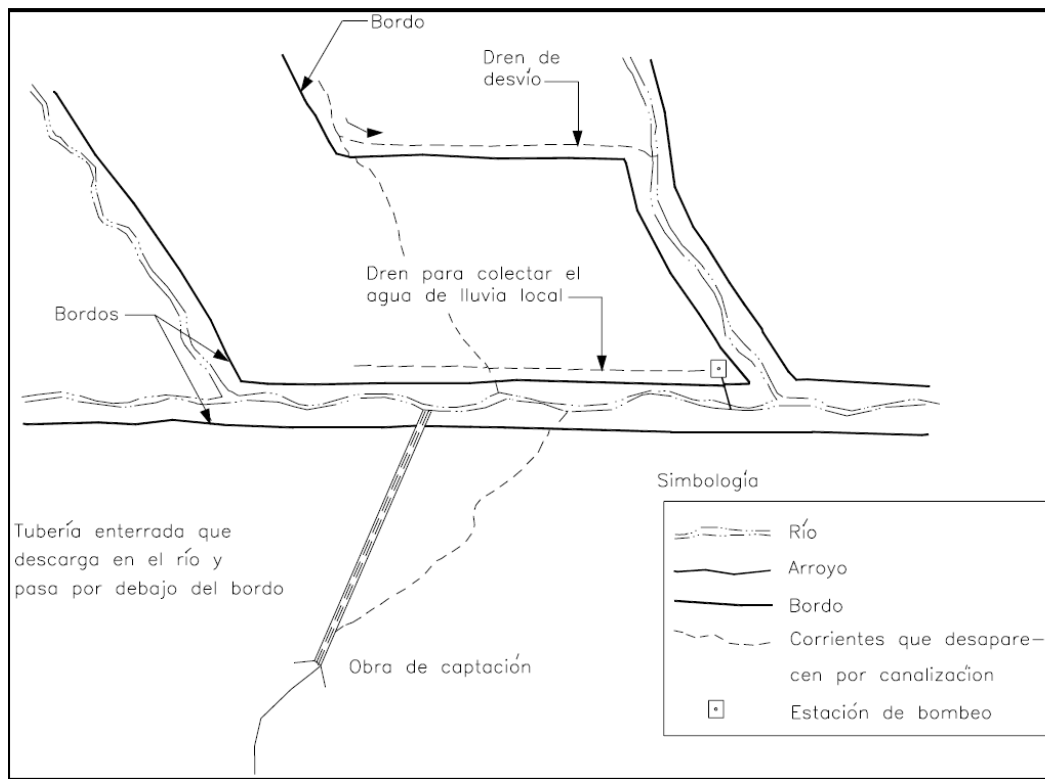
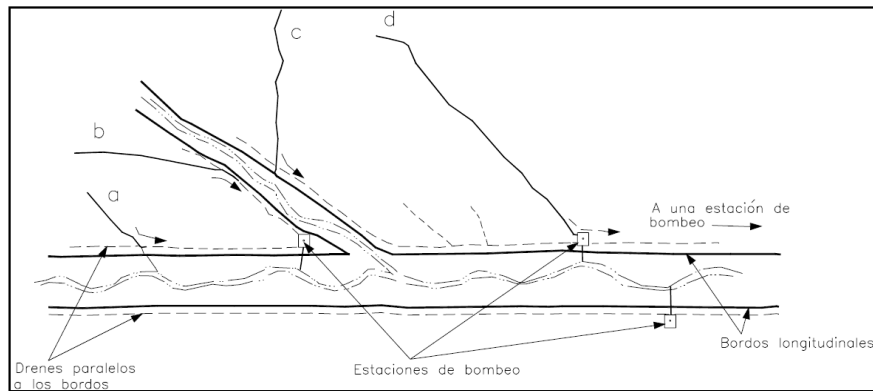


Figura 3.21.- Drenaje de corrientes tributarias (Maza, 2000).

### b) Para escurrimientos sobre la planicie

Para captar pequeños escurrimientos, generalmente, se realiza un dren paralelo al bordo cuya capacidad hidráulica depende del gasto en cuestión. Esos drenes pueden terminar en: el cauce principal, una vez que terminan los bordos; una estación de bombeo, que retorna al agua al cauce principal, una sección con compuertas que se cierran cuando el nivel del río es alto y desalojan el volumen captado una vez que pasa la avenida (Figura 3.22).



**Figura 3.22.-** Drenaje en planicies, en zonas con borde (Maza, 2000).

### 3.3.5 Muros longitudinales

Un muro longitudinal consiste en una frontera prácticamente vertical colocada en sustitución de un tramo de bordo. Por tanto su operación y diseño hidráulico es similar al de los bordos longitudinales. Un muro de concreto puede ser una medida eficaz para proporcionar protección contra inundaciones, ya que él ayudará a contener lateralmente el escurrimiento de arroyos y ríos, principalmente en las zonas bajas de éstos. Dentro de los muros se incluye el cauce el cauce principal y delimitan al cauce de inundación. En este último no se deben permitir asentamientos urbanos e industriales ya que estarían en peligro tanto las vidas humanas como los bienes materiales. Las secciones transversales típicas de algunos muros se muestran en las Figura 3.23 y Figura 3.24.



**Figura 3.22.-** Muro de protección del malecón Leandro Rovirosa Wade en el río Grijalva, Villahermosa, Tabasco.

Los muros se utilizan, en sustitución de los bordos, cuando los taludes de estos últimos son muy tendidos y por tanto el volumen de obra resulta ser demasiado grande; otra razón que justifica su utilización es cuando no hay espacio disponible para construir un bordo. Esto se presenta frecuentemente cuando se tienen arroyos o ríos que cruzan zonas urbanas o bien los terrenos son muy solicitados y se trata de ocupar el menor espacio. También se utilizan soluciones combinadas de bordo con muro, como la mostrada en la Figura 3.25-b. El muro se debe diseñar para soportar la presión hidrostática ejercida por el nivel del agua que corresponde a la avenida de diseño, incluyendo la supresión que no pudiera ser evitada. Si el muro del lado protegido tiene un relleno de tierra debe funcionar también como muro de retención contra el empuje de tierras.

Por otra parte el muro debe ser protegido contra la erosión colocando enrocamiento en el lado expuesto del río, ver Figura 3.25. Como al construir el muro se impide el paso del agua que escurre lateralmente hacia el cauce debe construirse un sistema de drenaje como el recomendado para los bordos longitudinales. En la Figura 3.26 se muestra el esquema de un arreglo de drenaje lateral. Hay que considerar que dependiendo del volumen esperado de agua que se pueda presentar en la zona protegida es necesario prever un sitio temporal para almacenar y bombear el agua. Hay que señalar que no obstante que un muro requiere de un espacio relativamente pequeño, su costo puede ser mayor que el de un bordo de tierra.

Los muros se utilizan, en sustitución de los bordos, cuando los taludes de estos últimos son muy tendidos y por tanto el volumen de obra resulta ser demasiado grande; otra razón que justifica su utilización es cuando no hay espacio disponible para construir un bordo. Esto se presenta frecuentemente cuando se tienen arroyos o ríos que cruzan zonas urbanas o bien los terrenos son muy solicitados y se trata de ocupar el menor espacio. También se utilizan soluciones combinadas de bordo con muro (Ver figura 3.23).

El muro se debe diseñar para soportar la presión hidrostática ejercida por el nivel del agua que corresponde a la avenida de diseño, incluyendo la supresión que no pudiera ser evitada. Si el muro del lado protegido tiene un relleno de tierra debe funcionar también como muro de retención contra el empuje de tierras (Ver figura 3.24).

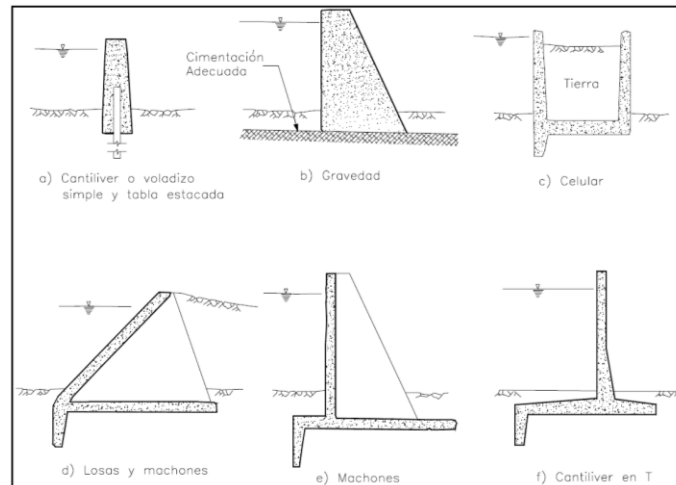


Figura 3.23.- Secciones tipo de un muro (Maza, 2000).

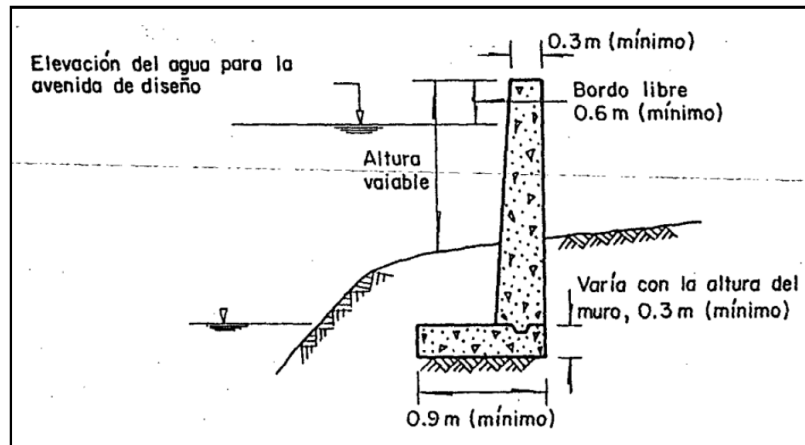


Figura 3.24.- Sección transversal de un muro de encauzamiento (Maza, 2000).

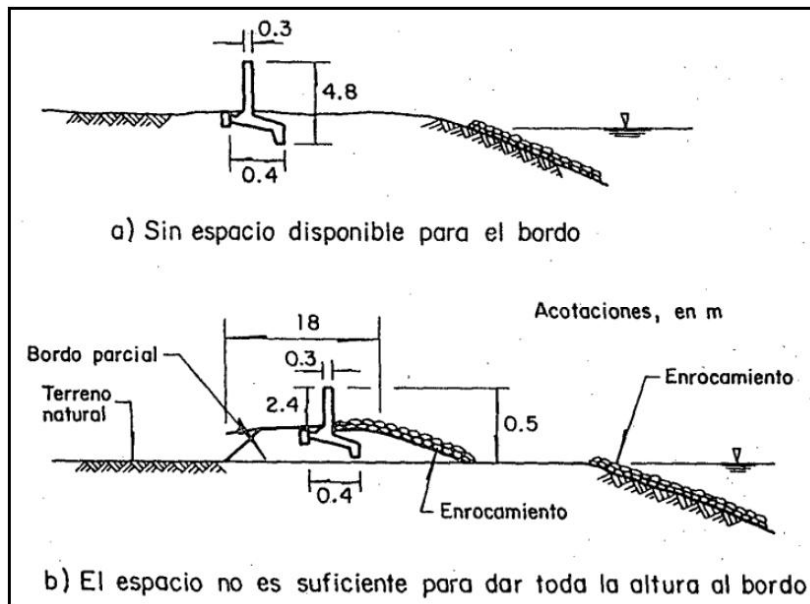


Figura 3.25.- Muro de encauzamiento según Peterson (Maza, 2000).

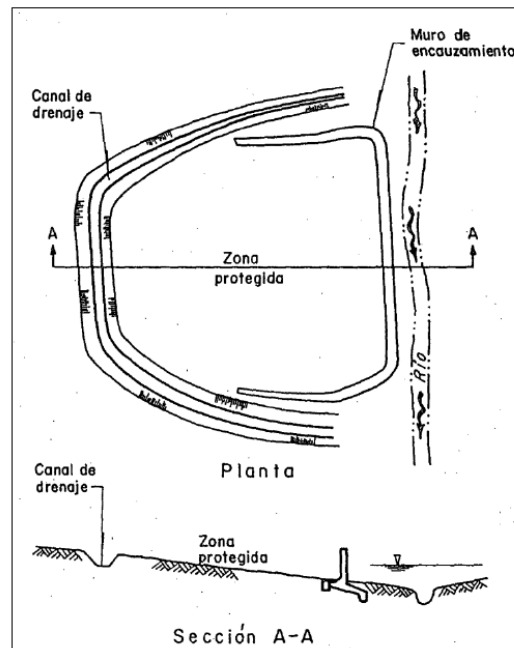


Figura 3.26.- Protección con muros de encauzamiento (Maza, 2000).

Por otra parte el muro debe ser protegido contra la erosión colocando enrocamiento en el lado expuesto al río. Como al construir el muro se impide el paso del agua que escurre lateralmente hacia el cauce debe construirse un sistema de drenaje como el recomendado para los bordos longitudinales. Hay que considerar que dependiendo del volumen esperado de agua que se pueda presentar en la zona protegida es necesario prever un sitio temporal para almacenar y bombear el agua (Ver figura 3.25 y 3.26).

No obstante que un muro requiere de un espacio relativamente pequeño, su costo puede ser mayor que el de un bordo de tierra. Adicionalmente, si el muro se encuentra localizado dentro de un área urbana puede ser objetado estéticamente por los residentes de la zona que pagaron un precio alto por contar con un paisaje libre de obstáculos.

Finalmente, conviene mencionar que los muros, al igual que los bordos, pueden dar la sensación de proporcionar mucha seguridad, lo cual puede ser contraproducente ya que aumentaría la probabilidad de tener excesivos daños si se llegara a presentar una avenida que excediera la de diseño.

### 3.3.6 Desvíos permanentes

Los desvíos permanentes pueden formarse con cauces de alivio y canales de alivio. Esta solución consiste en desviar agua de un río y conducirla, hacia el mar, una laguna o a otro cauce. El agua así desviada no retorna a esa corriente con lo que se logra reducir un gran volumen de agua al hidrograma del río en la sección donde se inicia el desvío, ver figura 3.27.







Los desvíos permanentes generalmente se forman sobre la planicie, limitando sus fronteras con dos bordos longitudinales. Por tanto, no se excava el canal de desvío, sino únicamente un pequeño cauce piloto cuyo material se utiliza para construir los bordos mencionados. La altura de dichos bordos es función inversa de la separación que exista entre ellos, por lo que conviene separarlos lo más posible. Según se ha mencionado, el terreno natural de la planicie forma el fondo del cauce de alivio; sin embargo, en ocasiones se tiene que excavar un canal de alivio, pero esto representa una solución demasiado costosa.

La operación del conjunto considera dos bordos longitudinales a lo largo del río, más un cauce de alivio. En el sitio del desvío se interrumpe el correspondiente bordo longitudinal y ambos extremos se unen a los bordos de dicho cauce.

Mientras los gastos en el río son bajos y no alcanzan a sobrepasar la capacidad del cauce principal, todo el gasto escurre por el cauce del río propiamente dicho.

Cuando los gastos aumentan, suben los niveles del agua y ésta se desborda del cauce principal y empieza a escurrir por el cauce de avenidas formado entre la orilla y los bordos. Como la entrada del cauce de alivio tiene un nivel similar al del terreno natural, parte del agua empieza a escurrir por él de tal suerte que de ahí en adelante se cumple que: el gasto en el río aguas abajo del desvío,  $Q_b$ , es igual al gasto que proviene de aguas arriba,  $Q_a$ , menos el gasto desviado,  $Q_d$ .

$$Q_b = Q_a - Q_d$$

Al pasar el gasto máximo de la avenida frente a la entrada del cauce de desvío A, ver figura 3.28, la elevación del agua debe permitir que con la longitud L seleccionada se desvíe el gasto  $Q_d$ , que haga que  $Q_b$  pueda transitar aguas abajo confinado con bordos de menor altura y por tanto, que éstos sean más económicos. De la sección B – B hacia aguas abajo, el nivel del agua será el correspondiente al gasto  $Q_b$ . La longitud L corresponde a la anchura de la sección de control en la entrada del desvío.

El cauce de desvío se calcula mediante los procedimientos anteriormente, con la ventaja de que su sección es prácticamente uniforme. Analíticamente se obtiene la altura de sus bordos. Estos se pueden separar lo más posible, ya que el terreno entre ellos se podrá sembrar. La precaución fundamental que se tiene que tomar consiste en limpiar el cauce de vegetación al empezar la época de avenidas, para reducir al mínimo el coeficiente de rugosidad. Así, la construcción de los bordos del cauce de alivio no impide el aprovechamiento agrícola del terreno entre ellos, pero delimita la zona donde no se debe construir ni hacer obstáculos.

El gasto  $Q_d$  depende, cuando no hay estructura de control, de los niveles en B y en A, ver figura 3.28, de la longitud L, de la elevación del terreno en la entrada del cauce de desvío, de la elevación del agua en el cauce de desvío, de la elevación de la cresta de la sección de control, si la hubiera, y de las irregularidades de la orilla del río frente a la entrada y del terreno natural en las primeras secciones del cauce de desvío. Por ello, en desvíos importantes conviene estudiar esta descarga en un modelo hidráulico para tener una mayor certeza de la curva elevaciones en el río contra gastos desviados.

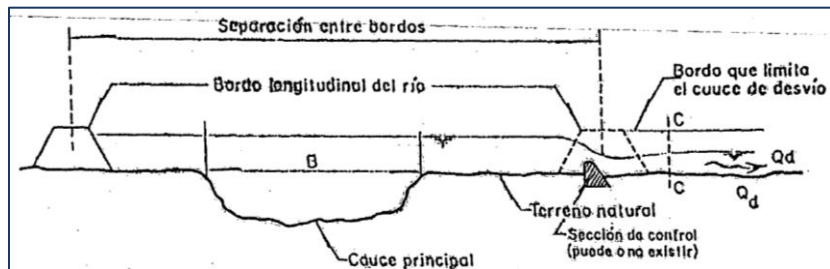


Figura 3.29.- Corte transversal a la entrada de un desvío (Maza, 2000).

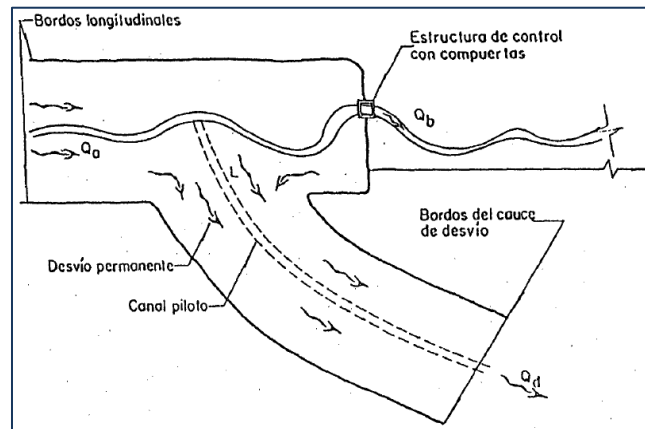


Figura 3.30.- Desvío permanente que permite eliminar los bordos longitudinales aguas abajo de la estructura de control (Maza, 2000).

Cuando aguas abajo de un cauce de desvío permanente se desea garantizar que no pase un gasto mayor de un valor prefijado, aun para avenidas mayores que la de diseño, y cuando ello ocurra se prefiere que los daños se tengan a lo largo del cauce de alivio, se deberá construir una estructura limitadora del gasto dentro del cauce principal del río, y unida a los bordos longitudinales, ver figuras 3.28 y 3.29. Esa estructura podrá tener orificios o tuberías cortas, o estar formada con compuertas, siendo esta última solución la más utilizada. Todas las obras de descarga, pero sobre todo las compuertas tendrán su nivel inferior al nivel del fondo del río. Durante la ocurrencia de gastos caben dentro del cauce principal, las compuertas de la obra de control están abiertas y pasa, hacia aguas abajo, tanto el agua como los sedimentos. Al presentarse una avenida, la abertura de las compuertas se ajustará para permitir únicamente el paso de  $Q_b$  deseado. El remanso que esto produce favorece el desvío de mayores gastos  $Q_d$ .

Si el desvío permanente se construye con posterioridad a lo bordos longitudinales, los bordos del tramo aguas abajo del desvío tendrán una menor probabilidad de falla y por tanto permitirán controlar gastos con un mayor periodo de retorno que el seleccionado inicialmente para su diseño. Todo el conjunto soportará gastos mayores si son

sobreelevados los bordos del tramo aguas del desvío. La seguridad del tramo aguas abajo aumenta aun más, si además se construye una estructura de control.

En situaciones extremas, la estructura limitadora de gasto se diseña para no permitir que hacia aguas abajo se sobrepase la capacidad del cauce principal. En esas circunstancias, aguas debajo de la estructura limitadora no se requieren bordos longitudinales, ver figuras 3.30.



**Figura 3.22.-** Cauce de alivio Tintillo II en el río Grijalva municipio de Centro, Tabasco.

### **CANALES DE DESVÍO**

Se ha mencionado que los desvíos permanentes se pueden formar con cauces de alivio y canales de alivio. Los primeros se forman con bordos longitudinales y el agua escurre sobre el terreno natural de la planicie; en ocasiones tiene un cauce piloto que sí es excavado. Por su parte, los canales de alivio son excavados.

Como consecuencia de lo comentado, los cauces de alivio se utilizan principalmente cuando la longitud del desvío es de varios kilómetros y los gastos por desviar de algunos miles de  $m^3/s$ . en aquellos ríos en que el desvío sea de longitud reducida y el gasto por desviar de centenas de  $m^3/s$  se recurre a una solución con un canal de desvío. Por último, conviene tener en mente otra diferencia fundamental. Los cauces de alivio requieren necesariamente que el río esté controlado con bordos longitudinales y el agua que se puede desviar es la que se ha desbordado del cauce principal y escurre por el cauce de inundación delimitado entre las orillas del río y los bordos. En cambio, en los canales de alivio, por ser excavados, permiten desviar o derivar un cierto gasto aun antes de que el cauce principal se desborde.

En función de la pendiente disponible en el canal de alivio, de las capacidades hidráulicas del mismo y del río, se debe construir una estructura de compuertas ya sea en el inicio del canal de alivio o aguas debajo de ese canal dentro del río principal. Lo más usual es colocar esta estructura en el río, aguas abajo del desvío de alivio, ya que en esa forma están más protegidas las zonas de aguas abajo. Durante el estiaje las compuertas deben estar abiertas y con ello se logra que todo el caudal y sedimentos escurran a lo largo del río. Para lograr lo anterior, la plantilla del canal de alivio, en la zona de entrada, deberá estar a una elevación mayor que el fondo del río. Para mantener la sección de entrada del desvío, no se pueden permitir erosiones en el fondo y orillas, y por tanto, el primer tramo debe ser revestido en una longitud mayor o igual que el ancho de la plantilla del canal de alivio.

Durante las avenidas, las compuertas de la obra de control estarán parcialmente abiertas para permitir pasar un gasto controlado hacia aguas abajo y forzar que el agua sea desviada hacia el canal de alivio.

### DESVÍOS TEMPORALES

Los desvíos temporales se realizan cuando a los lados del cauce por proteger existen zonas bajas o lagunas que puedan ser inundadas momentáneamente mientras dura una avenida, ver figuras 3.31 Y 3.32 . Aunque sean zonas que tengan aprovechamiento agrícola o ganadero, los daños que se ocasionan al inundarlas son pequeños porque de antemano se destina a ese propósito. Al escoger una zona para que reciba parte de las aguas de una venida, se impide de antemano que en ella se construyan obras de cualquier tipo.

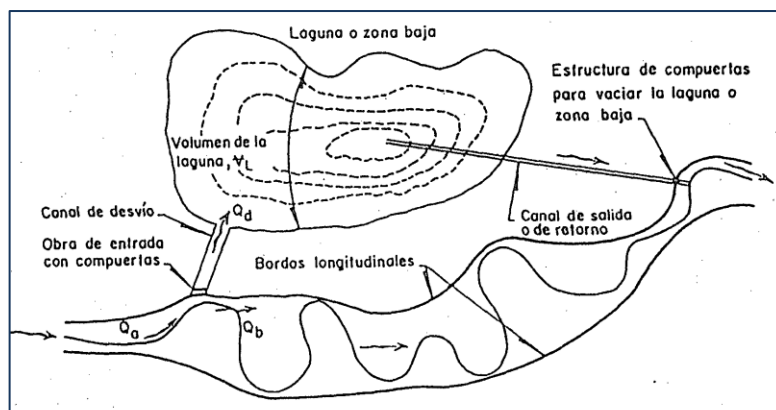
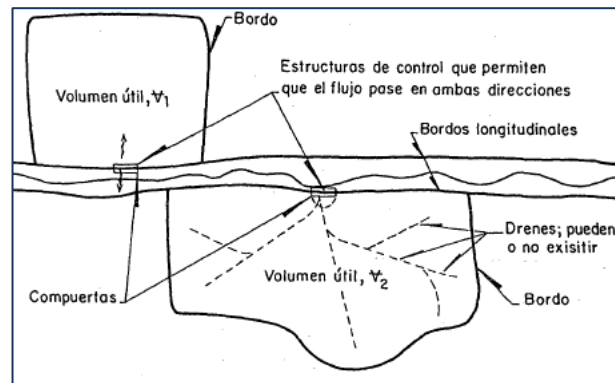


Figura 3.31.- Desvío temporal a una zona baja o a una laguna.

Esta solución, al igual que los cauces de alivio, se combina con bordos longitudinales. La diferencia principal estriba en que mientras con un desvío permanente se tiene la posibilidad de desviar volúmenes de agua muy grandes, con los desvíos temporales sólo se puede desviar un volumen prefijado que es igual a la capacidad de la laguna, zona baja o depósito artificial delimitado o formado con bordos.



**Figura 3.32.-** Desvíos temporales a depósitos artificiales formados con bordos.

Otra diferencia consiste en que el agua almacenada en la laguna retorna al río en cuanto descenden los niveles en él, ya que el volumen útil debe estar disponible para la siguiente avenida. De aquí que en el estudio hidrológico se debe analizar la posibilidad de varias avenidas seguidas y los tiempos entre una y otra.

El área por inundar se debe limitar con bordos cuando se encuentra dentro de una zona baja muy extensa que no se desea que se inunde completamente o cuando ella está comunicada con otras áreas que no deben inundarse.

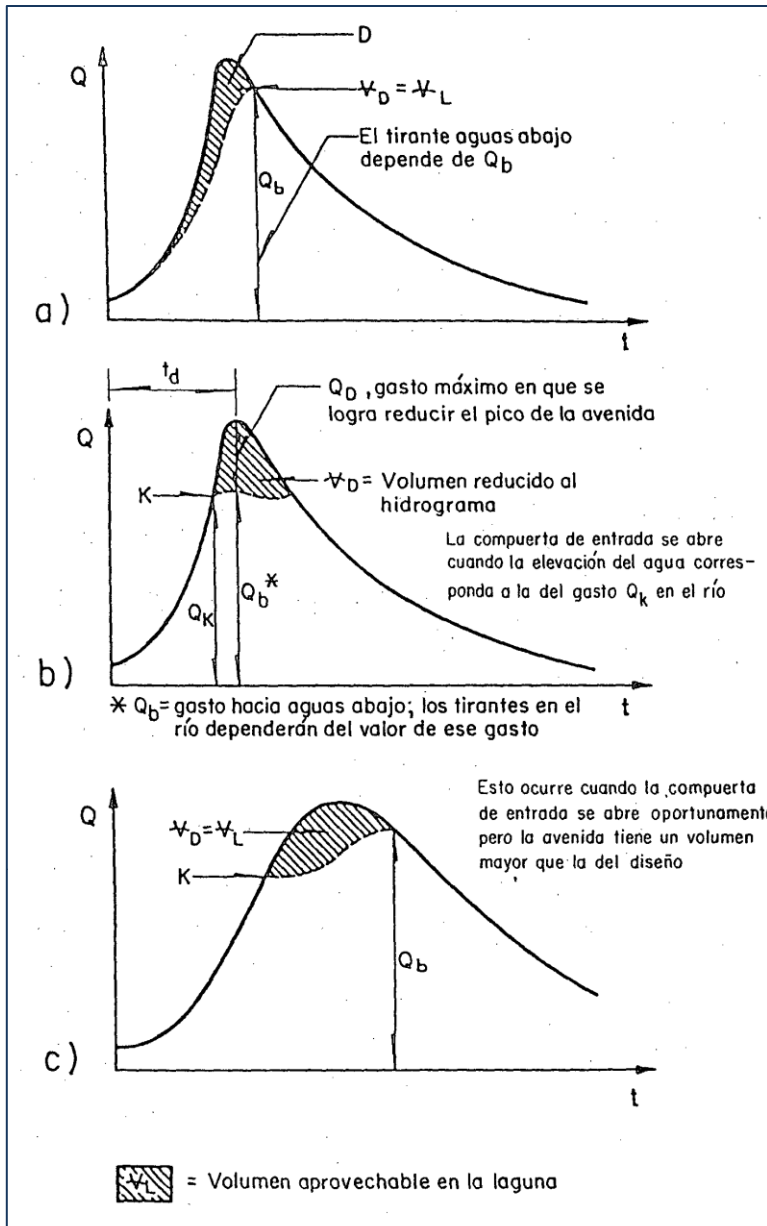
Como el tirante de un río depende del gasto que pasa por él, conviene que el volumen disponible en la laguna  $V_L$ , ver figura 15.31, se traduzca en el mayor gasto desviado justo al pasar el piso de la avenida frente al desvío.

Supóngase un hidrograma como el de la figura 3.33. Si se empieza a desviar el agua hacia la laguna antes de tiempo, ésta se puede llenar antes de presentarse el pico de la avenida y el gasto máximo que llega a pasar hacia aguas abajo  $Q_b$ , podrá ser similar al de aguas arriba del desvío, esto es, sin reducción.

El mejor aprovechamiento se logra cuando el volumen que se resta la hidrograma tiene una frontera inferior casi horizontal, es decir, cuando la altura del hidrograma se reduce lo más posible.

Para lograr un funcionamiento adecuado del desvío, éste se debe iniciar cuando el hidrograma esté en el punto K. Por tanto, la escotadura de entrada del cauce de desvío deberá estar al nivel que corresponde el gasto  $Q_b$ , que es el que se dejará pasar hacia aguas abajo. Seleccionada la altura de la cresta del vertedor, la longitud del mismo se calcula para que en el instante  $t_d$  pase el gasto  $Q_D = (Q_{m\acute{a}x} - Q_b)$

Esta solución pierde en mayor o menor grado su utilidad cuando llega a presentarse una avenida, que aunque tenga un gasto máximo semejante, su volumen sea mayor, es decir cuando el hidrograma es menos esbelto, ver figura 3.33c.



**Figura 3.33.-** Diversas formas de desviar parte del volumen de una avenida, hacia la laguna o zona baja.

Por lo tanto se ha mencionado, esta acción estructural requiere de una operación cuidadosa, ya que lo se persigue con ella es disminuir la altura del hidrograma en el río, es decir, el gasto máximo que llegue a escurrir aguas abajo del desvío. Una obra de defensa con este tipo de obras es más eficiente cuanto mayores sean los volúmenes que se puedan desviar lateralmente, lo cual se consigue si se dispone de una gran zona baja con poco desarrollo y sin construcciones de importancia, o si se pueden construir varios desvíos temporales en forma escalonada en una o ambas márgenes, ver figura 3.32.

La recomendación que se propone para facilitar su operación consiste en abrir las compuertas de la sección de entrada del desvío cuando el nivel del agua en el río llega a una altura prefijada, que puede ser la altura de los bordos menos su bordo libre. Si la avenida que se va a presentar ya se ha estimado que será mayor que la del diseño, se debe modificar la elevación del agua para la cual se inicia el desvío, y

que podrá ser la de los bordos menos un bordo mínimo de unos 0.15 metros.

El cauce de comunicación entre el río y la laguna puede ser semejante a un cauce de alivio y podrá tener o no bordos en toda su longitud dependiendo de la topografía local. Si e lagua desviada se dirige a la laguna, se puede dejar que escurra sobre la planicie, sin colocar bordos de encauzamiento. Si los terrenos en la planicie tienen un alto grado de aprovechamiento conviene limitar la zona de escurrimiento y construir bordos para encauzar el agua desviada e impedir que inundes grandes superficies.





Cuando se requiera vaciar la laguna para un futuro aprovechamiento es necesario excavar un canal, del centro de la laguna hacia el río. Ese canal tendrá una capacidad evacuatora que será función de la diferencia de niveles entre las superficies del agua en la laguna y en el río y, por supuesto, de su geometría y dimensiones. El área de la sección transversal del canal dependerá del tiempo disponible para vaciar la laguna, es decir, del periodo que transcurre entre dos avenidas.

El canal de retorno se une al río abajo del desvío y puesto que se tiene que impedir el llenado extemporáneo de la laguna, dicho canal debe contar con una estructura de compuertas colocadas cerca del cauce. Esas compuertas deben permanecer cerradas mientras sube la avenida y se abrirán cuando al descender la avenida, el agua en el río tenga una elevación menor que en el canal de retorno.

Los canales de retorno no tienen razón de ser cuando anualmente sólo hay una avenida de importancia o cuando la filtración y evaporación en la laguna permiten su vaciado antes de requerir nuevamente su utilización.

En muchos ríos no existen zonas bajas o lagunas a los lados del río, sino únicamente terrenos casi planos. Si, además, sus avenidas tienen volúmenes reducidos, éstas se pueden controlar desviando el agua a estanques artificiales delimitados con bordos. En la zona de desvío y junto a la orilla del río se coloca una estructura con compuertas que permite controlar el flujo del agua en ambas direcciones, es decir, del río al estanque y su retorno del estanque al río. El volumen disponible en un estanque depende del área entre bordos y sobre todo del desnivel que llega a existir entre la superficie del agua en el río al pasar el gasto máximo y la elevación media de la plantilla de dicho estanque.

Dependiendo de las características topográficas de los terrenos adyacentes a un río, una obra de control contra inundaciones basada en desvíos temporales puede requerir de varios desvíos escalonados y distribuidos en una o ambas márgenes, logrando al final un abatimiento de consideración en los niveles del agua. Además, por la capacidad limitada de los estanques artificiales, ellos se recomiendan a lo largo de pequeños ríos con avenidas poco voluminosas.

### 3.3.7 Corte de meandros

Una opción más para reducir las inundaciones, consiste en rectificar el río (Figura 3.33), con lo que se aumenta la capacidad hidráulica del cauce. El efecto de esta solución es evidente sólo a lo largo de la rectificación y en el tramo inmediatamente aguas arriba de ella.

#### **CONSIDERACIONES GENERALES**

Cuando un río presenta meandros, lo que se persigue al rectificarlo es incrementar su capacidad hidráulica, aumentando la pendiente por medio del corte de una o varias de sus curvas.

Lo más importante es recordar que en el río existe una relación de equilibrio entre los gastos sólido y líquido que pasan por un determinado tramo, las dimensiones de la sección transversal del cauce, la pendiente hidráulica en el mismo y las propiedades

físicas del material que forma su fondo y orillas. Por lo que al cortar un meandro se rompe ese equilibrio y el río tiende a estabilizarlas nuevamente. Para recuperarlas, tiende el río a suavizar la pendiente desarrollando nuevos meandros. Así pues, para que las obras sean efectivas se deben proteger las márgenes del río (por ejemplo, con espigones o recubrimientos marginales) si no, la corriente volverá a formar nuevos meandros.

