



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**PROCESAMIENTO HIDRÁULICO EN UN SISTEMA DE ALERTA
HIDROMETEOROLÓGICA Y SU APLICACIÓN AL RÍO SABINAL
EN TUXTLA GUTIÉRREZ, CHIS.**

T E S I S

**COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA
(INGENIERÍA CIVIL - HIDRÁULICA)**

**PRESENTA
JOSÉ LUIS ARAGÓN HERNÁNDEZ**

**DIRECTOR DE TESIS
DR. ÓSCAR ARTURO FUENTES MARILES**



Ciudad Universitaria, México, D. F.

Enero de 2007

JURADO ASIGNADO

Presidente: Dr. Ramón Domínguez Mora

Secretario: Dr. Jesús Gracia Sánchez

Vocal: Dr. Óscar Arturo Fuentes Mariles

1^{er}. Suplente: M. I. Víctor Franco

2^{do}. Suplente: Dr. Carlos Escalante Sandoval

Lugar donde se realizó la tesis:
Ciudad Universitaria, México D. F.

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Óscar Arturo Fuentes Mariles

FIRMA

AGRADECIMIENTOS

Con todo cariño y respeto para mis padres Gonzalo (†) y Francisca, quienes me brindaron su apoyo, me enseñaron a ser perseverante en la vida y luchar por mis ideales. Para ti Papá porque en tu vida diste un ejemplo de integridad, de cariño con tu familia y sobre todo de valor ante la vida.

A mis hermanos Epifanio, Isabel, Bricia, Alejandra, Felicitos, Federico, Francisco, Vicente, Justino, Félix, Cristina, Edilberto, cuñados y sobrinos, que en algún momento de mi vida me han ayudado a ser mejor, y quisiera compartir con ustedes este logro.

A mi futura esposa Flor por permitirme disfrutar de momentos muy felices a su lado y comprenderme en momentos difíciles.

A todos mis amigos y compañeros del Instituto de Ingeniería, UNAM, Faustino de Luna y Juan Ansberto Cruz, por su colaboración en la revisión y comentarios para la mejora de este trabajo, Juan Javier Carrillo Eneidino Mendoza, Martín Jiménez, Adriana Rodríguez, Edith Vega, Abraham Ávila, Alicia Ravelo, Juan Gabriel López, José Luis Herrera, por su amistad y apoyo desinteresado.

A mis amigos de Zoquitlán Octavio, Ramiro, Justino, Donaciano, Naum, Hugo, Daniel, Rosalba, Simón, de Río Seco Isaías, Javier, Régulo, Naum, Gil, por compartir con ellos momentos inolvidables.

Al Dr. Óscar A. Fuentes por brindarme la oportunidad de pertenecer a su excelente equipo de trabajo para formarme profesionalmente, por ser paciente y brindarme su valioso tiempo y experiencia en la asesoría y revisión de este trabajo.

A mis profesores y sinodales Dr. Óscar Fuentes, M. I. Víctor Franco, Dr. Ramón Domínguez, Dr. Jesús Gracia, Dr. Carlos Escalante, por su paciencia en la formación de nuevos estudiosos de este bello campo del conocimiento, la Hidráulica.

A todas aquellas personas que no menciono pero que siempre han estado conmigo y que saben que siempre las llevo en mi corazón.

Agradezco infinitamente a la Universidad Nacional Autónoma de México, que a través de su Departamento de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería y de la sección de Hidráulica del Instituto de Ingeniería me ha permitido ser parte de ella y adquirir nuevos conocimientos.

Asimismo agradezco a las Áreas de Riesgos Hidrometeorológicos e Instrumentación del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) y al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por haberme brindado todas las facilidades para realizar el presente trabajo.

Sin la colaboración de todos ustedes, simplemente esta tesis, no existiría

A todos, personas e instituciones porque sin su colaboración, simplemente este trabajo no existiría,
¡Mil gracias!

RESUMEN

Para que se presenten los escurrimientos máximos en un sitio, en respuesta a una precipitación, deben transcurrir varios minutos u horas después de iniciada la tormenta (tiempo de retraso), por lo que es posible anticipar la ocurrencia de los mayores flujos de agua para advertir el peligro por desbordamientos de los ríos o por la intensidad de sus corrientes. Esta idea es la base teórica de un Sistema de Alerta Hidrometeorológica.

Un Sistema de Alerta Hidrometeorológica Temprana Municipal es un conjunto de acciones para informar a las comunidades expuestas a daños por fenómenos hidrometeorológicos para que con anticipación a la ocurrencia de sus efectos más severos, las autoridades correspondientes emprendan las acciones pertinentes para que las personas se alejen de las zonas de peligro y para reducir las pérdidas materiales que pudiera provocar.

En este trabajo se presenta los conceptos y desarrollo de la implantación e instrumentación de un Sistema de Alerta Hidrometeorológica Temprana Municipal en la cuenca del río Sabinal en Tuxtla Gutiérrez Chis.

Se describe de forma detallada el procedimiento de los estudios hidrológico e hidráulico que son necesarios para conocer la respuesta de la cuenca a una precipitación y el comportamiento de una avenida dentro de los cauces del río; además se presentan los componentes e instrumentos como son las estaciones pluviométricas e hidrométricas y puestos centrales de registro para realizar la medición en tiempo real de la lluvia y escurrimientos que integran el subsistema de medición y procesamiento hidráulico del Sistema de Alerta Hidrometeorológica Temprana Municipal.

ÍNDICE

1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Justificación.....	3
1.2 Objetivos.....	4
1.3 Contenido.....	4
2 ESTIMACIÓN DE LA MAGNITUD DE LOS ESCURRIMIENTOS EN UN RÍO.....	5
2.1 Características fisiográficas de la cuenca.....	5
2.2 Precipitación.....	7
2.2.1 <i>Medición de la precipitación</i>	7
2.2.2 <i>Análisis de la precipitación</i>	8
2.3 Pérdidas de precipitación.....	10
2.3.1 <i>Infiltración</i>	11
2.3.2 <i>Cálculo de las pérdidas de precipitación</i>	11
2.4 Escurrimiento.....	13
2.4.1 <i>Origen y componentes del escurrimiento</i>	13
2.4.2 <i>Medición del escurrimiento</i>	15
2.4.3 <i>Análisis de hidrogramas</i>	16
2.5 Modelos lluvia-escurrimiento.....	16
2.5.1 <i>Hidrograma unitario instantáneo geomorfológico</i>	17
2.5.2 <i>Hidrograma unitario sintético adimensional</i>	18
2.6 Estimación del hidrograma de escurrimiento directo.....	20
2.7 Periodo de retorno.....	21
2.8 Tormentas de diseño.....	22
3 INSTRUMENTACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	23
3.1 Criterios para la selección de sitios de medición.....	24
3.1.1 <i>Sitios de medición de precipitación</i>	24
3.1.2 <i>Sitios de medición del nivel de la superficie libre del agua en un río</i>	24
3.2 Estaciones pluviométricas.....	25
3.3 Estaciones hidrométricas.....	27
3.4 Repetidores de señales de radio.....	28
3.5 Puestos centrales de registro.....	28
3.6 Modo de operación.....	30
4 PROCESAMIENTO HIDRÁULICO.....	33
4.1 Tránsito de avenidas en cauces.....	33
4.1.1 <i>Método de Muskingum</i>	34
4.1.2 <i>Método del Instituto de Ingeniería, UNAM</i>	36
5 SISTEMA DE ALERTA HIDROMETEOROLÓGICA.....	47
5.1 Sistema de Alerta Temprana.....	47
5.2 Sistema de Alerta Hidrometeorológica Temprana Municipal.....	48
5.2.1 <i>Componentes</i>	48

5.3 Subsistema de medición y procesamiento hidráulico.....	49
5.3.1 Umbrales de precipitación.....	50
5.3.2 Umbrales del nivel de la superficie libre del agua en un río.....	50
5.4 Restauración de las condiciones previas al desastre.....	51
6 CASO DE APLICACIÓN.....	53
6.1. Descripción de la zona en estudio.....	54
6.1.1 Localización.....	54
6.1.2 Población.....	55
6.1.3 Precipitación.....	56
6.1.4 Hidrografía.....	56
6.2 Desarrollo del subsistema de medición y procesamiento hidráulico.....	57
6.2.1 Características fisiográficas.....	57
6.2.2 Hidrogramas unitarios.....	59
6.2.3 Análisis de la precipitación histórica.....	61
6.2.4 Coeficientes de escurrimiento.....	65
6.2.5 Instrumentación de la zona en estudio.....	67
6.2.6 Factores de peso.....	72
6.2.7 Estimación de umbrales.....	76
6.3 Integración del subsistema de medición y procesamiento hidráulico.....	84
6.3.1 Programa de cómputo para la recolección, almacenamiento y envío de datos.....	84
6.3.2 Programa de cómputo para el procesamiento y análisis de datos.....	85
6.4 Operación del subsistema de medición y procesamiento hidráulico.....	87
6.4.1 Análisis de tormentas registradas.....	87
7 CONCLUSIONES.....	93
8 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS.....	97
ANEXO A.....	99

ÍNDICE DE FIGURAS

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Personas fallecidas por fenómenos hidrometeorológicos.....	2
1.2 Zonas de peligro por inundación.....	2
1.3 Localidades con más de 10,000 habitantes en cuencas con peligro de inundación.....	3

2 ESTIMACIÓN DE LA MAGNITUD DE LOS ESCURRIMIENTOS EN UN RÍO

2.1 Sistema de ordenación de corrientes de Horton-Strahler.....	6
2.2 Instrumentos más utilizados en México para medir la precipitación.....	8
2.3 Curva masa de una tormenta.....	9
2.4 Hietograma de una tormenta.....	10
2.5 Polígonos de Thiessen.....	10
2.6 Proceso de infiltración.....	11
2.7 Método de los números de escurrimiento.....	14
2.8 Partes de un hidrograma asociado a una tormenta.....	16
2.9 Hidrograma unitario sintético adimensional.....	19
2.10 Hidrograma unitario sintético adimensional modificado.....	19
2.11 Aplicación de la ecuación de convolución discreta.....	20

3 INSTRUMENTACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

3.1 Medición del fenómeno hidrometeorológico.....	23
3.2 Sistema de medición y alerta.....	23
3.3 Diagrama esquemático de la instalación típica de una estación pluviométrica.....	25
3.4 Diagrama esquemático del interior del gabinete y su interconexión con los equipos externos.....	26
3.5 Pluviógrafo de tipo balancín.....	27
3.6 Diagrama esquemático de la instalación típica de una estación hidrométrica.....	28
3.7 Elementos que componen el PCR primario.....	29
3.8 Esquema de interrogación de las estaciones desde el PCR.....	31