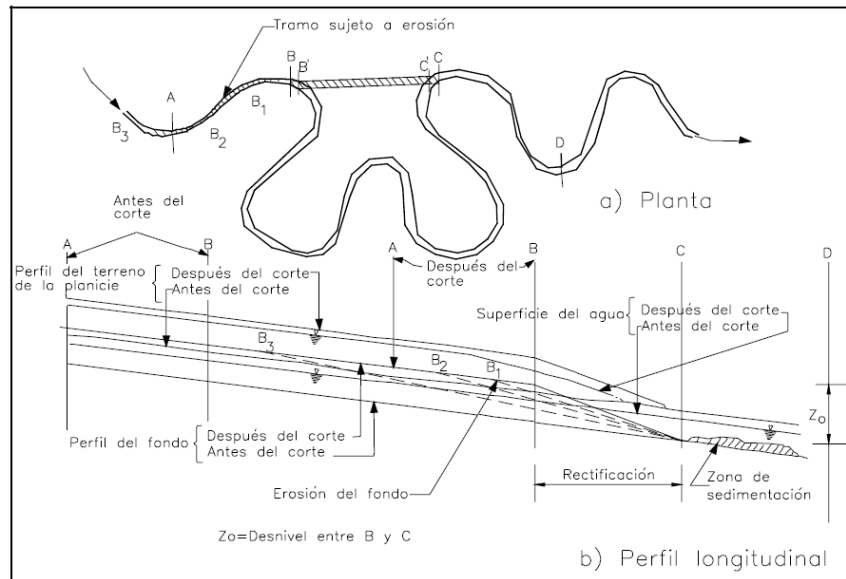


Figura 3.34.- Corte de un meandro y sus consecuencias.

Debido a la alteración de sus condiciones de equilibrio, la inestabilidad de la corriente provoca una erosión en el extremo de aguas arriba de la rectificación (el río trata de suavizar su pendiente) y como consecuencia aumenta el área hidráulica que a su vez aumenta la capacidad hidráulica. Por lo anteriormente descrito, es factible aprovechar el corte de meandros como obra de protección contra inundaciones.

El principal inconveniente de esta solución es que las máximas velocidades ocurren precisamente dentro de la rectificación, por lo que el material erosionado tiende a depositarse inmediatamente aguas abajo del tramo rectificado, lo que disminuye la capacidad hidráulica al final de la rectificación. La única forma de evitarlo es dragar el tramo donde ocurren los depósitos, tratando de mantener las condiciones anteriores a la obra.

Al diseñar este tipo de obras en un cauce de tipo arenoso, se debe tener en cuenta que la ampliación del cauce piloto se produce hacia las márgenes, lo que implica un ensanchamiento de las secciones, por lo que el radio hidráulico aumenta y esto origina un incremento de la velocidad media que a su vez genera un mayor transporte de sedimentos. Lo anterior sucede mientras el gasto desviado es menor al del río. A medida que el caudal que pasa por el corte tiende a ser igual al del río, se reduce el proceso erosivo.

En caso de contar con material más resistente por tener mayor tamaño, pero sobre todo por tener cohesión (por ejemplo, suelos de tipo arcilloso) se debe excavar una sección

más ancha, de manera que el flujo alcance velocidades capaces de erosionar la sección, en caso de no ocurrir lo anterior, la sección de la rectificación deberá ser casi igual a la del ancho del río.

### CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Entre otras cosas, conviene recordar que, debido al elevado costo este tipo de obra, se recomienda utilizarlas sólo cuando se tienen poblaciones importantes, ya que además de realizar la rectificación, será necesario proteger las márgenes aguas arriba del corte y dragar la zona aguas abajo de las obras.

- **Cauce piloto.** La construcción de la rectificación comprende la excavación de un cauce piloto, que será ampliado con el paso de los volúmenes de agua desviados. Sus dimensiones dependerán de la pendiente del mismo y de los materiales que lo forman. Además, durante el funcionamiento del corte, se cumple la condición siguiente:

$$\frac{Q_r}{Q_c} + \frac{Q_r}{Q_m} = 1$$

Donde:

- $Q_r$  gasto que transporta el río, m<sup>3</sup>/s
- $Q_c$  gasto desviado por el canal rectificado, m<sup>3</sup>/s
- $Q_r$  gasto que escurre por el meandro, m<sup>3</sup>/s

Al paso del tiempo, el primer término aumentará y el segundo tenderá a disminuir apreciablemente.

- **Plantilla del cauce piloto.** Se debe excavar hasta alcanzar el fondo del río, tanto aguas arriba como abajo, y será uniforme en toda su longitud.

- **Ancho mínimo.** Para evitar que se cierre, debido a algún caído, deberá ser al menos igual a dos veces la distancia entre el fondo del cauce piloto y el nivel del terreno. Al mismo tiempo, deberá garantizar el arrastre de las partículas del fondo (esfuerzo cortante crítico).

$$B_{\min} = 2(\text{nivel del terreno} - \text{nivel del fondo})$$

$$\tau_0 \geq 3\tau_c$$

Donde:

- $t_0$  Esfuerzo cortante, kg/cm<sup>2</sup>
- $t_c$  Esfuerzo crítico, kg/cm<sup>2</sup>



Figura 3.35.- En esta figura se puede observar claramente el corte de un meandro del río Grijalva (Google Earth).

- **Dragado.** Se debe tomar en cuenta que debido al depósito generado aguas abajo del tramo rectificado, es necesario realizar trabajos de dragado, a fin de evitar remansos que afecten el funcionamiento hidráulico de la obra. Sin embargo, se deberá tener en mente que cuando se trate de corrientes con material muy fino, no será necesario dragar.

### 3.3.8 Presas de almacenamiento

Una forma de hacer frente al problema de las inundaciones es modificando el hidrograma de la avenida, disminuyendo el gasto máximo que deberá conducir la corriente; la forma más efectiva y por tanto más utilizada a nivel general, consiste en atenuar el pico de la avenida y defasarlo en el tiempo (figura 3.34). Este fenómeno se conoce como *regulación*.

Con la idea anterior (disminuir el tamaño de la avenida, almacenando parte de la misma en un embalse), es posible conseguir propósitos adicionales como: generación de energía eléctrica, riego, abastecimiento de agua potable, etc. Al tener en cuenta el control de inundaciones y al mismo tiempo el uso del agua para los fines señalados, el resultado es un conflicto de intereses ya que cuanto más vacío se encuentre el embalse se dispone de una mayor capacidad para el control de las avenidas, pero conviene guardar en el embalse el mayor volumen de agua para utilizarlo posteriormente de acuerdo con los usos señalados.

La consecuencia inmediata a lo anterior resulta ser un problema de optimización ya que es necesario maximizar los aprovechamientos minimizando los posibles daños provocados por las crecientes generadas aguas abajo de la presa al operar la obra de excedencias.

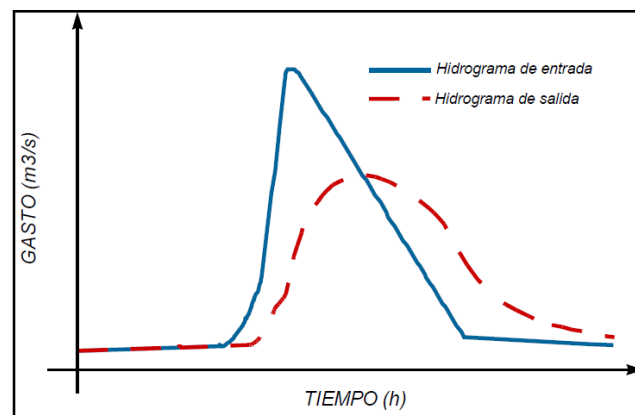


Figura 3.36.- Presa de almacenamiento. Regulación.

#### CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Los factores que deben tomarse en cuenta para el diseño de la obra se pueden englobar dentro de los siguientes:

- a) **Condiciones del sitio.** Se refieren a las características físicas del lugar donde se ubica la obra, pueden subdividirse en:

### • Condiciones geológicas

Por las dimensiones mismas del proyecto, en este tipo de obras se trata con masas de roca fracturada, fallas o formaciones con diferentes grados de intemperismo y gran heterogeneidad en sus propiedades físicas. Con los estudios geológicos es posible determinar el posible comportamiento de las estructuras que conforman todo el proyecto, identificando problemas relacionados con la cimentación de las estructuras, inducidos por la existencia de fallas geológicas o la presencia de material de mala calidad con el que se interaccione y así estar en posibilidad de cuantificar posibles variantes del proyecto.

Puesto que la transmisión de esfuerzos a la cimentación y las laderas, así como la capacidad de éstas son resultados básicos de un estudio geológico, la cortina es una estructura definida prácticamente por este tipo de estudios. En general, se puede decir que una cortina de arco requerirá una mejor calidad de terreno que una de contrafuertes, a su vez ésta requiere mejores condiciones que una de gravedad y esta última que una de tierra, debido en parte, a que la primera tiene una menor área de apoyo. La dirección de los echados (sentido de las capas de roca) también es determinante para efectos de selección.

### • Condiciones topográficas

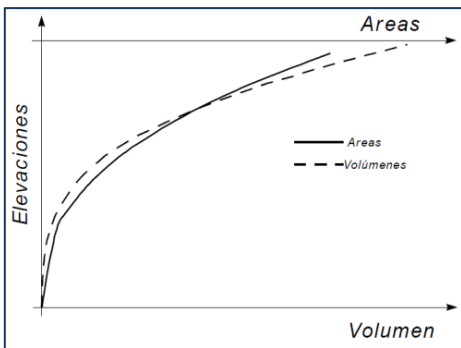


Figura 3.37.- Curva elevaciones – áreas – volumen.

Conocer la morfología de la cuenca de captación, permiten saber cuál será la capacidad de almacenamiento del vaso para diferentes alturas de presa, así como seleccionar uno o varios ejes de la presa para valuar los volúmenes de la misma.

Seleccionada la boquilla, se recurre a los planos topográficos de la zona, a fin de elaborar la curva Elevación-Áreas-Volumenes, que indica el volumen almacenado por la presa a diferentes alturas y posibilita el desarrollo de los correspondientes estudios hidrológicos, como son el Funcionamiento del vaso y Tránsito de avenidas.

En cuanto a la morfología, las curvas indican si el vaso es estrecho o amplio; mientras que junto con los estudios hidrológicos se define la altura de la cortina y la capacidad de regulación. En la figura 3.38 se presentan los diferentes tipos de cortina.

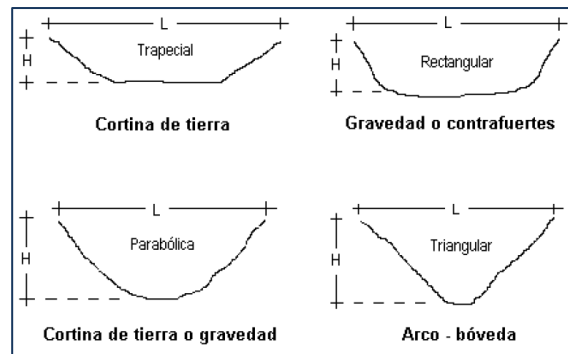


Figura 3.38.- Tipos de cortina en función de la morfología de la boquilla.



Independientemente de la forma de la boquilla, es posible referirse a una boquilla como "ancha" o "angosta" tomando en consideración su longitud (L) y su altura (H), esto es:

$L/H > 10$  se considera boquilla ancha

$L/H < 5$  se considera boquilla angosta

• **Materiales de construcción**

La información de los bancos de materiales, ya sea agregados para concreto o tierra y roca, se deben obtener de investigaciones previas (dentro de los reconocimientos geológicos) y ponerlos a disposición del proyectista, indicando su localización y describiendo con detalle los materiales que se propone usar.

La influencia de la disponibilidad de materiales de construcción adecuados, de acuerdo con el tipo de cortina (ya sea de concreto o de materiales sueltos), es fundamental para el diseño, por lo que una vez localizados los bancos y otras posibles fuentes de materiales debe realizarse un estudio económico comparativo donde se consideren distancias de acarreo y costos de obtención (compra o extracción y proceso de los materiales) y seleccionar la opción de costo mínimo, en función del costo de éstos puestos al pie de la obra. Otro aspecto importante a considerar, es la factibilidad de obtener mano de obra en la región de construcción.

**b) Factores hidráulicos.** Posterior al dictamen de los estudios geológicos, el siguiente en importancia para definir los alcances de la obra es el correspondiente a la ingeniería hidráulica.

Dentro de la información hidrológica e hidráulica que tiene influencia directa en la concepción del proyecto, entre la de mayor importancia se cuentan: los escurrimientos medios de la corriente que definen la capacidad de almacenamiento necesaria del embalse que, al mismo tiempo, sirve para obtener la altura necesaria de la cortina; los escurrimientos máximos asociados a diferentes periodos de retorno, que definen las avenidas de diseño que son la base del proyecto para las obras de desvío, excedencias, desagüe de fondo, etc.

Con frecuencia, y desde el punto de vista económico, la obra de excedencias es la estructura más importante para determinar el tipo y la altura de la cortina, siguiendo en orden: la de desvío y la de toma.

**c) Condiciones de tránsito.** Debido a que las presas inundan tramos de carreteras y caminos localizados dentro de lo que será el vaso de almacenamiento, es indispensable llevar a cabo una relocalización de los mismos; en éste caso la corona de la cortina puede representar una buena solución para el cruce del río.

Directa o indirectamente la mayoría de las presas protegen poblaciones o zonas de interés localizadas aguas abajo del sitio de la obra. Para este segundo fin, el resultado será mejor cuanto menor sea la relación entre el volumen de la avenida y el de regulación en el vaso, lo que implica que el gasto descargado por la obras de excedencias será menor.

Es importante aclarar que ante la necesidad de descargar a través de la obra de excedencias, la avenida que se produce aguas abajo del embalse siempre es menor que la producida si la presa no existiera, representando un beneficio poco conocido o poco entendido por las personas ajenas a la problemática (cada vez que se genera una





avenida aguas debajo de una presa, es común culpar a las autoridades que operan la obra sin considerar que es una acción necesaria para mantener la seguridad de la cortina y de almacenamiento).

### 3.3.9 Presas rompe-picos

El objetivo de este tipo de estructura es regular las avenidas que se generen a lo largo del cauce sobre el que están construidas. Normalmente, se emplean en corrientes pequeñas y su principal característica es la poca altura de su cortina y, consecuentemente, su reducida capacidad de almacenamiento.

De acuerdo con las características antes mencionadas, la ventaja más clara estriba en los costos relativamente bajos, haciendo factible la proyección de sistemas en cascada (cuando la capacidad de regulación necesaria sea relativamente grande y se advierta la necesidad de construir dos o más presas, o bien, cuando la topografía de la zona en cuestión sea demasiado plana y sea inevitable utilizar varias estructuras); sin embargo, el control de la crecida se lleva a cabo reteniendo por corto tiempo los volúmenes embalsados sin posibilitar el aprovechamiento de los mismos, siendo éste quizá su mayor inconveniente.

### 3.3.10 Presas para retener azolves

Son pequeños diques interpuestos a la corriente que se colocan en torrentes y arroyos. Generalmente tienen una altura de 2 y 10 metros, aunque también se han construido hasta de 35 metros.

Consistente de un dique construido de concreto, mampostería, gaviones o elementos prefabricados en cuya corona se forma una escotadura que sirve como obra de excedencias o vertedor. Usualmente no tiene obra de toma y toda el agua pasa sobre el vertedor. Cuando el dique es de mayor altura y se alcanza a formar un embalse, que funciona como tanque de sedimentación, se construyen en el cuerpo de la cortina uno o varios orificios para desaguar lentamente el agua acumulada. A diferencia de las presas rompe-picos, estas descargas no se localizan al pie de la cortina sino a una cierta altura sobre el fondo. Si el volumen de embalse es del orden del volumen de las avenidas, estas presas trabajan como presas rompe-picos en los primeros años de su vida útil antes de que se lleven de sedimentos.

La función de estas obras consiste en retener parte de los sedimentos que proceden de aguas arriba, y puesto que sus vasos usualmente son reducidos se construyen varias en cascada. Las presas retenedoras de azolve que tienen poca altura, se llenan rápidamente, pero aún así tienen un efecto positivo ya que disminuyen la pendiente del fondo del cauce y ocasionan una pérdida de carga hidráulica cuando el agua pasa por el vertedor y choca contra el fondo del cauce o el fondo del tanque se coloca aguas debajo de ella. En función de la altura de la cresta del vertedor, sobre el fondo, de los



gastos máximos que pasan por él y del material del fondo y orillas del cauce, se diseñará la protección al pie de la caída de cada presa.

El propósito de estas presas no es alterar el hidrograma de la avenida; sirven para disminuir la capacidad erosiva de los escurrimientos y por tanto, reducir el transporte de sedimentos, pero sobre todo para retener ciertos volúmenes de esos materiales. Todo ello favorece que al descargar esos arroyos o torrentes en otros más grandes e importantes, lo hagan con menores volúmenes de sedimentos, y por tanto no se azolven estos últimos. No debe olvidarse que la pendiente de los arroyos usualmente es mayor que la de la corriente principal en la cual descargan y esta última puede no tener la misma capacidad de transporte de sedimentos que los primeros. De no evitarse la sedimentación de los cauces de aguas abajo, éstos perderán área hidráulica al subir de nivel el fondo y en consecuencia, se desbordarán con gastos menores y producirán inundaciones. Esta sedimentación es la que se pretende evitar con la construcción de presas para retener azolves en los afluentes y arroyos.

La acción benéfica de este tipo de presas se logra complementar cuando se reforestan las pequeñas cuencas de los arroyos donde son construidas.

### 3.3.11 Remoción de la vegetación

Anteriormente se indicó que la rugosidad de un cauce es uno de los factores que más interviene en la pérdida de carga y por tanto, en la magnitud de los tirantes o elevaciones el agua que escurren por él. A mayor rugosidad menor velocidad media, la que para un mismo gasto exige áreas hidráulicas mayores, que, en general, se logran con mayores tirantes. En los escurrimientos naturales, dicha rugosidad se incrementa notablemente por la presencia de obstáculos como rocas o vegetación. Otros factores que intervienen en la pérdida de carga de los cauces naturales son las ampliaciones y reducciones de la sección, irregularidades de las márgenes, bifurcaciones y curvas.

Al tratar de la vegetación en cauces naturales se debe distinguir entre cauces con agua todo el año y aquellos que en la época de estiaje tienen escurrimientos muy reducidos o nulos. Además, si se han construido bordos longitudinales se deben diferenciar entre el cauce principal y el de avenidas. Cuando existen desvíos permanentes, el cauce entre bordos se trata como un cauce de avenidas.

En los cauces principales de los ríos que llevan agua todo el año no puede crecer vegetación y la rugosidad depende, principalmente, de la granulometría del material del fondo y de las orillas y de las ondulaciones que se desarrollan en el fondo. Sin embargo, si dentro del cauce principal hay islas y éstas tienen vegetación, se incrementa la capacidad hidráulica al remover la vegetación de las islas, pero únicamente si su presencia origina sobre elevaciones importantes aguas arriba y provoca desbordamientos que pudieran reducirse con la remoción señalada.

En los cauces que llevan poca o nada de agua en la época de estiaje y que conservan humedad en el subálveo crece abundante vegetación, la que salvo situaciones extremas no es posible remover año con año en forma económica. Dos condiciones en las que



necesariamente se debe remover la vegetación anualmente se comentan a continuación:

La primera, cuando hay poblaciones a lo largo del río. Si al obtener los perfiles del agua con y sin vegetación, la longitud del río que debe ser limpiada, frente y aguas debajo de las poblaciones, es reducida y la limpia anual es económicamente factible, el remover la vegetación es una solución que ayuda a disminuir los desbordamientos frente a las poblaciones y a lo largo del tramo que ha sido limpiado. Cuando el régimen de los escurrimientos es subcrítico es indispensable limpiar un tramo aguas debajo de la población en estudio. La longitud por limpiar será la máxima necesaria para que el remanso producido por el tramo no limpiado no afecte los niveles frente a la población. Cuando el régimen de los escurrimientos es supercrítico no se requiere remover la vegetación aguas abajo de la población o ciudad.

La segunda situación se presenta en los cruces de los puentes. En ellos se desea que el flujo se distribuya lo más uniformemente posible en todos los claros de esas estructuras. Para lograrlo, se debe remover la vegetación del cauce principal en un área que abarque 500 metros aguas arriba del puente y 200 metros abajo del mismo. De no hacerse lo anterior, el flujo se concentra en la parte de la sección del puente donde no hay vegetación, provocando en ella erosiones en el fondo del cauce y al pie de las pilas y estribos, así como azolvamiento en donde las velocidades son menores por la presencia de la vegetación. Ese azolvamiento reduce el área hidráulica en una parte de la sección y contribuye al incremento de las erosiones señaladas, en la zona de la sección donde no hay vegetación.

En los cauces de avenidas formadas entre los bordos longitudinales y las orillas del río así como en los cauces de alivio, necesariamente deben cortarse cada año todos los arbustos y matorral que haya crecido, para no disminuir la capacidad hidráulica de las acciones estructurales mencionadas. Hay que tener en cuenta que los cauces de avenidas y los de alivio no solamente deben estar libres de vegetación durante la época de lluvias, sino que son áreas en donde no debe construirse nada que afecte al libre escurrimiento del agua, incluidas viviendas, cercas, terraplenes para caminos y bordos para canales, etc. Durante la construcción de bordos longitudinales o cauces de alivio deberán removerse todos los obstáculos y el precio de esa actividad deberá incluirse en el costo del proyecto de control de inundaciones.

Por último, la remoción de la vegetación debe programarse para ser concluida anualmente, al término de la época de estiaje.

### 3.3.12 Dragado

Un aumento de capacidad hidráulica de un cauce también se logra dragando el fondo. Esta solución deberá aplicarse cuando la capacidad de transporte de sólidos es reducida aguas arriba de la zona dragada. De no ser así, se requieren dragados permanentes que de no hacerse, permiten que el río vuelva, en poco tiempo, a sus condiciones iniciales.



**Figura 3.39.-** Desazolve del arroyo Zapote II en el municipio de Centro, estado de Tabasco.

Dentro de los dragados se considera la ampliación del área hidráulica de aquellas secciones rocosas o con materiales más resistentes a la erosión, que en época de avenidas se convierten en un obstáculo al paso del agua. Otro caso es el de los tramos de longitud reducida en que ambas márgenes son rocosas y en los que removiendo ese material y ampliando la sección se logran menores elevaciones de agua, aguas arriba del tramo ampliado.

El dragado tiene por objeto permitir el libre paso del agua y sobre todo, evitar la formación de remansos aguas arriba, los que en grandes avenidas facilitarían el desbordamiento de los cauces.

### 3.3.13 Reforestación de la cuenca

La vegetación de una cuenca, cuando es abundante, tiene influencia sobre la acción de la lluvia y la magnitud de los futuros escurrimientos superficiales. Sus principales efectos:

- a. Reduce o evita el impacto de las gotas contra el suelo. Acción tanto más importante cuanto más suelto esté el suelo o menos densa sea la cobertura vegetal.
- b. Retiene parte del agua, tanto al mojar la vegetación propiamente dicha como la hojarasca.

- c. Disminuye las velocidades de desplazamiento de las láminas de agua superficial y retarda su concentración.
- d. Facilita e incrementa la infiltración con la consecuente recarga de acuíferos y disminución de los volúmenes escurridos superficialmente.
- e. Evita o reduce la erosión del suelo, por la acción combinada de lo señalados en los puntos a y c.



**Figura 3.36.-** Reforestación de la cuenca, en el cerro del Elefante en el municipio de Ixtapaluca, Estado de México.

La pérdida o destrucción de la vegetación y cobertura vegetal de una cuenca ocasiona entre otros efectos los que a continuación se señalan, y que repercuten en los escurrimientos de los arroyos y ríos.

- a. Reducen los tiempos de concentración del agua en las corrientes que drenan esa cuenca por lo que las avenidas ocurren con mayor rapidez, duran menos tiempo, pero sus gastos son mayores.
- b. Disminuyen la infiltración, sobre todo si las pendientes del terreno son altas. Ello puede incrementar, en forma notable, el volumen de la avenida.
- c. Incrementan considerablemente los volúmenes de sedimentos que llegan a los arroyos y ríos. Si ellos no tienen capacidad para transportarlos se produce un azolvamiento de los cauces y éstos pierden capacidad hidráulica. Así mismo, favorecen el azolvamiento y la obstrucción de puentes y alcantarillas, y reducen la vida útil de las presas.

De los efectos indicados, el último es el más importante en cuanto a inundaciones se refiere, ya que al llegar más sedimentos a los ríos cambian sus condiciones de estabilidad. Lo primero que ocurre es el llenado parcial de los cauces con esos sedimentos, después la formación de cauces trenzados o con islas y como consecuencia final, la reducción de la capacidad hidráulica de las corrientes, por lo que las aguas empezarán a desbordarse con gastos menores.



Por tanto, para conservar la capacidad hidráulica de los ríos y arroyos y lograr que los hidrogramas tengan mayor duración y menor gasto máximo se debe evitar la destrucción de la cobertura vegetal de la cuenca, o proceder a su reforestación. Cuando los terrenos de la cuenca se aprovechan para la agricultura, se deberán utilizar técnicas adecuadas de cultivo para eliminar la pérdida del suelo.

Además la recuperación y conservación de la cobertura vegetal, se debe proteger los cortes de los caminos, el material de excavación que es colocado ladera debajo de los cortes en balcón y los propios terraplenes de esos caminos, ya que en algunas zonas son la fuente más abundante de sedimentos que llegan a los ríos y arroyos, y que contribuyen a su azolvamiento.

### 3.3.14 Canalización o entubamiento de un cauce

Canalizar y recubrir un cauce o entubarlo con un conducto subterráneo son soluciones técnicamente factibles cuando se tienen niveles bajos del agua en los arroyos o ríos que pasen cerca de una zona urbana. La función de cualquiera de estas soluciones consiste en conducir el agua a niveles menores que los que se presentan en condiciones naturales, o confinarlos.

Para canalizarlo se conforma el nuevo cauce y se colocan revestimientos de concreto, gaviones u otro tipo de material de protección en el fondo y orillas del nuevo cauce y se reconstruyen sus puentes y alcantarillas.

Cuando los tubos quedan enterrados, bajo el nivel del terreno natural, esta solución ofrece la ventaja de que el terreno que queda por arriba del entubamiento se puede destinar a otros usos. Esta solución se puede llevar a cabo con tuberías metálicas o conductos de concreto reforzado, cuya sección transversal puede ser muy variada; principalmente se diseñan con sección circular o rectangular. Cuando la tubería no puede quedar enterrada, al menos se confinan los escurrimientos y se aprovechan las áreas aledañas que antes se inundaban y que ahora quedan libres de ese efecto.

En ciertas ocasiones, cualquier de estas dos medidas sirven también para controlar la erosión en tramos relativamente pequeños de cauces que tengan fuerte pendiente y poblaciones a sus lados. Esa erosión puede poner en peligro a estructuras y casas o bien provocar problemas de sedimentación aguas abajo.



**Figura 3.37.-** Canalización del arroyo El Águila en el municipio de Monterrey, Nuevo León.





Se recomienda que la canalización de un cauce o su entubamiento se diseñen para conducir, como mínimo, la avenida con un periodo de retorno de 100 años. Por otra parte, cualquiera de estas soluciones requiere que el área de la sección transversal sea menor que la existente en condiciones naturales, ya que la modificación de un cauce aumenta la velocidad del agua. Por ello, debe protegerse el fondo y las márgenes con concreto, mampostería o tablaestacado metálicos o de concreto.

Al diseñar estas obras deben considerarse las transiciones entre el cauce natural y la entrada y salida de ellas. En la entrada se diseñará una contracción y en la salida una expansión; principalmente en esta última, la transición debe tener enrocamiento al final de ella para evitar erosiones locales.

Cuando se diseña un entubamiento o una canalización a lo largo de una población, los terrenos a los lados de esas obras, que ya no son inundados, adquieren un alto valor comercial. En los tramos donde los ríos atraviesan poblaciones y hay una gran variación entre los gastos de estiaje y de la época de lluvias y si el entubamiento resulta muy costoso, se debe recurrir a la canalización del cauce, con una sección compuesta que forme tanto el cauce principal como el de avenidas. Las orillas de ambos cauces deberán estar protegidas con roca, concreto y gaviones. Estas canalizaciones se diseñan para avenidas con periodos de retorno iguales o mayores que 100 años.

### 3.3.15 Combinaciones más comunes de acciones estructurales

El control de las inundaciones a lo largo de un río no siempre se logra con una sola de las acciones estructurales descritas, sino con la combinación afortunada de varias de ellas, cuando las condiciones geográficas y topográficas lo permiten. Las combinaciones más usuales son:

- Varias presas de almacenamiento en cascada.
- Presas de almacenamiento y bordos longitudinales con remoción de la vegetación en el cauce de avenidas.
- Presas de almacenamiento. Bordos longitudinales y desvíos permanentes con remoción de la vegetación en el cauce de avenidas y en e de desvío.
- Presas de almacenamiento pequeñas o presas rompe-picos en cascada y entubamiento o canalizaciones a lo largo de poblaciones.
- Presas retenedoras de azolve y/o rompe-picos y canalizaciones a lo largo de poblaciones.

La reforestación de cuencas y la remoción de la vegetación en los cauces de avenidas limitados por bordos longitudinales y en los cauces de desvío permanentes debería ser aplicados con mayor frecuencia; sin embargo, su alto costo y atención permanente, conducen a que sean realizadas con poca frecuencia, o en áreas muy limitadas. En un futuro próximo, y cuando exista una plena conciencia de sus beneficios, la reforestación de las cuencas será una práctica usual.

# CAPÍTULO IV

Software empleado  
en Proyectos de  
Obras de Protección  
en Ríos

## 4.1 GENERALIDADES SOBRE MODELACIÓN

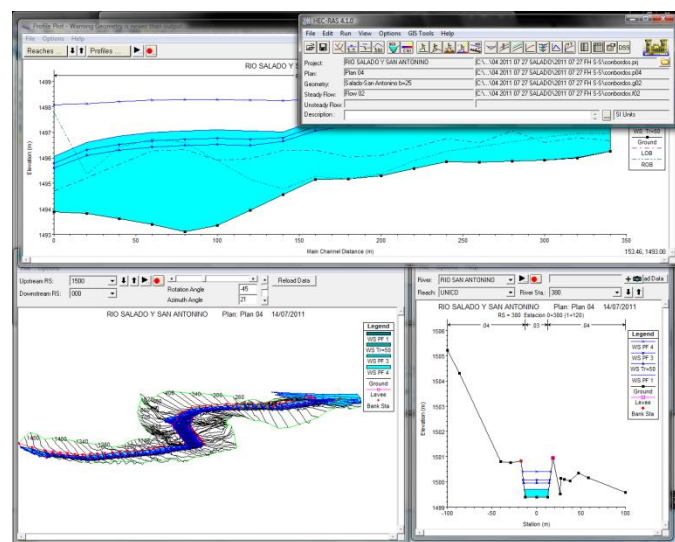
### 4.1.1 Introducción

En las últimas décadas, los modelos matemáticos han tenido un sorprendente impacto en el estudio de prácticamente todas las áreas del conocimiento humano, científico, y de los recursos naturales en general.

Muchos de los fenómenos que ocurren en la naturaleza y dentro del campo de la hidrología e hidráulica (hablando particularmente para los efectos del presente trabajo) no se tratan únicamente con métodos matemáticos. Por lo anterior es conveniente recurrir al empleo de técnicas experimentales, como herramienta en la obtención de soluciones prácticas, aplicadas a problemas de ingeniería.

Algunas de las aplicaciones más comunes se presentan en:

- Estudios de propagación de oleaje.
- Acción de mareas y corrientes.
- Movimiento de sedimentos.
- Estabilidad de estructuras sujetas a la acción del oleaje
- Efecto de estructuras en protección de playas, acción del oleaje sobre embarcaciones atracadas o en movimiento, propagación de mareas, funcionamiento de estuarios, erosión y sedimentación de cauces, control de avenidas, obras de toma, cárcamos de bombeo, vertederos, conducción de agua a presión, difusión térmica y desechos, etc.



**Figura 4.1.-** Modelación de los ríos El Salado y San Antonio empleando un modelo matemático, HEC-RAS. FUENTE: CONAGUA 2011

Los métodos matemáticos plantean soluciones con modelos matemáticos idealizados, lo que permite simplificaciones importantes, que a su vez causan efectos que deben ser valorados mediante ensayos experimentales, a través de modelos físicos a escala reducida o de tipo analógico.



**Figura 4.2.-** Estructura de control de margen derecha sobre el río Carrizal (Fotografía izquierda: Modelo Físico, Fotografía derecha: Prototipo) (PHIT, 2010).

La mayoría de los métodos empleados en la obtención de datos en los campos de la hidrología e hidráulica tienen una característica en común: todos ellos fueron desarrollados antes de la era de las computadoras digitales. Dado que las computadoras pueden realizar un volumen de operaciones, mucho más grande y detallado que el trabajo manual, ofrecen la base para grandes mejoras en el análisis hidrológico e hidráulico. Sin embargo, la investigación sobre aplicaciones de las computadoras en los campos en comento comenzó únicamente a mediados de la década de 1950, y el uso potencial de los mismos está aún lejos de su realización completa.

## 4.1.2 Historia

A partir del siglo XVII con la introducción del método científico; Galileo creó un modelo para describir la caída de los cuerpos. Newton creó un modelo para describir la atracción de los cuerpos. Kepler creó un modelo para describir las órbitas planetarias. Bohr creó un modelo para describir la estructura atómica. Las fórmulas de la Hidráulica son modelos creados para una realidad muy simplificada y esquematizada.

## 4.1.3 Hidroinformática

Existe una necesidad creciente de que los profesionales y los administradores aprecien y trabajen con nuevas herramientas y tecnologías como modelación por computadora, sistemas de información y conocimientos basados en redes y SIG.

La Hidroinformática que no es más que la utilización de modelos de simulación y la tecnología de la información y la comunicación para resolver problemas de hidráulica, hidrología e ingeniería ambiental con el fin de obtener un mejor manejo de los sistemas basados en recursos hídricos.



Hoy en día son muy pocos los proyectos relacionados con recursos hídricos que pueden ser ejecutados sin el soporte que brindan las herramientas computacionales y los modelos de computador. Su exitosa integración y adecuado uso son vitales.

Las principales áreas de aplicación son las de administración de cuencas de ríos, administración de inundaciones y sistemas hídricos urbanos y costeros.

## 4.1.4 Modelo

### EL CONCEPTO DE MODELO

La palabra "modelo" no es exclusiva de la hidráulica. Por lo tanto, no debe entenderse únicamente con el significado restringido que en ella tiene. Modelo es toda esquematización de la realidad hecha con fines de estudio. Todas las ciencias de los objetos reales trabajan con situaciones más o menos idealizadas que constituyen inevitablemente simplificaciones. Tanto

Podemos decir que, "modelo es una descripción física o matemática de un sistema físico, incluyendo la interacción con el mundo que lo rodea, que puede utilizarse para simular el efecto de los cambios en el sistema mismo, o el efecto de los cambios en las condiciones impuestas sobre él." (Verwey, 1995)

Los fenómenos hidráulicos son tan complejos que no es posible analizarlos y describirlos totalmente. Sólo podemos hacerlo parcialmente. Uno de los instrumentos más poderosos de que se dispone para tratar de conocer y comprender el comportamiento del agua en la Naturaleza y su interacción con las estructuras se encuentra en la investigación mediante los modelos matemáticos y los modelos físicos; por tanto, ambos representan esquematizaciones del mundo natural y se complementan.

### TIPOS DE MODELOS

Un modelo, físico o matemático, es una representación simplificada de un aspecto de la Naturaleza y, en muchos casos, de las obras construidas en ella. La construcción de modelos no sólo es un método admitido, sino que es el que ha permitido el progreso de la ciencia. Hacer ciencia es construir modelos.

#### Modelos Matemáticos

El conjunto de hipótesis y relaciones de las variables que describen un fenómeno, constituyen un modelo matemático (ecuaciones), que conduce a un problema matemático que es necesario resolver mediante apropiadas técnicas, por lo tanto, "la modelación matemática consiste en la formulación y resolución numérica de las ecuaciones que representan los fenómenos físicos esenciales de un problema planteado." (Atoche, 2001)

En la mayoría de los casos las ecuaciones que rigen los fenómenos físicos a considerar no pueden resolverse analíticamente, por lo que es necesario utilizar métodos aproximados mediante un proceso de computación, siendo los más utilizados los métodos de elementos finitos y el de diferencia finitas.

La precisión de los modelos matemáticos está íntimamente ligada a su costo de explotación, por lo que deben tomarse en cuenta los siguientes factores:

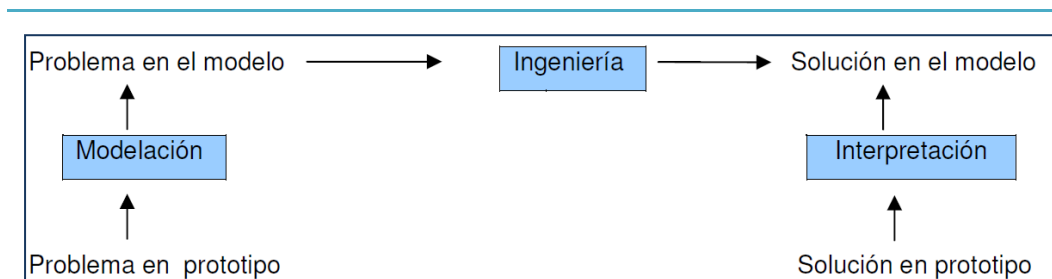
- Exactitud de los datos iniciales.
- Tipo de fenómeno a estudiar.
- Exactitud de las ecuaciones que rigen el fenómeno.
- Forma de aproximar las ecuaciones y evolución del modelo.

La descripción matemática es la base para un modelo numérico, el cual adecuadamente calibrado y validado, puede resultar una herramienta confiable para ser usado en la solución de problemas prácticos.

“La descripción en términos matemáticos de los procesos hidráulicos que se suceden en un sistema particular requiere el empleo de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales (espacio y tiempo) dado el carácter dinámico que estos procesos tienen. Los modelos numéricos constituyen de este modo simulaciones computacionales de los fenómenos físicos más relevantes del prototipo. Su propia naturaleza implica que sus resultados sean aproximaciones de la realidad, dado que aun cuando fuera posible considerar de forma exacta todos los fenómenos físicos involucrados en el problema, el hecho de que las ecuaciones diferenciales que expresan estos procesos se resuelvan mediante su discretización, acarrea errores numéricos que van a estar siempre presentes.” (Atoche, 2001)

El juicio y la experiencia del ingeniero, en lo que concierne a las situaciones físicas que se plantean, resulta esencial al momento de elegir la herramienta más adecuada, más aún cuando dichas herramientas son numerosas y se apoyan en una importante base empírica en muchos de sus aspectos.

La filosofía general acerca del uso de modelos en estudios hidráulicos es la siguiente:



**Figura 4.3.-** Filosofía de los modelos.

Cuando un problema real en prototipo no puede ser directamente resuelto, para abordarlo se recurre a la transformación del problema a través de un modelo. Este proceso de resolución del problema a través de un modelo requiere de tres etapas relacionadas:

Primera Etapa / Fase de esquematización:

Planteamiento del problema en el modelo a partir de las bases del problema en el prototipo, para lo cual deben considerarse los procesos físicos relevantes, la geometría involucrada y también las condiciones de frontera a ser aplicadas.





Segunda Etapa / Solución del problema en el modelo: Constituye la fase propiamente de ingeniería del proceso, donde el modelo tan solo es una herramienta, y donde la habilidad del usuario del modelo es la que determinará la calidad de los resultados finales.

Tercera Etapa / Resultados:

Interpretación de los resultados obtenidos a partir del modelo.

Lo anterior permite obtener una solución para el problema original en el prototipo y también lleva a poder prever en éste, otro tipo de resultados atribuibles a la solución determinada.

Acompañando las etapas señaladas se debe analizar la calidad del modelo en cuanto a su grado de representatividad respecto de la realidad. A fin de examinar la calidad del modelo es necesaria la etapa de calibración del mismo. En esta etapa, a través de datos de campo, los coeficientes de ajuste existentes en el modelo son calibrados de forma de ajustar los resultados del modelo con las medidas efectuadas en prototipo.

Finalmente luego de la etapa de calibración, una última etapa de verificación del modelo es fuertemente recomendable. La etapa de validación implica la comparación de los resultados del modelo con datos del prototipo que no hayan sido usados previamente en la calibración.

### **Modelos físicos reducidos**

Cuando un problema real en prototipo no puede ser directamente resuelto, para abordarlo se recurre a la transformación del problema a través de un modelo.

El uso de modelos físicos a escala reducida, llamados simplemente modelos hidráulicos, implica que éstos deben ser semejantes al prototipo, para lo cual debe satisfacerse las leyes de similitud Geométrica, Cinemática y Dinámica, que en conjunto relacionan magnitudes físicas homólogas definidas entre ambos sistemas.

Cuando se va a realizar una comparación con respecto a la similitud geométrica se definen puntos homólogos sobre los cuales se definen magnitudes tales como velocidad, presión, etc.; de igual manera se definen lados, superficies y volúmenes homólogos. La similitud geométrica implica una relación constante para cualquier longitud  $L$ , esta relación es denominada escala de líneas de longitudes.

Cuando la comparación entre el prototipo y modelo es con respecto a un movimiento, se establece entonces la similitud cinemática; ésta se cumple cuando los patrones, la forma de los patrones de flujos homólogos son iguales en cualquier tiempo, es decir, hay similitud en el movimiento de los sistemas. Es por esto que la relación de velocidades entre estos puntos debe ser constante y es denominada escala de velocidades. Es un requisito que se cumpla con la similitud geométrica para que se cumpla la similitud cinemática.

El movimiento de un fluido en el modelo y el en el prototipo, para que sea similar en forma completa, no es suficiente con que se cumpla con las similitudes geométrica y cinemática, también es necesario tomar en consideración la acción de fuerzas sobre las partículas de un fluido, tales como fricción, tensión superficial, gravedad o peso, fuerzas de inercia, de Coriolis, etc. Lo anterior implica que la relación de fuerzas homólogas también debe ser constante, estableciéndose así la escala dinámica de fuerzas.



**Figura 4.4.-** Modelo físico de la estructura de comunicación Zapotes – Don Julián. FUENTE: CONAGUA 2011.

En el diseño de estructura hidráulicas comunes se ha determinado cuales son los factores típicos que gobiernan su comportamiento y por lo tanto su modelación y diseño. A continuación se presentan algunos ejemplos:

TIPO DE ESTRUCTURA	FACTORES DE DISEÑO
<b>DE CONTROL</b>	
a. Tomas	Descarga, niveles de agua, velocidades, pérdidas, presión (fuerzas), vibraciones, inestabilidades vórtices, demanda de aire, sedimentos, hielo, cavitación, oleaje, patrones de flujo.
b. Muros de Contención	
c. Compuertas	
d. Ataguías	
e. Divisorias de Aguas	
<b>CONDUCCIÓN</b>	
a. Vertedores	Descarga, niveles de agua, velocidades, pérdidas, entrada de aire, cavitación.
b. Canales	
c. Túneles	
<b>DISIPADORES DE ENERGÍA</b>	
Ampliaciones abruptas	Descarga, niveles de agua, pérdidas, presión, vibración, demanda de aire, cavitación, abrasión, oleaje.
Difusores	
Pantallas	

**Tabla 4.1.-** Tipos de estructuras y factores de diseño típicos.

### Modelos numéricos vs. Modelos físicos

Es erróneo afirmar que en Ingeniería Hidráulica los modelos numéricos han remplazado a los físicos o que lo harán enteramente en un corto plazo (Atoche, 2001).

Más correcto sería decir que ambos son complementarios y que en el futuro debería buscarse la modelación híbrida físico-matemática, en la cual se emplea cada tipo de modelo donde los resultados que pueda ofrecer maximicen la relación costo-beneficio.



Por ejemplo, la modelación de tramos muy largos de río, de varios kilómetros de extensión, hacen prohibitivo un modelo físico; en este caso la modelación numérica es prácticamente la única opción posible.

Por otro lado, los modelos numéricos resuelven ecuaciones matemáticas que describen el fenómeno en estudio; sin embargo, en muchos problemas tales ecuaciones no están disponibles o no hay consenso general sobre su uso.

El transporte de sedimento es un ejemplo, distintas ecuaciones proporcionan resultados muy diferentes, un modelo numérico dará también resultados disímiles según la fórmula que emplee, dejando a la decisión subjetiva del usuario la elección de cual adoptar. Los modelos físicos son muy buenos para estudiar erosión local; pero no erosión general pues ésta demanda modelar grandes extensiones. Los modelos físicos suelen modelar bien el transporte de fondo, pues se trata de material grueso; pero por razones de escala tienen limitaciones para modelar correctamente el transporte en suspensión de la fracción más fina del sedimento, para lo cual ya hay modelos numéricos bastante desarrollados. Los modelos físicos aún seguirán prestando servicio durante varios años, pero cada vez en forma más restringida, según los modelos numéricos se vayan desarrollando.

### **Importancia de los Modelos**

Aunque los modelos matemáticos no son herramientas nuevas, con el auge de la computación los modelos han tenido impresionante desarrollo en todas las áreas del conocimiento humano y del quehacer cotidiano, como es la economía, ecología, agricultura, planeación, manejo de bosques, manejo de recursos naturales, astronomía, hidrología, ingeniería en ríos, erosión y manejo de cuencas entre muchos otros. Por lo tal, se encuentran modelos en todas las ramas del conocimiento humano.

“La importancia de los modelos radica, entre otros aspectos, en la predicción de fenómenos a largo plazo en un tiempo relativamente corto, también permite obtener relaciones de causa – efecto, sin haber relacionado cambios en los sistemas reales.” (Benavides, 1998).

Algunas de las aplicaciones más comunes se presentan en: estudios de propagación de oleaje, acción de mareas y corrientes, movimiento de sedimentos, estabilidad de estructuras sujetas a la acción del oleaje, efecto de estructuras en protección de playas, acción del oleaje sobre embarcaciones atracadas o en movimiento, propagación de mareas, funcionamiento de estuarios, erosión y sedimentación de cauces, control de avenidas, obras de toma, cárcamos de bombeo, vertederos, conducción de agua a presión, difusión térmica y desechos, etc.

### **Límites de la aplicación**

En todo modelo matemático se debe especificar claramente el marco dentro del cual fue desarrollado; su jerarquía, los objetivos considerados (generales, particulares). Con esta información, el usuario podrá conocer el campo de aplicación real y los límites físicos y analíticos más allá de los cuales el uso del modelo puede ser inadecuado.

Como límites físicos se puede citar por ejemplo, las condiciones climáticas extremas bajo las cuales el modelo fue validado, de otra manera no podrá ser en regiones tropicales o templadas, ya que existe el riesgo de tener diferencias y errores. Como límites analíticos se puede considerar el número máximo de observaciones requeridas, la precisión considera,



el coeficiente de eficiencia necesario para comparar los valores observados y calculados, entre otros.

## 4.2 MODELACIÓN HIDROLÓGICA

### 4.2.1 Introducción

La mayoría de los métodos hidrológicos e hidráulicos descritos en capítulos anteriores pueden utilizar la computadora como herramienta de solución. Es posible obtener hidrogramas unitarios con incrementos horarios de precipitación y escorrentía, lo mismo que tasas de pérdida; igualmente es posible transformar estos hidrogramas unitarios, combinados con las tasas de pérdida para obtener hidrogramas de escorrentía. El tránsito de avenidas de un canal, o el de escorrentía de una cuenca, se puede programar fácilmente por el método de Muskingum. Si se prefiere una solución estadística, la computadora puede desarrollar fácilmente toda clase de correlaciones, dados los datos necesarios de entrada.

Los nuevos procedimientos deben incorporar intervalos de tiempo más cortos y mayor detalle especial dentro de la cuenca. Las funciones matemáticas empleadas deben ser diseñadas para reproducir los fenómenos hidrológicos con el mayor detalle posible de acuerdo con el conocimiento actual y con las restricciones que tiene el uso de las computadoras.

El procedimiento que más promete en la aplicación de computadoras a la cuenca hidrológica es el de simulación es decir, la representación en la computadora, de un sistema hidrológico por otro matemático que pueda reproducir el comportamiento del sistema natural.

Claramente hay muchos niveles de aproximación a la reproducción del sistema natural; por ejemplo, se pueden utilizar una función simple para relacionar los volúmenes de escorrentía con los volúmenes de precipitación, o se puede introducir, alternativamente, una serie de funciones que representen cada paso de ciclo de la escorrentía: intercepción, infiltración, escorrentía superficial, etc. Cuando se dispone de todos los datos necesarios el mejor modelo será el que sea más real y represente el proceso físico en una forma más adecuada; ese tipo de modelo es el que se conoce como modelo de simulación. Con un número grande de parámetros, prácticamente cualquier modelo se puede adaptar para reproducir un registro histórico con buena aproximación; sin embargo, la extrapolación más allá del rango del registro histórico, o el uso del modelo para analizar cuencas diferentes, puede ser muy poco satisfactorio a menos que el modelo describa de un modo realista los procesos hidrológicos.

Las teorías convencionales de la hidrología sugieren que se debería desarrollar un modelo especial para cada cuenca hidrográfica; sin embargo, tal pretensión desconoce el hecho de que el ciclo hidrológico es esencialmente el mismo para toda la cuenca. Las magnitudes relativas de los varios procesos cambian desde luego con el clima, la geología, los tipos de suelo y la topografía, pero no hay razón para suponer que no se pueda desarrollar un modelo general para todas la cuenca, y la experiencia ha comprobado este planteamiento. Un programa general de este tipo debe incluir todos los



parámetros que sean susceptibles de ajuste para cada cuenca particular y debe permitir incluso eliminar algunos de los procesos cuando sea necesario. El uso de un programa general permite la acumulación de información sobre los parámetros de muchas cuencas, que eventualmente puede permitir la correlación de estos parámetros con las características físicas de las cuencas.

Los procedimientos de simulación requieren la lectura y almacenamiento por el computador de una gran cantidad de datos; por esta razón todo modelo de simulación para aplicación práctica debe incluir un programa de manejo de datos, de modo que éstos puedan ser almacenados y recuperados rápidamente de acuerdo con los requisitos de la operación de simulación. Dado que el modelo será usado muchas veces, la eficiencia de los cálculos también es importante. Los tiempos de operación de las computadoras tienden a ser largos y los algoritmos complicados o ineficaces resultaron costosos. Aun cuando muchos procesos hidrológicos pueden resolver por soluciones de diferencias finitas o por ecuaciones diferenciales, una función empírica más simple puede ser tan útil como las otras y puede producir costos más bajos. La estructura de los modelos debe ajustarse también a los datos disponibles. Aun cuando puede parecer deseable subdividir la cuenca en muchas subáreas para representar correctamente las variaciones características de los suelos, la vegetación y la topografía, se pueden esperar ventajas si se va a deducir la precipitación a partir de una sola estación de medida.

## 4.2.2 Modelos hidrológicos

La literatura sobre manejo del agua es rica en modelos de simulación hidrológica que han sido enfocados en la comprensión de cómo fluye el agua a través de las cuencas en respuesta a los eventos hidrológicos o de cómo distribuir el agua que queda disponible en respuesta a tales eventos (por ejemplo, simulaciones sobre manejo de recursos hídricos). La lista de modelos disponibles es demasiado larga para ser mencionada en detalle, de manera que solo se presenta de forma breve algunos de los modelos empleados en la actualidad, esto con el fin de comprender sus capacidades generales.

**SWAT:** Éste modelo tiene sofisticados módulos físicos de cuencas hidrológicas, que describen, entre otros, procesos de precipitación – escurrimiento superficial, procesos agrícolas de irrigación y dinámicas de cuencas puntuales y no puntuales.

**MIKE SHE:** El Instituto Hidráulico Danés (DHI) ofrece una serie de modelos, incluyendo el MIKE SHE, que es una herramienta de modelado integrado de recursos hídricos capaz de simular todos los procesos principales sobre la fase terrestre del ciclo hidrológico.

En el ciclo hidrológico, el agua se evapora de los océanos, lagos, ríos, y las plantas la toman del suelo. Este vapor de agua es transportado en la atmósfera y cae nuevamente a la superficie terrestre como agua y nieve. Se infiltra en el subsuelo y se descarga a las corrientes y ríos como flujo base. También escurre directamente a las corrientes y ríos como flujo de retorno a los océanos. El ciclo hidrológico es entonces cerrado, las actividades humanas cotidianas, afectan el movimiento, transferencia, calidad y por tanto disponibilidad del agua.



En 1969, Freeze and Harlan propusieron un modelo para simular el ciclo hidrológico. En éste original modelo, se describen diferentes procesos del flujo a partir de sus ecuaciones parciales gobernantes. Las ecuaciones usadas en el modelo fueron reconocidas para representar los procesos físicos a una escala apropiada en las diferentes etapas del ciclo hidrológico.

A partir de 1977, un consorcio de tres organizaciones europeas, desarrollaron y aplicaron ampliamente, el Systeme Hydrologique Europeen (SHE) basado en el modelo original de Freeze and Arland. El sistema de Modelación Hidrológica Integrado, MIKE SHE, surgió de éste proyecto.

A mediados de los años 80's, MIKE SHE ha sido fuertemente desarrollado y promocionado por DHI & Enviroment. A la fecha, MIKE SHE es un avanzado sistema flexible para la modelización hidrológica. Incluye una base de herramientas amplia para el pre y postproceso, además una combinación flexible de técnicas simples y avanzadas de soluciones técnicas para cada uno de los procesos hidrológicos. MIKE SHE cubre los principales procesos del ciclo hidrológico e incluye los procesos de modelización de la evapotranspiración, flujo superficial, flujo no saturado, flujo subterráneo, flujo en canales y sus interacciones. Cada uno de estos procesos, pueden ser representados a diferentes niveles de distribución de los datos de campo y de las opciones del operador (modelador).

Tabla 4.2.- Procesos Hidrológicos simulados por MIKE SHE

<b>EVAPOTRANSPIRACIÓN</b>
<ul style="list-style-type: none"><li>• Evaporación del dosel de las plantas.</li><li>• Evaporación del Suelo.</li><li>• Evaporación de los cuerpos de agua.</li><li>• Transpiración de la zona de raíces.</li></ul>
<b>ESCURRIMIENTO</b>
<ul style="list-style-type: none"><li>• Almacenamiento</li><li>• Escurrimiento superficial</li></ul>
<b>FLUJOS EN CANALES</b>
<ul style="list-style-type: none"><li>• Flujos en ríos.</li><li>• Inundaciones.</li></ul>
<b>FLUJOS EN ZONAS INSATURADAS</b>
<ul style="list-style-type: none"><li>• Infiltración.</li><li>• Distribución de la humedad</li><li>• Déficit de humedad.</li></ul>

El modelo del MIKE SHE está basado en la ecuación de diferencias finitas para la solución de diferencias parciales.

- Superficiales (2D Saint-Venant)
- Canales (1D Saitt-Venant)
- Zonas insaturada (1D ecuación de Richard)
- Flujo subsuperficial (3D ecuación de Boussinesq)

Así mismo hace uso de ecuaciones analíticas y empíricas para el caso de Evapotranspiración, Drenaje y Riego





### Integración del Proceso Hidrológico en MIKE SHE

- El modelo integra diferentes procesos  
Escalas espaciales  
Escalas de tiempo
- Variación de procesos tanto como se requiera
- Escalas de tiempo independientes y controladas automáticamente
- Procesos más simples son más rápidos y requieren menos datos

### Requerimientos Hidrometeorológicos

Los requerimientos hidrometeorológicos mínimos del modelo son los correspondientes a:

- Precipitación
- Evapotranspiración
- Niveles de agua superficial
- Profundidad del nivel freático

### Requerimientos Hidrogeológicos

- Geología Superficial
- Propiedad del suelo (Densidad, porosidad, conductividad, etc.)
- Propiedades de la vegetación (profundidad de raíces, índice de área foliar, etc.)
- Modelo conceptual de su geología subsuperficial.
- Propiedades Geológicas.
- Condiciones de frontera.

### Aplicaciones del Modelo

MIKE SHE, ha sido usado en cientos de proyectos de investigación y operación en diversos países, para resolver problemas relaciones con:

- Restauración de humedales.
- Problemas de drenaje urbano.
- Protección de fuentes naturales de agua.
- Gestión de recursos hídricos.
- Previsión de inundaciones.

**HEC-RAS:** El cuerpo de Ingenieros del Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC) del Ejército de los Estados Unidos desarrolló un Sistema de Modelado Hidrológico del HEC (HMS), que simula los procesos de precipitación – escurrimiento superficial de los sistemas de cuencas dendríticas.

**HYMOS:** El laboratorio de Hidráulica de Delft desarrolló el modelo HYMOS para la hidrología de agua superficial y subterránea e incluye simulaciones de precipitación – escurrimiento superficial.

## 4.2.3 Modelos hidrodinámicos

Aunque con menor importancia en términos de abastecimiento de agua y manejo de la demanda, cabe también mencionar a los modelos hidrodinámicos. Normalmente, estos modelos son desarrollados para rastrear la propagación del agua a través de un sistema de cuencas en periodos de tiempo muy cortos (por ejemplo, minutos u horas).



Sus aplicaciones incluyen el mapeo de las inundaciones y el pronóstico de las inundaciones. Este tipo de modelo hidrodinámico podría ser utilizado para estudiar los efectos de la interacción entre la subida de nivel del mar y los cambios en la descarga de agua dulce a sistemas de bahía – delta a la escala del evento.

Modelos de este tipo incluyen DELFT3D de Delft, un sofisticado modelo hidrodinámico de dos y tres dimensiones que pueden simular flujos y transporte irregulares que resultan de presiones meteorológicas y de marea. Otros modelos hidrodinámicos son el MIKE21 y el MIKE 3, del Instituto Hidráulico Danés, que pueden simular la hidráulica, la calidad del agua y el transporte de sedimento en ríos, lagos y áreas costeras y pueden ser utilizados para estudios de cuencas locales y regionales. Los modelos hidrodinámicos de HEC incluyen el HEC-RAS, que es un modelo unidimensional para cálculos hidráulicos y perfiles de agua superficial.

El modelado de manejo de recursos hídricos, que pueden ser utilizados para investigar asuntos de oferta y demanda de agua sobre la planificación a futuro, coherente con las proyecciones del cambio climático. Los modelos de manejo de recursos hídricos incluyen el RiverWare™ DSS, el modelo más actualizado de planificación y operación hídrica que puede ser utilizado para desarrollar simulaciones y optimizaciones multi – objetivas de sistemas de ríos y reservorios, tales como los reservorios de almacenamiento y energía hidráulica, el alcance y la divergencia del río, y los usuarios del agua (Zagona et. al., 2001). El grupo de modelación DHI proporciona un modelo de planificación basado en el GIS para el estudio de las opciones de manejo del agua, referidas como MIKE BASIN. El describir reglas operativas tales como los requerimientos y las limitaciones de la descarga, los requisitos de la energía hidráulica y múltiples operaciones de reservorio, pero también requiere flujos prescritos de otros modelos. El MODSIM DSS es un modelo generalizado del flujo de la red de cuencas hídricas que puede incorporar simultáneamente los complejos aspectos físicos, hidrológicos e institucionales / administrativos del manejo de cuencas hídricas, incluyendo los derechos sobre el agua; sin embargo, los flujos de frontera deben ser prescritos.

MULINO DSS es un sistema de apoyo de decisión multisectorial, integrado y operacional para el uso sostenible de recursos hídricos en la escala de captación, con un enfoque DSS como ayuda de multicriterios de decisión. Igual al RiverWare, MULINO puede acomodar un modelo físico de hidrología de cuenca externo al sistema, conectando a través de procedimientos apropiados de entrada – salida. WaterWare es un sofisticado recurso hídrico DSS que incluye simulación dinámica de modelos físicos de calidad de agua, distribución, precipitación – escurrimiento superficial, agua subterránea y elementos de manejo de agua, incluyendo la demanda/oferta, el análisis costo-beneficio y el análisis de criterio múltiple. Aunque WaterWare integre el sistema físico de hidrología con el de manejo, la aplicación del modelo requiere un nivel bastante sofisticado de apoyo de usuario y hardware. El Modelo de Simulación Hidráulico de Cuencas de Delft (RIBASIM) es un modelo genérico de planificación de recursos hídricos para la investigación del comportamiento de cuencas hídricas bajo varias condiciones hidrológicas.

El entrenamiento UNFCCC, se enfoca en el uso de la Evaluación y Planificación de Agua Versión 21 (WEAP21), por lo tanto, presenta un poco más a detalle a cerca de este modelo. El WEAP 21 propone dirigir el vacío entre el manejo de agua y la hidrología de cuencas, y los requisitos para que un efectivo IWRM sea útil, fácil de utilizar, económico y fácilmente disponible a toda la comunidad del recurso hídrico. WEAP21 integra una gama



de procesos hidrológicos físicos con la administración de demandas e infraestructura instalada de manera continua y coherente. Permite el análisis de escenarios múltiples, incluyendo escenarios climáticos alternativos y cambios antropogénicos causantes del estrés tales como las variaciones en el uso de la tierra, los cambios en demandas municipales e industriales, las reglas operativas alternativas y los puntos de diversificación de los cambios. La fortaleza del WEAP21 es que dirige la planificación hídrica y los problemas y asuntos de distribución del recurso, y lo más importante es que no fue diseñado para ser un modelo detallado de operaciones hídricas que pueda ser utilizado, por ejemplo, para optimizar la energía hidráulica basada en pronósticos hidrológicos.

El sistema de manejo en el WEAP21 DSS es descrito por conjunto de prioridades de demanda y preferencias de la oferta definidas por el usuario para cada sitio de la demanda utilizado para construir una rutina de optimización que distribuye los suministros disponibles. Las demandas son definidas por el usuario, pero normalmente incluyen demandas municipales e industriales, sub-cuencas porciones irrigadas y requisitos del flujo interno de la corriente. En WEAP, los análisis de la demanda que no son cubiertos por la demanda de irrigación basada en la evapotranspiración constituyen un enfoque desagregado y basado en la finalidad del uso para la determinación de los requerimientos de agua en cada nodo de la demanda. Información económica, demográfica e hídrica es utilizada para construir escenarios alternativos que examinan cómo evoluciona el consumo total y desagregado de agua a través del tiempo. Estos escenarios de la demanda son computados en el WEAP y aplicados determinísticamente a un programa lineal basado en el algoritmo de la distribución. El análisis de la demanda es el punto de partida para la construcción de los análisis integrados de planificación del agua porque todos los cálculos del suministro y del recurso en el WEAP son manejados por la rutina de optimización que determina la entrega final a cada nodo de demanda, basado en las prioridades especificadas por el usuario.

El gran potencial que los modelos distribuidos ofrecen para el manejo o gestión integral de recursos hídricos generalmente contrasta con la cantidad significativa de variables de entrada y parámetros necesarios para esquematizar y representar de manera adecuada una cuenca en particular. Como tal, es importante investigar cuál de esas variables de entrada son realmente significativas para la simulación de los procesos dinámicos que ocurren en el sistema hidrológico modelado. Una de estas variables de interés para el modelaje del balance hídrico en una cuenca es el Modelo de Elevación Digital (MED) o Modelo Geomorfológico Digital (MGD), por su importancia en la investigación hidrológica y en la gestión de recursos hídricos. Esto debido a que la simulación del flujo del agua depende de las características geomorfológicas intrínsecas en el MED.

## 4.3 MODELACIÓN HIDRÁULICA

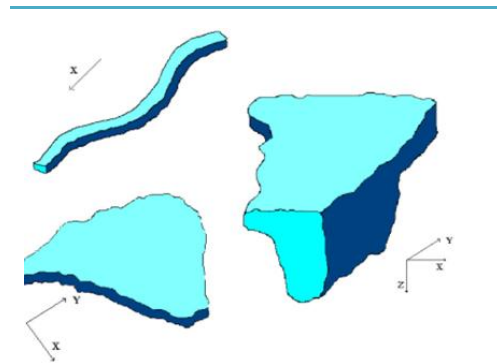
El empleo de un modelo hidráulico implica establecer un programa definido de investigación experimental sobre todas las variables que intervienen, en forma particular o en grupo. Lo anterior se hace para poder verificar en su caso la validez de soluciones analíticas de un problema dado, o determinar las leyes de relación entre las diferentes variables que, extrapoladas al prototipo, permitan optimizar la eficiencia de cada uno de los elementos del sistema modelo-prototipo. En ciertas etapas del programa y cuando el problema se puede describir con suficiente detalle utilizando modelos matemáticos, éstos se emplean complementariamente con resultados satisfactorios.

## 4.3.1 Tipos de modelos numéricos

Los primeros modelos numéricos se desarrollaron exclusivamente para resolver un problema particular (Atoche, 2001), generalmente de flujo agua. Actualmente los modelos son genéricos con capacidad para resolver una gama de condiciones de flujo similares, con módulos adicionales para resolver otros fenómenos como transporte de sedimentos, dispersión de contaminantes, calidad de agua e inclusive modelación de hábitat de peces u otras criaturas acuáticas. Existen varias formas de clasificar los modelos numéricos, aquí se darán algunas de ellas.

### DIMENSIONALIDAD

En los modelos **unidimensionales (1D)** se asume que una de las dimensiones prevalece sobre las otras dos (Atoche, 2001). Esta dimensión es la longitudinal a lo largo del eje del río o canal. La información topográfica e hidráulica se introduce mediante secciones transversales, en las cuales se calculan el tirante y velocidad promedio en toda la sección transversal. Es decir, toda la sección es representada por un único valor medio de velocidad, no considerándose variaciones en la distribución de velocidades tanto horizontal como verticalmente. Asumen por defecto que el flujo es perpendicular a la sección transversal, lo cual es una de sus limitaciones. Estos modelos son aplicables en tramos de ríos y canales muy largos, generalmente mayores a 20 veces el ancho y cuando se busca principalmente determinar el máximo nivel de agua (para diseño de diques por ejemplo).



**Figura 4.5.-** Esquemas de los modelos hidráulicos: unidimensional (x), bidimensional (x,y) y tridimensional (x,y,z)

Los modelos **bidimensionales (2D)** consideran las variaciones en las dos dimensiones del plano horizontal. Las variaciones de la velocidad u otra magnitud de interés en la columna vertical de agua se promedian y se asumen como un único valor. Estos modelos son especialmente útiles en flujos muy extendidos (como estuarios, lagos, etc.) donde la variación vertical de velocidad es pequeña, por eso suelen llamarse modelos de aguas someras o poco profundas. Estrictamente no son aplicables a casos en que la variación vertical de la velocidad es apreciable, como por ejemplo el flujo sobre un vertedero o a través de un orificio sumergido; sin embargo mediante uso de expresiones empíricas o similares pueden incorporar estas singularidades dentro de la modelación.

Los modelos **tridimensionales (3D)** representan el estado más avanzado de la modelación. Estos modelos son capaces de calcular las tres componentes espaciales de la velocidad, y por tanto aplicables a cualquier caso práctico.

### MÉTODO DE CÁLCULO

El agua es un medio continuo constituido por un número casi infinito de partículas. Determinar la velocidad de cada partícula es virtualmente imposible y poco práctico; por ello este continuo se divide en elementos discretos de tamaño finito, que la memoria de una computadora es capaz de manejar (Atoche, 2001).



En los casos más simples de flujo 1D, la discretización se realiza a nivel de secciones transversales, siendo el método de cálculo por etapas: se hace el balance energético en una sección y se procede a la siguiente, hasta terminar con todas. Si hay problemas de convergencia en una sección, se asume el tirante crítico y se continúa con la siguiente. Por ello estos programas son robustos, rápidos y numéricamente confiables. Los problemas 2D y 3D requieren resolver las ecuaciones diferenciales y por tanto una discretización más fina mediante el uso de mallas. Los métodos principales son el Método de Elementos Finitos (MEF), el Método de Diferencias Finitas (MDF) y más recientemente el Método de Volúmenes Finitos (MVF). Estos métodos resuelven las ecuaciones que tienen dominio continuo mediante la solución en un número finito de puntos discretos en dicho dominio. Cuando los valores buscados (tirante, velocidad, etc.) en dichos puntos discretos son encontrados, la solución en cualquier otro punto puede ser aproximada mediante métodos de interpolación. Estos modelos numéricos proporcionan mucho detalle y precisión, siendo capaces de manejar condiciones de borde e iniciales complejas, para los cuales no existen en la mayoría de casos soluciones analíticas. Sin embargo, la mayoría de estos métodos requieren la solución simultánea de todos los nodos del dominio, lo que incrementa la carga computacional haciéndolos más lentos. También pueden presentarse problemas de convergencia numérica que puede conducir a soluciones irreales, por lo que el buen criterio del ingeniero siempre debe estar presente. Cuál de los tres métodos, MDF, MEF o MVF es el mejor es aún un tema en debate. En general, para geometrías simples el MDF es una excelente alternativa pues es muy rápido y simple; sin embargo geometrías complejas exigen a su vez mallas complejas que se modelan mejor con el MEF o MVF.

### REGÍMENES DE FLUJO

El flujo **subcrítico** (Números de Froude  $Fr < 1$ ) es simple y todos los programas tienen capacidad para modelarlo (Atoche, 2001). El flujo supercrítico (Número de Froude  $Fr > 1$ ) resulta más complejo para muchos modelos numéricos, por la posibilidad de que se formen ondas de choque o saltos hidráulicos en los cambios a régimen subcrítico, lo cual da lugar a un flujo rápidamente variado de difícil modelación. Además, en rigor el flujo supercrítico en tramos largos sólo se produce en canales artificiales revestidos; ya que en la naturaleza los ríos aluviales ajustan su pendiente para evitar la aparición del flujo supercrítico en tramos muy largos, pues en el fondo se producen escalonamientos que forman una sucesión de pozas y rápidos con una mezcla de flujos subcrítico y supercrítico alternados, que los programas numéricos difícilmente pueden modelar con precisión.