4 PROCESAMIENTO HIDRÁULICO

4.1 Relación de gasto de entrada y salida en un tramo de cauce al presentarse una avenida.....	33
4.2 Almacenamiento en un tramo de un cauce durante el paso de una avenida.....	35
4.3 Sección transversal de un cauce.....	37
4.4 Perfil de las secciones j y $j + 1$	39
4.5 Secciones a lo largo del cauce en diferencias finitas.....	42

5 SISTEMA DE ALERTA HIDROMETEOROLÓGICA

5.1 Ilustración del tiempo de retraso.....	47
5.2 Componentes de un SAHTM.....	48
5.3 Actividades antes, durante y después de un fenómeno hidrometeorológico.....	49

6 CASO DE APLICACIÓN

6.1. Inundación del 04 al 06 de octubre de 2003. El río Sabinal se desbordó cerca del estrechamiento del puente ubicado en las calles 3 ^a Ote. Y 7 ^a . Nte.....	53
6.2 Ubicación geográfica de la cuenca del río Sabinal.....	54
6.3 Manchas urbanas más importantes.....	55
6.4 Localidades ubicadas dentro de la cuenca en estudio.....	55
6.5 Precipitación media mensual.....	56
6.6 Delimitación de subcuencas y red de drenaje.....	58
6.7 Determinación del número, longitud y área de corrientes para orden 1, 2, 3 y 4 de la subcuenca San Francisco.....	58
6.8 Delimitación de microcuencas de orden 1, 2, 3 y 4 de la subcuenca San Francisco.....	59
6.9 Hidrogramas unitarios por el método del HUIG.....	60
6.10 Hidrogramas unitarios por el método del HUA.....	61
6.11 Estaciones climatológicas y sus área de influencia.....	63
6.12 Ajuste de curvas tipo a los FRD.....	64
6.13 Hietogramas base para duraciones de 1, 2 y 3 horas.....	65
6.14 Uso de suelo y vegetación.....	65
6.15 Coeficientes de escurrimiento.....	67
6.16 Ubicación espacial de las estaciones y PCR en la cuenca del río Sabinal.....	67
6.17 Líneas de vista entre las estaciones y el PCR-02 con el PCR-01.....	69
6.18 Instrumentación de las estaciones pluviométricas.....	70
6.19 Instrumentación de las estaciones hidrométricas.....	71
6.20 Instrumentación de los PCR.....	72
6.21 Áreas de influencia para la cuenca total y subcuencas.....	72
6.22 Áreas de influencia suponiendo que no funcionan 1, 2, 3, 4 y 5 estaciones al mismo tiempo.....	74
6.23 Malla de celdas de 500 m por lado ajustada al perímetro de las subcuencas.....	75
6.24 Ubicación de las secciones a lo largo del río Sabinal.....	77
6.25 Perfil del thalweg, bordo derecho e izquierdo.....	78
6.26 Características y condiciones actuales del río Sabinal en diferentes secciones.....	79
6.27 Hidrogramas de escurrimiento directo.....	81
6.28 Esquema idealizado del funcionamiento hidráulico del río.....	81
6.29 Simulación en flujo permanente para las secciones con desbordamiento.....	83
6.30 Programa de simulación en flujo no permanente del II, UNAM.....	83
6.31 Simulación para un tr = 5 años.....	84
6.32 Descripción de la pantalla del programa de cómputo para la recopilación, almacenamiento y envío de datos.....	85
6.33 Descripción de la pantalla del programa de cómputo para el procesamiento y análisis de datos.....	86
6.34 Hietogramas de precipitación de las estaciones pluviométricas.....	87
6.35 Curvas masa de las estaciones pluviométricas.....	88
6.36 Hietogramas de precipitación media de las subcuencas.....	89
6.37 Curvas masa de las subcuencas.....	89
6.38 Hidrogramas de escurrimiento directo.....	91
6.39 Resultados de la simulación en flujo no permanente.....	92
6.40 Hidrogramas de entrada y salida del cauce.....	92

7 CONCLUSIONES

8 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

ANEXO A

ÍNDICE DE TABLAS

1 INTRODUCCIÓN

- 1.1 Desastres hidrometeorológicos más importantes en México, entre 1943 y 2004..... 1

2 ESTIMACIÓN DE LA MAGNITUD DE LOS ESCURRIMIENTOS EN UN RÍO

- 2.1 Valores del coeficiente de escurrimiento..... 12
 2.2 Clasificación del tipo de suelo..... 13
 2.3 Selección del número de escurrimiento N..... 14
 2.4 Factor de corrección del número de escurrimiento N..... 14

3 INSTRUMENTACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

4 PROCESAMIENTO HIDRÁULICO

- 4.1 Expresiones para el cálculo de las variables hidráulicas.....37

5 SISTEMA DE ALERTA HIDROMETEOROLÓGICA

6 CASO DE APLICACIÓN

- 6.1. Municipios que integran la cuenca en estudio..... 54
 6.2 Población asentada dentro de la cuenca..... 56
 6.3 Características fisiográficas de las subcuencas..... 57
 6.4 Longitudes y áreas para cada orden y subcuenca..... 58
 6.5 Parámetros geomorfológicos de Horton..... 59
 6.6 Tiempo de concentración y de retraso, tiempo y gasto de pico y velocidad promedio.....59
 6.7 Datos generales de las estaciones climatológicas..... 61
 6.8 Precipitación máxima anual en 24 h..... 62
 6.9 Precipitación máxima anual acumulada en 24 h para $tr = 2$ y 5 años..... 63
 6.10 Precipitación media en cada subcuenca..... 63
 6.11 Precipitación media afectada por los FRA y FRD..... 64
 6.12 Porcentajes de precipitación acumulada..... 64
 6.13 Uso de suelo y vegetación en la cuenca..... 66
 6.14 Números de escurrimientos por subcuenca..... 66
 6.15 Coeficientes de escurrimiento por el método de los números de escurrimiento..... 66
 6.16 Datos generales de las estaciones y PCR en la cuenca del río Sabinal..... 68
 6.17 Áreas de influencia para la cuenca total y subcuencas..... 72
 6.18 Factores de peso de cada estación sobre cada subcuenca..... 73
 6.19 Datos resultado de la discretización de las subcuencas..... 75
 6.20 Ubicación de las estaciones pluviométricas..... 76
 6.21 Umbrales de precipitación para $tr = 5$ años..... 76
 6.22 Umbrales de precipitación efectiva para $tr = 5$ años..... 77
 6.23 Comportamiento del escurrimiento dentro del cauce del río..... 81
 6.24 Umbrales para cada tramo del río en flujo permanente..... 83
 6.25 Umbrales para cada tramo del río en flujo no permanente..... 84

6.26 Comparación de la precipitación media en las subcuencas.....89

7 CONCLUSIONES

8 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

ANEXO A

1 INTRODUCCIÓN

El agua es el recurso natural más importante de cualquier país debido a los beneficios sociales y económicos que se derivan de su conciente explotación; sin embargo, junto con sus ventajas también existen desventajas, como cuando su exceso origina inundaciones.

Una inundación se produce cuando una zona terrestre queda momentáneamente cubierta por el agua. Ello se debe al almacenamiento de agua de lluvia en zonas con escaso drenaje (inundaciones pluviales), al desbordamiento de arroyos o ríos (inundaciones fluviales), a mareas de tormenta (inundaciones costeras), a la descarga de obras de excedencias de presas o bien a la falla de una estructura hidráulica.

A lo largo de la historia, el hombre se ha establecido a la orilla de lagos y ríos con la finalidad de obtener beneficios de los mismos, aprovechándolos como medio de transporte, fuente de abastecimiento para su consumo y el cultivo de las fértiles llanuras de inundación. Con el rápido crecimiento de la población, la alteración del ciclo hidrológico y el inadecuado manejo del recurso, los beneficios por las inundaciones han sido superados por los daños. Los daños ocurren principalmente en la agricultura, ganadería, infraestructura e inclusive se ha expuesto a las comunidades a riesgos por inundaciones.

La República Mexicana se encuentra sujeta a gran variedad de fenómenos que pueden causar desastres, como las precipitaciones convectivas, frentes fríos o ciclones tropicales que se generan tanto en el Océano Atlántico como en el Pacífico, debido a su ubicación geográfica en una región intertropical y características climáticas.

Los desastres por estos fenómenos han causado un importante número de víctimas fatales y cuantiosas pérdidas materiales no solo a nivel mundial sino también en nuestro país, que se caracterizan por su frecuencia y carácter recurrente cada vez incrementándose más, los daños que ocasionan.

Tabla 1.1 Desastres hidrometeorológicos más importantes en México, entre 1943 y 2004

Evento	Año	No. de Muertos	Daños (MDD)
Huracanes varios	1954	110	7.50
Ciclón de Manzanillo	1959	1,500	No cuantificado
Huracán Liza	1976	600	3.10
Huracán Diana	1990	139	90.70
Inundaciones en Chihuahua	1990	200	2.50
Tormentas de invierno en Nayarit	1992	64	78.00
Huracán Ismael	1995	56	26.00
Huracán Paulina	1997	228	447.80
Lluvias torrenciales en Chiapas	1998	229	602.70
Lluvias torrenciales en Tijuana	1998	92	65.60
Inundaciones en Veracruz	1999	124	293.40
Inundaciones en Puebla	1999	263	244.80
Otros		3,778	4,134.40
Total		5,173	5,985.90

MDD. Millones de dólares.

Los daños acumulados por desastres de origen hidrometeorológico en México ascendieron a más de 5,900 millones de dólares y a más de 5,000 personas fallecidas entre 1943 y 2004

(Bitrán, 2000 y Salas, 2005). En la tabla 1.1 se enlistan los eventos más importantes en este periodo y en la figura 1.1 se representa el número de personas fallecidas en los años en que ocurrieron dichos eventos.

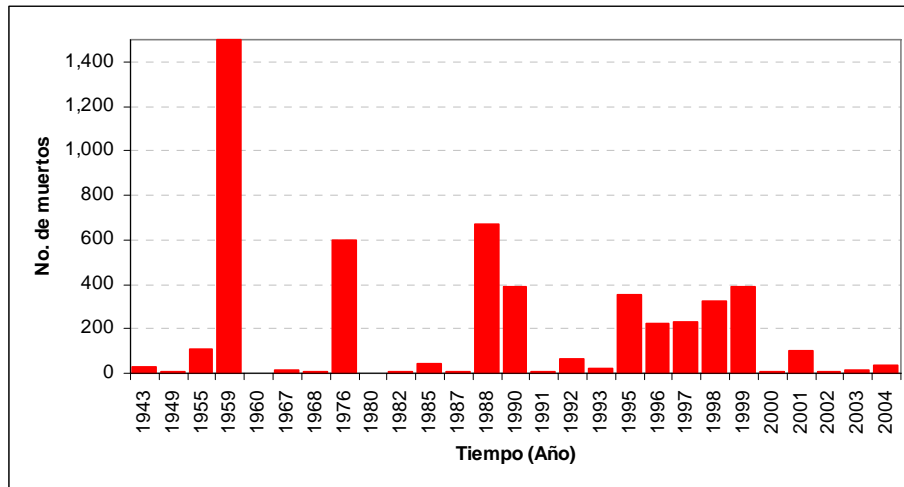


Figura 1.1 Personas fallecidas por fenómenos hidrometeorológicos

Históricamente, los estados que han sido afectados por estos fenómenos que se caracterizan por afectar un área geográfica extensa son: los once estados de la costa del océano pacifico, los seis de atlántico y cinco del centro del país (Coahuila, Hidalgo, Nuevo León, Puebla y San Luis Potosí), que en área abarcan más del 75 % del territorio nacional, con una población de más de 64 millones de personas de las cuales alrededor del 30 % están en riesgo por estos fenómenos (figuras 1.2 y 1.3).

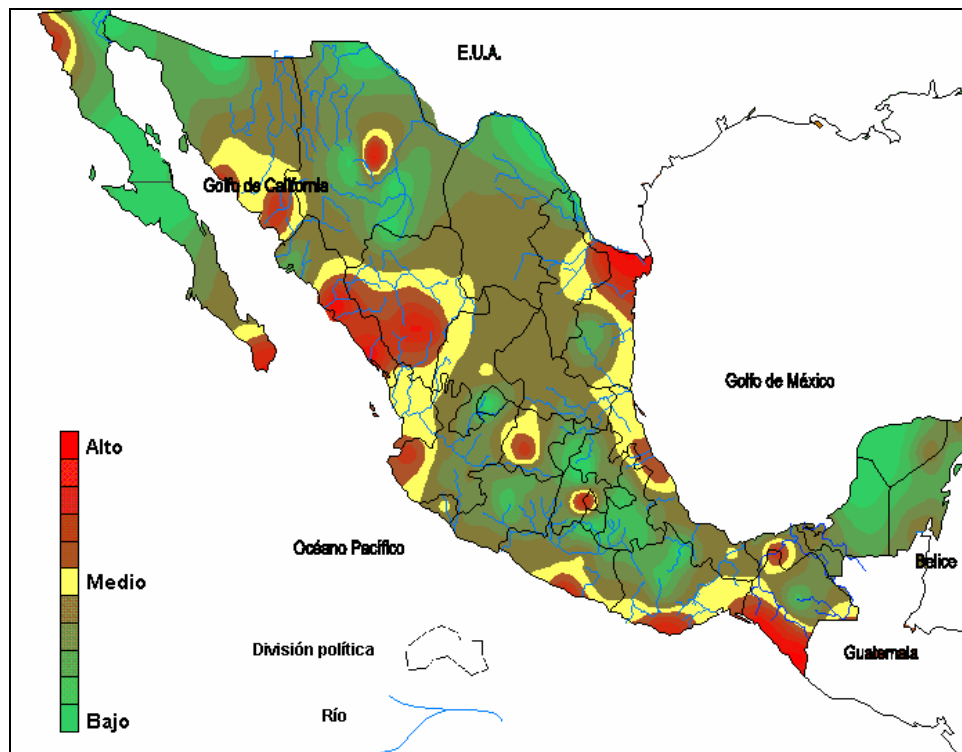


Figura 1.2 Zonas de peligro por inundación
(fuente: CENAPRED)

Los devastadores efectos de estos eventos, se magnifican por una elevada vulnerabilidad que afecta a la sociedad que se deriva entre otros, de la insuficiencia de medidas preventivas y de

mitigación, falta de ordenamiento para los asentamientos humanos y el inadecuado manejo y planeación en las cuencas hidrológicas.

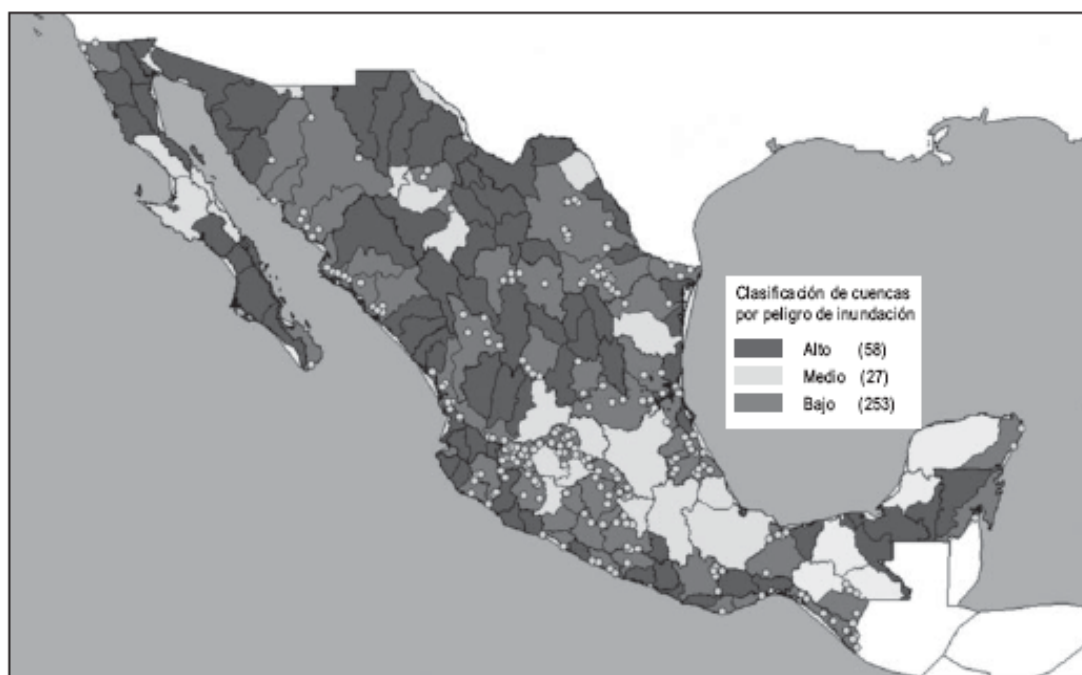


Figura 1.3 Localidades con más de 10,000 habitantes ubicadas en cuencas con peligro de inundación

(fuente: CENAPRED)

Entre los factores que condicionan las consecuencias de las inundaciones están la distribución espacial y temporal de la lluvia, la topografía, pendiente del terreno, el tipo y uso de suelo, cobertura vegetal, las características físicas de los cauces de los arroyos y ríos y la ubicación de las estructuras hidráulicas.

El tiempo de respuesta de una cuenca depende entre otros factores de las características fisiográficas y geomorfológicas de la misma; por ello, básicamente las inundaciones se clasifican en lentas y rápidas. Las primeras significan que 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 es rápida o súbita, esta se forma en poco tiempo (desde unos minutos hasta unas cuantas horas), causando la pérdida principalmente de vidas humanas y desde luego daños materiales.

1.1 Justificación

De acuerdo a los registros recientes de desastres hidrometeorológicos, han ocurrido inundaciones súbitas que se presentan en cuencas que tienen asentamientos humanos en su parte baja, por lo que han sufrido la pérdida de vidas humanas y cuantiosos daños materiales, dentro de las cuales podemos mencionar a: Acapulco, Guerrero (huracán Paulina, 1997), Tijuana, Baja California (lluvias torrenciales, 1998), Motozintla y Tapachula, Chiapas (lluvias torrenciales, 1998), Villa Hermosa, Tabasco (lluvias intensas, 1999), Álamo, Gutiérrez Zamora, Martínez de la Torre, Misantla, Poza Rica y Tecolutla, Veracruz (inundaciones, 1999), Monterrey, Nuevo León (huracán Keith, 2000) y Chalco, Iztapaluca y Los Reyes La paz, México (fuertes precipitaciones)

Para prevenir y mitigar futuros desastres en estos sitios y en muchos otros, es indispensable emprender acciones de protección. Estas pueden ser de dos tipos: estructurales (construcción de obras) y no estructurales (indirectas o institucionales). El objetivo de las obras estructurales

es reducir los daños provocados por las inundaciones mediante la construcción de obras; por su parte, la finalidad de las medidas no estructurales es informar oportunamente a las poblaciones ribereñas de la ocurrencia de una avenida, para que no haya decesos de personas y se minimicen los daños materiales. Dentro de esta última acción, se encuentra el Sistema de Alerta Hidrometeorológica, propósito de este trabajo.

1.2 Objetivos

Los objetivos del presente trabajo son:

En primer lugar, describir los aspectos técnicos más importantes que se deben de considerar en la implantación de un Sistema de Alerta Hidrometeorológica Temprana Municipal.

En segundo, su aplicación a la cuenca del río Sabinal en Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, localidad que ha sufrido inundaciones súbitas en los últimos años, con grandes daños materiales y contribuir para que en un futuro no existan pérdidas de vidas humanas y disminuir las materiales.

1.3 Contenido

El presente trabajo titulado: "PROCESAMIENTO HIDRÁULICO EN UN SISTEMA DE ALERTA HIDROMETEOROLÓGICA Y SU APLICACIÓN AL RÍO SABINAL EN TUXTLA GUTIÉRREZ, CHIS.", esta integrado por 8 capítulos incluido el presente.

El segundo capítulo trata de los aspectos hidrológicos como las características fisiográficas, la precipitación y pérdidas de la misma, modelos para transformar la lluvia en escurrimiento, con lo cual es posible determinar el escurrimiento en respuesta a una tormenta de una zona en estudio.

El tres comprende una descripción física y funcionamiento de los instrumentos de medición, tanto de precipitación como del nivel de la superficie libre del agua en los ríos y repetidores de señales de radio. Estos instrumentos funcionan de forma autónoma por medio de paneles solares, y envían información en tiempo real a un puesto central; dado que es necesario tener comunicación vía radio, se deben de cumplir ciertos criterios para su ubicación.

En muchos casos, los asentamientos humanos están ubicados en el cauce de ríos que reciben el agua de varias subcuencas, es por ello necesario contar con modelos matemáticos para conocer el comportamiento del agua dentro de dicho cauce, como se describe en el capítulo cinco.

En el seis se tratan los conceptos a considerar en la implantación de un Sistema de Alerta Hidrometeorológica.

Con la conjunción de los elementos de los capítulos anteriores se hace una aplicación a la cuenca del río Sabinal en Tuxtla Gutiérrez, Chis.

Finalmente, en los capítulos subsecuentes se presentan las conclusiones, bibliografía y referencias para quien guste profundizar más sobre este tema.

2 ESTIMACIÓN DE LA MAGNITUD DE LOS ESCURRIMIENTOS EN UN RÍO

Determinar el gasto que conduce una corriente natural no es sencillo, debido a que es una magnitud variable en el tiempo que depende de diferentes factores naturales como es la precipitación, y de factores físicos como son las características fisiográficas y del suelo dentro de la cuenca.