### VARIACIÓN EN EL TIEMPO

En el flujo permanente se asume que todas las magnitudes hidráulicas son constantes en el tiempo (Atoche, 2001). Esta es la opción por defecto de todos los modelos numéricos. En el flujo no permanente o transitorio las magnitudes como tirantes o velocidades pueden cambiar con el tiempo, como en el caso del tránsito de una onda de avenidas a través de un río. Algunos programas tienen capacidad para modelación en régimen no permanente, siendo especialmente útiles para estudios de transporte de sedimento, pues la erosión y deposición modifican gradualmente la sección hidráulica. Sin embargo, los flujos no permanentes muy bruscos, como los originados por la rotura de presas, requieren de tratamientos especiales.

### CONTORNOS DEL CAUCE

Las expresiones clásicas de la hidráulica consideran los contornos o fronteras del canal como lecho rígido indeformable (Atoche, 2001), lo cual es cierto para muchas estructuras

artificiales; pero no para cauces aluviales, en los cuales se presenta lecho móvil. La modelación de ríos aluviales, especialmente los de lecho fino, requieren casi siempre capacidades de modelación en lecho móvil y flujo no permanente para lograr reproducir los cambios reales del fondo. La deformación del cauce durante una avenida es un fenómeno extremadamente complejo, y a pesar que no existen métodos universalmente aceptados para el transporte de sedimento, si existen modelos numéricos con opciones para calcular erosión y sedimentación, ya sea general o local, aunque casi siempre requieren ser calibrados con datos medidos en campo, lo cual limita mucho su aplicación práctica.

## 4.3.2 Descripción de algunos modelos para simulación hidráulica de ríos

Existen muchos modelos numéricos disponibles en el mercado. En la Tabla No. 1 se resumen algunos de ellos que, a continuación se describen con más detalle.

MODELO	DIMENSIÓN	RÉGIMEN		TIPO DE FLUJO		CONTORNOS	
		Subcrítico	Supercrítico	Permanente	Transitorio	Fijos	Móviles
HEC-RAS	1D	x	x	x	x	x	
BRISTARS	2D	x	x	x	x	x	x
RMA -2	2D	x		x	x	x	
FESWMS	2D	x		x	x	x	
RIVER 2D	2D	x	x	x	x	x	
SSIMM	3D	x		x	x	x	
MIKE 21	3D	x	x	x	x	x	x

Tabla 4.3.- Lista de algunos modelos numéricos hidráulicos populares.

### HEC-RAS

En 1964, se forma la USACE (Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos) con un cuadro de ingenieros que habían llegado de la guerra, después el jefe de la sección de hidráulica Albert Cochran formó y vendió la idea de un HEC (*Hydrologic Engineering Center*) que posteriormente se convirtió en la familia de software HEC. Los primeros paquetes eran Hec-1 (Hidrología), Hec-2 (Hidráulica Fluvial), Hec-3 (Análisis de Depósitos), y Hec-4 (Programa Estocástico para la generación de flujos críticos). En ese tiempo se contaba con 30 personas entre ingenieros e informáticos que es más o menos el mismo personal con que se cuenta actualmente, en su historia el HEC ha pasado por una serie de modificaciones, pero mantiene el mismo alcance de actividades y productos de salida (Brunner,2001).

En 1966 se dio a conocer una versión de HEC-2 en lenguaje de programación fortran bajo el nombre de "Backwater Any Cross Section" el cual era capaz de obtener perfiles de la superficie libre del agua en secciones transversales irregulares, siendo este un desarrollo importante en las técnicas de computación modernas para los análisis hidráulicos (HEC-2,1991).

El programa fue revisado y ampliado en 1968 y se le llamo HEC-2 siendo este el segundo de una serie de programas desarrollados por la HEC, en 1984 Alfredo Montalvo adapto el Hec-2 al ambiente de la PC, y en 1991 el programa era capaz de simular las condiciones hidráulicas de las alcantarillas (HEC-2,1991).





Durante años para la modelación de ríos se utilizó Hec-2, y más recientemente Hec-Ras (julio de 1995) en sus diferentes versiones 1.1; 1.2; 2.0; 2.1; 2.2; 2.21; 3.0; 3.1; 4.0 y en enero de 2010 la versión 4.1, pero con el surgimiento de los SIG se hizo necesario representar los resultados de Hec-Ras georeferenciados de esta manera nació Hec-GeoRas escrito en el lenguaje de programación "Avenue" y que ha tenido gran demanda y aceptación en el mundo (Ackerman, 2002)

El HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center-River Analysis System), es un "Sistema de Análisis de Ríos" es un modelo numérico para flujo unidimensional no permanente, sin transporte de sedimentos y con capacidad para trabajar con flujos mixtos, subcrítico y supercrítico. Es un programa de la Nueva Generación desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos (U.S. Army Corps of Engineers: USACE) para remplazar a los clásicos HEC-2, UNET y eventualmente HEC-6 también. Puede modelar estructuras fluviales como diques, puentes, alcantarillas y barajes (Brunner 2001). La erosión local en pilas de puentes puede ser calculado mediante los procedimientos recomendados por la Administración Federal de Carreteras (Federal Highway Administration: FHWA) de Estados Unidos. Este modelo es muy simple de aprender. Sin embargo, sus principales limitaciones son asumir lecho rígido y flujo unidireccional, por lo que debe ser aplicado con cautela en ríos aluviales muy erosionables o muy meandriformes; en estos casos puede ser recomendable recurrir a otro tipo de modelo más sofisticado. El cálculo se basa en la solución de la ecuación de la energía debido a la fricción mediante la ecuación de Manning.

### **BRISTARS**

*BRidge-Stream Tube Aluvial River System*) El "Sistema de Ríos Aluviales Mediante Tubos de Corrientes para Puentes" es un modelo de tubos de corriente con capacidad para simular las variaciones del lecho en los ríos para los cuales el sedimento y los datos hidráulicos son limitados. Usar los tubos de corriente permite calcular la variación lateral y longitudinal de condiciones hidráulicas, así como la actividad del sedimento en las varias secciones transversales a lo largo del cauce en estudio. El objetivo del modelo es simular problemas complicados del transporte de sedimento, para los cuales hay interacción entre la mezcla del agua-sedimento que fluye y los límites aluviales del cauce del río.

"Para lograr este propósito, los cálculos del perfil de la superficie del agua y otras variables hidráulicas en régimen supercrítico, subcrítico y combinaciones de ambas condiciones, se debe realizar en forma continua" (Molinas 2000).

El acorazamiento del lecho y su ruptura está también incorporado. El programa es semi-bidimensional con la tercera dimensión, la profundidad, incorporado en forma intrínseca en los cálculos. Como tal, tiene las limitaciones básicas de todo programa de dos dimensiones: los flujos secundarios no pueden ser simulados. El cauce se divide en un número preseleccionado de tubos. La elevación del lecho en cada tubo de corriente puede variar verticalmente, hacia arriba (sedimentación) o hacia abajo (erosión), dependiendo de las condiciones del flujo. Consecuentemente, mientras que una sección de canal puede estar erosionándose, otra sección puede estar sedimentando. Como modelo de lecho móvil, el programa se puede aplicar al transporte de agua sedimento a través de los cauces naturales del río. El uso de los tubos de corriente permite la variación de las condiciones y de la actividad hidráulicas del sedimento no solamente en la dirección longitudinal, sino también en la dirección lateral. Debido a que los cambios de la elevación del lecho no se promedian en toda la sección como en modelos



unidimensionales, se logra simular una erosión o sedimentación más realista del cauce. Sin embargo, el cálculo en lecho móvil exige que el usuario ingrese ciertos valores (fórmula a emplear, espesor de capa activa) que sólo pueden determinarse con precisión mediante calibración del modelo contra datos observados, lo cual no siempre está disponible.

### **FESWMS-2HD**

(Finite Element Surface-Water Modeling System), es un modelo en elementos finitos de flujo bidimensional en el plano horizontal desarrollado por la *Federal Highway Administration* (FHWA) de Estados Unidos, para la modelación de condiciones hidráulicas complejas en estructuras hidráulicas de cruce de carreteras, como puentes y alcantarillas, donde el análisis convencional basado en cálculos unidimensionales no proporciona suficiente nivel de detalle para los objetivos del estudio (Froelich 1998). El modelo puede simular el flujo bajo puentes y alcantarillas, pero también por encima del terraplén de la carretera en caso de avenidas extraordinarias. El modelo también puede simular ríos poco profundos, llanuras de inundación, estuarios y las costas.

### **RMA-2**

El **RMA-2**, es un modelo hidrodinámico bidimensional promediado la profundidad mediante elementos finitos. Calcula los niveles de agua y las componentes de la velocidad en el plano horizontal, para flujo subcríticos con superficie libre, también es utilizado para modelar el flujo alrededor de islas, modelar estuarios, en general el programa ha sido diseñado con el propósito de modelar flujos donde las aceleraciones verticales son despreciables y los vectores de velocidad generalmente apuntan en la misma dirección en cualquier instante de tiempo. El RMA-2 calcula con elemento finito la solución de Reynolds de la ecuación de Navier-Stokes para flujo turbulento. Ha sido desarrollado por el USACE y por tanto tienen capacidad de interfase con otros programas desarrollados por ellos.

### **RIVER 2D**

El RIVER-2D, es un modelo hidrodinámico bidimensional promediado en la profundidad mediante elementos finitos desarrollado por la Universidad de Alberta en Canadá. Posee características únicas como su capacidad de trabajar tanto con flujo transcrito; es decir sub- y supercrítico. Algoritmos especiales de agua subterránea permiten una transición gradual entre agua superficial y subterránea en los bordes del río, que evitan quiebres bruscos en las fronteras. El River2D es en varios aspectos superior a FESWMS o RMA2, los cuales suelen presentar problemas de estabilidad numérica.

### **SSIMM**

*Sediment Simulation In Intakes with Multiblock option*), es un programa desarrollado por la Universidad de Trondheim en Noruega para usarse en Ingeniería Hidráulica, de Ríos, de Sedimentación y Ambiental.

Este software calcula el flujo de sedimentos y la calidad de agua en tres dimensiones, resolviendo la ecuación de *Navier Stokes* junto con el modelo de turbulencia *k-epsilon*. Las ecuaciones de convección-difusión se resuelven para calcular el transporte de sedimentos así como el transporte de constituyentes en estudios de calidad de agua. Los cálculos son dependientes del tiempo y una mallada vertical móvil toma en cuenta los cambios en el nivel del agua y del lecho. El programa se basa en el método de volúmenes finitos por lo que se debe generar un mallado tridimensional.



### 4.3.3 Tabla Resumen de los Modelos matemáticos

MODELO	ECUACIÓN QUE RESUELVE	NECESIDADES	VENTAJAS	DESVENTAJAS
HEC-RAS	El procedimiento de cálculo se basa en la solución de la ecuación de energía unidimensional con pérdida de energía debido a la fricción por medio de la ecuación de Manning	Requiere de introducir las características geométricas y de flujo.	Puede modelar estructuras pluviales como diques, puentes y alcantarillas.	Asume un lecho rígido y el flujo es unidimensional
BRISTARS		Para correr el modelo se requiere de la geometría del cauce, del coeficiente de rugosidad, las características del material del cual está formado el cauce, y las condiciones de flujo	Simula una erosión muy realista del cauce y se puede trabajar tanto en lecho fijo como móvil.	los flujos secundarios no pueden ser simulados
RMA - 2	Calcula con elemento finito la solución de Reynolds para la ecuación de Navier - Stokes para flujo turbulento	Este modelo funciona introduciendo las condiciones geométricas de flujo y la rugosidad del cauce.	tiene capacidad de interfase con otros programas de la USACE	Este programa no se utiliza donde los vórtices, vibraciones o aceleraciones verticales son de interés primario, en caso de que se requiera modelar flujos más complejos se podrá hacer con RMA - 10, que modela en 3d.
FESWMS		se requiere definir las elevaciones del terreno, las condiciones de frontera, las propiedades de los materiales y las mallas de elemento finito.	Modela condiciones de flujo estáticas o dinámicas, modela condiciones complejas como cruces de carreteras, puentes y alcantarillas.	Los resultados son confiables para ríos poco profundos llanuras de inundación, estuarios además de asumir un lecho rígido.
RIVER 2D	Las ecuaciones que son, las de conservación de masa y la de momentum; resuelta mediante elemento finito.	Como los modelos anteriores, requiere de una topografía y de unas condiciones de flujo. Además de la rugosidad del material y la malla de elemento finito.	Permite una transición gradual entre agua superficial y subterránea.	La única posible desventaja de este modelo sería la complejidad para introducir las condiciones de frontera y la distribución de viscosidades.
ssimm	Este programa resuelve en tres dimensiones la ecuación de Navier-Stokes junto con él la ecuación de Navier-stokes junto con el modelo de turbulencia k-épsilon. Las ecuaciones de convección-difusión se resuelven para calcular el transporte de sedimentos.		Este software calcula el flujo de sedimentos y la calidad del agua en tres dimensiones, se puede usar en ingeniería de ríos, de sedimentación y ambiental.	La desventaja del modelo consiste en el ingreso de los datos pues es complejo y tiene que realizarlo personal especializado.

**Tabla 4.4.-** Resumen de los programas utilizados para simulación hidráulica.



## 4.4 SISTEMAS DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA

### 4.4.1 Introducción

En la actualidad se tiene una tendencia a manipular y desplegar datos geoespaciales, es decir, ubicar su posición en la superficie terrestre a través de un sistema de coordenadas.

Esto ha llevado a la generación de cartografía digital, al uso de Sistemas de Posicionamiento Global (GPS), visualizadores, publicaciones en Internet y Sistemas de Información Geográfica (SIG). Herramientas bajo las cuales diferentes instituciones públicas o privadas usan la información y proporcionan sus servicios.

El uso de información geográficamente referenciada o geoespacial a diferentes escalas (local, estatal y nacional) permite la colaboración entre instituciones con temas relacionados, lo que ayuda a la toma de decisiones. Así, los SIG son una herramienta que proporciona soluciones apoyados en la gestión conjunta de los datos necesarios para la explotación integrada y sostenible de los recursos.

Hoy en día, diversas organizaciones invierten grandes sumas de dinero en el desarrollo de bases de datos georreferenciadas y en Sistemas de Información Geográfica (GIS). Es previsible además que durante los próximos años se inviertan miles de millones más de dólares. Todo ello está sucediendo en un corto período de tiempo, ya que hace pocos años el GIS era una herramienta muy especializada sólo al alcance de pocas organizaciones y una curiosidad para el público en general. Se pueden dar dos explicaciones a estos fenómenos:

- La primera reside en el abaratamiento de los costos de los equipos informáticos, que cada día los hace más asequible para un mayor número de usuarios.
- La segunda y de mayor importancia es que la geografía (y los datos que sirven para cuantificarla) forma ya parte de nuestro mundo cotidiano; la mayoría de las decisiones que tomamos diariamente están en relación con o influenciadas por un hecho geográfico. Los camiones de bomberos, por ejemplo, se envían a su destino a través de la ruta más corta posible, las aportaciones económicas de los gobiernos a los entes locales se basan frecuentemente en la distribución geográfica de la población, o las enfermedades se estudian gracias a la identificación de las áreas en donde se producen y de la velocidad a la que se expanden.

### 4.4.2 Descripción de un Sistema de Información Geográfica (SIG) y ámbitos de aplicación

Los sistemas SIG pueden definirse atendiendo a su carácter de sistema de información, a su capacidad para la gestión de datos gráficos o a su concepción como base de datos. Entre las definiciones más extendidas podemos citar:

- Sistema informático diseñado con el fin de soportar la captura, análisis, manipulación y consulta de información referenciada espacialmente para la resolución de problemas de gestión.



- Sistema que contiene datos referenciados espacialmente que pueden ser analizados y convertidos en diferentes tipos de información para un determinado propósito.
- Cualquier sistema de información que permita:
  - Capturar, almacenar y mostrar información basada en su localización espacial.
  - Analizar los datos relacionados espacialmente como ayuda en la toma de decisiones.
  - Permitir la selección e intercambio de información con modelos analíticos capaces de establecer diferentes alternativas.
- Tecnología informática para gestionar y analizar información espacial.
- Tipo especializado de base de datos caracterizado por su capacidad de manejar datos geográficos que pueden ser representados gráficamente.

Es un sistema informático de hardware, software, datos geográficos espaciales, información descriptiva de los elementos geográficos para la consulta, mantenimiento, análisis y edición de información geográficamente referenciada.

En resumen, podemos concluir que un Sistema de Información Geográfica es un sistema de información con capacidades específicas para la captura, manipulación, recuperación, análisis, representación, etc., de información georreferenciada, esto es, aquella en la que la posición espacial ocupada por los objetos del mundo real que se modelan forma parte inherente de dicha información.

Se ha planteado una cierta discusión sobre el concepto de Sistema de Información Geográfica, en especial para diferenciarlo de la cartografía asistida por computadora (AM, *Automated Mapping*), o de la simple gestión de bases de datos.

Son muy diversos los sectores donde los sistemas SIG pueden ser utilizados como una herramienta potente de ayuda a la gestión. Entre dichos sectores se pueden citar:

**Cartografía automatizada.** Los organismos públicos han tomado la iniciativa en el mantenimiento de planos digitales de cartografía. Dichos planos son luego ofrecidos a las empresas a las que puedan resultar de utilidad. Los propios organismos se encargan después de proporcionar versiones actualizadas periódicamente.

**Gestión de infraestructuras.** Algunos de los primeros sistemas SIG fueron utilizados por las empresas encargadas del desarrollo, mantenimiento y gestión de redes de electricidad, gas, agua, teléfonos, alcantarillado, etc.; lo que habitualmente se conoce como *utilities*.

En estas empresas los sistemas SIG almacenan información alfanumérica de instalaciones, que se encuentra ligada a las distintas representaciones gráficas de las mismas. Estos sistemas suelen almacenar igualmente información relativa a la conectividad de los elementos representados gráficamente, para poder realizar un análisis de la red.

La producción de planos, así como la posibilidad de elaborar cualquier tipo de consulta, ya sea gráfica o alfanumérica, son las funciones más comunes en estos sistemas, si bien



también son utilizados en trabajos de ingeniería, labores de inventario, planificación de redes, gestión de mantenimiento, etc.

**Gestión territorial.** Son aplicaciones dirigidas a la gestión de ayuntamientos o diputaciones, basadas en la utilización de formatos mixtos raster-vectorial.

Estas aplicaciones permiten un rápido acceso a la información gráfica y alfanumérica, y proporcionan funciones para el análisis espacial de la información, incluyendo información procedente de varias capas superpuestas. Facilitan asimismo las labores de mantenimiento de infraestructuras, mobiliario urbano, etc., y permiten realizar una optimización en la realización de trabajos de mantenimiento de empresas de servicios.

Ofrecen también la posibilidad de generar, de forma automática, documentos con información gráfica y alfanumérica tales como cédula urbanística, cédula catastral, etc.

**Gestión medioambiental.** Son aplicaciones dirigidas a instituciones de medioambiente y empresas de ingeniería, que facilitan la evaluación del impacto medioambiental en la ejecución de proyectos. Integrados con sistemas de adquisición de datos permiten el análisis en tiempo real de la concentración de productos contaminantes, para acelerar la ejecución de medidas correctoras.

Proporcionan asimismo una ayuda fundamental en trabajos tales como repoblaciones forestales, planificación de explotaciones agrícolas, etc.

**Gestión de equipamientos sociales.** Dirigidas a la gestión de servicios tales como servicios sanitarios, centros escolares, etc.; proporcionan información sobre los centros ya existentes en una determinada zona y ayudan en la planificación de ubicaciones para nuevos centros. Estos sistemas aumentan la productividad al optimizar recursos, ya que permiten asignar de forma adecuada los centros a los usuarios. Utilizados en servicios sanitarios, permiten realizar estudios epidemiológicos relacionando incidencia de enfermedades con el entorno vital.

**Gestión de recursos geológico-mineros.** Facilitan el manejo de un gran volumen de información generado tras varios años de explotación intensiva, proporcionando funciones para la realización de análisis de elementos puntuales (sondeos o puntos topográficos), lineales (perfiles, tendido de electricidad), superficies (áreas de explotación) y volúmenes (capas geológicas). Proporcionan además herramientas de modelación de las capas o formaciones geológicas.

**Gestión del tráfico.** Se utiliza para modelar el comportamiento del tráfico estableciendo modelos de circulación por una vía en función de las condiciones de tráfico y longitud.

Asignando un coste a los nodos (o puntos) en los que existe un semáforo, se puede obtener información muy útil:

Deducir el camino más corto en distancia o en tiempo entre dos puntos. Si la información se actualiza con suficiente rapidez, puede ser una herramienta muy eficaz a la hora de recomendar itinerarios.

Simular el efecto que puede tener un cambio en las condiciones normales (cortes por obra, manifestaciones, etc.).





**Demografía.** Se incluyen aquí un conjunto heterogéneo de aplicaciones cuyo nexo es la utilización de las características demográficas, y en concreto su distribución espacial, para la toma de decisiones. El repertorio de aplicaciones abarca el marketing, la selección de emplazamientos para la implantación de negocios o servicios públicos, la zonificación electoral, etc.

El origen de los datos suele ser los registros estadísticos confeccionados por algún organismo (el INEGI o el equivalente a nivel autónomo), aunque en algunos países existe una floreciente área de negocio en el suministro de información elaborada a partir de aquella. Este grupo de aplicaciones no precisan una elevada precisión, y en general, manejan escalas pequeñas.

Tradicionalmente, los usuarios finales de los SIG siempre han sido los gestores de servicios públicos, y aunque pueda parecer que sólo ellos se benefician de estos sistemas, nada más lejos de la realidad. Es en el ámbito privado donde deberían tener más incidencia, aunque aún no es así debido en algunos casos por el coste y en otros por la falta de información.

Los SIG pueden y deben ser empleados en:

- **GeoMarketing:** La base de datos unida a la información geográfica resulta indispensable para planificar una adecuada campaña de marketing o el envío de correo promocional. Adicionalmente, se podrían diseñar rutas óptimas a seguir por comerciales, etc.
- **Banca:** Los bancos y cajas son unos buenos usuarios de SIG, ya que necesitan ubicar a sus clientes y planificar tanto sus campañas como la apertura de nuevas oficinas, incluyendo información sobre las sucursales de la competencia.
- **Análisis de Redes:** Este es uno de los puntos fuertes de un SIG. Todo lo que se puede representar como una red se puede analizar mediante herramientas SIG. La aplicación más conocida puede ser la obtención de rutas óptimas para el reparto de mercancías, transporte regular de pasajeros y seguimiento de flotas de vehículos (con dispositivos GPS).

# CAPÍTULO V

Modelación del  
arroyo “El Mimbres, 2°  
tramo”



## 5.1 ASPECTOS GENERALES DEL ESTADO DE CHIHUAHUA



**Figura 5.1.-** Barrancas del Cobre, en el estado de Chihuahua.

### 5.1.1 Ubicación

Chihuahua es uno de los 31 estados de la República Mexicana. Se localiza al norte de México, y tiene una superficie de 247,938 km<sup>2</sup> representando el 12.6% de la superficie total del país, lo cual lo convierte en el estado más extenso del país.

Sus coordenadas geográficas son: al norte 31°48', al sur 25°38' de latitud norte; al este 103°18', al oeste 109°07' de longitud oeste.

El estado de limita al norte con los estados americanos de Nuevo México y Texas; al oeste con los estados de Sonora y Sinaloa, al sur con Durango y al este con Coahuila.

El estado de Chihuahua se divide en 67 municipios. Su capital lleva el mismo nombre, Chihuahua y su ciudad más poblada es Ciudad Juárez.

## 5.1.2 Orografía

El estado de Chihuahua está conformado por tres grandes regiones denominadas Sierra, Llanura o Meseta y Desierto, que suceden de oeste a este en forma de grandes bandas. Esto le da al clima y la geografía condiciones inmensamente contrastantes y le dan al estado sus imágenes más conocidas: sus grandes desiertos, montañas y cañones, y bosques.

- a) Sierra: La Sierra de Chihuahua está conformada por la zona más septentrional de la Sierra Madre Occidental, que en el territorio alcanza su mayor altura, en el Cerro Mohinora con 3,300 msnm. Comprende un tercio de la superficie del estado y es una zona muy accidentada de grandes montañas y barrancas o cañones aun mas grande que el cañón del colorado en estados unidos, está cubierta de espesos bosques de coníferas, a excepción del fondo de las barrancas, que debido a la poca altitud tienen un clima y vegetación tropical durante el

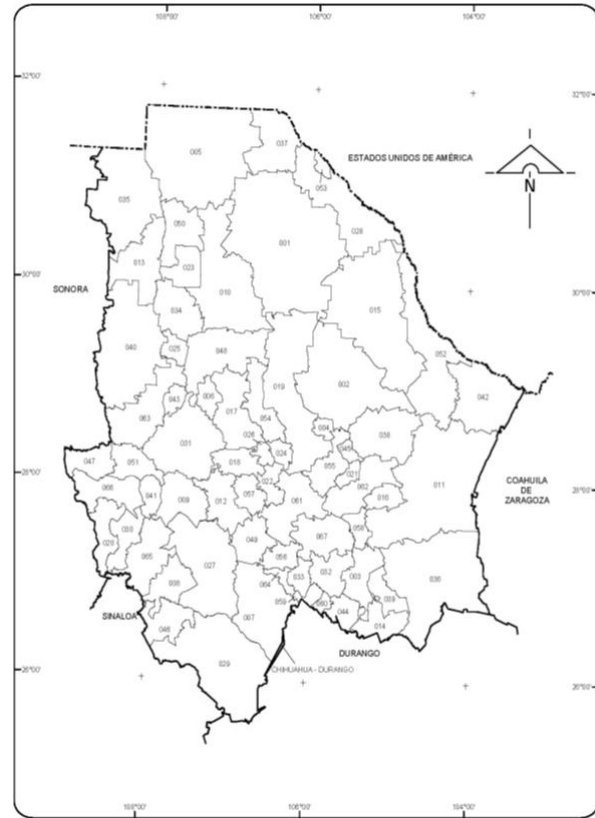


Figura 5.2.- División Política del Estado de Chihuahua.

verano y clima templado durante el invierno. Las temperaturas en el fondo de las barrancas pueden superar los 40 °C en verano y muy rara vez caen a menos 0 °C en el invierno, mientras que en las partes altas el clima es semifrío con máximas que rara vez superan los 30 °C en verano y que pueden llegar a caer por debajo de los -20 °C en el invierno. La precipitación promedio anual de esta zona varía entre los 750-900 mm anuales, agrupadas principalmente en los meses de mayo a septiembre. En los meses de noviembre a marzo es común que se registren nevadas que varían en intensidad según la altitud. Es una zona de gran riqueza maderera y minera, habitada por los grupos indígenas del estado, que son unos de sus principales atractivos turísticos. En la Sierra se encuentran la Barranca del Cobre y la Cascada de Basaseachi, ambos lugares turísticos de fama nacional y mundial.

- b) Llanura: La meseta es una zona de transición entre la sierra y el desierto. Es la extensión más al norte de la Altiplanicie Mexicana que comienza desde El Bajío. Es una estepa donde su vegetación depende de las lluvias estacionales. Durante esta temporada reverdecen pastos, forrajes y pequeños arbustos, que durante las sequías se consumen. Las precipitaciones son más escasas que en la sierra, registrándose 400 mm de lluvia en promedio al año, agrupadas en los meses de verano (julio, agosto y septiembre). Las temperaturas son extremas pudiendo



alcanzar los 40 °C en el verano y llegando incluso a los -15 °C en el invierno, las nevadas son frecuentes en los meses de noviembre a marzo. En esta zona se lleva a cabo agricultura de temporal, pero también existen importantes desarrollos de agricultura de riego, con ayuda de los ríos y presas. Se encuentra atravesada por varias serranías, aunque su terreno es mayoritariamente plano. En la meseta se encuentra la principal zona agrícola y ganadera del estado, así como el asentamiento de la mayoría de la población y sus principales ciudades.

- c) **Desierto:** El desierto constituye una tercera parte del territorio chihuahuense. Es la prolongación en el estado del Bolsón de Mapimí y forma parte del gran bioma norteamericano denominado Desierto de Chihuahua por estar en su mayor parte en territorio del estado y que se extiende tanto al vecino estado de Coahuila como al norte, a los Estados Unidos. Es una gran cuenca endorreica donde las corrientes de agua no tienen salida y son consumidas por evaporación. Su territorio es mayoritariamente plano, aunque tiene serranías de baja altura que lo cruzan, casi todas ellas en sentido norte-sur. El clima de esta zona es muy seco, las precipitaciones rara vez superan los 250 mm anuales, las temperaturas llegan a superar los 40 °C durante el verano y en invierno suele haber heladas, aunque no tan intensas como en la zona serrana, la caída de nieve también se da en esta región aunque es menos frecuente. En Villa Ahumada se dio la temperatura más baja registrada en Chihuahua, de -30,4 °C en enero de 1962. Las dunas de Samalayuca son un gran atractivo de esta zona, ubicadas al sur de Ciudad Juárez. Samalayuca es zona exótica y desértica que impresiona como si fuera un mar de arena y en el cual las dunas dan la imagen de olas inmóviles de color sepia. Es la única región de México en que se puede disfrutar esta atractivo, ya que este inmenso arenal cubre más de 150 kilómetros cuadrados.

### 5.1.3 Hidrografía

Los recursos hidrológicos de Chihuahua se alimentan de una precipitación pluvial media de 470 milímetros anuales. Las corrientes que drenan al interior, sumadas a los depósitos lagunas y presas, y aguas subterráneas integran el potencial hidrológico del estado.

El estado de Chihuahua se encuentra enclavado en el centro del continente, rodeado de grandes cadenas montañosas que lo alejan de las costas y las zonas húmedas, por lo cual el clima es mayormente seco y con lluvias escasas, lo cual influye notablemente en la hidrografía. Al estar en una situación mediterránea, cruza por su territorio la Divisoria Continental de las Américas, y por ello en su territorio se encuentran ríos tanto de la vertiente del Golfo de México, como de la vertiente del Pacífico. Además existe una tercera vertiente, particular del norte de México, constituida por las cuencas cerradas del desierto, denominada Vertiente Interior, a continuación se describen las tres vertientes:

- a) **VERTIENTE DEL GOLFO DE MÉXICO:** A esta pertenecen los ríos y arroyos de curso extenso y poco volumen. Todos son tributarios del río Bravo. Es la principal del estado, drena más de la mitad de la superficie y a ella pertenecen los dos principales ríos del estado, el río Bravo del Norte, que señala la frontera con Texas y

b) el río Conchos, afluente del Bravo y el más caudaloso río del territorio de Chihuahua. Es además el mayor afluente del río Bravo procedente del territorio mexicano. El río Conchos es la columna vertebral de esta vertiente. En el descargan todas las corrientes del centro y sur del estado, entre las que se incluyen el río Chuvísar, Río Sacramento, río Florido, río San Pedro, río Parral, río Valle de Allende y río Santa Isabel.

c) VERTIENTE DEL OCEANO PACÍFICO: A esta vertiente corresponden las corrientes que nacen en lo alto de la Sierra Madre Occidental y se precipitan hacia el oeste de la divisora continental,

esto convierte al estado de Chihuahua en origen de grandes ríos que atraviesan los estados vecinos como el río Yaqui, el río Mayo y el río Fuerte, que en el territorio estatal reciben el nombre de río Papigochi, río Candameña y río Verde respectivamente. Estos alimentan las cuencas que dan su riqueza agrícola a Sonora y Sinaloa; sin embargo, su velocidad y encajonamiento impide el aprovechamiento local, como excepción, se aprovechan para riego las aguas del río Papigochi, nacimiento del río Yaqui.

d) VERTIENTE INTERIOR: Es la menor de las tres y está formada por las características particulares de la geografía chihuahuense. En todo México únicamente existen cinco ríos de importancia que desaguan en cuencas interiores, y de ellos tres están en el estado de Chihuahua, son el río Casas Grandes, el río Santa María y el río Santa Clara, que desembocan en lagunas de escaso almacenamiento, debido a las filtraciones y la rápida evaporación. Todos terminan en lagunas estacionales ubicadas en el desierto al norte del estado, son ríos mayoritariamente estacionales y durante las temporadas de mayor temperatura permanecen secos. En la actualidad sus aguas han sido represadas y aprovechadas para el riego, lo que ha llevado a la desaparición de su corriente y la extinción de las lagunas en que desembocaban.

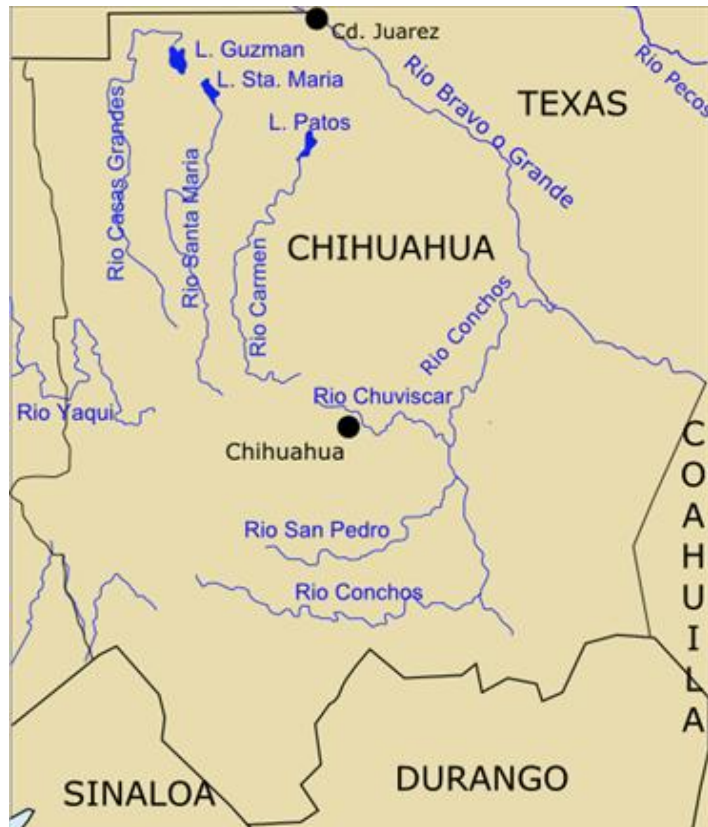


Figura5.3.- División Política del Estado de Chihuahua.



**RÍOS**

<b>RÍOS EN EL ESTADO DE CHIHUAHUA</b>	
Conchos	<b>Oteros-Chínipas</b>
Bravo	<b>Parral</b>
San Miguel-Casas Grandes	<b>Tomochi</b>
Santa María	<b>Balleza</b>
Santa Clara-El Carmen	<b>Santa Isabel</b>
San Pedro	<b>San Pedro</b>
Tutuaca	<b>Los Loera</b>
Urique	<b>Chuviscar</b>
Papigochi-Sirupa	<b>Los Prietois</b>
Florido	<b>La Vieja</b>
Río Verde-El Fuerte	

Tabla 5.1.- Nombre de los ríos en el estado de Chihuahua. FUENTE: CGSNEGI.