En este capítulo se hace una descripción de los conceptos necesarios para estimar la magnitud de los escurrimientos en un río. Para disponer de mayor tiempo para avisar de una condición de peligro se utilizan modelos que relacionan la lluvia con el escurrimiento.

2.1 Características fisiográficas de la cuenca

La base de la mayor parte de los estudios hidrológicos es comprender la relación impulso-respuesta en una cuenca; es decir, la cuenca recibe la precipitación (impulso) y la transforma en escurrimiento (respuesta); entendiéndose como cuenca a una zona de la superficie terrestre que abarca el área drenada por una red de drenaje, tal que, todo el escurrimiento originado sobre dicha zona es descargado a través de una única salida de la misma. Entre el impulso y la respuesta ocurren diversos procesos hidrológicos que son función de varios factores dentro de los que se encuentra la configuración del terreno. La geomorfología permite estudiar y cuantificar determinados rasgos de la superficie del terreno. Se utiliza para hacer medidas de similitud geométrica entre cuencas (figura 2.1).

A Área de la cuenca

El área de la cuenca se define como la superficie, en proyección horizontal, delimitada por su parteaguas. El parteaguas es la línea imaginaria del perímetro de una cuenca, formada por los puntos de mayor elevación topográfica.

B Corriente principal

La corriente principal de una cuenca es la que pasa por su salida y para determinarla se parte del punto de salida de la cuenca hacia aguas arriba, siguiendo a la corriente de más alto orden, hasta alcanzar una bifurcación de dos corrientes de igual orden y se continúa por el cauce que tenga una mayor área de aportación; a partir de tal punto el proceso se repite hasta terminar en un tributario de orden uno.

C Longitud del cauce principal

La longitud del cauce principal es la distancia horizontal que recorre la corriente principal.

D Pendiente del cauce principal

La pendiente del cauce principal es el desnivel que existe entre los puntos inicial y final del mismo, dividido por su longitud horizontal. Dado que la pendiente varía a lo largo del cauce es necesario definir una pendiente media y para ello se utiliza el criterio de Taylor y Schwarz definido por la ecuación siguiente:

$$S_m = \left[\frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{l_i}{\sqrt{S_i}}} \right]^2$$

donde:

S_m , pendiente media del cauce principal, adimensional.

L , longitud total del cauce, en m.

$S_i = \frac{h_i}{l_i}$, pendiente del tramo i , adimensional.

h_i , diferencia de elevaciones del tramo i , en m.

l_i , longitud del tramo i , en m.

i , número de tramos que hay en la longitud L .

E Orden de la red de drenaje

La red de drenaje de una cuenca esta integrada por una corriente principal y una serie de tributarios cuyas ramificaciones se extienden hacia las partes más altas de la cuenca. Las corrientes tributarias son las corrientes secundarias que llegan a la corriente principal.

La clasificación más utilizada actualmente es la de Horton-Strahler (figura 2.1), la cual clasifica a las corrientes según el procedimiento siguiente:

1. Los cauces de primer orden son los que no tienen tributarios.
2. Cuando las corrientes de orden n se unen, se crea una corriente de orden $n + 1$.
3. Cuando dos corrientes de diferente orden convergen, el segmento de corriente inmediatamente aguas abajo se toma como la continuación de la corriente de mayor orden.
4. El orden de la cuenca es el mismo que el de su cauce principal a la salida.

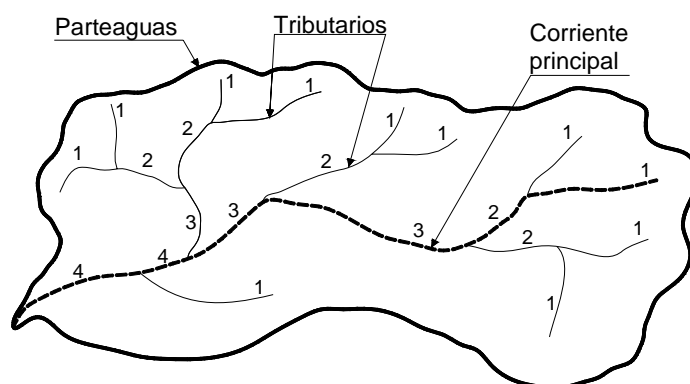


Figura 2.1 Sistema de ordenación de corrientes de Horton-Strahler

F Leyes de Horton

Horton (1945) fue el primero en sugerir algunas leyes empíricas que se consideran constantes de un orden a otro, para que posteriormente fueran confirmadas usando el sistema de ordenación de Strahler.

Ley del número de corrientes

$$R_B = \frac{N_i}{N_{i+1}}$$

Ley de las longitudes de las corrientes

$$R_L = \frac{\bar{L}_{i+1}}{\bar{L}_i}$$

Ley de áreas de las corrientes

$$R_A = \frac{\bar{A}_{i+1}}{\bar{A}_i}$$

donde:

$$\bar{L}_i = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n L_i, \text{ longitud promedio de una corriente de orden } i, \text{ en km.}$$

$$\bar{A}_i = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n A_i, \text{ área promedio que contribuye al escurrimiento de una corriente de orden } i, \text{ en km}^2.$$

L_i , longitud de una corriente de orden i , en km.

A_i , área que contribuye al escurrimiento de una corriente de orden i , en km^2 .

N_i , número de corrientes de orden i .

En realidad, las leyes de Horton indican una progresión geométrica de número, longitud y área de las corrientes de una cuenca y por lo tanto, gráficamente corresponden a las relaciones lineales entre el número de orden y los logaritmos del número, longitud y área de corrientes; de donde las relaciones R_B , R_L y R_A se obtienen como el antilogaritmo de la pendiente de dichas rectas. A través de los años se ha observado que para cuencas naturales tienen cierto rango de variación, para R_B de 3 a 5, para R_L de 1.5 a 3.5, y para R_A de 3 a 6.

2.2 Precipitación

La precipitación es el agua que proviene de la atmósfera y que llega a la superficie, como la lluvia, la nieve, granizo y nevadas. La precipitación es la fuente primaria del agua de la superficie terrestre, y sus mediciones forman el punto de partida de la mayor parte de los estudios hidrológicos concernientes al uso y control del agua.

2.2.1 Medición de la precipitación

En la actualidad existen una gran variedad de instrumentos y técnicas para obtener información de las diferentes fases de la precipitación. Sin embargo, los aparatos que miden la cantidad y la intensidad de la lluvia son los más importantes en la mayoría de los casos. Todas las formas de precipitación se miden sobre la base de una columna vertical que se acumularía sobre una superficie a nivel si ésta permaneciese en el lugar donde cae.

Los aparatos más usuales en nuestro país para medir la precipitación en forma de lluvia son los pluviómetros y los pluviógrafos, aunque últimamente se están usando los radares meteorológicos e imágenes de satélite.

Pluviómetro. Consta esencialmente de un depósito cilíndrico, en cuyo interior se aloja un recipiente graduado, llamado vaso medidor. La tapa del cilindro está formada por un embudo receptor que capta el agua de lluvia. El área de captación es normalmente 10 veces mayor que el área del recipiente con el objeto de que, por cada milímetro de altura de precipitación, se aumente en el vaso medidor a una lamina diez veces mayor (figura 2.2a). Estos instrumentos sirven para medir la altura de lluvia por lo general cada 24 horas. En México la medición de la precipitación se realiza a las 8:00 horas del día siguiente.

Pluviógrafo. Es muy semejante al pluviómetro, con la diferencia de que tiene un mecanismo para producir un registro continuo de precipitación. El mecanismo está formado por un flotador

colocado dentro del recipiente medidor; el ascenso del flotador se produce por el aumento de lluvia captada, hasta que el recipiente se llena y entonces se vacía automáticamente por medio de un sifón autocebante. El flotador se une mediante un juego de varillas a una plumilla, la cual registra las marcas de altura de precipitación sobre un papel graduado, este último colocado sobre un tambor que gira a velocidad constante (figura 2.2b). Estos instrumentos miden la precipitación a lo largo del tiempo. El registro obtenido se llama pluviograma.

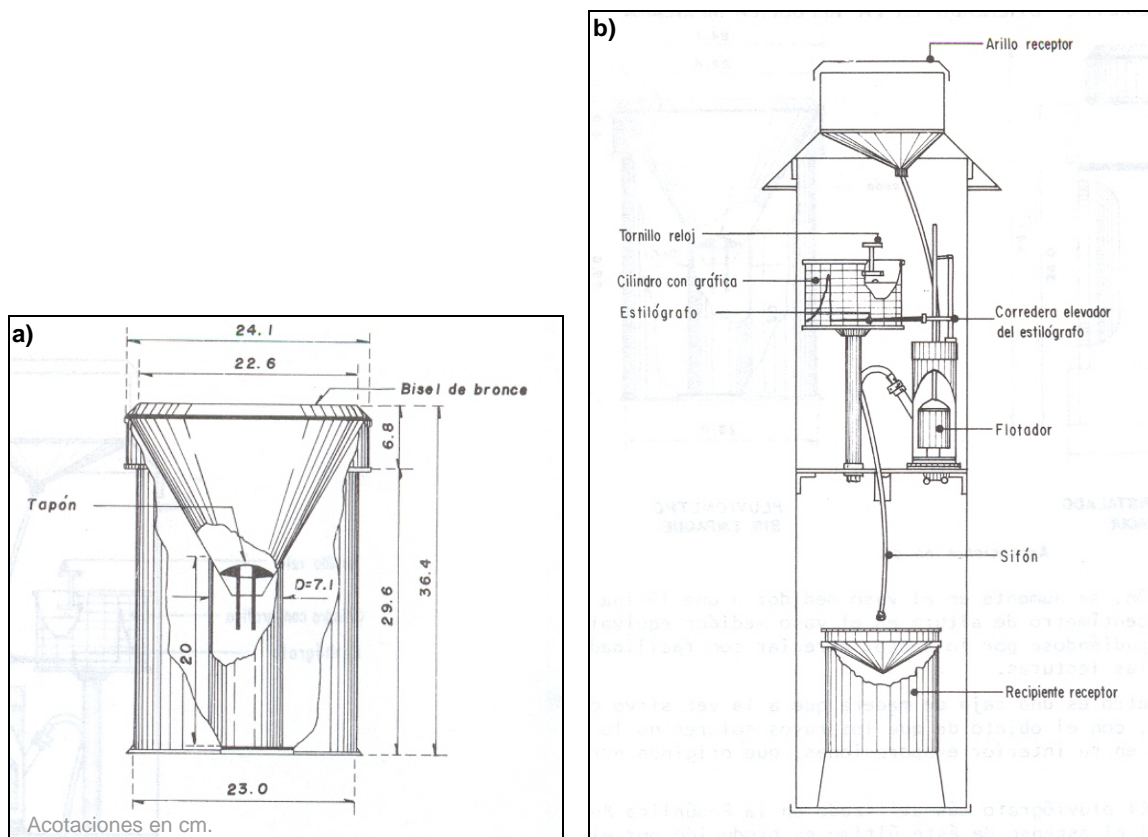


Figura 2.2 Instrumentos más utilizados en México para medir la precipitación

En los últimos años en México se ha iniciado con el uso de pluviógrafos de tipo balancín, que son instrumentos automáticos y realizan la medición de la precipitación a cada de 10 minutos.

2.2.2 Análisis de la precipitación

Para entender el proceso de precipitación en una zona de estudio y utilizar la información recabada producto de la medición de la misma en modelos de simulación hidrológica y posteriormente en la toma de decisiones, se necesita procesar y concentrar la mayor cantidad de información, para ello se apoya de los conceptos siguientes:

A Curva masa

Es la curva que relaciona la altura de precipitación acumulada a través del tiempo de una tormenta dada; se obtiene del registro de un pluviógrafo (figura 2.3).

B Altura de precipitación

La altura de precipitación o lámina de lluvia es la cantidad de agua que se precipita durante una tormenta en un determinado tiempo. Sus unidades son de longitud, generalmente se expresa en mm.

C Duración

Es el intervalo de tiempo en que está presente la precipitación, se expresa en horas. Para estimar la duración de la lluvia que produce el gasto de pico máximo en una cuenca se suele considerar que es igual al tiempo de concentración. El tiempo de concentración se define como el tiempo que tarda una partícula de agua en fluir por la superficie desde la parte más alejada de la cuenca hasta la salida de la misma.

Existen una gran cantidad de ecuaciones para estimarlo en función de la longitud y la pendiente del cauce principal como la de Kirpich, que se expresa de la forma siguiente:

$$t_c = 0.000325 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.77}$$

donde:

t_c , tiempo de concentración, en h.

L , longitud del cauce principal, en m.

S , pendiente del cauce principal, adimensional.

D Intensidad

Se define como la altura de precipitación entre el tiempo en que se originó, se expresa en mm/h. Cualquier tangente a la curva masa representa la intensidad de lluvia en ese instante.

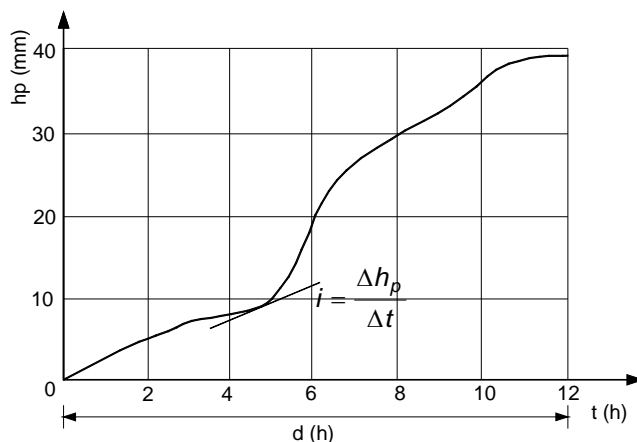


Figura 2.3 Curva masa de una tormenta

E Hietograma

Es una gráfica que muestra la variación de la altura o intensidad de precipitación en el tiempo. Es un diagrama de barras verticales que se obtiene de la curva masa cuya altura es igual a la intensidad o altura de precipitación en un intervalo de tiempo. El intervalo de tiempo Δt depende del registro, la medición o de que número de barras es el adecuado para el problema que se este tratando (figura 2.4).

F Precipitación media

Los aparatos de medición de la precipitación como los pluviómetros y pluviógrafos, generalmente miden la precipitación puntual en algunos sitios de la cuenca. Para conocer la precipitación media de una cuenca se requieren mediciones de varias estaciones localizadas dentro y fuera de la misma. Uno de los principales métodos para obtener la lluvia media es el de los polígonos de Thiessen, que consiste en determinar el área de influencia de cada estación y

posteriormente obtener un promedio pesado con respecto al área total, intentando con ello tomar en cuenta la distribución espacial de la lluvia (figura 2.5).

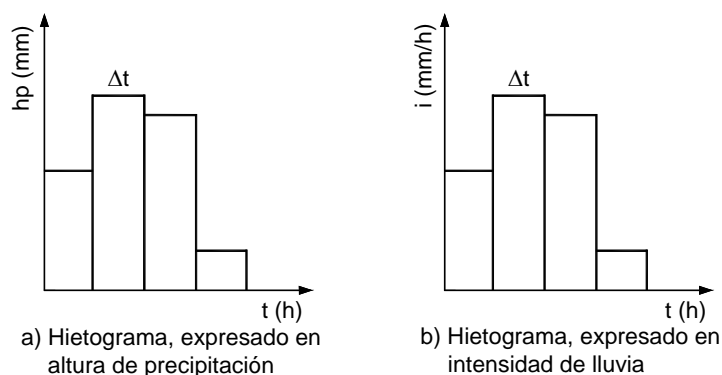


Figura 2.4 Hietograma de una tormenta

$$\bar{h}_P = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_i h_{P_i}$$

donde:

\bar{h}_P , altura de precipitación media, en mm.

h_{P_i} , altura de precipitación registrada en la estación i, en mm.

A_T , área total de la cuenca, en km².

A_i , área de influencia de la estación, en km².

n, número de estaciones bajo análisis.

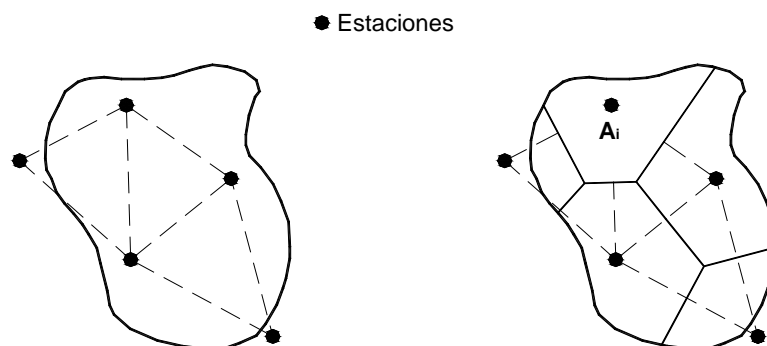


Figura 2.5 Polígonos de Thiessen

2.3 Pérdidas de precipitación

En general, las pérdidas están constituidas por la retención de la precipitación por la vegetación y estructuras (intercepción), una parte llega al suelo y otra se evapora; otra parte de ella se infiltra (infiltración y transpiración), otra parte llena las pequeñas depresiones naturales del terreno (almacenamiento en depresiones) y luego se evapora (evaporación). De esta forma, las pérdidas de la precipitación en una cuenca se pueden cuantificar como la diferencia entre el volumen de precipitación y el que escurre por su salida.

Para la estimación de la avenida que se puede presentar en un punto determinado de un río por consecuencia de una lluvia, se realiza un estudio de la precipitación y el escurrimiento con base en los hietogramas e hidrogramas existentes, seguidos de un conocimiento minucioso de la capacidad de infiltración de la cuenca. La evaporación y transpiración se desprecian debido al corto tiempo en que se desarrolla el proceso, la intercepción y el almacenamiento en depresiones se ignora debido a su reducida magnitud con respecto al que se analiza.

2.3.1 Infiltración

La infiltración es el proceso mediante el cual el agua penetra desde la superficie del terreno hacia el suelo, por la acción de las fuerzas gravitacionales y capilares. El agua primero satisface la deficiencia de humedad del suelo y queda retenida en él, después cualquier exceso alcanza un manto acuífero. Por lo general, la infiltración presenta un valor inicial alto el cual disminuye durante las lluvias continuas, hacia una magnitud reducida y prácticamente constante (figura 2.6).

La cantidad máxima de agua que puede absorber el suelo durante una tormenta en determinadas condiciones se llama capacidad de infiltración y se expresa normalmente en mm/h. Durante una tormenta sólo se satisface la capacidad de infiltración mientras ocurre la lluvia en exceso. El volumen infiltrado es igual al área bajo la curva de capacidad de infiltración, para cualquier intervalo y representa la lámina de agua infiltrada durante dicho periodo (figura 2.6) (Campos, 1988).

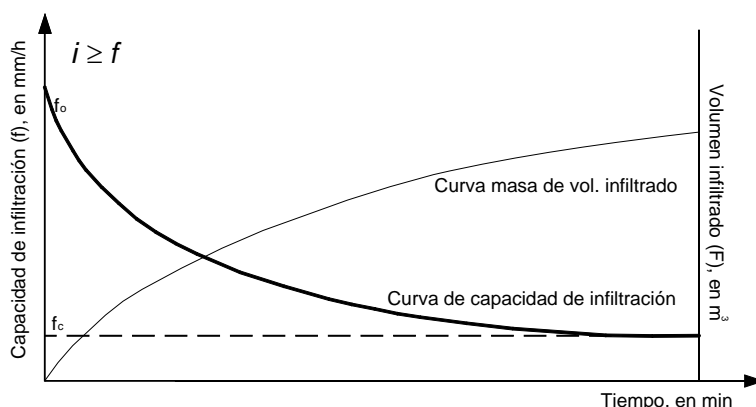


Figura 2.6 Proceso de infiltración

2.3.2 Cálculo de las pérdidas de precipitación

De acuerdo a los procesos descritos anteriormente, el volumen de pérdidas de precipitación se evalúa al restar al volumen total de lluvia el volumen de escurrimiento directo, como:

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

donde:

V_P , volumen de pérdidas, en m^3 .

V_{PT} , volumen de precipitación total, en m^3 .

V_{ED} , volumen de escurrimiento directo, en m^3 .

En la práctica, para la estimación de las pérdidas de precipitación o para determinar el hietograma de precipitación efectiva, existen diferentes métodos dependiendo de que exista información simultánea de precipitación y escurrimiento para una misma tormenta o que sólo existan datos de precipitación. La precipitación efectiva es la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo y que después de fluir a través de la superficie de la cuenca se convierte en escurrimiento directo.

A Método del coeficiente de escurrimiento

Es la relación que hay entre el volumen de escurrimiento directo y el volumen de la precipitación total para una tormenta dada. Considera que las pérdidas son proporcionales a la altura de precipitación media.

$$C_e = \frac{V_{ED}}{V_{PT}}$$

donde:

C_e , coeficiente de escurrimiento, adimensional.

V_{ED} , volumen de escurrimiento directo, en m^3 .

V_{PT} , volumen de precipitación total, en m^3 .

Donde evidentemente, este cociente tendrá valores entre 0 y 1. Será 0 si toda la precipitación se convierte en pérdidas y será 1 si la cuenca es totalmente impermeable, además es variable en el tiempo, de acuerdo a la condición de humedad antecedente.

En la práctica, a falta de información de escurrimiento es común tomar valores representativos del coeficiente de escurrimiento en función de algunas de las condiciones y características del uso de suelo y vegetación. En la tabla 2.1 Se presentan algunos valores conservadores del coeficiente de escurrimiento (Chow et al, 1994 y Aparicio, 2001).