**REGIONES Y CUENCAS HIDROLÓGICAS**

<b>REGIÓN NOMBRE</b>	<b>CUENCA NOMBRE DE RÍOS</b>	<b>% DE LA SUPERFICIE ESTATAL</b>
<b>Sonora Sur</b>	Mayo	2.22
	Yaqui	7.37
<b>Sinaloa</b>	Culiacán	0.30
	Sinaloa	1.81
	Fuerte	10.00
<b>Bravo-Conchos</b>	Bravo-Ojinaga	2.9
	Bravo-Cd. Juárez	2.72
	Conchos-Ojinaga	3.63
	Conchos Presa El Granero	5.06
	Conchos-Presa De la	8.01
	Colina	4.30
	Florido	4.84
	San Pedro	
<b>Cuencas Cerradas del Norte (Casas Grandes)</b>	El Carrizo y otros	9.13
	Del Carmen	7.24
	Santa María	8.74
	Casas Grandes	9.26
	Laguna de Bustillos y de los	1.75
	Mexicanos	2.22
<b>Mapimí</b>	Laguna del Guaje-Lipanes	2.22
	Polvorillos A El Marqués	1.82
	El Llano-LO. Del Milagro	4.01
	A. La India-L. Palomas	2.58

**CUERPOS DE AGUA**

<b>NOMBRE DE LA PRESA</b>	<b>NOMBRE DE PRESA</b>
La Boquilla	Parral
Luis L. León (El Granero)	Lagunitas
Francisco I. Madero	San Marcos
San Diego	Laguna Colorada
El Tintero	Aguja
Las Lajas	El Rejón
Abraham González (Miñaca)	Laguna De Bustillos
Chihuahua	Laguna Palomas
La Rosetilla	Laguna Encinillas
Casa de Janos	

**PRESAS**

<b>VASO DE ALMACENAMIENTO</b>	<b>CAPACIDAD ÚTIL (MILLONES M<sup>3</sup>)</b>	<b>VOCACIÓN</b>	<b>MUNICIPIO</b>
La Boquilla	2,485	Control de avenidas, riego y generación de energía	Delicias
Luis L. León	260	Control de avenidas, Riego	Ojinaga
Francisco I. Madero	405	Control de avenidas, riego	Delicias
El Tintero	122	Control de avenidas, Riego	Namiquipa
Las Lajas	88	Control de avenidas, Riego	Buenaventura
Abraham González	65	Control de avenidas, Riego	Ciudad Guerrero
Chihuahua	37	Control de avenidas, Riego	Chihuahua
Colima	24	Control de avenidas, Riego	Delicias
Parral	14	Agua potable	Hidalgo del Parral
El Rejón	8	Agua potable, Control de venidas	Chihuahua
Rosetilla	20	Generación de energía	Saucillo
<b>Total</b>	<b>3,528</b>		



## AGUAS SUBTERRÁNEAS (ACUÍFEROS)

Las aguas subterráneas pertenecen por lo general a acuíferos de tipo libre que no están sujetos a presión hidrostática ni a confinamiento, alojados en sedimentos continentales de relleno.

NOMBRE DEL ACUÍFERO		NOMBRE DEL ACUÍFERO	
1	Ascensión	18	Villa Aldama
2	Alta Babícora	19	Villa Ahumada
3	Baja Babícora	20	Laguna del Cuervo
4	Buenaventura	21	Conejos Médanos
5	Casas Grandes	22	Alto Río del Carmen
6	Chihuahua-Sacramento	23	Alto Río Papigochi
7	Cuauhtémoc	24	Alto Río Florido
8	Delicias-Meoqui	25	Alto Río San Pedro
9	El Sauz-Encinillas	26	Bajo Río Conchos
10	Janos	27	Escalón-Laguna de Palomas
11	Jiménez-Camargo	28	Laguna El Barreal
12	Juárez	29	Los Juncos
13	Laguna de los Mexicanos	30	Los Lamentos
14	Palomas	31	Madera
15	Parral-Valle del Verano	32	San Luis Potosí
16	Samalayuca	33	Parte Baja Valle de Juárez
17	Tabalaopa-Aldama		

FUENTE: CGSNEGI. Carta hidrológica.

## 5.2 ARROYO EL MIMBRE

### 5.2.1 Antecedentes

Hacia 1990, la Comisión Nacional del Agua desarrolló EL ESTUDIO DE FACTIBILIDAD PARA EL ENCAUZAMIENTO DE ARROYOS Y PRESAS DE CONTROL PARA PROTECCION DE CIUDAD CHIHUAHUA, a raíz de la tormenta extraordinaria presentada el 20 de septiembre de 1990. Con base a estos estudios se encauso El Arroyo el Mimbres aguas abajo de la Avenida Tecnológico y aguas arriba del Periférico de la Juventud para los gastos de 100 y 88 m<sup>3</sup>/s correspondiente a los periodos de retorno de 100 años.

Debido a que se presentaron avenidas mayores a las de diseño de los canales se tuvieron fuertes inundaciones aguas arriba del Periférico de la Juventud en la colonia Ignacio Allende, por lo que El Municipio de Chihuahua amplió el canal del arroyo El Mimbres para el gasto de 142 m<sup>3</sup>/s correspondiente al periodo de retorno de 1000 años.

El tramo que nos ocupa denominado SEGUNDO TRAMO, se encuentra en condiciones naturales presentando insuficiencia hidráulica para desalojar cualquier avenida extraordinaria. Adicionalmente, el estrangulamiento de uno de los puentes existentes provoca el desbordamiento del arroyo causando inundaciones a la zona urbana.



**Figura 5.4.-** Encauzamiento del arroyo El Mimbres en su primer tramo.

## TROMBA DEL SÁBADO NEGRO, LA PEOR INUNDACIÓN EN CHIHUAHUA

Las inundaciones del día 23 de septiembre de 1990 o como se le ha denominado, "Sábado Negro", causaron la desgracia de al menos mil familias mismas que tuvieron que salir de sus casas y refugiarse en alguno de los 32 albergues temporales que se instalaron en la capital del estado.

Debido a la intensas lluvias registradas durante la noche de ese día murieron decenas de personas, hubo miles de damnificados, familias perdieron su vivienda al ser arrancadas de los cimientos por la fuerza del agua, así como cientos de desaparecidos debido a los desbordamientos de ríos y arroyos.

Fuentes oficiales de esa época informaron que fueron alrededor de 32 colonias afectadas por el fenómeno climático con viviendas destruidas al 100 por ciento y otras más tuvieron que ser derrumbadas debido a la humedad.



Figura5.5.- Imágenes de las inundaciones del "Sábado Negro"

Las colonias más perjudicadas fueron la Villa, Villa Nueva, Insurgentes, San Lázaro, San Jorge, y las zonas aledañas al boulevard Díaz Ordaz debido a las corrientes recabadas por los arroyos que pasan en estas zonas. La colonia Pacífico fue una de las colonias que resultaron más afectadas en el denominado "Sábado negro".

Las inundaciones en esa fecha causaron también la muerte de personas que quedaron atrapadas en el agua debido al desbordamiento de los ríos y arroyos. Los reportes al día 29 de septiembre que se publicaron en El Heraldo de Chihuahua era de 50 fallecidos y miles de damnificados y cientos desaparecidos.

Una de las causas según reportaron autoridades, fue el asentamiento de viviendas en zonas de alto riesgo y arroyos tapados con basura, en donde la población dejaba carros, refrigeradores y un sin fin de objetos que impidieron que el agua tomara los cauces



naturales. Ramas de las podas, muebles de la casa, escombros y desperdicios domésticos, es lo que se acumula en los afluentes, principalmente en los que continúan después del de los Nogales, río arriba por el Sacramento. Son cosas que provocaron el desborde del agua y la afectación a las viviendas.

En una nota publicada el 29 de septiembre por el Heraldo de Chihuahua, informaba sobre los daños causados por la tromba registrada el 22 de septiembre de 1990 mejor conocida como el "Sábado negro" en donde reportaba 50 personas fallecidas, miles de damnificados y cientos de desaparecidos.

La tromba duró varias horas, empezó a llover a las 18:30 horas, aproximadamente, el cielo se puso negro, la corriente arrastraba vehículos, muebles de todo tipo, los cuales se convertían en armas mortales, recuerdan chihuahuenses.

Los carros en el Canal del Chuvíscar circulaban sin control, así lo narra un grupo de egresados del Tecnológico de Chihuahua, quienes recuerdan que flotaban dentro del vehículo.

La ciudad vivió un caos, en algunas zonas no había electricidad, agua, ni teléfono. Por medio de aparatos de radio que funcionaban con baterías, escuchaban la información que las autoridades daban a los cientos de damnificados, para que acudieran a los más de 30 albergues que fueron instalados en distintas zonas de la ciudad.

Las personas que perdieron sus casas y vivían en lugares de alto riesgo, fueron reubicados a otras viviendas las cuales las construyeron en zonas seguras, gestión que realizó el gobernador del estado de aquel entonces, Fernando Baeza.

A 20 años de la tragedia el gobierno en conjunto con las autoridades de las dependencias correspondientes, llevan a cabo acciones para mitigar futuras inundaciones. Cada año se hace la limpieza de los arroyos para impedir que la basura evite que la corriente siga su cauce y vaya a provocar inundaciones, sin embargo esas acciones en muchos de los casos no sirven de nada puesto que los habitantes vuelven a utilizar las áreas como basureros, por lo que se resalta la necesidad de que la comunidad respete esos sitios por su propia seguridad.

De la tromba de 1990 (la más fuerte en los últimos años que recuerdan los chihuahuenses) a la fecha cambió mucho la situación de la ciudad en cuanto a las afectaciones por las lluvias se refiere. La ciudad tiene muy buen sistema pluvial natural, muy noble, pero que los asentamientos irregulares son los que lo han modificado y perjudicado.

Recientemente al aniversario trágico número veinte de los hechos acaecidos en la Ciudad de Chihuahua, el meteorólogo Salvador Echavarría Campos denunció que la ciudadanía y las propias autoridades han olvidado los riesgos que ocasionaron este siniestro y nuevamente han establecido asentamientos humanos e industrias en peligrosas laderas de los arroyos por lo que el riesgo de que una tragedia similar se repita es latente.



## 5.2.2 Localización y reconocimiento de la zona de estudio

El proyecto se localiza al noroeste de la Ciudad de Chihuahua, en el municipio de Chihuahua, entre las colonias Insurgentes y Villa Nueva, en las coordenadas geográficas 28° 40' 29" de latitud norte y 106° 05' 02" de longitud WG., y a 1418 m.s.n.m.



Figura5.6.- Zona de Proyecto, al noroeste de la Ciudad de Chihuahua.

El arroyo el Mimbres es de régimen Intermitente, se ubica en la región hidrológica RH24 Bravo Conchos, en la cuenca del río Conchos, específicamente a la cuenca del río "Chuviscar".

En el arroyo el Mimbres confluye el arroyo conocido como el Saucito inmediatamente aguas arriba de la descarga del primero al río Sacramento.

El arroyo El Mimbres se ubica en la región hidrológica RH24, cuenca del río Conchos, específicamente en la subcuenca del río Chuviscar. Se localiza al norte de la ciudad de Chihuahua, este arroyo confluye por la margen derecha al río Sacramento aproximadamente 1.5 Km. aguas arriba de la confluencia con el río Chuviscar, en la ciudad de Chihuahua.

Dado que en este tramo el arroyo atraviesa importantes vialidades, existen 6 puentes, mismos que se conservarán dada su capacidad hidráulica suficiente y condiciones estructurales adecuadas, a excepción del puente *Sicomoro*, el cual será sustituido por otra estructura de 10.00 m de claro libre; ya que con estas dimensiones el sistema funciona en forma adecuada.

Puente	Tramo	Claros		Ancho	Altura
		No.	Long.		
<b>H. COLEGIO MILITAR</b>	2+040.179-0+064.512	3	6.30	24.333	4.50
<b>FFCC</b>	0+647.9-1+657.9	1	17.00	10.00	4.90
<b>SICOMORO</b>	1+505.649 – 1+521.047	1	8.40	15.398	3.80
<b>ZARAGOZA</b>	1+103.316 – 1+126.638	2	7.73	23.322	3.00
<b>DE LAS INDUSTRIAS</b>	0+861.299 – 0+887.930	2	5.15	26.631	2.50



Figura5.7.- Zona de Proyecto del arroyo el Mimbres.

A continuación se presentan fotografías del arroyo El Mimbres vistas desde los puentes antes mencionados. En dichas fotografías se aprecia las condiciones actuales del río a lo largo del tramo de interés, las cuales como se verán en las imágenes son de una gran cantidad de azolve conformado por boleo arrastrado de la parte alta de la sierra además de la presencia de vegetación dentro del cauce, lo que reduce el área hidráulica del arroyo además de su deficiente conducción. Aunado a lo anterior, los puentes pueden ser también obstrucción al paso del escurrimiento. Para determinarlo, y cuyo objetivo está dentro de los alcances de este trabajo, se empleará el programa HEC-RAS para determinar el funcionamiento hidráulico del arroyo El Mimbres.





**Figura5.8.-** Vista del arroyo El Mimbres hacia aguas arriba desde la Av. de las Industrias.



**Figura5.9.-** El río Mimbres, aguas abajo, vista desde el puente de la Av. Zaragoza.



**Figura5.10.-** Vista del arroyo desde la avenida Sicomoro hacia el puente de FFCC.

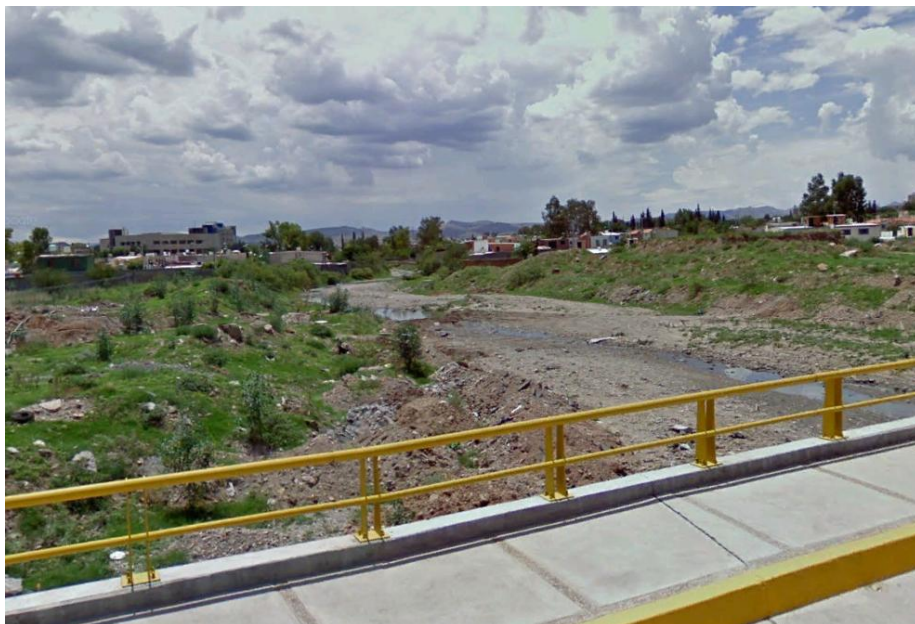


**Figura5.11.-** El río Mimbre vista desde el puente de FFCC.





**Figura5.12.-** El río Mimbres vista desde el puente de FFCC.



**Figura5.13.-** Punto final del tramo en modelación.

## 5.2.3 Estudio Hidrológico

Como se mencionó anteriormente, el tramo que nos interesa corresponde al SEGUNDO TRAMO, el cual se ubica entre la calle América Latina y la descarga al Río Sacramento y en el diseño hidráulico se tomaron en los puentes.

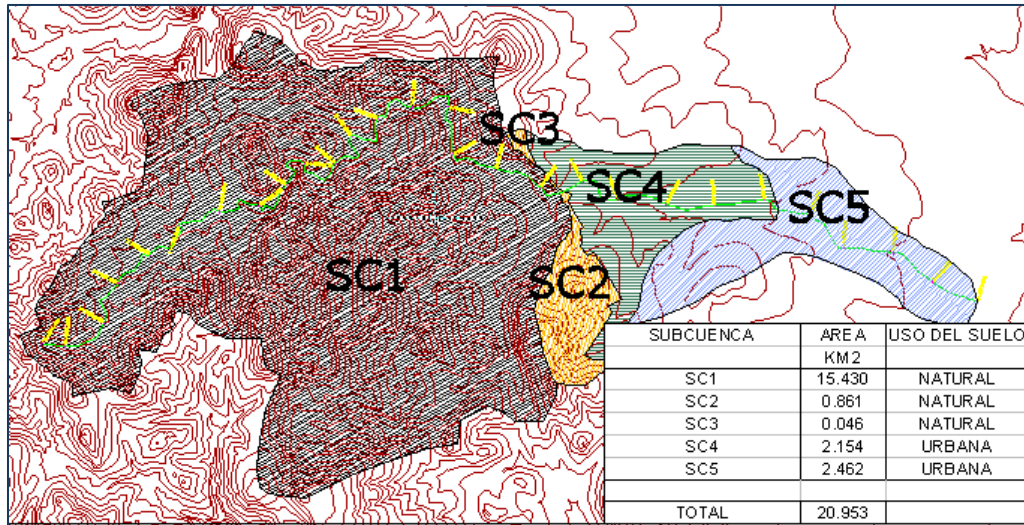


Figura5.14.- Subdivisión de la cuenca.

### CÁLCULO DE LA PENDIENTE DEL CAUCE

Tal como se indicó en el capítulo II, un parámetro importante es la determinación de la pendiente del cauce que será utilizada en otros cálculos. Para el cálculo de la pendiente se utilizó la fórmula propuesta por Taylor – Schwartz anteriormente mencionada.

NO. DE TRAMO	DISTANCIA ACUMULADA	DISTANCIA PARCIAL	ELEVACIÓN	Pendiente parcial $s = h/L * 1000$	$1/(s)^{0.5}$
	380		1433.4		
1	627.711	247.711	1431.18	0.008962057	10.56321597
2	875.422	247.711	1430.9	0.001130349	29.74360676
3	1123.133	247.711	1428.63	0.009163905	10.44623322
4	1370.844	247.711	1422.18	0.026038408	6.197161141
5	1618.555	247.711	1418.05	0.016672655	7.744575544
6	1866.266	247.711	1413.83	0.017035981	7.66154613
7	2113.977	247.711	1410.62	0.012958649	8.784562358
8	2361.688	247.711	1406.63	0.01610748	7.879273913
9	2609.399	247.711	1404.59	0.008235403	11.01939022
10	2857.11	247.711	1406.45	0.00750875	11.54027543
				<b>total</b>	<b>111.5798407</b>





$$s = \left[ \frac{10}{111.5798407} \right]^2$$

Pendiente del Cauce = 0.008032089

### TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Empleando la fórmula de Kirpich se tiene que:

$$T_c = 0.0662 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

$$T_c = 0.0662 \frac{2.47711^{0.77}}{0.0080^{0.385}}$$

Tiempo de concentración = 0.85 horas

### TIEMPO PICO

$$t_p = t_c^{\frac{1}{2}} + 0.60t_c$$

$$t_p = 0.85^{\frac{1}{2}} + 0.60(0.85)$$

Tiempo pico = 1.44 horas

### COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO

Los parámetros curva Numero NII y coeficiente de escurrimiento C de la formula racional fueron obtenidos en base de las condiciones topográficas, edafológicas, uso del suelo y planes de desarrollo de la ciudad de Chihuahua.

SUB CUENCA	AREA	TEXTURA	ZONA	NUMERO DE ESCURRIMIENTO NII		N ACTUAL	N FUTURO
				USO ACTUAL	USO FUTURO		
SC1	15.430	MEDIA	CERRIL	MATORRAL	CERRIL	79	79
SC2	0.861	MEDIO	LOMERIO	MATORRAL	URBANA	79	84
SC3	0.046	MEDIO	LOMERIO	MATORRAL	URBANA	79	84
SC4	2.154	MEDIA	URBANO	URBANO	URBANA	84	84
SC5	2.462	MEDIA	URBANO	URBANO	URBANA	84	84
	<b>20.953</b>					<b>80.10</b>	<b>80.32</b>



SUB CUENCA	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO "C" · DE LA FORMULA RACIONAL						C ACTUAL	C FUTURO
	AREA	TEXTURA	ZONA	USO ACTUAL	USO FUTURO	C		
SC1	15.430	MEDIA	CERRIL	MATORRAL	CERRIL	30	30	
SC2	0.861	MEDIO	LOMERIO	MATORRAL	URBANA	25	40	
SC3	0.046	MEDIO	LOMERIO	MATORRAL	URBANA	25	40	
SC4	2.154	MEDIA	URBANO	URBANO	URBANA	40	40	
SC5	2.462	MEDIA	URBANO	URBANO	URBANA	40	40	
<b>SUMA</b>	<b>20.953</b>				<b>PROM</b>	<b>31.99</b>	<b>32.64</b>	

### ANÁLISIS DE LA PRECIPITACIÓN

El análisis de la precipitación consistió en asociar la lluvia en 24 horas y la lluvia de una hora a varias distribuciones de extremos y la Normal, posteriormente se determinó la distribución que mas se ajustó a la muestra calculando los parámetros por el método de los Momentos y Máxima Verosimilitud, seleccionando la distribución del menor error cuadrático.

### ANÁLISIS ESTADÍSTICOS DE LLUVIAS MÁXIMAS EN 1 HORA

Se analizaron las lluvias máximas en 1 hora registradas en el Observatorio de la Cd. Deportiva en el periodo 1983-2006 tabla 6, registrándose en dicho periodo la precipitación máxima de 65 mm en el año del 2004, una media de 29.2 mm y de acuerdo a la probabilidad de excedencias se tiene una precipitación de 25.0 mm correspondiente al Tr de 2 años y de acuerdo a la distribución *Gumbel Simple* se obtienen 30.89 mm, adoptándose el valor de la serie de excedencias para el análisis de las curvas P-D-Tr

Tr AÑOS	P 1 Hrs. ( mm )
2	30.89
5	42.32
10	50.97
20	59.62
50	71.05
100	79.70
500	99.78
1000	108.42
10,000	137.15

#### Parámetros

Media  $\rho_m = 28.85$   
 Desviación estándar  $d_e = 13.55$

Funciones de distribución aplicadas



FUNCION DE DISTRIBUCION	PERIODO DE RETORNO Tr (en años)				
	1.05	2	5	10	20
NASH	9.01	26.88	40.57	49.63	58.32
<b>GUMBEL SIMPLE</b>	<b>22.85</b>	<b>30.89</b>	<b>42.32</b>	<b>50.97</b>	<b>59.62</b>
NORMAL	6.56	28.85	40.26	46.22	51.14
LOG NORMAL	12.53	26.11	38.03	46.28	54.43
PEARSON III	11.46	26.43	38.97	47.02	54.50

FUNCION DE DISTRIBUCION	PERIODO DE RETORNO Tr (en años)				
	50	100	500	1000	10000
NASH	69.58	78.01	97.50	105.87	133.69
<b>GUMBEL SIMPLE</b>	<b>71.05</b>	<b>79.70</b>	<b>99.78</b>	<b>108.42</b>	<b>137.15</b>
NORMAL	56.69	60.38	67.86	70.73	73.23
LOG NORMAL	65.34	73.80	94.42	103.80	137.31
PEARSON III	63.84	70.61	85.72	92.03	112.42

Con la finalidad de revisar la distribución que más se ajusta a la muestra se calcularon los errores cuadráticos de las citadas distribuciones, concluyendo que la distribución que más se ajusta es la Doble Gumbel con un error cuadrático mínimo de 2.3, por lo que se compararon los datos obtenidos por las distribuciones Doble Gumbel y la Gumbel obteniendo valores similares, adoptando los valores de la distribución Gumbel.

RESUMEN DE ERRORES CUADRÁTICOS				
FUNCION	MOMENTOS		MAXIMA VEROSIMILITUD	
NORMAL		4.3		4.3
LOGNORMAL	2.8	2.7	3.5	3.0
GUMBEL		2.7		3.7
EXPONENCIAL		17.1		11.0
GAMMA	2.6	2.8	11111.0	3.40
DOBLE GUMBEL			<b>2.3</b>	

RESULTADOS DEL ARCHIVO: MET 1 HR. AJU  
 MINIMO ERROR CUADRATICO: 2.3  
 CALCUALADO POR LA FUNCION: DOBLE GUMBEL



## AJUSTE REALIZADO PARA EL ARCHIVO: MET 1 HR. AJU

i	Tr (años)	DATO (i)	VALOR AJUSTADO	ERROR^2
1	25.00	65.00	59.29	32.61
2	12.50	51.70	54.2	6.23
3	8.33	49.00	50.7	2.89
4	6.25	47.40	47.57	0.03
5	5.00	38.00	44.00	35.98
6	4.17	37.00	38.52	2.31
7	3.57	35.20	34.20	1.00
8	3.13	32.60	31.55	1.11
9	2.78	31.00	29.61	1.94
10	2.50	29.00	28.05	0.89
11	2.27	28.20	26.74	2.13
<b>12</b>	<b>2.08</b>	<b>25.00</b>	<b>25.59</b>	<b>0.34</b>
13	1.92	24.00	24.54	0.30
14	1.79	23.00	23.58	0.34
15	1.67	22.10	22.68	0.33
16	1.56	22.00	21.81	0.04
17	1.47	21.00	20.97	0.00
18	1.39	18.80	20.14	1.79
19	1.32	18.00	19.30	1.69
20	1.25	17.30	18.44	1.29
21	1.19	16.10	17.53	2.03
22	1.14	15.20	16.52	1.74
23	1.09	13.00	15.33	5.45
24	1.04	12.80	13.73	

DESV = 13.554

ASIM = 1.092

ERROR = 2.332

PARAMETROS DE LA FUNCION DOBLE GUMBEL

ALFA 1 = 0.1635

BETA 1 = 20.4355

ALFA 2 = 0.1600

BETA 2 = 49.6680

### ANÁLISIS ESTADÍSTICOS DE LLUVIAS MÁXIMAS EN 24 HORAS

Se analizaron las lluvias máximas históricas en 24 horas disponibles en la ciudad de Chihuahua en el periodo 1951-2006, registrándose en dicho periodo la precipitación máxima de 116.5 mm en el año del 1965 en la presa Chihuahua, mientras que la media es de 59.57 mm.

Para el análisis de las lluvias máximas en 24 horas, se utilizaron varias distribuciones de extremos y la distribución *Normal* adoptando los resultados de la distribución *Gumbel Simple*. Los resultados asociados a varios periodos de retorno son los siguientes:



Tr AÑOS	P 24 Hrs. (mm)
2	48.82
5	64.80
10	76.89
20	88.98
50	104.96
100	117.05
500	145.12
1000	157.21
10,000	197.37

**Parámetros**

Media  
Desviación estándar

$\mu_m = 46.34$   
 $\sigma_e = 20.40$

Funciones de distribución aplicadas

FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN	PERIODO DE RETORNO Tr (en años)				
	1.05	2	5	10	20
NASH	17.86	43.19	62.59	75.43	87.75
<b>GUMBEL SIMPLE</b>	<b>37.59</b>	<b>48.82</b>	<b>64.80</b>	<b>76.89</b>	<b>88.98</b>
NORMAL	12.79	46.34	63.51	72.48	79.89
LOG NORMAL	21.23	42.41	60.44	72.73	84.75
LOG PEARSON III	18.56	43.25	62.44	74.40	85.26
PEARSON III	17.56	43.86	62.38	73.56	83.59
HAZEN	17.87	43.80	62.36	0.00	84.48
GAMMA INCOMPLETA	28.17	49.21	69.37	79.98	91.17

FUNCION DE DISTRIBUCION	PERIODO DE RETORNO Tr (en años)				
	50	100	500	1000	10000
NASH	103.70	115.65	143.27	155.14	194.57
<b>GUMBEL SIMPLE</b>	<b>104.96</b>	<b>117.05</b>	<b>145.12</b>	<b>157.21</b>	<b>197.37</b>
NORMAL	88.24	93.80	105.05	109.38	122.16
LOG NORMAL	100.66	112.90	142.41	155.71	202.69
LOG PEARSON III	98.52	107.94	128.28	136.51	161.98
PEARSON III	95.77	104.43	123.30	131.03	155.58
HAZEN	0.00	107.70	0.00	139.67	172.22
GAMMA INCOMPLETA	0.00	109.74	0.00	135.20	0.00

Con la finalidad de revisar la distribución que más se ajusta a la muestra, se calcularon los errores cuadráticos, concluyendo que la distribución que más se ajusta es la Doble Gumbel, con un error cuadrático mínimo de 3.1, por lo que se compararon los datos obtenidos por las distribuciones Doble Gumbel y la Gumbel obteniendo valores similares, adoptando los valores de la distribución Gumbel.



RESUMEN DE ERRORES CUADRATICOS				
FUNCIÓN	MOMENTOS		MAXIMA VEROSIMILITUD	
NORMAL		4.6		4.6
LOGNORMAL	3.4	3.9	4.0	4.0
GUMBEL		3.6		3.4
EXPONENCIAL		28.1		23.6
GAMMA	3.4	3.4	11111.0	3.40
DOBLE GUMBEL			3.1	

MEDIA = 46.635

DESV = 20.252

ASIM = 0.668

ERROR = 3.432

AJUSTE REALIZADO PARA EL ARCHIVO: 24H.AJU				
i	Tr (años)	DATO (i)	VALOR AJUSTADO	ERROR^2
1	63.00	112.90	105.23	58.85
2	31.50	91.50	93.69	4.80
3	21.00	80.60	86.88	39.50
4	15.75	72.60	82.01	88.63
5	12.60	71.50	78.20	44.95
6	10.50	71.50	75.06	12.70
7	9.00	70.50	72.38	3.55
8	7.88	70.00	70.04	0.00
9	7.00	70.00	67.96	4.17
10	6.30	67.20	66.07	1.27
11	5.73	67.20	64.35	8.10
12	5.25	64.50	62.77	3.00
13	4.85	64.50	61.29	10.28
14	4.50	64.00	59.92	16.69
15	4.20	63.20	58.62	21.00
16	3.94	62.50	57.39	26.10
17	3.71	62.10	56.23	34.51
18	3.50	62.00	55.11	47.42
19	3.32	60.30	54.05	39.06
20	3.15	57.70	53.03	21.82
21	3.00	57.60	52.05	30.86
22	2.86	56.00	51.10	24.06
23	2.74	55.30	50.18	26.26
24	2.63	54.00	49.28	22.25
25	2.52	51.00	48.42	6.68
26	2.42	49.00	47.57	2.05
27	2.33	48.00	46.74	1.58
28	2.25	48.00	45.94	4.26





29	2.17	46.70	45.14	2.42
30	2.10	46.00	44.37	2.67
31	2.03	43.60	43.60	0.00
32	1.97	43.00	42.85	0.02
33	1.92	43.00	42.10	0.80
34	1.85	42.50	41.37	1.28
35	1.80	42.20	40.64	2.43
36	1.75	38.00	39.92	3.68
37	1.70	36.00	39.20	10.25
38	1.66	35.00	38.49	12.17
39	1.62	34.90	37.78	8.28
40	1.58	34.90	37.07	4.70
41	1.54	34.70	36.36	2.75

AJUSTE REALIZADO PARA EL ARCHIVO: SOL.AJU				
i	Tr (años)	DATO (i)	VALOR AJUSTADO	ERROR <sup>2</sup>
42	1.50	34.00	35.65	2.71
43	1.47	33.00	34.93	3.73
44	1.43	31.80	34.21	5.81
45	1.40	31.80	33.48	2.84
46	1.37	31.50	32.75	1.56
47	1.34	30.60	32.01	1.98
48	1.31	30.50	31.25	0.56
49	1.29	28.20	30.48	5.18
50	1.26	27.10	29.69	6.68
51	1.24	27.00	28.87	3.50
52	1.21	26.20	28.07	3.35
53	1.19	26.20	27.15	0.91
54	1.17	25.60	26.24	0.41
55	1.15	24.60	25.27	0.45
56	1.13	23.60	24.24	0.41
57	1.11	23.00	23.12	0.2
58	1.09	23.00	21.9	1.22
59	1.07	20.00	20.51	0.26
60	1.05	19.00	18.87	0.02
61	1.03	18.00	16.82	1.40
62	1.02	11.00	13.8	7.87

### DISTRIBUCIÓN DE LA LLUVIA EN EL TIEMPO CURVAS PDTR

Para el cálculo de los gastos máximos es necesario contar con las curvas Precipitación-Duración-Periodo de retorno (P-D-Tr) las cuales incluyen las características de la tormenta, en lo que se refiere a la magnitud o altura para una cierta duración determinada. Para elaborar dichas curvas se apoyó en la fórmula de *Cheng-Lung-Chen*, la cual es

recomendada para su aplicación en la República Mexicana. Para evaluar algunos parámetros de la fórmula de *Chen* se apoyó en la fórmula de *F.C Bell*

La fórmula de *Chen* relaciona las lluvias de 1 hora y la de 24 horas con periodo de retorno de 2 años la cual varía de entre 0.204 y 0.606; para este caso resultó  $r = 0.506$  al relacionar la lluvia de una hora y de 24 horas con periodo de retorno de 2 años de la estación climatológica correspondiente al Observatorio de la Cd. Deportiva de la Cd. de Chihuahua.

$$R = \frac{P_1^{Tr}}{P_{24}^{Tr}} = \frac{25}{48.82} = 0.512$$

Formula de Cheng-Lung-Chen

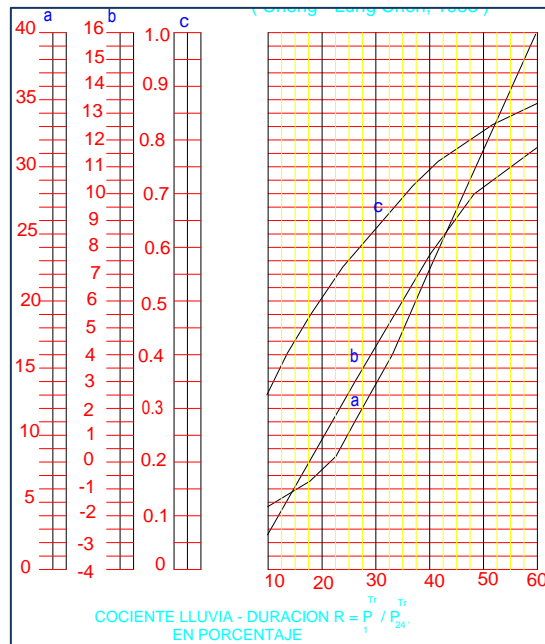
$$P_t^{Tr} = \frac{a P_1^{10} \log(10^{2-F} Tr^{F-1}) t}{60(t+b)^c}$$

Donde:

$P_t^{Tr}$  Altura de la lluvia en mm, para una duración  $t$  en minutos y periodo de retorno  $Tr$  en años.

$P_1^{10}$  Lluvia de 1 hora de duración con periodo de retorno de  $Tr = 10$  años, en mm.

$a, b, c$  Parámetros en función del coeficiente  $R$  (figura siguiente)



**Figura5.14a.-** Valores de los parámetros a, b y c en función del cociente lluvia – duración (Chen –Lung Chen, 1983)



$$R = \frac{P_1^{Tr}}{P_{24}^{Tr}}$$

En la cual:

- $P_1^{Tr}$  Precipitación de una hora y periodo de retorno  $Tr$   
 $P_{24}^{Tr}$  Precipitación de 24 horas y periodo de retorno  $Tr$   
 $F$  Parámetros en función del cociente

$$F = \frac{P^{100}}{P^{10}}$$

En donde:

- $P_t^{100}$  Lluvia de duración "t" y periodos de retorno de  $Tr = 100 \text{ años}$ , en mm.  
 $P_t^{10}$  Lluvia de duración "t" y periodos de retorno de  $Tr = 10 \text{ años}$ , en mm.