Tabla 2.1 Valores del coeficiente de escurrimiento

Características de la superficie	Minimo	Maximo
Áreas no desarrolladas (0.02 < S < 0.07)		
Bosques	0.31	0.34
Pastizales	0.33	0.36
Área de cultivo	0.35	0.38
Suelos arenosos	0.10	0.15
Suelos arcillosos	0.18	0.22
Áreas desarrolladas		
Asfalto	0.73	0.80
Concreto / techo	0.75	0.83
Adoquín	0.70	0.78
Zonas verdes (0.02 < S < 0.07)		
Condición pobre	0.37	0.40
Condición promedio	0.33	0.36
Condición buena	0.29	0.32
Zonas comerciales		
Zona comercial	0.70	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
Zonas residenciales		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares separados	0.40	0.60
Multifamiliares unidos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casas habitación	0.50	0.70
Zonas industriales		
Espaciadas	0.50	0.80
Compactas	0.60	0.90
Parques, cementerios	0.10	0.25
Campos de juego	0.20	0.35
Patios de ferrocarril	0.20	0.40
Áreas no desarrolladas	0.10	0.30

B Método de los números de escurrimiento

El Soil Conservation Service (1972) desarrolló un método para calcular las pérdidas de precipitación de una tormenta, en donde el número de escurrimiento depende del tipo, uso, y tratamiento del suelo, pendiente y estado de humedad del terreno. La precipitación total se relaciona con la precipitación en exceso mediante las curvas de la figura 2.7 y se pueden expresar algebraicamente como:

$$Q_{ed} = P_e = \frac{\left(P - \frac{5,080}{N} + 50.8\right)^2}{P + \frac{20,320}{N} - 203.2}$$

donde:

Q_{ed} , escurrimiento directo, en mm.

P_e , precipitación efectiva, en mm.

P , precipitación total, en mm.

N , número de escurrimiento, adim.

El número de escurrimiento N , se determina con la estimación del tipo de suelo que se muestra en la tabla 2.2 y en función del uso, tratamiento del suelo y pendiente del terreno con ayuda de la tabla 2.3.

Para tomar en cuenta la condición de humedad antecedente, se hace una corrección al número de escurrimiento, según la altura de precipitación acumulada cinco días antes de la fecha en cuestión, utilizando la tabla 2.4.

En ambos métodos, cuando el área de la cuenca está constituida por superficies diferentes, el coeficiente de escurrimiento puede obtenerse en función de las características de cada porción del área como un promedio pesado, es decir:

$$C_e = \frac{C_{e_1}A_1 + C_{e_2}A_2 + \dots + C_{e_i}A_i}{A_T}$$

Donde:

C_e , Coeficiente de escurrimiento ponderado, adim.

C_{e_i} , coeficiente de escurrimiento correspondiente al área A_i , adim.

A_i , área de superficie i que tiene un cierto tipo de superficie, en km^2 .

A_T , área de la cuenca, en km^2 .

Tabla 2.2 Clasificación del tipo de suelo

Tipo de suelo	Características
A	Arenas con poco limo y arcilla. Suelos muy permeables (escurrimiento mínimo).
B	Arenas finas y limos.
C	Arenas muy finas, limos, suelos con alto contenido de arcilla.
D	Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con subhorizontes de roca sana; suelos muy impermeables (escurrimiento máximo).

2.4 Escurrimiento

El escurrimiento es la parte de la precipitación que fluye sobre la superficie del terreo, o en el interior del mismo, llega a una corriente y finalmente es drenada hasta la salida de la cuenca.

2.4.1 Origen y componentes del escurrimiento

De acuerdo a la porción de la superficie terrestre en que se origina el escurrimiento, éste se puede dividir en: escurrimiento superficial, escurrimiento subsuperficial y escurrimiento subterráneo.

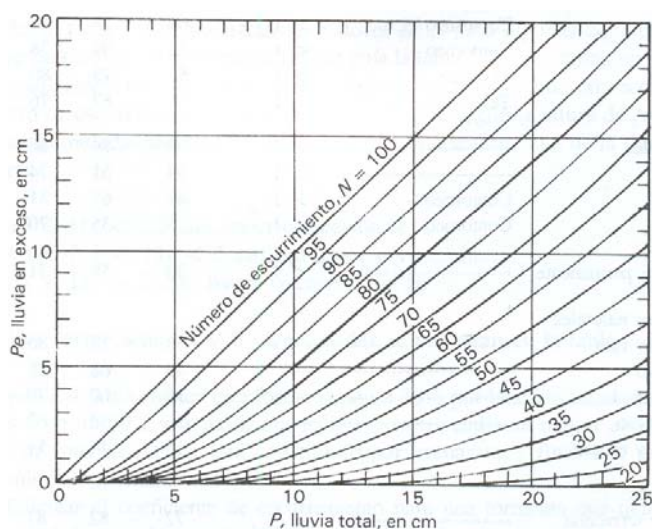


Figura 2.7 Método de los números de escurrimiento

Tabla 2.3 Selección del número de escurrimiento N

Uso de suelo	Tratamiento del suelo	Pendiente del terreno	Tipo de suelo			
			A	B	C	D
Tierra cultivada	Surcos rectos	>1	72	81	88	91
	Surcos rectos	<1	67	78	85	89
	Surcos rectos en curvas de nivel	>1	70	79	84	88
	Surcos rectos en curvas de nivel	<1	65	75	82	86
	Terrazas	>1	66	74	80	82
	Terrazas	<1	62	71	78	81
Pastizales	Condiciones pobres	>1	68	79	86	89
	Condiciones óptimas	<1	39	61	74	80
	Condiciones pobres en curvas de nivel	>1	47	67	81	88
	Condiciones óptimas en curvas de nivel	<1	6	35	70	79
Pradera permanente	-----	-----	30	58	71	78
Bosques naturales	Muy ralo	-----	56	75	86	91
	Ralo (Cubierta pobre)	-----	46	68	78	84
	Normal (Cubierta buena)	-----	36	60	70	77
	Espeso	-----	26	52	62	69
	Muy espeso	-----	15	44	54	61
Caminos	De terracería	-----	72	82	87	89
	Con superficie dura	-----	74	84	90	92
Áreas comerciales	-----	-----	89	92	94	95
Áreas industriales	-----	-----	81	88	91	93

Tabla 2.4 Factor de corrección del número de escurrimiento N

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
Sí $P_5 < 25$ mm, hacer corrección A		
Sí $25 \text{ mm} < P_5 < 50$ mm, no hacer corrección		
Sí $P_5 > 50$ mm, hacer corrección B		

El escurrimiento superficial es aquel que proviene de la precipitación no infiltrada y que escurre sobre la superficie del suelo y la red de drenaje hasta la salida de la cuenca. Este escurrimiento

es el que más rápido llega hasta la salida de la cuenca, por ello está relacionado directamente con una tormenta en particular y entonces se dice que proviene de la precipitación efectiva y por lo tanto constituye el escurrimiento directo.

El escurrimiento subsuperficial se debe a la precipitación infiltrada en la superficie de la tierra y escurre cerca de la superficie del suelo en forma más o menos paralela a él, hasta llegar a una corriente. Una parte de este escurrimiento aparece rápidamente en los cauces y otra se percola hasta alcanzar el agua subterránea, cuya descarga producirá el escurrimiento subterráneo.

El escurrimiento subterráneo es la parte de la precipitación que se infiltra hasta el nivel freático e incluso a niveles inferiores al mismo. Es el escurrimiento que más tarda en llegar hasta la salida de la cuenca (puede tardar años), y difícilmente se le puede relacionar con una tormenta en particular, a menos que la cuenca sea demasiado pequeña o muy permeable; este escurrimiento alimenta las corrientes cuando no hay lluvias y por eso se dice que forma el escurrimiento base.

Con fines prácticos el escurrimiento total se clasifica en escurrimiento base y escurrimiento directo; el primero integrado por el escurrimiento subterráneo y subsuperficial lento y el segundo está constituido por el escurrimiento superficial y el subsuperficial rápido.

2.4.2 Medición del escurrimiento

Actualmente existe un gran número de técnicas para estimar el escurrimiento o gasto de un río en una sección e instante determinados. Por lo general, estas mediciones se llevan a cabo en una estación hidrométrica. Los métodos disponibles pueden ser incluidos en alguno de los grupos siguientes:

- a) Sección de control.
- b) Relación sección-pendiente.
- c) Relación sección-velocidad.

El método más adecuado, depende principalmente del tamaño del río, la precisión requerida, del tiempo y equipo disponible.

Una vez definido el método y sección adecuados, se realizan varios aforos y se construye una curva elevaciones-gastos, ajustando los puntos medidos a una curva media que tiene una ecuación del tipo:

$$Q = C(E - E_0)^n$$

donde:

- Q, gasto que pasa por la sección, en m³/s.
- C y n, constantes del ajuste.
- E, elevación, en msnm.
- E₀, elevación para la que el gasto es nulo, en msnm.

Conocida la curva elevaciones-gastos de la sección, es suficiente con determinar la elevación de la superficie libre del agua en el río para conocer el gasto en cualquier momento. Dicha elevación se determina con uno de los siguientes instrumentos:

Limnímetro. Es una regla graduada que se coloca en una de las márgenes del cauce, en la que normalmente se lee la elevación de la superficie libre del agua en intervalos de tiempo iguales.

Limnógrafo. Es un instrumento que consta de un flotador unido a una plumilla que marca el nivel de la superficie libre del agua en el río en un papel graduado, fijado a un tambor que gira a

velocidad constante con el que se obtiene un registro continuo de niveles en el tiempo. El registro de niveles que se obtiene se llama limnograma.

2.4.3 Análisis de hidrogramas

El análisis de los hidrogramas es de mucha importancia en cuanto a la atenuación al daño por inundaciones, predicción de avenidas o para fijar las descargas de diseño de un gran número de estructuras hidráulicas.

El hidrograma es una gráfica o tabla que representa los gastos con respecto al tiempo, es decir, que relaciona el gasto que se mide al pasar de manera continua durante un periodo de tiempo por una sección transversal de un río. Dos tipos de hidrogramas son particularmente importantes: el hidrograma anual y el hidrograma de una tormenta.

El hidrograma anual, muestra el balance de largo plazo de la precipitación, la evaporación y el gasto en la cuenca. Los picos que se originan por las tormentas, se conocen como escurrimiento directo, mientras que el escurrimiento con pocas variaciones en los periodos sin lluvias es el escurrimiento base.

El hidrograma asociado a una tormenta aislada se muestra en la figura 2.8, los cuales varían de tormenta a tormenta y de una cuenca a otra, pero en general es posible distinguir las partes siguientes:

- A, inicio del escurrimiento directo.
- B, pico del hidrograma.
- C, final del escurrimiento directo e inicio del escurrimiento base.
- Q_p , Gasto al pico, en m^3/s .
- Q_b , Gasto base, en m^3/s .
- t_p , tiempo al pico del hidrograma, en h.
- t_b , tiempo base, en h.

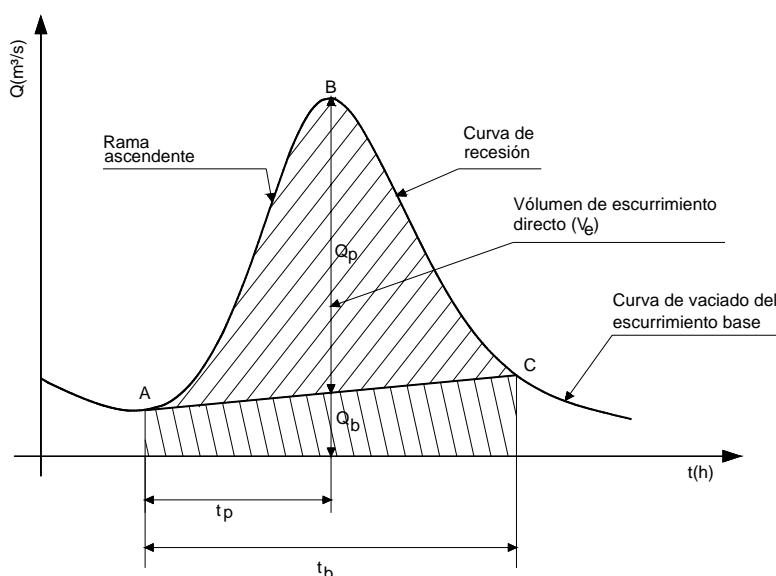


Figura 2.8 Partes de un hidrograma asociado a una tormenta

2.5 Modelos lluvia-escurrimiento

En general, cuando se lleva a cabo un estudio hidrológico, el objetivo es determinar un gasto de diseño, o mejor aún un hidrograma; dado que es muy común que no se cuente con registros

adecuados de escurrimiento, o bien hay cambios en las condiciones de drenaje de la cuenca, es conveniente contar con procedimientos para determinar el escurrimiento a partir de la precipitación que los origina y del conocimiento de las características fisiográficas de la cuenca, llamados modelos lluvia-escurrimiento.

En la actualidad existen una gran cantidad de métodos que se pueden clasificar de acuerdo a la información que requieren para su aplicación, que van desde los que necesitan una sola característica fisiográfica hasta los que utilizan, características fisiográficas, datos de precipitación y de escurrimiento.

Considerando que en la mayoría de los casos no existen datos de escurrimiento, es necesario utilizar métodos que tomen en cuenta las características físicas y geomorfológicas de la cuenca, para ello se describen el método del hidrograma unitario instantáneo geomorfológico y el hidrograma unitario sintético adimensional.

2.5.1 Hidrograma unitario instantáneo geomorfológico

Este método relaciona la respuesta de la cuenca con las características fisiográficas, geomorfológicas de la misma a través de las leyes de Horton y de un análisis probabilístico.

Con esta idea, Rodríguez-Iturbe y Valdés (1979) introdujeron el concepto de hidrograma unitario instantáneo geomorfológico (HUIG), que llevó a la renovación en la investigación en geomorfología. El análisis se enfocó en el viaje de una gota de agua a través de la cuenca. La gota de agua viaja a través de la cuenca haciendo transiciones de corrientes de menor a mayor orden. Una transición se define como un cambio de estado, donde el estado i es el orden de la corriente, donde la gota está viajando.

Para su análisis, el viaje de una gota está gobernado por las reglas siguientes:

1. Para una gota que cae en una ladera, su estado correspondiente es e_i , donde i es el orden de la corriente asociada.
2. Del estado e_i necesariamente se pasa al estado r_j correspondiente.
3. De un estado r_j , se puede pasar a cualquier estado r_k si $k > j$.
4. Necesariamente se pasa por r_n y de ahí con probabilidad de 1 al estado $n + 1$ que es la salida.

Las reglas anteriores definen un conjunto finito de trayectorias que puede seguir una gota hasta alcanzar la salida de la cuenca. Así, para una cuenca de orden 3, las trayectorias posibles son:

$S_1 : a_1 \longrightarrow r_1 \longrightarrow r_2 \longrightarrow r_3 \longrightarrow \text{salida.}$
 $S_2 : a_1 \longrightarrow r_1 \longrightarrow r_3 \longrightarrow \text{salida.}$
 $S_3 : a_2 \longrightarrow r_2 \longrightarrow r_3 \longrightarrow \text{salida.}$
 $S_4 : a_3 \longrightarrow r_3 \longrightarrow \text{salida.}$

Con estas condiciones, Gupta (1980) demostró que el HUIG es igual a la función de densidad de probabilidad del tiempo de viaje T_B a la salida de la cuenca de una gota de agua que cae en ésta aleatoriamente con distribución espacial uniforme y está dada por:

$$P(T_B \leq t) = \sum_{S_i \in S} P(T_{S_i} \leq t) P(S_i)$$

donde:

T_B , tiempo de viaje a la salida de la cuenca, en h.

T_{S_i} , tiempo de viaje en una trayectoria particular S_i , en h.

$P(S_i)$, probabilidad de que una gota tome una trayectoria S_i .

S , conjunto de las trayectorias posibles que una gota puede tomar después de caer en la cuenca.

El tiempo de viaje T_{S_i} de una trayectoria en particular, es igual a la suma de los tiempos de viaje de los elementos de esa trayectoria. Así, para las trayectorias anteriores sus correspondientes tiempos de viaje son:

$$T_{S_1} = T_{r_1} + T_{r_2} + T_{r_3}$$

$$T_{S_2} = T_{r_1} + T_{r_3}$$

$$T_{S_3} = T_{r_2} + T_{r_3}$$

$$T_{S_4} = T_{r_3}$$

Por lo tanto, la función de densidad de probabilidad del tiempo de viaje total de una trayectoria T_{S_i} , está dada por la convolución de las funciones de densidad de cada tramo de la trayectoria, esto es:

$$f_{T_{S_i}}(t) = f_{T_{r_1}}(t) * f_{T_{r_2}}(t) * \dots * f_{T_{r_n}}(t) * f_{T_{r_{n+1}}}(t)$$

Así, para una cuenca de orden tres, la función de distribución de probabilidad de los tiempos de viaje es:

$$P(T_B \leq t) = P(T_{S_1} \leq t)P(S_1) + P(T_{S_2} \leq t)P(S_2) + P(T_{S_3} \leq t)P(S_3)$$

Donde la probabilidad de los tiempos de viaje de cada una de las trayectorias se obtiene realizando sus respectivas convoluciones.

Rodríguez-Iturbe y Valdés (1979) consideran que los tiempos de viaje de una gota en una corriente de orden ω obedecen a una función de densidad de tipo exponencial, dada por:

$$f_{T_{r_\omega}}(t) = K_\omega e^{(-K_\omega t)}$$

donde:

$\frac{1}{K_\omega}$, tiempo promedio de escurrimiento, en h.

$$K_\omega = \frac{V}{L_\omega}, K_1 = \frac{V}{L_1}, K_2 = \frac{K_1}{R_L}, K_3 = \frac{K_1}{R_L^2}$$

V , velocidad de pico para cualquier evento dentro de la cuenca, en m/s.

Este método se considera adecuado para cuencas cuyo orden de red de drenaje es representativo de la misma, esto se logra para un orden igual o mayor a tres.

2.5.2 Hidrograma unitario sintético adimensional

Cuando para una cuenca el orden de la cuenca es menor a tres se recomienda el uso del hidrograma unitario sintético adimensional (HUA). El cual fue propuesto por el Soil Conservation Service (1975), a partir de varios hidrogramas registrados en una gran variedad de cuencas, en el cual los gastos se expresan en función del gasto de pico, y los tiempos en función del tiempo al pico (figura 2.9).

Para obtener un hidrograma unitario a partir del HUA para una cuenca, se multiplican las abscisas y ordenadas del hidrograma unitario sintético adimensional por el gasto de pico y tiempo al pico respectivamente, en donde estos últimos se calculan con las expresiones siguientes:

$$q_P = \frac{0.208 A}{t_P} \qquad t_P = \frac{d_e}{2} + 0.6 t_c$$

donde:

q_P , gasto de pico en $m^3/s/mm$.

A , área de la cuenca, en km^2 .

t_P , tiempo al pico, en h.

t_c , tiempo de concentración, en h.

d_e , duración en exceso, en h.

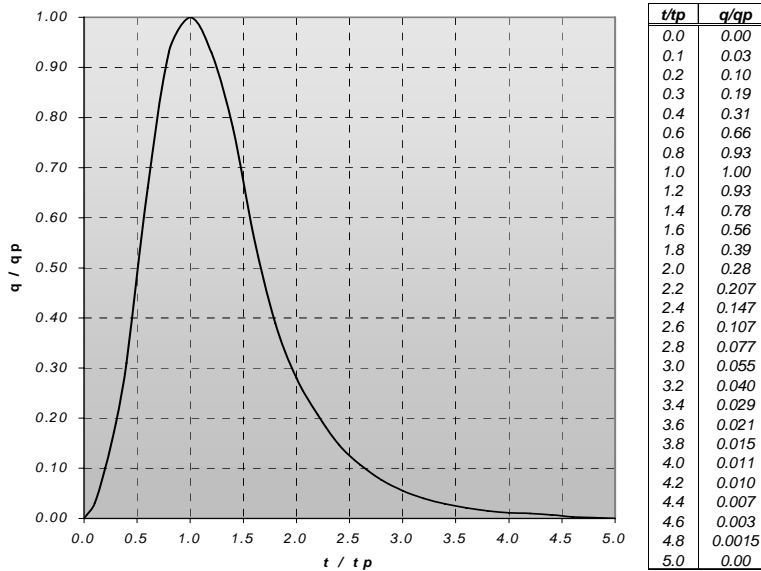


Figura 2.9 Hidrograma unitario sintético adimensional

Cuando la curva de recesión del hidrograma no se considera importante, el HUA puede ser modificado con un tiempo base igual a cuatro veces el tiempo al pico (figura 2.10).