Reducción de la fórmula:

- $P_t^{10}$  Precipitación con duración  $t = 1.0 \text{ hora}$  de duración con periodo  $Tr = 10 \text{ años}$ . Se obtiene con la fórmula de F. C. Bell.

Siendo:

- $P_t^{Tr}$  Precipitación de duración t minutos y periodo de retorno  $Tr$  en años, en mm.

$$P_1^2 = R P_{24}^2 = 0.51 \times 48.82 = 25 \text{ mm}$$

Fórmula de F.C. Bell

$$P_t^{Tr} = (0.35 \ln Tr + 0.76) (0.54 t^{0.25} - 0.50) P_1^2$$

$$P_t^{Tr} = (0.35 \ln 10 + 0.76) (0.54 (60)^{0.25} - 0.50) * 25$$

$$P_1^{10} = 39.26 \text{ mm}$$

a, b, c Parámetros obtenidos de la gráfica anterior en función de  $R = 0.512$

a= 32.6

b= 10.5



$C = 0.825$

Determinación de "F":

$$F = \frac{P^{100}}{P^{10}} = \frac{117.05}{76.89} = 1.520$$

$P^{10}$  y  $P^{100}$  se tomaron del análisis probabilística de la precipitación máxima en 24 hrs que resultó de la distribución adoptada.

Finalmente sustituyendo valores en la fórmula de Cheng nos resulta la siguiente expresión:

$$P_t^{Tr} = \frac{20.57 t \text{ Log}(3.63Tr^{0.52})}{(t + 11.63)^{0.817}}$$

TIEMPO EN MIN	PERIODO DE RETORNO, EN AÑOS								
	2	5	10	20	50	100	500	1000	10000
5	7.13	9.40	11.21	13.03	15.28	17.04	21.11	22.86	28.69
15	14.21	18.71	22.33	25.91	30.45	33.94	42.06	45.56	57.17
60	24.65	32.38	38.72	44.84	52.80	58.86	72.93	78.99	99.13
120	29.71	38.99	46.68	54.03	63.65	70.96	87.93	95.23	119.51
180	32.66	42.83	51.31	59.37	69.96	77.99	96.64	104.67	131.36
360	37.81	49.51	59.40	68.71	80.99	90.28	111.87	121.17	152.06
720	43.28	56.60	67.99	78.64	92.70	103.35	128.06	138.70	174.06
1440	49.25	64.32	77.38	89.49	105.50	117.61	145.74	157.85	198.08

## MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE LOS GASTOS MÁXIMOS

### HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

$$Qp = 0.208 \frac{Ac}{Tp} \times Pe$$

Donde

$Qp$  Gasto pico, en m<sup>3</sup>/s

$Ac$  Área de la cuenca, en Km<sup>2</sup>

$Tp$  Tiempo pico, en horas

$$Tp = \sqrt{Lc} + 0.6 Lc$$

$L$  Longitud del cauce principal, en m

$S$  Pendiente promedio del cauce adimensional

$Pe$ = precipitación en exceso esta dada en función de NIII y P

NIII= Numero de escurrimiento para las condiciones húmedas



$$Pe = \frac{\left( P - \frac{5080}{NIII} + 50.8 \right)^2}{P + \frac{20320}{NIII} - 203.2}$$

*Pe* Precipitación en exceso para una duración igual al tiempo pico *Tp*, en mm

*P* Precipitación en mm, para una duración *Tp*

TR	Pe mm	P	Pmin mm	Q m3/seg
2.0	11.5	38.1	12.4	18.3
5.0	19.9	50.5	12.4	31.8
10.0	27.0	59.8	12.4	43.1
20.0	34.5	69.2	12.4	55.1
50.0	44.9	81.6	12.4	71.6
100.0	53.0	90.9	12.4	84.5
500.0	72.4	112.7	12.4	115.5
1000.0	81.0	122.0	12.4	129.2
10000.0	110.0	153.1	12.4	175.5

**FORMULA RACIONAL**

$$Q = 0.278 CIA$$

*Q* Gasto, en m<sup>3</sup>/s

*C* Coeficiente de escurrimiento

*I* Intensidad media de la lluvia para la duración igual al tiempo de Concentración, en mm/h

$$I = \frac{P}{Tc}$$

*A* Área de la cuenca en km<sup>2</sup>

TR	Pe mm/hr	Pmin mm	P mm	C	I mm/Hr	Q m3/seg
2	7.5	12.4	38.1	0.33	17.93	34.31
5	14.4	12.4	50.5	0.33	23.76	45.46
10	20.5	12.4	59.8	0.33	28.17	53.89
20	27.1	12.4	69.2	0.33	32.58	62.33
50	36.4	12.4	81.6	0.33	38.41	73.48
100	43.8	12.4	90.9	0.33	42.82	81.92
500	61.8	12.4	112.7	0.33	53.06	101.51
1000	69.9	12.4	122.0	0.33	57.47	109.94
10000	97.5	12.4	153.1	0.33	72.12	137.97



**MÉTODO DEL HIDROGRAMA SINTÉTICO DE I-PAI WU**

$$Qp = 0.278 \frac{AP_e}{t_p} f(n, tp)$$

Pe = precipitación en exceso en cm

$$n = \frac{4T_p}{K_1}$$

$$f(n, t_p) = \frac{(n-1)^n (e)^{(1-n)}}{\Gamma n}$$

e =base de los logaritmos naturales= 2.718282

$$\Gamma n = ((n-1)!)=1.07 E+28 \ 1.08889E+28$$

$$T_p = 0.93(A)^{1.085} (L)^{-1.233} (S)^{-0.668} = T_p = 0.93(6.394)^{1.085} 4.083^{-1.233} (3.8)^{-0.668}$$

$$T_p = 0.503 \text{ Hr}$$

$$k_1 = 0.73(A)^{0.937} (L)^{-1.474} (S)^{-1.473}$$

Se asume d=tp horas

$$P_e = \frac{\left( P - \frac{5,080}{N} + 50.8 \right)^2}{P + \frac{20,320}{N} - 203.2} =$$

$$t / t_p = t / tp^{n-1} \left[ e^{-(n-1)} \right]^{(t/tp-1)}$$

PARÁMETROS FÍSICOS			
Área de la cuenca	Ac	20.953	Km2
Longitud del cauce principal	L	13.233	Km
Pendiente promedio del cauce	S	2.1	%
Tiempo pico	Tp	0.658	hr
Parametro k1	k	0.091	
Parámetro n calculado	n	28.95	
Parámetro n	n	29	
Valor gamma	Γ	304888344611714000000000000000.00	
base de los logaritmos naturales	e	2.718280	
Función (n, Tp)	f(n, Tp)	2.10	
Numero de escurrimiento promedio	NIII	80.3	





Cálculo de los gastos, en m<sup>3</sup>/s

TR	Pe cm/hr	Pmin mm	Q m <sup>3</sup> /seg
2	0.7	12.4	13.93
5	1.4	12.4	26.85
10	2.0	12.4	38.15
20	2.7	12.4	50.41
50	3.6	12.4	67.76
100	4.4	12.4	81.55
500	6.2	12.4	115.19
1000	7.0	12.4	130.22
10000	9.8	12.4	181.73

PARÁMETROS FÍSICOS			
Área de la cuenca	Ac	20.953	Km <sup>2</sup>
Longitud del cauce principal	L	2.4771	Km
Desnivel del cauce principal	H	34.50	m
Pendiente promedio del cauce	S	0.0080	
Tiempo de concentración	Tc	0.85	hr
Tiempo pico	Tp	1.44	hr
Coeficiente de esc. Promedio de la formula Racional	C	32.8	%
Numero de escurrimiento promedio	NII	80.3	
Numero de escurrimiento condiciones húmedas	NIII	91.6	
factor de lluvia antecedente	f	1.14	

### GASTOS MÁXIMOS

Después de evaluar los parámetros físicos de la cuenca y del cauce además de asociar la lluvia a periodos de retorno y distribuirla en el tiempo, se emplearon los métodos hidrológicos y formulas que toman en cuenta la relación lluvia-escurrimiento (Hidrograma Unitario Triangular, Formula Racional e I PAI WU). Los gastos máximos obtenidos son los siguientes:

TR	H.U. UNITARIO	RESUMEN (Gastos en m <sup>3</sup> /s)			
		RACIONAL	I-PAI-WU	PROMEDIO	ADOPTADO
2.00	18.3	34.3	13.9	22.2	13.9
5.00	31.8	45.5	26.8	34.7	26.8
10.0	43.1	53.9	38.1	45.1	38.1
20.00	55.1	62.3	50.4	55.9	50.4
50.00	71.6	73.5	67.8	71.0	67.8
100.00	84.5	81.9	81.5	82.7	81.5
500.00	115.5	101.5	115.2	110.7	115.2
1000.0	129.2	109.9	130.2	123.1	130.2
10000.00	175.5	138.0	181.7	165.1	181.7

## 5.2.4 Modelación Hidráulica

### 5.2.4.1 Metodología y Desarrollo

#### SELECCIÓN DE LOS GASTOS DE DISEÑO

La normatividad de la Comisión Nacional del Agua, para encauzamiento de corrientes en centros de población, establece que los gastos de diseño sean asociados a periodos de retorno de 500 a 1000 años para grandes Ciudades, por lo que para estos periodos de retorno corresponden respectivamente los gastos de 115.2 y 130.2 m<sup>3</sup>/s

Debido a que los gastos obtenidos en el estudio hidrológico resultaron similares a los obtenidos en el *ESTUDIO DE FACTIBILIDAD PARA EL ENCAUZAMIENTO DE ARROYOS Y PRESAS DE CONTROL PARA PROTECCION DE CIUDAD CHIHUAHUA*, se adoptaron para diseño los siguientes gastos determinados en el citado documento:

Hasta el Periférico de la Juventud	132.00 m <sup>3</sup> /s
Hasta la Avenida Tecnológico	142.00 m <sup>3</sup> /s
Hasta la confluencia con el arroyo "El Saucito"	150.00 m <sup>3</sup> /s
Hasta la confluencia con el río Sacramento	210.00 m <sup>3</sup> /s

El análisis hidráulico para tramos en forma puntual fue aplicando la ecuación de continuidad para un escurrimiento permanente y uniforme, considerando que para esta condición en el escurrimiento a superficie libre la velocidad no varía ni con el tiempo ni de sección a sección. El coeficiente "n" de Manning seleccionado para el diseño fue de 0.013 para la sección de concreto y 0.030 para las secciones de terreno natural.

Los perfiles hidráulicos son calculados de una sección a otra resolviendo la ecuación de la energía mediante un procedimiento iterativo denominado método del paso estándar.

La pérdida de carga ( $h_e$ ) entre dos secciones transversales está compuesta de pérdidas por fricción y pérdidas por contracción o expansión.

Se determinó el comportamiento de los niveles del agua así como las áreas susceptibles a afectarse por el desbordamiento de los cauces, estos cálculos se llevaron a cabo con apoyo del software HEC-RAS y con la información obtenida mediante los correspondientes planos de los levantamientos topográficos de del cauce (planta y perfil).

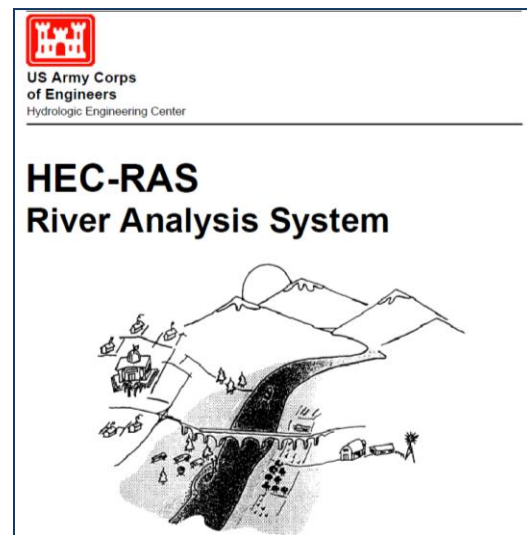


Figura 5.15.- Programa HEC-RAS empleado para la modelación.



HEC-RAS es un software especializado en análisis hidráulico desarrollado por el Centro de Ingeniería del Cuerpo de la Armada de los Estados Unidos de Norteamérica. El programa fue diseñado por *Gray W. Brunner*, jefe del equipo de desarrollo del HEC-RAS. Este programa permite simular flujo permanente unidimensional y no permanente en cauces a cielo abierto. Es un programa en que el usuario actúa recíprocamente con el sistema a través del uso de una Interfase Gráfica del Usuario (GUI).

Su procedimiento de cálculo está basado en la solución de la ecuación de energía en una dimensión. Las pérdidas de energía se evalúan por fricción de acuerdo con la ecuación de Manning, en el caso de que el perfil de la superficie libre del agua sea rápidamente variado, el software tiene la opción de utilizar la ecuación de momento, esta situación incluye el cálculo de flujo mixto. Los perfiles son calculados de una sección transversal a la siguiente por medio de la solución de la ecuación de energía con un procedimiento iterativo llamado método del paso estándar.

La información de entrada que requiere el modelo matemático son: un esquema en planta de la red de drenaje (en la que se detallan las uniones de los afluentes así como el nombre del río al que pertenece y el tramo dibujado), las secciones transversales del río (obtenidas de los levantamientos topográficos, en las que además de representar la sección natural del cauce o cubeta, también se debe introducir los datos de las llanuras de inundación), la información de volúmenes a transitar en cada uno de los cauces (derivado del estudio hidrológico), condiciones frontera para llevar a cabo la modelación.

Con los resultados obtenidos se generaron tablas donde se muestran las principales características hidráulicas del río, mismas que servirán de base para el diseño de las obras de protección marginal.

El software HEC-RAS desarrollado por el *Hydrologic Engineering Center* es un programa de distribución libre que permite modelar flujo constante y variable del agua en los ríos en una dimensión, transporte de sedimentos entre otros.

En la terminología de HEC-RAS, un Proyecto es un juego de archivos de datos asociados con un río en particular. El usuario puede realizar cualquiera o varios tipos de análisis, incluido en el paquete de HEC-RAS. Los archivos de datos para un proyecto se categorizan como sigue:

- Datos de planta
- Datos geométricos
- Datos de flujo uniforme
- Datos de flujo variado
- Datos de sedimentos
- Datos de diseño hidráulico

Durante el curso de un estudio, el usuario puede formular varios planes diferentes. Cada plan representa una simulación específica de datos geométricos y datos de flujo. Una vez introducidos los datos básicos en el HEC-RAS, el proyectista puede formular los nuevos planes fácilmente. Después de que las simulaciones son hechas para los varios proyectos, los resultados pueden compararse simultáneamente en la forma tabular y gráfica.

Para llevar a cabo la modelación del río en el programa HEC-RAS hay cinco pasos principales a seguir:

- a) Crear un Proyecto Nuevo o Abrir uno existente.
- b) Dibujar un esquema del río e introducir los datos geométricos.
- c) Introducir los datos hidráulicos: gasto y condiciones de frontera.
- d) Crear un plan y ejecutar la simulación.
- e) Ver e imprimir los resultados.

Al finalizar los pasos anteriores, con los resultados de la modelación se conocerán, entre otros, el tirante de agua, la velocidad media del flujo, etc. Estos parámetros son empleados en el diseño de obras de protección en ríos así como para determinar la planicie de inundación y planificación del desarrollo urbano de una ciudad aledaña a un cauce.

A continuación se describe detalladamente el desarrollo del análisis hidráulico efectuado, los resultados obtenidos y las principales conclusiones y recomendaciones derivadas del estudio.

### CREAR UN NUEVO PROYECTO EN HEC-RAS

Para empezar HEC-RAS desde Windows, se da clic en el botón del ícono del programa HEC-RAS. Aparecerá la ventana principal del programa.

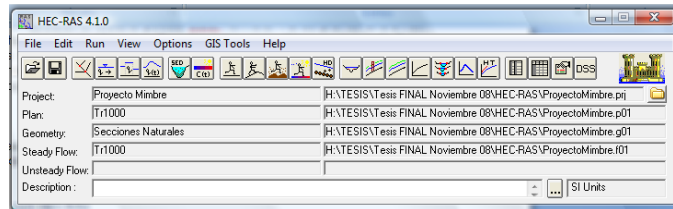


Figura 5.16.- Ventana del menú principal de HEC-RAS.

Para empezar un nuevo proyecto, se debe seleccionar en el menú Archivo, Nuevo Proyecto (*File/New Project*). El nombre del archivo del proyecto debe tener la extensión *.prj*. Una vez introducido el nombre del proyecto, dar clic en OK para tener la información aceptada.

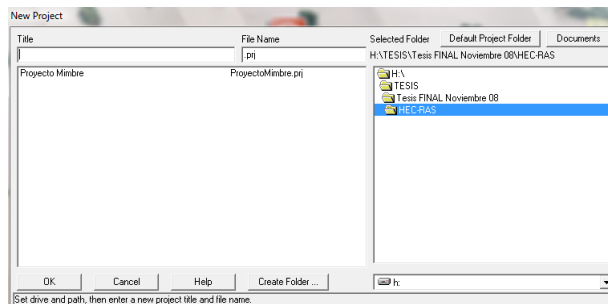


Figura 5.17.- Ventana donde se guarda la carpeta del proyecto.

Una vez realizado lo anterior, la ventana del mensaje aparecerá con el título del proyecto y el directorio donde se localiza el proyecto.

Antes de cualquier ingreso de datos geométricos y de flujo, el usuario debe seleccionar el Sistema de Unidades, inglés o métrico, en el cual se desea trabajar. Esto se hace seleccionando el Sistema de la Unidad del menú de las opciones en la ventana de HEC-RAS principal.

El próximo paso es ingresar en los datos geométricos necesarios que consisten en:

- La información para el esquema general del cauce.
- Datos de las secciones transversales
- Datos de las estructuras hidráulicas (puentes, alcantarillas, vertedores, etc.)

NOTA: Para abrir un proyecto existente se selecciona desde el menú principal (*File/Open Projec*). Se abrirá una ventana desde la cual se navegará por el ordenador hasta encontrar el fichero del proyecto que deseamos abrir.

### DIBUJAR ESQUEMA DEL CAUCE DEL RÍO

El primer paso para llevar a cabo la modelación en HEC-RAS es dibujar el esquema general del sistema (*River system schematic*), que son unos trazos que representan el cauce del río o canal a evaluar. Esto se logra mediante el botón “*river reach*”, al activar este botón la fecha del cursor cambia a un lápiz con el cual se procederá a dibujar el cauce del río haciendo la consideración importante del sentido del escurrimiento o del flujo, es decir, se empezará desde aguas arriba hacia aguas abajo del río.

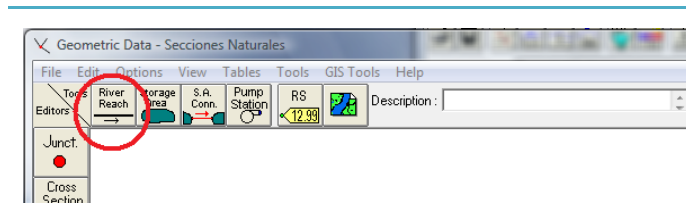


Figura 5.18.- Botón “River Reach” para dibujar el esquema del río.

Al concluir el esquema del cauce del río, se pregunta al usuario un identificador del río y del tramo que se analizará, se debe introducir el nombre del río (hasta 32 caracteres) y el nombre del tramo (hasta 12 caracteres).

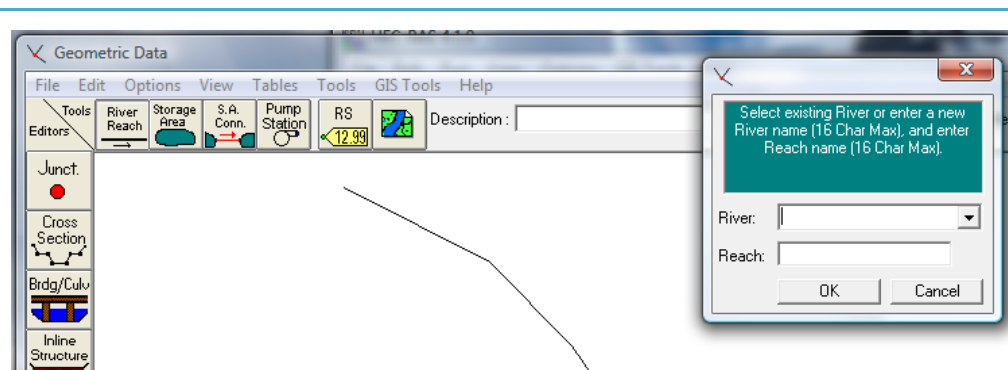


Figura 5.19.- Identificando el esquema del río.

Una herramienta con que cuenta el HEC-RAS para llevar a cabo el esquema del río es cargar una imagen del río (ortofoto o imagen del Google Earth), esto se logra mediante el botón "Add/Edit background pictures for the schematic", al optar por este botón surgirá una ventana en la cual se buscará el directorio donde previamente se guardó la imagen de la zona de proyecto, es recomendable que la imagen se guarde con extensión .jpg para que pueda ser cargada al programa sin ningún problema.

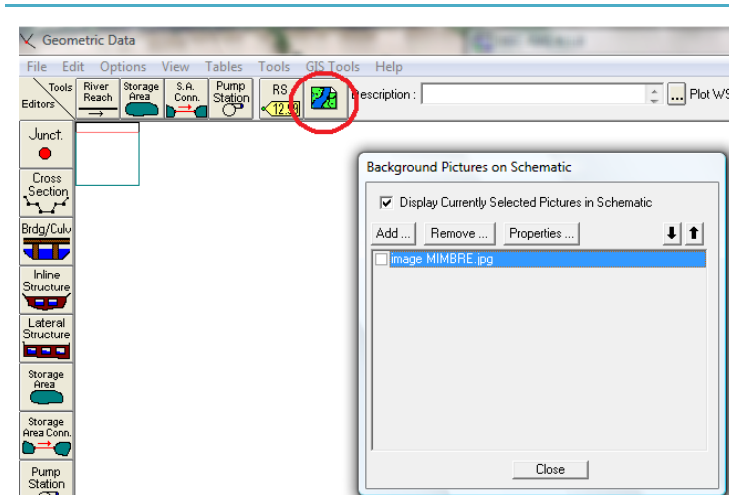


Figura 5.20.- En círculo rojo se indica el botón empleado para cargar la imagen en planta del río en proyecto.

Una vez encontrado el archivo se seleccionará y cargará la imagen, tal como se muestra en la figura siguiente. El procedimiento para dibujar el esquema es el descrito anteriormente; el cargar una imagen facilita el dibujar el esquema del río más apegado a su trazo verdadero.

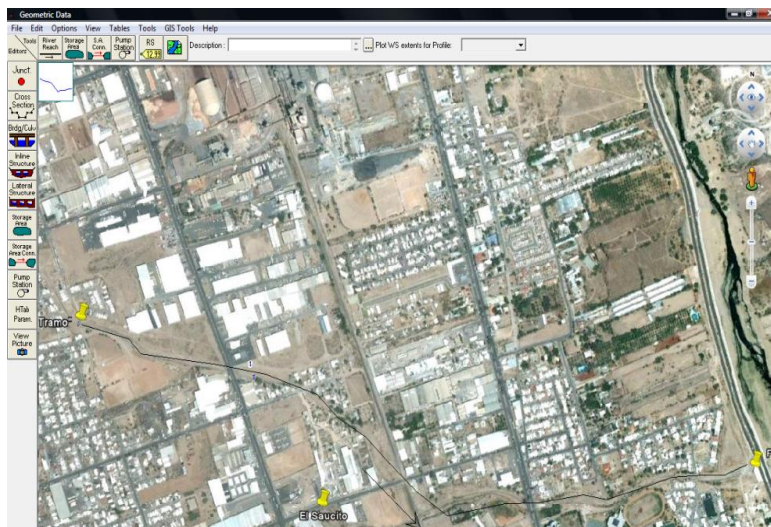


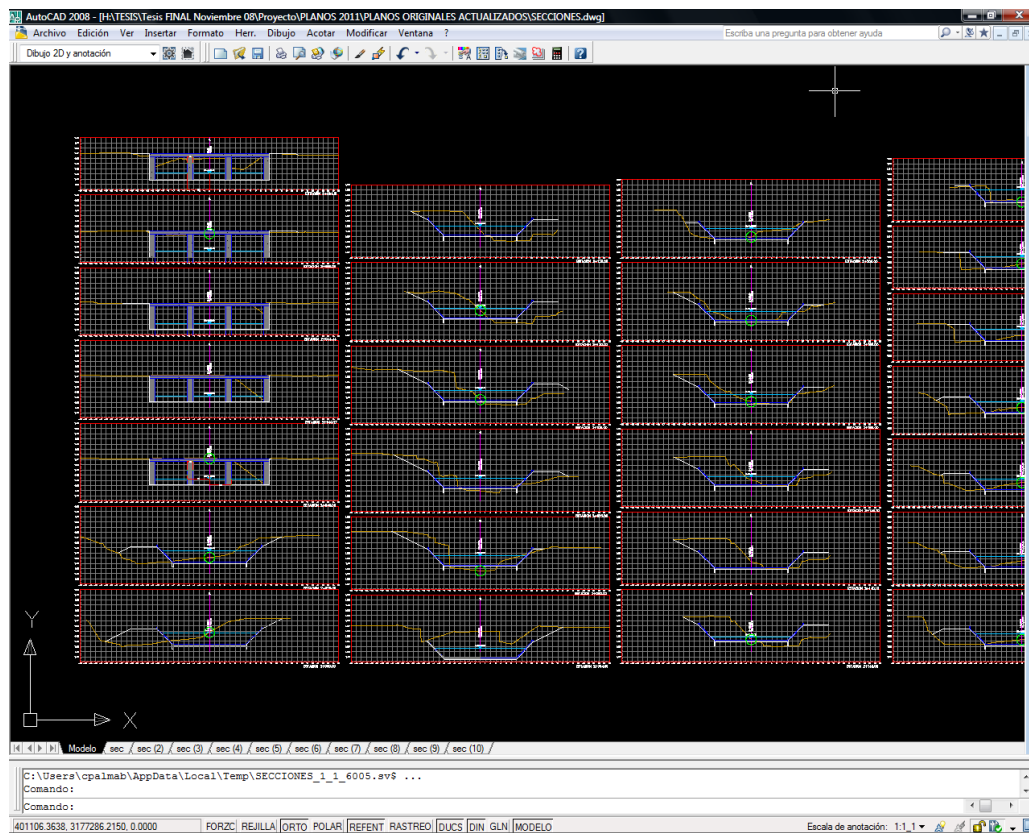
Figura 5.21.- Imagen del tramo del río cargada en el programa HEC-RAS.



## INTRODUCCIÓN DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES

Una vez dibujado el esquema de la red de ríos la siguiente información a introducir en el programa son las secciones transversales de cada uno de los tramos dibujados, esto se llevó a cabo con la opción "Cross Section" ubicada dentro de la ventana donde se dibujó el esquema.

Para lo anterior, se requiere tener información de levantamiento de las secciones transversales del río en un archivo .dwg, del cual será emigrada la información hasta el HEC-RAS.



**Figura 5.22-** Archivo en Autocad de las secciones transversales levantadas del río en cuestión.

El procedimiento para la obtención las coordenadas de la polilínea que representa la sección transversal del río es mediante el comando "list" desde el programa Autocad y mediante proceso en Excel se obtendrá las coordenadas reales de las secciones.

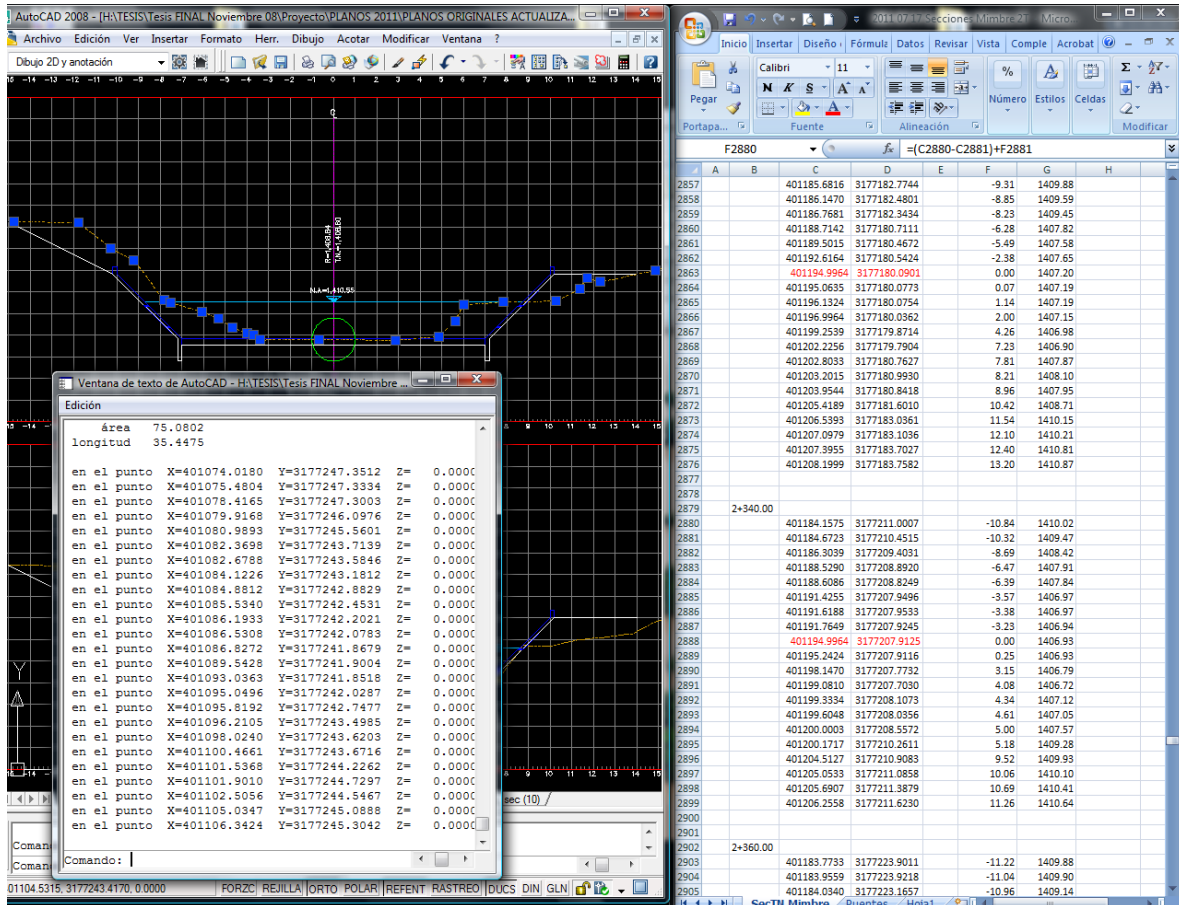


Figura 5.23.- Información de las polilíneas de las secciones transversales del cauce.

Para agregar secciones se va a: *Options, Add a new Cross Section* y aparecerá un recuadro donde se colocará el número de sección. Cabe hacer la indicación que la sección de mayor número corresponderá a la de aguas arriba y la de menor número la de aguas abajo. Se puede utilizar números consecutivos, es decir, 1, 2, 3, 4, 5, 6... ó emplear el número de cadenamiento de la sección, por ejemplo para la sección 2+720.00 podemos nombrar la sección transversal (o también llamada por el programa *river station*) como 2720.

Se irán agregando el número de *river station* tanto sean necesarias de acuerdo a los requerimientos en los términos de referencia del proyecto, aunque la distancia recomendada entre sección y sección por los mismo lineamientos del programa es no mayor a 100 metros para tramos grandes (más de 50 kilómetros) y distancias no mayores a 20 metros para tramos de menos de 1 kilómetro.

Cada sección transversal tiene un nombre del río, nombre del tramo, estación del río y una descripción. Para iniciar con la introducción de los datos de las secciones transversales al programa HEC-RAS, se utiliza el botón "*cross section*", aparecerá una ventana en donde se vaciarán las coordenadas obtenidas en Excel en la tabla que se

ubica a lado izquierdo de dicha ventana. Construir la sección transversal introduciendo la abscisa en Station y la cota en Elevation. Si se trata de una sección simétrica, es conveniente considerar el 0, de las abscisas coincidentes con el eje del canal.

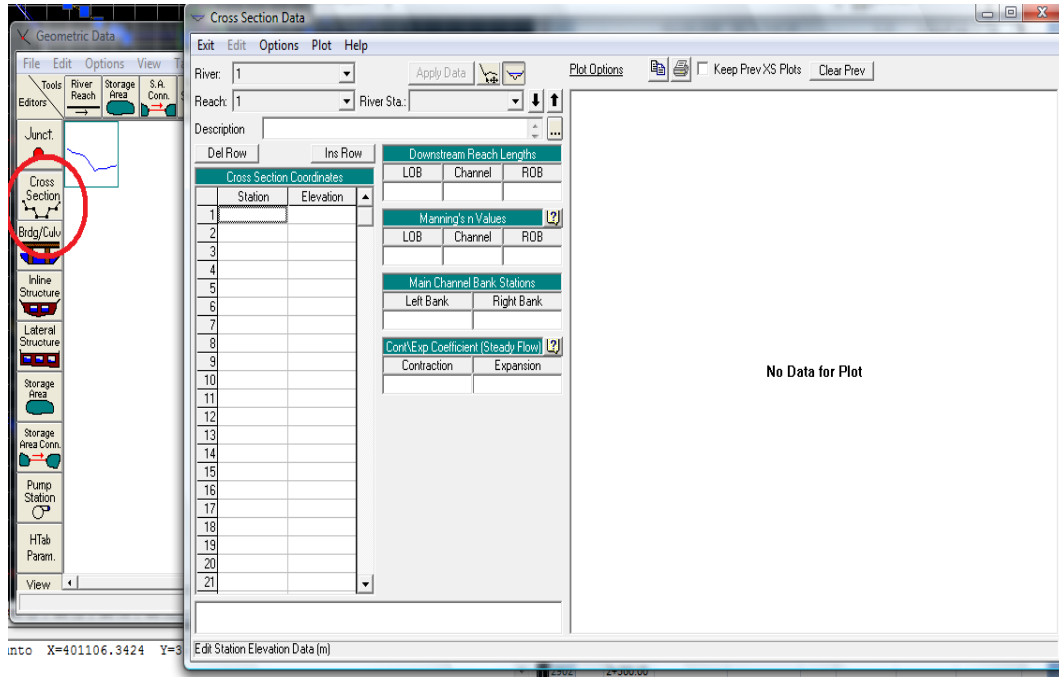


Figura 5.24.- Ventana en donde se introducen los datos geométricos de la sección.

Cada vez que se da clic en el botón "apply data" los datos serán representados en el espacio de la derecha de la ventana. También es necesario conocer la distancia que presenta la sección que introducimos en relación a la inmediata aguas abajo, el coeficiente de Manning tanto dentro de la cubeta como en cada una de las márgenes, la ubicación de los Banks o bancos que delimitan donde termina propiamente la cubeta e inician las márgenes y finalmente se introducen las coordenadas en plano cartesiano de cada punto que conforma la sección, ya introducidos estos datos se obtiene una sección como la que se muestra en la Figura 5.25.

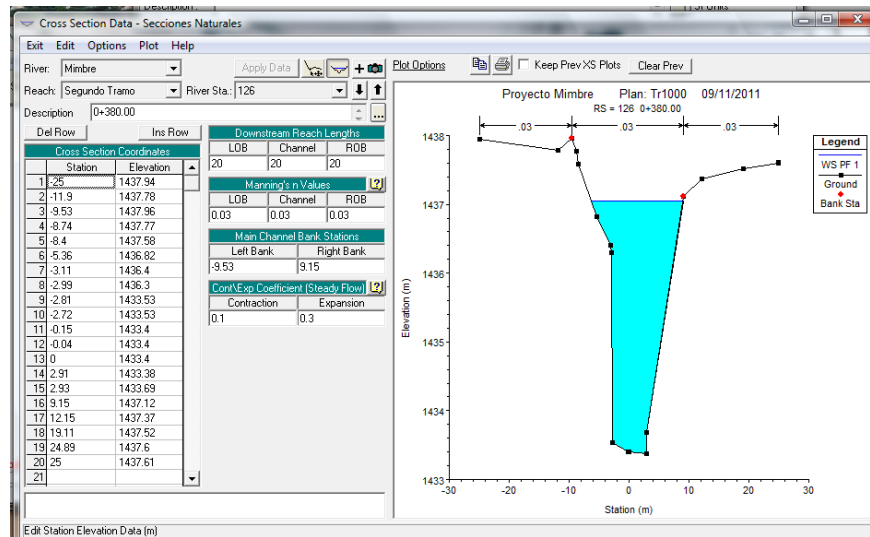


Figura 5.25.- Sección transversal del cauce (0+380.00)

Este mismo procedimiento se repite para cada una de las secciones introducidas en el tramo. Cuando se termine de ingresar las secciones tendremos la siguiente vista:

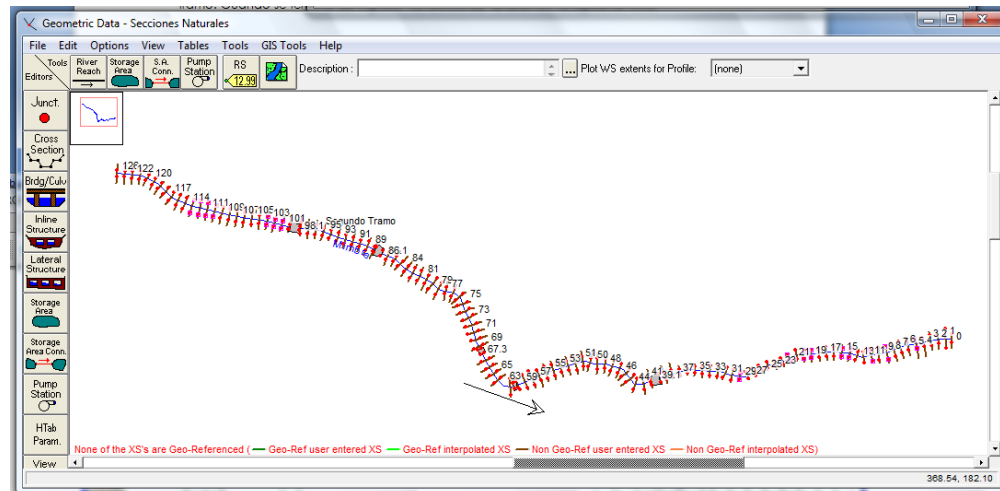
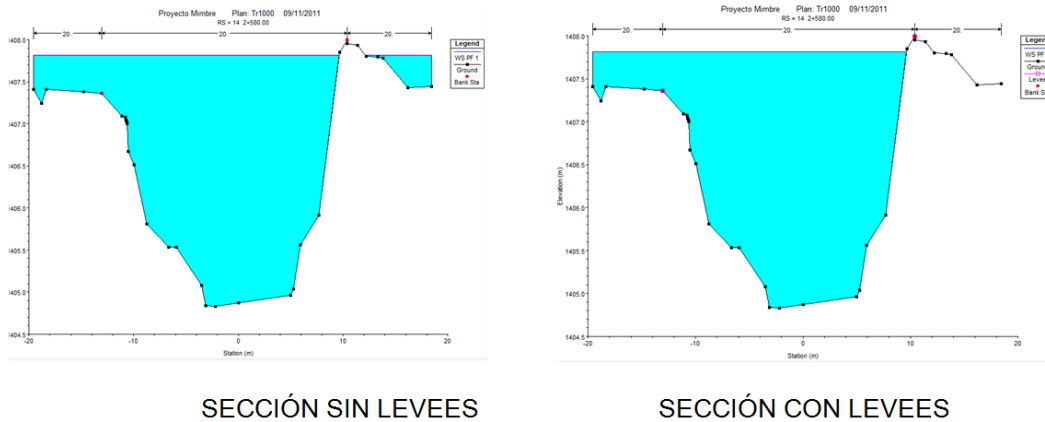


Figura 5.26.- Esquema final del río El Mimbre.

En ocasiones las secciones transversales tienen varias zonas con cotas bajas. El programa, cuando realiza las simulaciones comienza a llenar primero todas las depresiones de la sección transversal. Los levees son una especie de diques longitudinales artificiales que se colocan para indicarle al programa que existe una vía preferente de desagüe. De esta manera, comenzará a llenar primero el cauce principal, hasta que se llegue a la cota del levee, a partir de la cual comenzará a llenar la parte situada del otro lado del levee.

En la figura siguiente se observan el empleo de los levees. Ambas figuras corresponden a la misma sección, sin embargo la del lado izquierdo no emplea esta herramienta y se puede constatar en la margen derecha de la sección donde se observa desbordamiento, mientras que en la sección de la derecha no se observa ese desbordamiento. Para el empleo de esta herramienta se debe seleccionar desde *Cross Section/Options/Levees* aparecerá una ventana (*XS Levee Data*), en la cual se introducirá tanto la estación y su correspondiente elevaciones de los barros en ambas márgenes del cauce.



**Figura 5.27.- Empleo de los levees (barros naturales).**

De la experiencia que resulta después de varias modelaciones de ríos, se aconseja que, debido al proceso reiterativo que resulta de introducir sección por secciones los valores del coeficiente de Manning, estos valores se introduzcan iniciando con la última sección de la modelación; al terminar de introducir los valores del coeficiente de Manning en la penúltima sección, el programa automáticamente asignará ese valor a todas las secciones del río, agilizando de manera considerable el proceso. En caso de que alguna (s) sección(es) tenga un coeficiente de Manning distinto al de la mayoría de las secciones, será más fácil cambiar dicho coeficiente en particular a esa sección.

### INTRODUCCIÓN DE LOS PUENTES

Para la introducción de las estructuras se utilizó la aplicación *Bridge/culvert* la cual permite introducir cualquier tipo de estructura ya sean puentes, alcantarillas, estructuras dentro del cauce tal es el caso de vertedores y estructuras paralelas al cauce, previamente a la introducción de esta información se requiere determinar la ubicación de esta dentro del cauce y entre que secciones transversales se encuentra, para posteriormente introducir la información geométrica determinada en campo.

HEC-RAS calcula las pérdidas de energía causadas por estructuras tales como puentes o alcantarillas en tres partes. Una parte consiste en las perdidas que ocurren en el tramo inmediatamente aguas debajo de la estructura donde una expansión del flujo toma lugar. La segunda parte es la pérdida por la estructura misma. La tercera parte consiste en las pérdidas que ocurren en el tramo inmediatamente aguas arriba de la estructura donde el flujo es contraído por la reducción del puente.

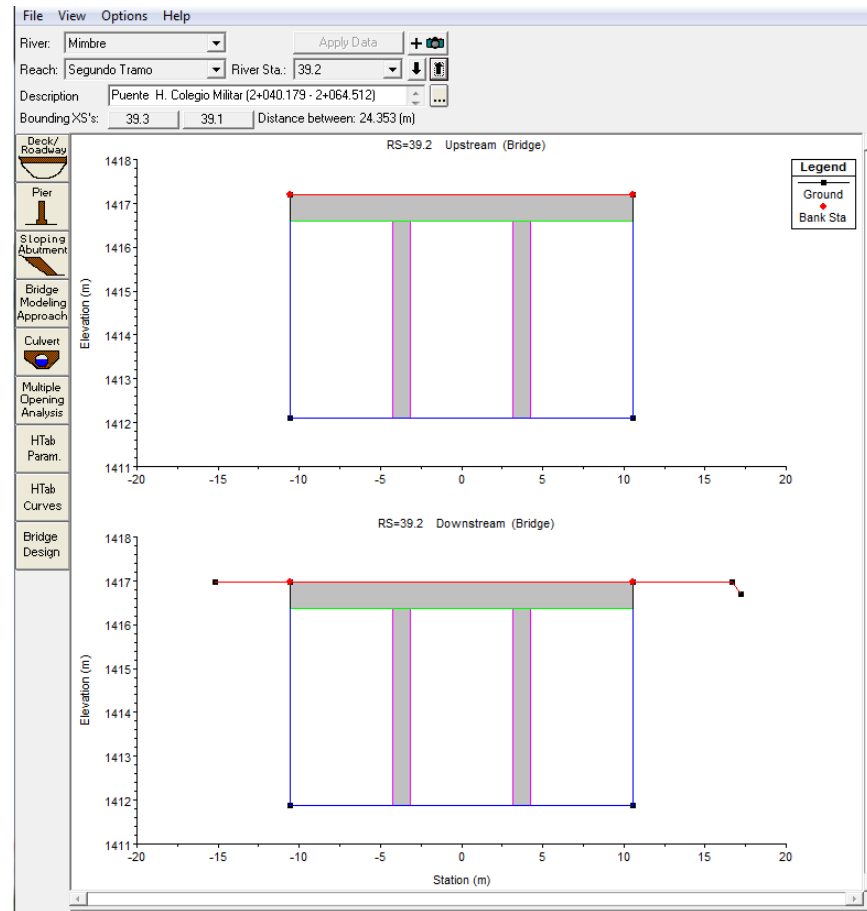


Figura 5.28.- Modelando puentes en el HEC-RAS.

Para la modelación de los puentes, se requieren la geometría de las secciones a los extremos del puente, lo más cercanas posibles a la estructura.

El procedimiento para la introducción de estas secciones es el mismo descrito en el apartado 5.2.2.3 de este capítulo.

Para introducir un puente, se selecciona el botón "*bridges and culverts*" en la ventana que aparecerá se da clic en *Options* y se selecciona agregar, aparece un recuadro en la cual se introducirá un identificador de la nueva sección, la cual estará dentro de las dos secciones próximas al puente. Al crear la nueva sección aparecerán las secciones aguas arriba y aguas debajo de los extremos del puente. En la misma ventana, a la izquierda se encuentran los botones con los cuales se alimentarán los datos de la losa del puente (*deck*) y las pilas (*pier*).



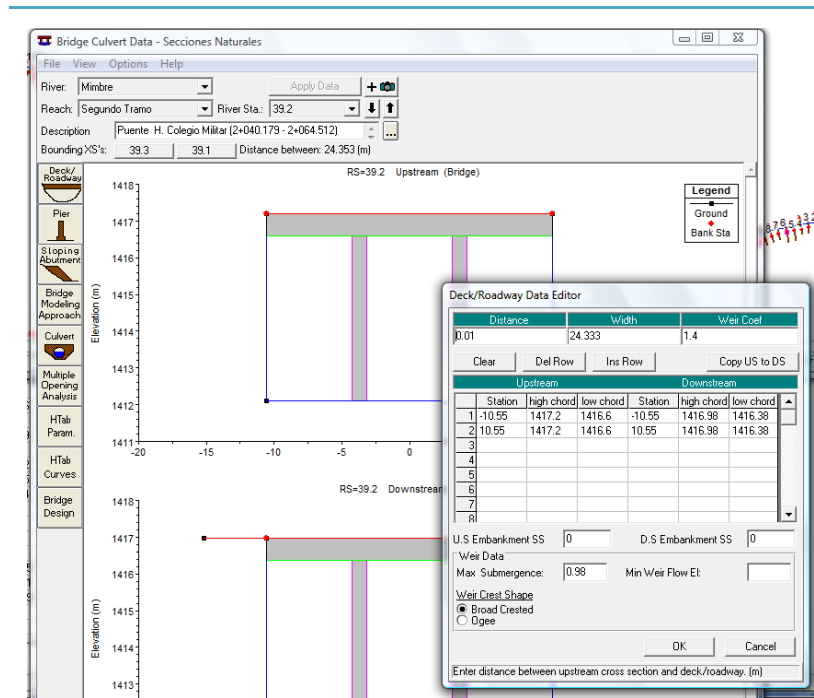


Figura 5.29.- Modelando puentes en el HEC-RAS.

## INTRODUCCIÓN DE LOS GASTOS A MODELAR

Una vez ingresados los datos geométricos, el usuario puede ingresar los datos del flujo que se requiere. La forma de entrada de datos del flujo está disponible bajo la opción Edit de la barra de menú en la ventana principal del HEC-RAS.

Los datos del flujo consisten de: El número de perfiles, los datos del flujo y las condiciones de frontera del río.

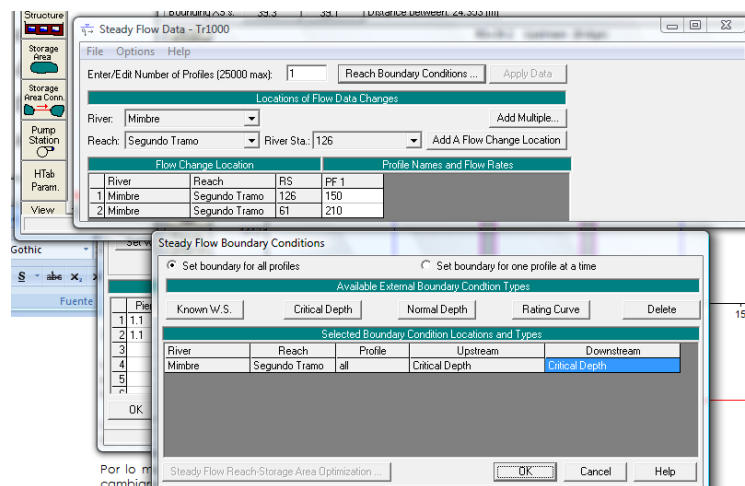


Figura 5.30.- Ventanas para introducir las condiciones de frontera.



Por lo menos se debe ingresar un gasto para cada tramo del río. Adicionalmente, puede cambiarse el flujo a cualquier situación dentro del río.

Se requieren las condiciones de frontera para realizar los cálculos. Si un análisis de flujo de subcrítico va a ser realizado, entonces solo las condiciones de límite de aguas abajo se requieren. Si un análisis de flujo supercrítico va a ser realizado, entonces solo se requieren las condiciones de frontera aguas arriba. Si en cambio, el usuario va a realizar un cálculo de régimen de flujo mixto, entonces se requieren ambas condiciones límite tanto aguas arriba como aguas abajo. El límite condiciona la forma de entrada de datos.

Para ingresar los datos, realizaremos los siguientes pasos:

- Seleccionar EDIT/ Steady Flow Data
- Aparecerá una ventana que nos permite: Definir el número de perfiles ( hasta 2000), cada uno de los cuales corresponde a un gasto diferente. (Enter / Edit Number of Profiles). Definir las condiciones de frontera (Reach Boundary conditions). Introducir cambios en el gasto en determinadas secciones (Add a Flow Change Location), ya que considera que el caudal no cambia hacia aguas abajo hasta que se encuentra con otro valor en otra sección. Definir los gastos de cada perfil en cada sección donde se produce un cambio de gasto.

### CONDICIONES DE FRONTERA

Las condiciones de contorno que se admiten son:

- **Know W.S. (Nivel de agua conocido)** Adecuada si se conoce un nivel en alguna sección transversal. Es importante destacar que el programa exige el nivel, por lo que hay que introducir el tirante más la elevación de la cota más baja de la sección.
- **Critical Depth (Tirante Crítico)** Adecuada si existe alguna sección de control. En esta opción no se exige ningún dato adicional.
- **Normal Depth (Tirante Normal)** Adecuada para situaciones donde el flujo se aproxime al uniforme. Exige introducir la pendiente del tramo de influencia.
- **Raiting Curve (Curva de Gastos)** Adecuada si existe alguna sección de control con una relación establecida entre elevaciones y gastos.

Seleccionando el ícono "*Reach Boundary Conditions*" aparece la ventana para introducir las condiciones de frontera.

Pueden introducirse condiciones para todos los perfiles a la vez o uno a uno. En este caso conviene seleccionar la opción de todos los perfiles a la vez (*Set boundary for all profiles*), completar las condiciones de aguas arriba y aguas abajo y luego seleccionar la opción de un perfil por vez (*Set boundary for one profile at a time*). Con se logrará que todos los perfiles tengan las mismas condiciones.

Para las condiciones prevaletientes en nuestra modelación se optó por utilizar la condición frontera de tirante crítico, ya que se carece de información más detallada para poder utilizar las diferentes condiciones que el programa permite introducir.



## CREAR UN PLAN Y EJECUTAR UNA SIMULACIÓN

Una vez ingresados todos los datos geométricos y datos de flujo, el usuario puede empezar a realizar los cálculos hidráulicos de simulación.

### Perfiles del agua en flujo permanente:

Este componente calcula perfiles para flujo gradualmente variado. El sistema puede manejar una red de canales, un sistema dendrítico o un simple tramo del río. Y es capaz de modelar flujos supercríticos, subcríticos y mixtos.

El proceso computacional se basa en:

- La solución unidimensional de la ecuación de energía. En ellas las pérdidas de energía son evaluadas por fricción (ecuación de Manning), por contracción y expansión (coeficiente que multiplican a la carga de velocidad).
- La ecuación de momentum es utilizada en situaciones donde el flujo es rápidamente variado. Esto incluye regímenes de flujo mixtos: saltos hidráulicos, hidráulica de puentes y confluencia de ríos.
- Los efectos de obstrucciones como: puentes, alcantarillas, vertedores y estructuras en el plano de inundaciones.

Con los datos de entrada se generan simulaciones de curvas de remanso, que, como se desarrollan bajo las siguientes premisas:

1. Flujo permanente (no cambia con el tiempo)
2. Flujo gradualmente variado (el flujo cambia en distancias relativamente grandes)
3. Flujo uni-dimensional con correcciones para distribución horizontal de velocidad.
4. Pendiente suave
5. La pendiente promedio de la línea de energía es constante entre dos secciones transversales adyacentes.
6. Condición de borde: el canal es rígido.

Crear un plan y efectuar la simulación

Para crear una simulación hidráulica del cauce es necesario, crear un plan que incorpore un fichero de datos de geometría y otro de datos hidráulicos.

- Para ello se selecciona *Run / Steady Flow Analysis*
- Aparecerá una ventana donde se introducirá un identificador. Si no se realiza esta acción, aparecerá uno por defecto.
- Seleccionar un fichero de datos geométricos y uno de datos hidráulicos de entre los existentes.
- Se selecciona el régimen del flujo que se espera encontrar (subcrítico, supercrítico o mixto), sino se está seguro se recomienda usar la opción *"mixed"*, teniendo en cuenta que esta opción exige condiciones de contorno aguas arriba y aguas abajo.
- Se ejecuta la simulación seleccionando *"Compute"*.

## MOSTRAR LOS RESULTADOS

Finalmente realizada la modelación, el programa determina entre otras cosas los niveles que alcanza el agua en cada uno de los tramos, así como sus velocidades y si el agua llega a salir fuera del cauce natural, además hasta donde llegaría el agua al presentarse una condición de inundación, además esta información se muestra en tres diferentes formas, la primera es una vista en perfil de la rasante del cauce, la segunda es una visualización en tres dimensiones en la que al mismo momento que se observa la elevación del agua se muestra la mancha de afectación y finalmente se muestran los resultados de la modelación en cuadros para cada uno de los periodos de retorno analizados.












- Ver las secciones transversales (Cross-Sections) 
- Ver los perfiles de las láminas de agua (Water Surface Profiles) 
- Ver gráficas de varios parámetros a lo largo de todo el perfil (General Profile Plot) 
- Ver curvas caudal-calado de cada perfil (Rating Curves) 
- Ver dibujos en perspectiva (X-Y-Z Perspective Plots) 
- Ver hidrogramas de caudal y calado (sólo cuando se ejecutan simulaciones con flujo no permanente) (Stage and Flow Hydrographs) 
- Ver gráficas de propiedades hidráulicas (Hydraulic Property Plots) 
- Ver tablas de detalle (Detailed Output Table) 
- Ver tabla de resumen (Profile Summary Table) 
- Ver resumen de errores, avisos y notas (Summary Err. Warn. Notes) 
- Ver datos en formato DSS (DSS Data) 

Figura 5.31.- Botones del menú View.

## Secciones Transversales

En el menú View o seleccionando el ícono correspondiente aparece la ventana:

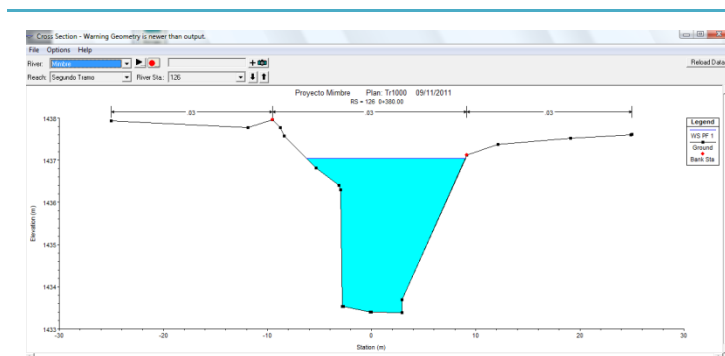


Figura 5.32.- Diagrama de energía específica.

En el menú *Options* existen muchas posibilidades para personalizar esta gráfica como por ejemplo:

- Elegir el Plan
- Elegir el perfil
- Ver o no secciones interpoladas
- Elegir las variables para ver
- Si se ha seleccionado la opción *Flow Distribution Locations* para ver la distribución del flujo en horizontal, debemos seleccionar en la ventana *Cross Section, Options / Velocity Distribution* e introducir un criterio para mostrar colores.

### Perfiles de agua

De nuevo, en el menú *Options* tenemos ciertas posibilidades similares a las que se tienen con las secciones transversales, es posible realizar cambios en la escala de los ejes.

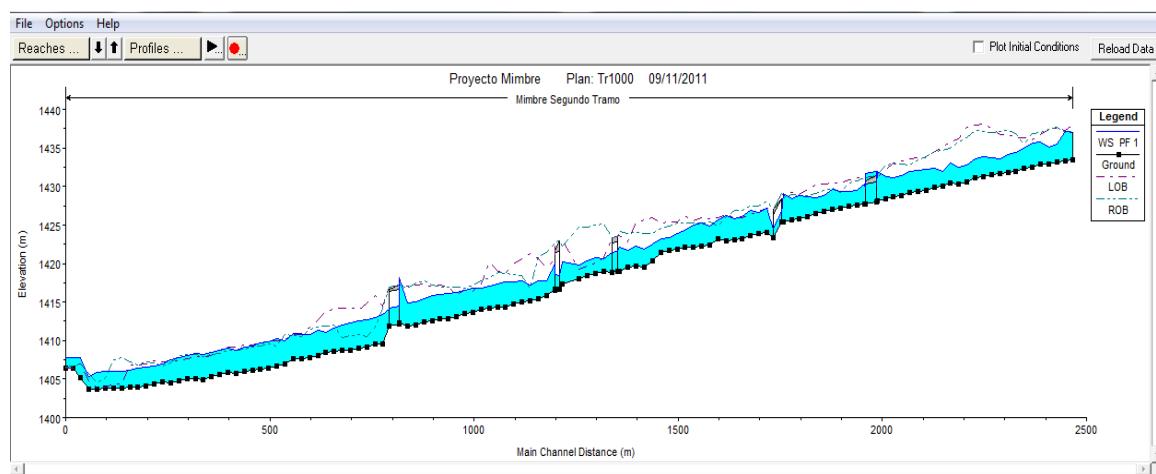


Figura 5.33.- Perfil del cauce.

### Ver Dibujos en perspectivas.

Aquí, en el menú *Options*, también podemos seleccionar el plan, el perfil (uno o todos), hacer acercamientos, animaciones, etc. En la ventana podemos configurar la vista cambiando el ángulo horizontal (Rotation Angle) o el ángulo vertical (Azimuth Angle).

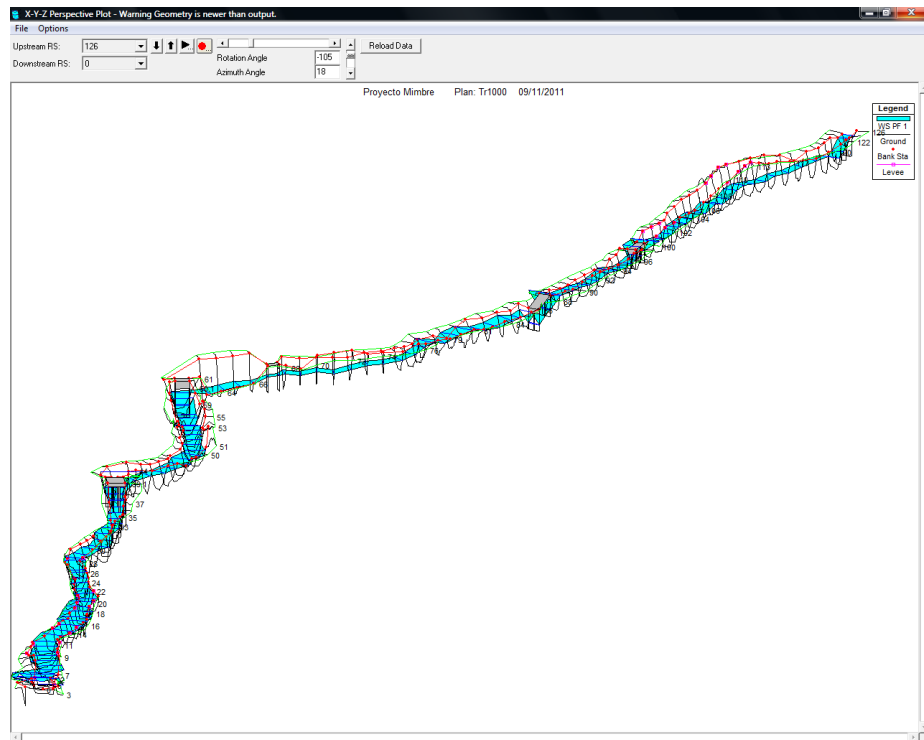


Figura 2.33.- Diagrama de energía específica.

## 5.2.4.2 Resultados de la modelación en condiciones naturales

Con la principal finalidad de determinar en qué condiciones se encuentra actualmente el cauce del arroyo El Mimbres en su segundo tramo, el cual se ubica en la parte noreste de la Ciudad de Juárez Chihuahua y el cual atraviesa varias colonias.

En este estudio, se modeló el tramo que va del cadenamiento 0+380.00, punto de inicio del proyecto de canalización, hasta el 2+857.11 donde el arroyo El Mimbres confluye con el río Sacramento. Debido a que el arroyo cruza importantes vialidades, se modelaron los puentes vehiculares con la finalidad de conocer si dichas estructuras no representan una obstrucción en el flujo del gasto de diseño.

Como insumos principales se utilizó la topografía a detalle levantada por la Comisión Nacional del Agua, dirección local Chihuahua en la que se incluyen secciones transversales de la cubeta así como a las márgenes de los tramos a un equidistancia de 20 metros medida en el centro del cauce y medidas de cada una de las estructuras que se encuentran dentro de los tramos.

Dentro de las consideraciones generales que se tomaron al momento de realizar la modelación, se tomó en cuenta un flujo constante con la condición frontera de tirante crítico, esto debido a la escasa información que se cuenta del comportamiento de los tirantes y las cambiantes condiciones dentro de los cauces.

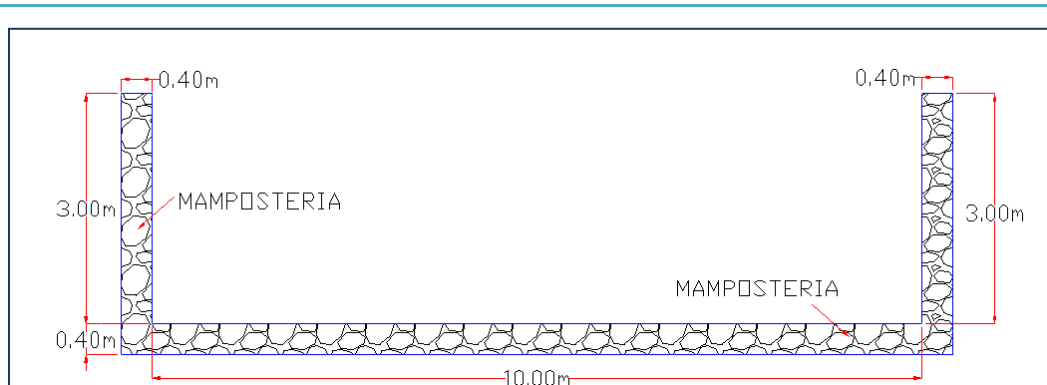


Una vez determinadas las condiciones de modelación así como introducidos todos los datos para llevar a cabo la correcta modelación del arroyo se procedió a realizar el cálculo con el modelo matemático, en el que se obtuvieron principalmente las siguientes características de los cauces: velocidad, elevación del agua con respecto al fondo del canal, área de flujo, gasto y el número de Froude; lo que genera un volumen elevado de información, en el presente documento se presentan los resultados para el gastos de diseño y esta puede ser consultada directamente en el modelo de Hec-Ras.

En la figura 2.35 se muestra el perfil longitudinal obtenido del levantamiento topográfico del arroyo El Mimbres y presentado en el programa HEC-RAS. Como se mencionó, se modeló una longitud de 2,477.11 metros iniciando en el cadenamiento 0+380.00 correspondiente a la finalización del encauzamiento del primer tramo del arroyo en cemento.

La Administración 2007-2010 del Municipio de Chihuahua, construyó en el 2008, las obras de infraestructura de encauzamiento en el arroyo "El Mimbres", en un PRIMER TRAMO, comprendido entre el Periférico de la Juventud y la Ave. Tecnológico, con una longitud aproximada de 2,254.236 m.

La canalización del primer tramo finaliza con un canal rectangular de mampostería de 10.00 m de plantilla y 3.00 m de altura en una longitud de 215.91 m (1+879.57 – 2+095.48). Esta sección se presenta entre la Calle Saucó y la América Latina, esta última es el punto de inicio de la modelación es cuestión.



**Figura 2.34.-** Canal rectangular de mampostería correspondiente al encauzamiento del primer tramo del arroyo El Mimbres.

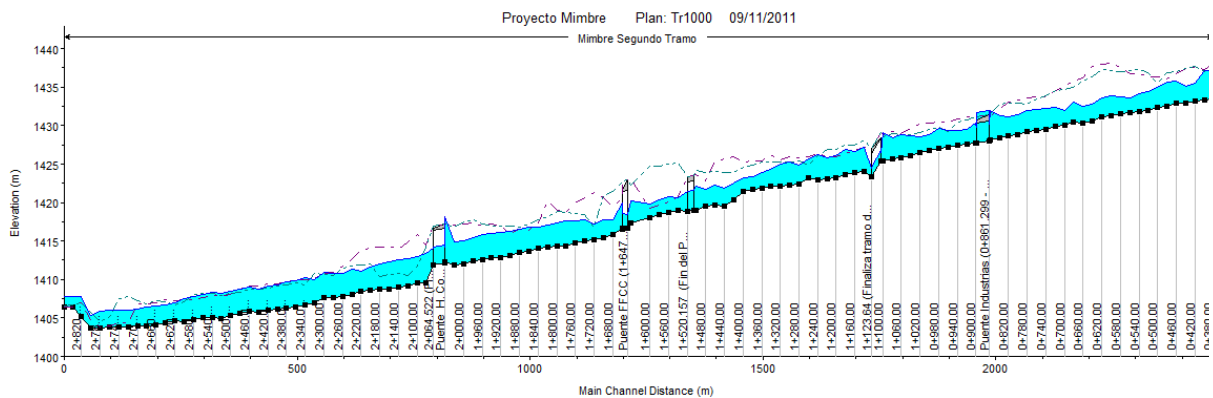
El punto de término de la modelación corresponde al cadenamiento 2+857.11, punto donde se encuentra el inicio de losa del puente Sacramento, inmediatamente a esta estructura confluye el arroyo el Arroyo El Mimbres con el río Sacramento.

El puente sobre el arroyo El Mimbres, en la vialidad Sacramento consta de 10 cajones de 5.2 m de claro cada uno y 3.2 m de altura, longitud de 46.09 m y pendiente de 1.78%.



**Figura 2.35.-** Punto final de la modelación del arroyo El Mimbres, justo antes del puente de la Vialidad Sacramento.

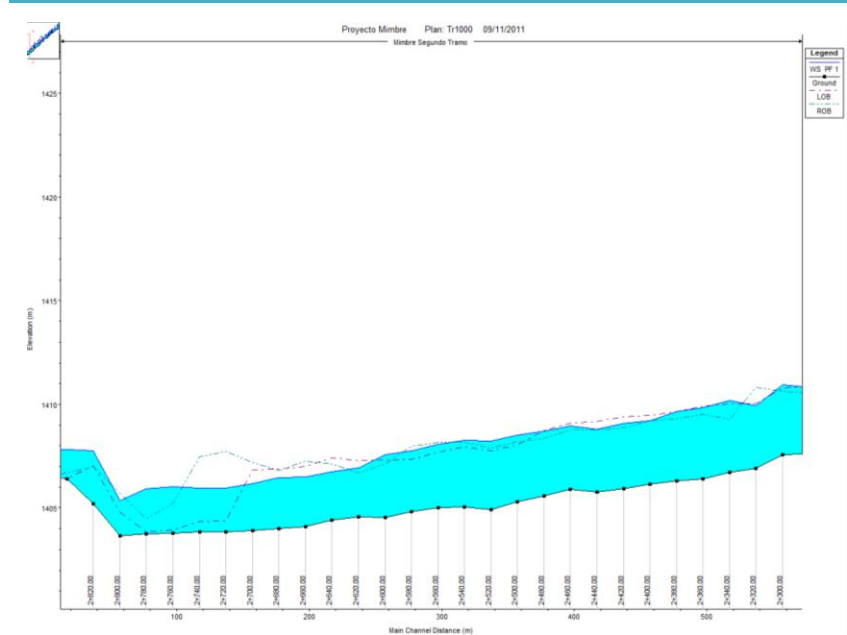
Las elevaciones correspondientes al fondo del cauce natural del río al inicio y final son 1433.38 m.s.n.m. y 1403.44 m.s.n.m. respectivamente.



**Figura 2.36.-** Perfil longitudinal del arroyo El Mimbres.

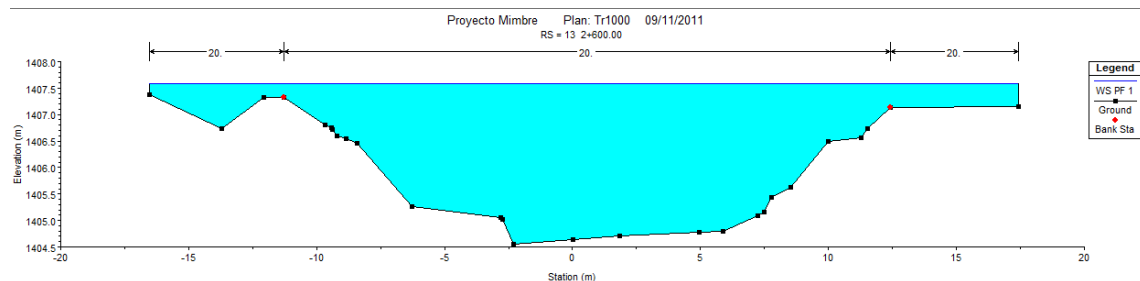
Como se puede apreciar en la figura anterior, a lo largo del tramo que nos compete y después de realizar la modelación, se observa desbordamientos en ambas márgenes de la corriente. Como es en el caso de los tramos: 1+300.00 a la 1+140.00, 1+84.00 a la 1+900.00 ó de la 2+300.00 a la 2+620.00.

A continuación se presenta un zoom del perfil longitudinal en un tramo donde se presenta desbordamiento.



**Figura 2.37.-** Tramo 2+300.00 – 2+620.00 donde se aprecia un desbordamiento del agua.

El desbordamiento presentado en este tramo se puede apreciar de una mejor y particular manera si se analizan las secciones transversales de dichos tramos. Para ejemplificar lo anterior, a continuación se muestra la sección 2+600.00 (RS 13) en donde claramente podemos apreciar el desbordamiento en esta sección para el gasto de diseño introducido al programa. HEC-RAS nos permite conocer el nivel del agua para cada punto de las secciones, en este caso, el nivel del agua alcanza una elevación de 1407.58 m.s.n.m., es decir, un tirante de 0.35 metros por arriba de los hombros del arroyo en esta zona. Para conocer el valor de la elevación de la superficie libre del agua basta con colocar el cursor sobre la superficie libre del agua o en algún otro punto de la sección transversal.



**Figura 2.38.-** Sección 2+600.00, en la cual se presenta desbordamiento.



Continuando con el análisis sección por sección de los desbordamientos presentados en las mismas, se obtuvo la siguiente tabla en la cual se asientan aquellas secciones que presentan una insuficiencia hidráulica para desalojar el gasto de diseño.

<b>SECCIÓN</b>	<b>OBSERVACIONES</b>
<b>0+860.00</b>	Desbordamientos en la M.D. y M.I. del cauce, con un tirante de 0.50 m y 0.69 m respectivamente.
<b>Puente Industrias</b>	Del tramo 0+861.00 - 0+887.93. Desbordamiento por la losa del puente con un tirante de 0.58 m
<b>1+100.00</b>	Desbordamientos en la M.D. y M.I. del cauce, con un tirante de 1.02 m y 0.96m respectivamente.
<b>1+180.00</b>	Desbordamiento en la margen izquierda del cauce, con un tirante de 0.62 m
<b>1+200.00</b>	Desbordamiento en la margen izquierda del cauce, con un tirante de 0.23 m
<b>1+240.00</b>	Desbordamiento en la margen derecha del cauce, con un tirante de 0.12 m
<b>1+260.00</b>	Desbordamiento en la margen derecha del cauce, con un tirante de 0.82 m
<b>1+300.00</b>	Desbordamiento en la margen derecha del cauce, con un tirante de 0.08 m
<b>1+560.00</b>	Desbordamiento en la margen izquierda del cauce, con un tirante de 0.61 m
<b>1+580.00</b>	Desbordamiento en la margen izquierda del cauce, con un tirante de 0.65 m
<b>1+600.00</b>	Desbordamiento en la margen izquierda del cauce, con un tirante de 0.57 m
<b>1+860.00</b>	Desbordamiento en la margen izquierda del cauce, con un tirante de 0.37 m
<b>1+900.00</b>	Desbordamiento en la margen izquierda del cauce, con un tirante de 0.26 m
<b>2+040.00</b>	Desbordamientos en la M.D. y M.I. del cauce, con un tirante de 1.02 m y 0.96m respectivamente.
<b>2+100.00</b>	Desbordamiento en la margen derecha del cauce, con un tirante de 1.30 m
<b>2+120.00</b>	Desbordamiento en la margen derecha del cauce, con un tirante de 2.20 m
<b>2+140.00</b>	Desbordamiento en la margen derecha del cauce, con un tirante de 1.74 m
<b>2+160.00</b>	Desbordamiento en la margen derecha del cauce, con un tirante de 1.59 m
<b>2+180.00</b>	Desbordamiento en la margen derecha del cauce, con un tirante de 1.50 m
<b>2+280.00</b>	Desbordamiento en la margen derecha del cauce, con un tirante de 0.24 m



<b>2+300.00</b>	Desbordamientos en la M.D. y M.I. del cauce, con un tirante de 0.16 m y 0.32 m respectivamente.
<b>2+340.00</b>	Desbordamientos en la M.D. y M.I. del cauce, con un tirante de 0.17 m y 0.91 m respectivamente.
<b>2+360.00</b>	Desbordamiento en la margen derecha del cauce, con un tirante de 0.31 m
<b>2+380.00</b>	Desbordamiento en la margen derecha del cauce, con un tirante de 0.34 m
<b>2+420.00</b>	Desbordamiento en la margen derecha del cauce, con un tirante de 0.23 m
<b>2+440.00</b>	Desbordamiento en la margen derecha del cauce, con un tirante de 0.03 m
<b>2+460.00</b>	Desbordamiento en la margen derecha del cauce, con un tirante de 0.17 m
<b>2+480.00</b>	Desbordamiento en la margen derecha del cauce, con un tirante de 0.34 m
<b>2+500.00</b>	Desbordamientos en la M.D. y M.I. del cauce, con un tirante de 0.32 m y 0.47 m respectivamente.
<b>2+520.00</b>	Desbordamientos en la M.D. y M.I. del cauce, con un tirante de 0.35 m y 0.46 m respectivamente.
<b>2+540.00</b>	Desbordamientos en la M.D. y M.I. del cauce, con un tirante de 0.35 m y 0.31 m respectivamente.
<b>2+560.00</b>	Desbordamiento en la margen izquierda del cauce, con un tirante de 0.37 m
<b>2+580.00</b>	Desbordamiento en la margen izquierda del cauce, con un tirante de 0.25 m
<b>2+600.00</b>	Desbordamiento en la margen derecha del cauce, con un tirante de 0.27 m
<b>2+620.00</b>	Desbordamiento en la margen derecha del cauce, con un tirante de 0.27 m
<b>2+720.00</b>	Desbordamiento en la margen izquierda del cauce, con un tirante de 1.58 m
<b>2+740.00</b>	Desbordamiento en la margen izquierda del cauce, con un tirante de 1.61 m
<b>2+760.00</b>	Desbordamientos en la M.D. y M.I. del cauce, con un tirante de 0.78 m y 2.08 m respectivamente.
<b>2+780.00</b>	Desbordamientos en la M.D. y M.I. del cauce, con un tirante de 0.94 m y 2.08 m respectivamente.
<b>2+800.00</b>	Desbordamiento en la margen izquierda del cauce, con un tirante de 0.58 m
<b>2+820.00</b>	Desbordamientos en la M.D. y M.I. del cauce, con un tirante de 0.77 m y 0.75 m respectivamente.
<b>2+840.00</b>	Desbordamientos en la M.D. y M.I. del cauce, con un tirante de 1.13 m y 1.36 m respectivamente.
<b>2+857.11</b>	Desbordamientos en la M.D. y M.I. del cauce, con un tirante de 1.56 m y 1.36 m respectivamente.



Será en estas secciones con insuficiencia en su área hidráulica donde se requerirá una cierta obra de protección como las descritas en el capítulo III de este trabajo y su elección dependerá en mayor parte del Estudio de Factibilidad y las características de la zona de proyecto.

En un primer análisis de la situación y tomando en cuenta las particularidades de la zona, la primera alternativa de solución para la protección a centros de población es la conformación de bordos con materiales arcillosos compactados, cuya determinación de la altura dependerá del resultado obtenido en el presente estudio, más debiendo hacer la consideración de la normatividad que regula Comisión Nacional de Agua (para obras de protección a centros de población y áreas productivas, el bordo libre mínimo requerido es de 1 metro).

Una vez concretadas las alternativas de solución, se procederá de igual manera a la realización del funcionamiento hidráulico en condiciones de proyecto; en donde tomando en cuenta las secciones de proyecto, se cuidará que bajo estas circunstancias, el agua no desborde en ninguno de los tramos ubicados como críticos en el funcionamiento en condiciones naturales.





## CONCLUSIONES

Es innegable afirmar que el agua fue el elemento que permitió el desarrollo de las primeras civilizaciones al asentarse éstas en las riberas de los ríos. Los beneficios obtenidos de las corrientes naturales en un inicio fueron mayores que los perjuicios, desde saciar una necesidad fisiológica hasta emplearlas como medio de transporte y comunicación. Fue la observación incansable (resultado de la innata curiosidad del hombre primitivo) de los ríos así como del medio ambiente lo que permitió conocer el comportamiento de los cauces, logrando así determinar la época en que aumentaban los niveles de las aguas provocando la inundación de las bermas, situación que fue bien aprovechada para regar sus cultivos.

El conocimiento cada vez mejor conformado, la experimentación y los registros permitieron al paso de los siglos, el desarrollo de ciencias como la hidrología e hidráulica, hablando particularmente del campo de la Ingeniería en ríos; sin embargo y pese a toda la investigación efectuada hasta ese momento, no logró evitar los daños provocados por las precipitaciones excesivas poco usuales que afectaban a la infraestructura de las poblaciones.

Indiscutible es también aseverar que los mayores desastres provocados por eventos hidrometeorológicos son los generados por las lluvias, las cuales año con año producen en diversas partes del mundo cuantiosas pérdidas materiales así como de vidas humanas debido a las inundaciones, al desbordarse los ríos aledaños o que cruzan las ciudades.

Sin embargo, debe tenerse en cuenta que las inundaciones son un evento natural de múltiples beneficios tal como la recarga de los mantos acuíferos; así mismo, las inundaciones también son benéficas cuando los ríos en creciente alcanzan las ciénagas, estanques y lagunas llevándoles agua con bastante oxígeno y nutrientes, lo que permite la multiplicación de la vida acuática. Por lo que su grado de destrucción es proporcional a las afectaciones hechas por el hombre al drenaje natural de la cuenca; es decir, el hombre es el autor de que las inundaciones sean vistas como catástrofes debido a acciones como: invasión de asentamientos humanos a las zonas de inundación natural, construcción de infraestructura (puentes) sobre los cauces que reducen la capacidad y eficiencia de conducción hidráulica, tala incontrolada y deforestación en la parte alta de las cuencas, aumento de las áreas impermeables, entre otras; lo que resulta un aumento en los tiempos de concentración de las aguas hacia la salida de la cuenca y una disminución en la filtración hacia el subsuelo originando así que las aguas alcancen los centros de población causando muertes y afectaciones a la infraestructura.

De acuerdo a lo desarrollado en el capítulo II, el tiempo de respuesta de una cuenca dependerá de factores fisiográficos de la cuenca; tales como: el grado de erosión de la parte alta, pendiente, número de corrientes tributarias, etc.; las del río: pendiente y longitud y condiciones actuales de la corriente de interés; así mismo, la recopilación de la información hidrométrica se vuelve fundamental para determinar los gastos máximos presentados y que mediante los procedimientos citados en el segundo capítulo, se podrá obtener el gasto máximo esperado y con la que se diseñará la correspondiente obra de protección.



Por lo que es necesario llevar a cabo una serie de estudios con la finalidad de determinar las obras necesarias sobre la o las corrientes en proyecto. Dichos estudios son: Hidrológicos, con la cual se definirá las características fisiográficas de la cuenca de la corriente así como los gastos que escurrirán por la misma para diferentes periodos de retorno de acuerdo a la precipitación de la zona; Topográficos, mediante el levantamiento de las secciones transversales, planta y perfil del río se obtiene su configuración natural y un previo conocimiento acerca de la problemática actual de la zona; hidráulica, mediante estos se podrá determinar los perfiles de agua de acuerdo al régimen que rige en la corriente de acuerdo a sus cambios de pendiente; Hidráulico - Fluvial, podrá determinarse la socavación general del cauce así como de las estructuras existentes en la misma, corrimiento lateral de las márgenes, transporte de sedimentos, entre otros; Geotécnicos, estos estudios permitirán conocer la capacidad de carga del suelo en la zona donde se requiera el desplante de una cierta estructura que se contemple dentro del proyecto de obras hidráulicas de protección en ríos tales como puentes, presas, muros, entre otras; así mismo en caso de requerirse protección a base de bordos de protección, estos estudios son útiles para determinar la calidad de los materiales para su conformación, ya sea de los traídos de banco de materiales o del producto del desazolve del río; Estructurales, permitirán diseñar el armado de las losas de concreto para la canalización de un río, cuando la solución sea la canalización, de igual forma que las estructuras de descarga y de cruce; Impacto Ambiental, el cual permitirá determinar el impacto que tendrá la obra con el medio ambiente, el cual debe ser mínimo siempre protegiendo la flora y fauna de la zona. En conjunto, los estudios anteriores permitirán estructurar alternativas de solución para la protección debido a desbordamiento en ríos. Un estudio de suma importancia y el cual es necesario elaborar en primera instancia corresponde al Análisis de Costo Beneficio, en el cual se analiza la viabilidad de realizar el proyecto comparando la problemática a resolver con las distintas alternativas propuestas tomando en consideración los costos de cada una de ellas así como los beneficios que se obtendrán de cada una de ellas al llevarlas a cabo.

Posterior a la obtención de los gastos de diseño se determinará el tipo de obra que dará en mayor grado la solución a la problemática tomando invariablemente en consideración los resultados obtenidos de los estudios citados en el párrafo anterior así como el análisis costo – beneficio. Sin embargo, las características únicas de cada proyecto así como de la zona en que se llevará a cabo, se vuelven determinantes en la elección final de una alternativa de proyecto. En el capítulo III de este trabajo, se describieron las acciones estructurales más comunes y empleadas en nuestro país para el control de avenidas, no obstante la selección de la alternativa dependerá además de la disponibilidad de los materiales para la construcción de la obra y del financiamiento con que se cuente para la realización de la obra. Citando un ejemplo, un bordo de protección a base de arcilla puede ser bien construido debido a la disponibilidad de materiales en el estado de Veracruz; sin embargo, la construcción de un bordo del mismo material, arcilla, en el municipio de Los Cabos en el estado de Baja California resulta infactible económicamente esto debido a que en esta zona del país el material predominante son las arenas y el construir bordos a base de arcilla generaría un costo excesivo en el acarreo del material desde el banco de material hasta la zona de proyecto.

Debido al gran avance en la tecnología en estos últimos años y hablando en particular de la ingeniería hidrológica e hidráulica fluvial en los ámbitos de la modelación, el desarrollo de software especializado en dicho campo a permitido obtener resultados en menor tiempo y con una mayor precisión así como la determinación cada vez de mayores



variables que son de gran interés en la identificación de áreas de inundaciones debido a un evento hidrometeorológico.

El uso de los Sistemas de Información Geográfica (SIG) en ámbitos como la meteorología y la hidrología así como de los correspondientes para la estimación de la precipitación en una zona determinada (como es el caso del hidroestimadores) han permitido la creación de herramientas como los Sistemas de Alertamiento Temprano cuya finalidad es alertar a la población de manera anticipada sobre el riesgo ante un evento hidrometeorológico; de esta manera, autoridades de protección civil de los gobiernos municipal, estatal y federal podrán estructurar las acciones que integren un plan de emergencias para salvaguardar las vidas de los habitantes de la población que cuente con este sistema de Alertamiento. Un factor vital en este tipo de desastre naturales, es el tiempo y es precisamente con estas herramientas tecnológicas en ámbitos de la climatología y la modelación hidráulica la que permite determinar los tiempos, por ejemplo, en que el agua inundará una determinada área.

Es necesario realizar acciones inmediatas por parte del Gobierno para el control del desarrollo de poblaciones aledañas a las riberas de los ríos, es decir, efectuar el reordenamiento territorial de las poblaciones tomando en consideración aquellas zonas vulnerables a inundaciones por desbordamiento de los ríos para lo que se emplean los mapas de riesgo que son el resultado de las modelaciones hidráulicas efectuadas; este reordenamiento es con el principal objetivo de salvaguardar la seguridad e integridad de los habitantes. Las acciones inician con la participación de instituciones, tanto gubernamentales encargadas de la administración hídrica como de las protección civil y de investigación. Mediante la creación de convenios, las instituciones de investigación como universidades llevan a cabo estudios de investigación concernientes a la zona problemática los cuales permitirán tener un panorama general de la situación así como las alternativas de solución que permitan controlar las inundaciones, un producto importante de los estudios y que en los últimos años han tomado una gran importancia son los mapas de riesgos, los cuales definen aquellas zonas de alto, medio y bajo riesgo de una determinada zona por lo general de municipios, de ahí los atlas de riesgos estatales. Mediante la implementación de la planeación urbana podrán reducirse gradualmente los riesgos provocados por las lluvias. La solución debe constar además de una planificación urbana de acciones de mantenimiento en las corrientes naturales tales como el desazolve y control de sedimentos.

La formación llevada a cabo por las instituciones tendrá el objetivo de formar nuevos científicos con fundamentos teóricos rigurosos y habilidades de investigación orientados a la generación de nuevos conocimientos y a la resolución de los problemas complejos relacionados con las inundaciones.

De forma específica, se tiene la necesidad de personal calificado tales como: Hidrólogos: dedicados a promover la instrumentación de estaciones hidrométricas y climatológicas y a la conservación y mantenimiento de las mismas, con el fin de registrar y monitorear la actividad climática en el estado. Los hidrólogos son los encargados de realizar estimaciones de la cantidad de agua que escurrirá en los ríos y que pueda generar desbordamientos. Ingenieros hidráulicos: quienes deben tener amplios conocimientos del comportamiento de los ríos y una buena capacitación para el diseño hidráulico de las obras o estructuras de protección contra inundaciones. Ingenieros estructurales, con una formación multidisciplinaria que permita aplicar consideraciones para la estabilidad estructural de las obras de protección contra inundaciones. Ingenieros ambientales: que



realicen estudios sobre las áreas naturales protegidas, en cuanto a la calidad del agua se refiere, y ayuden a establecer medidas de protección a las zonas de conservación. Biólogos: para establecer medidas de conservación de especies (flora y fauna). Geógrafos: que puedan analizar de una forma detallada los planes de ordenamiento territorial y desarrollo urbano SIG. Personal capacitado para el manejo de Sistemas de Información geográfica. Tomadores de decisiones: las personas que trabajan en las instituciones encargadas de la implementación del Plan necesitan contar con una formación integral en el tema de inundaciones, y además se pueden establecer mecanismos de certificación que aseguren que las personas que ocuparán un puesto importante relacionado con el problema de inundaciones cuenten con los conocimientos necesarios para una toma de decisiones eficaz y eficiente. Es de vital importancia que las instituciones académicas realicen continuamente programas de especialización y diplomados en torno a las actividades técnicas que rodean al problema de las inundaciones.

En relación a la modelación hidráulica efectuada en el capítulo V del arroyo el Mimbres en la Ciudad de Chihuahua, Chihuahua y posterior a la obtención de los resultados del funcionamiento hidráulico en condiciones naturales presentado en el apartado 5.2.4.2 del mismo capítulo se concluye que el arroyo en las condiciones actuales no presenta la capacidad hidráulica necesaria para transportar los gastos de 142 m<sup>3</sup>/s y 150 m<sup>3</sup>/s, los cuales corresponden a los gastos de diseño obtenidos en el Estudio de Factibilidad para el encauzamiento de arroyos y presas de control para protección de Ciudad Chihuahua elaborado por el Gobierno del Estado. Esta deficiencia es provocada debido a la cantidad de azolve que presenta el cauce sumado a la vegetación excesiva presente dentro del arroyo.

Lo anterior se pudo constatar debido a que varias secciones transversales levantadas del arroyo presentan desbordamiento después de llevar a cabo el funcionamiento hidráulico con los gastos antes mencionados, las secciones que presentan este problema de desbordamiento se citan en las páginas 281 y 282 del presente trabajo, por lo que se requerirá efectuar obras de protección en las zonas problemáticas, para lo cual se recomienda como una previa alternativa de solución, la conformación de bordos a lo largo del cauce, cuya altura de bordo debe considerar el bordo libre mínimo de un metro, de acuerdo a la normatividad que contempla la Comisión Nacional del Agua, así como los niveles obtenidos de esta modelación así como el desazolve y remoción de la vegetación.

Así mismo es importante considerar que dicho arroyo se encuentra dentro de la zona nororiente de la Ciudad de Chihuahua por lo que es necesario considerar dentro del diseño de las obras correspondientes, los periodos de retorno que se ajusten a la zona urbana con la finalidad de dar una integral protección a la zona habitacional que circunda al arroyo El Mimbres logrando así que las obras hidráulicas de protección que resultan de los estudios correspondientes sumado a la capacidad de financiamiento den por resultado la protección de los habitantes de la zona.



---

## BIBLIOGRAFÍA

1. Archivo Electrónico. *Capítulo 7: Análisis de Caudales*. 34 pp.
2. Archivo Electrónico. Sánchez San Román, Francisco Javier. *Apuntes de Hidrología e Hidrogeología*. 76 pp.
3. Adrew L., Simón. *Hidráulica Básica*. Limusa. México. 1983. 234 pp.
4. Aparicio Mijares, Francisco Javier. *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. México. 1989. 302 pp.
5. Berezowsky Berduzco, Moises y Vilchis Vilchis, Reynaldo. *Protección y Control de Cauces*. CNA – IMTA. México. 2000. 695 pp.
6. Berezowsky Berduzco, Moises y, Jiménez A. A. *Flujo no Permanente en Ríos*. Instituto de Ingeniería de la UNAM.
7. Cadavid, Juan H. R. *Hidráulica de Canales Fundamentos*. Colombia. 2006. 369 pp.
8. Camargo Hernández, Jaime. *Manual de Gaviones*. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 2001. 153 pp.
9. Fuentes Mariles, Óscar Arturo y Franco Víctor. *Estudio Hidrológico para obras de protección*. UNAM. 151 pp.
10. Espinosa Díaz, Marcos Raúl. *Análisis Hidráulico de Encauzamiento de cauces naturales, aplicación río San Francisco*. Tesis Profesional. 1996. UNAM. México.
11. Gardea, H. (1999). *Hidráulica de Canales*. Facultad de Ingeniería de la UNAM. México.
12. Gracia Sánchez, Jesús y Maza Álvarez José Antonio. *Morfología de Ríos*. II-UNAM. México. 46pp.
13. French. *Hidráulica de Canales Abiertos*. McGraw Hill. México. 724 pp.
14. George E. Russell. *Hidráulica*. CIA Editorial Continental. México. 1985. 554 pp.
15. González Villareal, Fernando y Carillo Sosa, Juan Javier. *Antecedentes del Plan Hídrico Integral de Tabasco*. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 2009. 1470 pp.
16. Heras, Rafael. *Manual de Hidrología*. Madrid. 1970.
17. Hernández Pérez, Juan Pablo Tesis Maestría. 2005. IPN. México.
18. León – Portilla, Miguel. *Visión de los Vencidos*. UNAM. México. 2000. 237pp.
19. Linsley, Kholer y Paulus. *Hidrología para Ingenieros*. Mc Graw Hill. 1982. México.



20. Lázaro López, Andrés. *Manual de Hidráulica*. Publicaciones de la Universidad de Alicante. España. 1997. 414 pp.
21. Lozoya Corrales, Julio. *Métodos matemáticos aplicados a la Hidrología*. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1988. 53 pp.
22. Manual de HEC-RAS. US Army Corps. 2010. EE.UU. 765 pp.
23. Martín Vide, J. P. *Ingeniería de Ríos*. Ediciones UPC. Editorial Alfaomega. España. 2003. 231pp.
24. Maza Álvarez, José Antonio. *Manual de Modelos Fluviales*. Facultad de Ingeniería de la UNAM.
25. Maza Álvarez, José Antonio. *Modelos Fluviales*. Facultad de Ingeniería de la UNAM. México. 1969.
26. Maza Álvarez, José Antonio y García Manuel. (1996), *Estabilización y Rectificación de Cauces*. Instituto de Ingeniería de la UNAM N. 583.
27. Maza Álvarez, José Antonio y García Manuel. *Transporte de Sedimentos*. Instituto de Ingeniería de la UNAM N. 584. México. 1996.
28. Maza Álvarez, José Antonio y Franco Víctor. *Obras de Protección para Control de Inundaciones*. Instituto de Ingeniería de la UNAM N. 591. México. 1997.
29. Maza Álvarez, José Antonio y Cruickshank C. *Estabilidad de Cauces Arenosos*. Facultad de Ingeniería de la UNAM. México. 1975.
30. Maza Álvarez, José Antonio y García Flores Manuel. *Estabilidad de cauces*. Facultad de Ingeniería de la UNAM. México. 119pp.
31. Maza Álvarez, José Antonio y García Flores Manuel. *Estabilidad de cauces*. Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Número 582.
32. *Plan Hídrico Integral de Tabasco, Tercera Etapa*. Instituto de Ingeniería de la UNAM. México. 2010. 376pp.
33. Maza Álvarez, José Antonio y García Flores Manuel. *Estabilización y Rectificación de ríos*. Facultad de Ingeniería de la UNAM. México. 90 pp.
34. Maza Álvarez, José Antonio y García Flores Manuel. *Hidrodinámica, Bases para Hidráulica Fluvial*. Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Número D-20. 1984.
35. Maza Álvarez, José Antonio y García Flores Manuel. *Transporte de Sedimentos*. Instituto de Ingeniería de la UNAM. México. 1996.
36. Naudascher, Eduard. *Hidráulica de Canales*. Limusa. México. 2002. 381 pp.
37. *Notas del curso de Ingeniería de Ríos*. Instituto de Ingeniería de la UNAM. Tabasco, México. 2011. 377 pp.





38. Paulo Romeu de Assancao Gontijo. *Manual de hidrología básica para estructuras de Drenagem*. Río de Janeiro. 1990. 376pp.
39. *Programa Nacional Hídrico 2007 – 2012*. CONAGUA. México. 2008. 163 pp.
40. Schlag, Albert. *Hidráulica*. Limusa – Wiley. México. 1966. 293 pp.
41. Sotelo G. (1971). *Hidráulica, Segunda Parte*. Facultad de Ingeniería de la UNAM. N. D 12.
42. Springall G. Rollando. *Cauces Estables*. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1967. 35pp.
43. Springall, Rolando. *Hidrología*. Universidad Autónoma de México. 1976.
44. Trueba Coronel, Samuel. *Hidráulica*. Compañía Editorial Continental S.A. 6<sup>ed</sup>. México. 1965. 430 pp.
45. Vázquez, Zoraida. *El hombre en la historia*. Patria. 3<sup>o</sup> edición. México. 1997. 286 pp.
46. Ven Te Chow. *Hidráulica de canales abiertos*. Colombia. 2004. Mc Graw Hill. 667pp.
47. Ven Te Chow. *Hidrología Aplicada*. Mc Graw Hill. 2000. 584 pp.
48. Vergara S. Miguel A. *Técnicas de Modelación en Hidráulica*. Alfaomega. México. 1993. 294 pp.



## MESOGRAFÍA

- Egipto al descubierto. Fecha de consulta: 29 de agosto de 2010.  
[http://www.egiptoaldescubierto.com/.](http://www.egiptoaldescubierto.com/)
- El río Nilo en el antiguo Egipto. Fecha de consulta: 29 de agosto de 2010.  
[http://historiageneral.com/2009/02/15/el-rio-nilo-en-el-antiguo-egipto/.](http://historiageneral.com/2009/02/15/el-rio-nilo-en-el-antiguo-egipto/)
- El río Nilo. Fecha de consulta: 29 de agosto de 2010.  
[http://egipto.com/el\\_nilo/index.html.](http://egipto.com/el_nilo/index.html)
- Mesopotamia. Fecha de consulta: 03 de septiembre de 2010.  
[http://www.diomedes.com/hm\\_2.html.](http://www.diomedes.com/hm_2.html)
- Ríos de Mesopotamia. Fecha de consulta: 05 de septiembre de 2010.  
[http://elblogverde.com/tag/rios-mesopotamia/.](http://elblogverde.com/tag/rios-mesopotamia/)
- Inundaciones. Fecha de consulta: 17 noviembre de 2010.  
[http://www.tecnun.es/asignaturas/Ecologia/Hipertexto/08RiesgN/130Inund.htm.](http://www.tecnun.es/asignaturas/Ecologia/Hipertexto/08RiesgN/130Inund.htm)
- Inundaciones. Fecha de consulta: 19 de noviembre de 2010.  
[http://www.proteccioncivil.chiapas.gob.mx/nSite/Documentos/ciencia/cienciaytierra/inundaciones.pdf.](http://www.proteccioncivil.chiapas.gob.mx/nSite/Documentos/ciencia/cienciaytierra/inundaciones.pdf)
- Precipitaciones pluviales extremas. Fecha de consulta: 29 de octubre de 2010.  
[http://www.imta.mx/index.php?Itemid=80&catid=52:enciclopedia-delagua&id=179:precipitaciones-pluviales-extremas&option=com\\_content&view=article.](http://www.imta.mx/index.php?Itemid=80&catid=52:enciclopedia-delagua&id=179:precipitaciones-pluviales-extremas&option=com_content&view=article)
- Las inundaciones en la Ciudad de México. Fecha de consulta: 13 de agosto de 2010.  
[http://www.revista.unam.mx/vol.1/num2/proyec1/.](http://www.revista.unam.mx/vol.1/num2/proyec1/)
- Inundaciones en la Ciudad de México. Fecha de consulta: 17 de agosto de 2010.  
[http://www.revista.unam.mx/vol.1/num2/proyec1/.](http://www.revista.unam.mx/vol.1/num2/proyec1/)
- Inundaciones. Fecha de consulta: 03 de noviembre de 2010.  
[http://www.google.com.mx/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&frm=1&source=web&cd=17&cts=1331266942031&ved=0CGYQFjAGOAo&url=http%3A%2F%2Fwww.oas.org%2Fsd%2Fpublications%2Funit%2Foea65s%2Fch13.htm&ei=foVZT5DPLi3sQKvpfTYDQ&usq=AFQjCNFRrCh8lCRT1ehawrDbgwBMDSNjxw&sig2=OSsLn6OWMUHxjmVV7ChT8A.](http://www.google.com.mx/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&frm=1&source=web&cd=17&cts=1331266942031&ved=0CGYQFjAGOAo&url=http%3A%2F%2Fwww.oas.org%2Fsd%2Fpublications%2Funit%2Foea65s%2Fch13.htm&ei=foVZT5DPLi3sQKvpfTYDQ&usq=AFQjCNFRrCh8lCRT1ehawrDbgwBMDSNjxw&sig2=OSsLn6OWMUHxjmVV7ChT8A)
- Medidas preventivas en inundaciones. Fecha de consulta: 03 de agosto de 2010.  
[http://www.nl.gob.mx/?P=salud\\_medidas\\_lluvias](http://www.nl.gob.mx/?P=salud_medidas_lluvias)



- Inundaciones. Fecha de consulta: 16 de octubre de 2010.  
<http://cenca.imta.mx/pdf/manual-para-el-control-de-inundaciones.pdf>.
- Historias de las inundaciones en México. Fecha de consulta: 05 de septiembre de 2010.  
[http://www.elombligodelaluna.com.mx/index.php?option=com\\_content&view=article&id=102&Itemid=173](http://www.elombligodelaluna.com.mx/index.php?option=com_content&view=article&id=102&Itemid=173).
- Inundación. Fecha de consulta: 16 de octubre de 2010.  
[http://qacontent.edomex.gob.mx/idc/groups/public/documents/edomex\\_archivo/dgproteccion\\_civil\\_pdf\\_inun.pdf](http://qacontent.edomex.gob.mx/idc/groups/public/documents/edomex_archivo/dgproteccion_civil_pdf_inun.pdf)
- Temas varios. Fecha de consulta: Distintas fechas  
[www.conagua.gob.mx](http://www.conagua.gob.mx)
- Temas varios. Fecha de consulta: Distintas fechas  
<http://smn.cna.gob.mx/>
- Ciclones. Fecha de consulta: 21 de septiembre de 2010.  
[http://smn.cna.gob.mx/index.php?option=com\\_content&view=article&id=39&Itemid=47](http://smn.cna.gob.mx/index.php?option=com_content&view=article&id=39&Itemid=47)
- Precipitaciones. Fecha de consulta: 10 de octubre de 2010.  
[http://teleformacion.edu.aytolacoruna.es/AYC/document/atmosfera\\_y\\_clima/humedad/precipitaciones0.htm](http://teleformacion.edu.aytolacoruna.es/AYC/document/atmosfera_y_clima/humedad/precipitaciones0.htm)
- Precipitaciones pluviales extremas. Fecha de consulta: 12 de septiembre de 2010.  
[http://www.imta.mx/index.php?Itemid=80&catid=52:enciclopedia-del-agua&id=179:precipitaciones-pluviales-extremas&option=com\\_content&view=article](http://www.imta.mx/index.php?Itemid=80&catid=52:enciclopedia-del-agua&id=179:precipitaciones-pluviales-extremas&option=com_content&view=article)
- Las precipitaciones. Fecha de consulta: 09 de septiembre de 2010.  
<http://www.sol-ara.com/index.php/fenomenos-atmosfericos/precipitaciones>
- Precipitaciones. Fecha de consulta: 27 de agosto de 2010.  
[http://bibliotecadigital.ilce.edu.mx/sites/ciencia/volumen1/ciencia2/17/htm/sec\\_14.html](http://bibliotecadigital.ilce.edu.mx/sites/ciencia/volumen1/ciencia2/17/htm/sec_14.html)
- Inundaciones. Fecha de consulta: 26 de octubre de 2010.  
[http://www.uv.mx/eventos/inundaciones2005/PDF/06\\_HIDROLOG%C3%8DA.pdf](http://www.uv.mx/eventos/inundaciones2005/PDF/06_HIDROLOG%C3%8DA.pdf)
- Ciclo del agua. Fecha de consulta: 19 de octubre de 2010.  
[http://www.agua.org.mx/index.php?option=com\\_content&view=category&id=1118&Itemid=100048](http://www.agua.org.mx/index.php?option=com_content&view=category&id=1118&Itemid=100048)



- HEC-RAS. Fecha de consulta: Varias Fechas  
<http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/>
- Manual básico de HEC-RAS. Fecha de consulta: Varias Fechas  
[http://www.urbanismogranada.com/administrador/archivos/04\\_10\\_07\\_ManualB\\_si-co-HEC-RAS313-HEC-GeoRAS311-Espa-ol.pdf](http://www.urbanismogranada.com/administrador/archivos/04_10_07_ManualB_si-co-HEC-RAS313-HEC-GeoRAS311-Espa-ol.pdf)