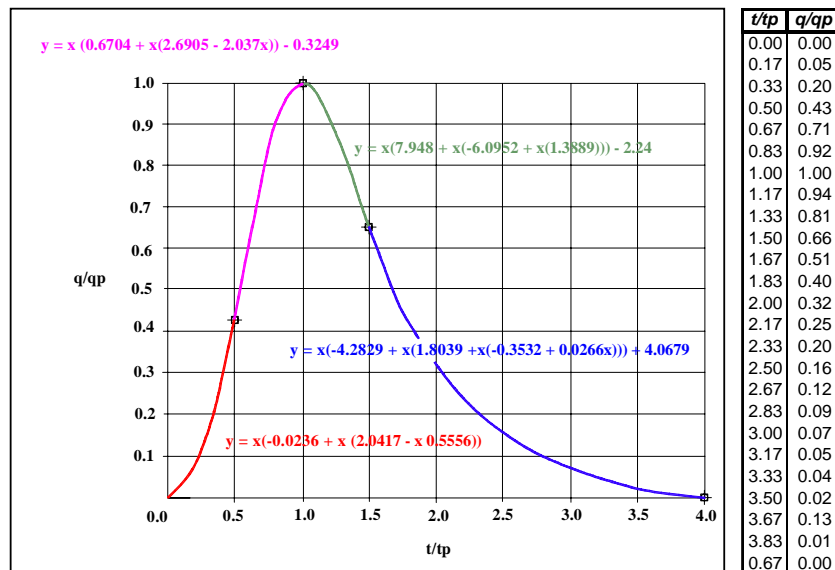


Figura 2.10 Hidrograma unitario sintético adimensional modificado

2.6 Estimación del hidrograma de escurrimiento directo

Una vez conocidos el hietograma de una tormenta y el hidrograma unitario obtenido por cualquiera de los métodos anteriores, el siguiente paso consiste en calcular el hidrograma de escurrimiento directo. Utilizando el concepto del hidrograma unitario y la ecuación de convolución que en su forma discreta se expresa como:

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \leq m} P_m U_{n-m+1}$$

Desarrollando la expresión anterior para un hidrograma unitario con tres ordenadas ($U_n = 3$) para una duración en exceso d_e mostrada en la figura 2.11a y considerando que se presenta una tormenta (figura 2.11b) con varios periodos lluviosos ($P_m = 3$), cada uno de ellos con duración en exceso d_e , entonces, de acuerdo con el principio de proporcionalidad los hidrogramas de escurrimiento directo producidos por cada barra del hietograma serán los mostrados en las figuras 2.11c, 2.11d y 2.11e y por el principio de superposición el hidrograma de escurrimiento directo de la tormenta completa será el mostrado en la figura 2.11f.

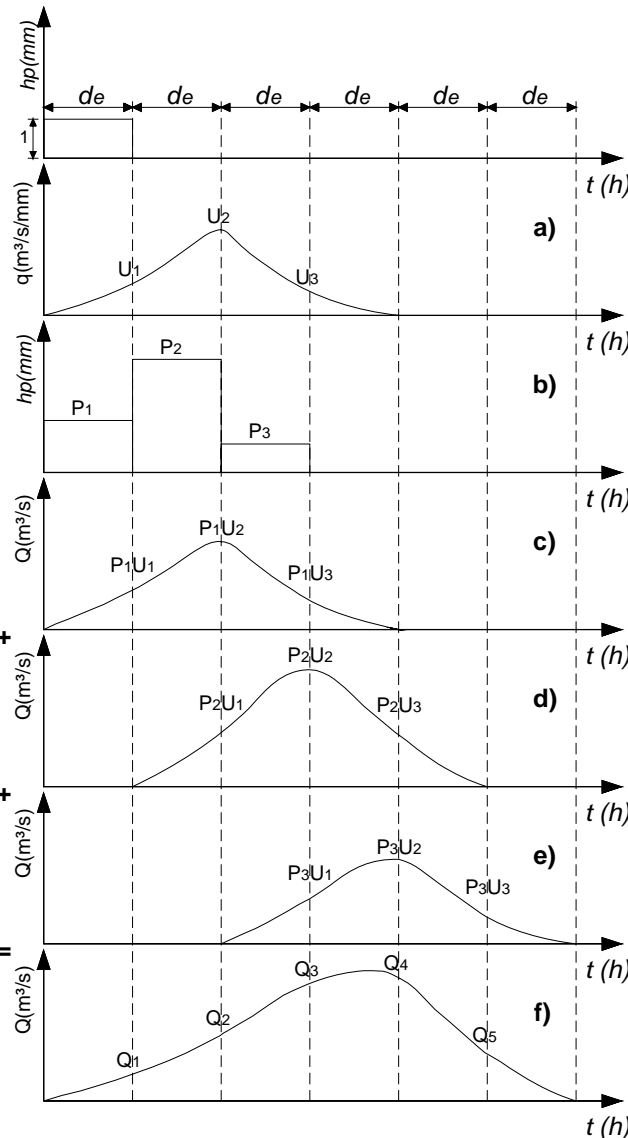


Figura 2.11 Aplicación de la ecuación de convolución discreta

El sistema de ecuaciones para la convolución en su forma discreta es:

$$\begin{aligned}
 Q_1 &= P_1 U_1 \\
 Q_2 &= P_1 U_2 + P_2 U_1 \\
 Q_3 &= P_1 U_3 + P_2 U_2 + P_3 U_1 \\
 Q_4 &= 0 + P_2 U_3 + P_3 U_2 \\
 Q_5 &= 0 + 0 + P_3 U_3
 \end{aligned}$$

De donde, el número de ordenadas del hidrograma final N_Q está ligado con el número de barras del hietograma de precipitación efectiva N_p , y al número de ordenadas del hidrograma unitario N_U por medio de la ecuación:

$$N_Q = N_p + N_U - 1$$

donde:

Q_i , ordenada del hidrograma de escurrimiento directo para el i -ésimo intervalo de tiempo.

P_i , i -ésima altura de precipitación efectiva.

U_i , i -ésima ordenada del hidrograma unitario de duración en exceso d_e .

N_Q , número total de ordenadas del hidrograma de escurrimiento directo.

N_U , número total de ordenadas del hidrograma unitario de duración en exceso d_e .

N_p , número total de barras del hietograma de lluvia efectiva, con duración en exceso d_e cada una de ellas.

2.7 Periodo de retorno

El periodo de retorno se define como el número promedio de años que transcurren para que un evento de cierta magnitud sea igualado o excedido por lo menos una vez (si los eventos son anuales), esto es:

$$T_r = \frac{1}{P(X > x)} = \frac{1}{[1 - P(X \leq x)]}$$

La magnitud de un evento está inversamente relacionada con su frecuencia de ocurrencia; es decir, eventos muy severos ocurren con menor frecuencia que eventos más moderados. Para relacionar la magnitud de un evento con su ocurrencia se utiliza el periodo de retorno.

Por otra parte, la probabilidad de que un evento con un periodo de retorno sea igualado o excedido en cualquier año es:

$$P = \frac{1}{T_r}$$

En un conjunto de eventos máximos anuales, el periodo de retorno que se asocia a cada uno de ellos puede ser estimado con la formula de Weibull.

$$T_r = \frac{n+1}{m}$$

Donde:

n , número total de datos o años de registro.

m , número de orden. El orden es el lugar asignado en una lista de valores de la muestra, ordenados de mayor a menor.

2.9 Tormentas de diseño

Una tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Puede definirse mediante una altura de precipitación media en el área de estudio, mediante un hietograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta y puede basarse en información histórica de precipitación en el sitio.

Una vez conocida la altura de precipitación de una tormenta en n intervalos sucesivos de duración Δt sobre una duración total $d = n\Delta t$, el hietograma de diseño se puede integrar mediante el método del bloque alterno, que establece:

Tomando diferencias entre valores sucesivos de altura de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo Δt . Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida d y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño (Chow et al, 1994).

3 INSTRUMENTACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

Para el estudio de un fenómeno hidrometeorológico es necesario que se disponga con información de los mismos; para obtener dicha información es necesario hacer mediciones de algunos aspectos del fenómeno con las técnicas e instrumentos adecuados, para que posteriormente sirvan de datos en modelos de simulación hidrológica e hidráulica. Los avances de la electrónica permiten que la información se mida, transmita, almacene y se analice casi al mismo tiempo en que ocurre el evento con diferentes propósitos, como por ejemplo la predicción de avenidas.

Debido a que los procesos hidrometeorológicos varían en el tiempo y en el espacio, y tienen un comportamiento aleatorio, para su medición se necesita de un conjunto de estaciones pluviométricas e hidrométricas, ubicadas en las diferentes cuencas hidrológicas en que se divide la zona de estudio (figura 3.1), con la finalidad de que las mediciones se realicen lo más cerca del área de afectación del fenómeno y el grado de incertidumbre sea aceptable. Estas estaciones miden la intensidad de la precipitación, el nivel de la superficie libre del agua en los ríos y envían información en tiempo real a un puesto central de registro (PCR) (figura 3.2).

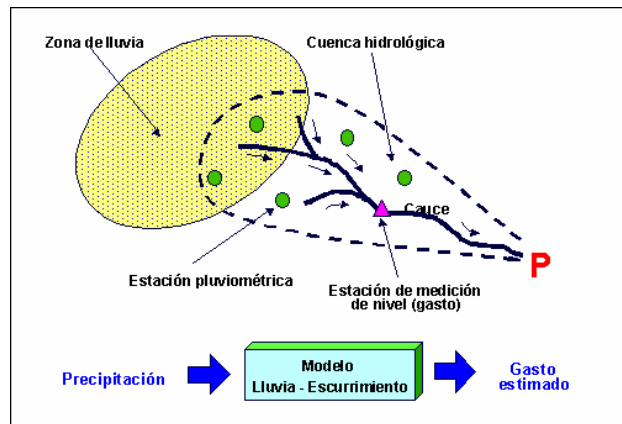


Figura 3.1 Medición del fenómeno hidrometeorológico
(fuente: CENAPRED)

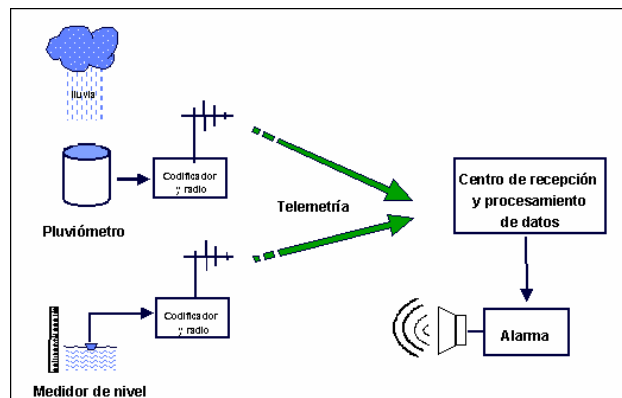


Figura 3.2 Sistema de medición y alerta
(fuente: CENAPRED)

3.1 Criterios para la selección de sitios de medición

La selección de los lugares en los que se deben instalar las estaciones de medición de precipitación y del nivel de la superficie libre del agua en un río se fundamenta tanto en criterios hidrológicos como topográficos, los cuales se comentan a continuación:

3.1.1 Sitios de medición de precipitación

Igualdad. Las áreas de influencia correspondiente a cada estación deben tener un peso similar con respecto al área total de la cuenca.

Suficiencia. La información debe de ser redundante para no perder precisión en la información, en caso de perder comunicación con alguna estación a consecuencia del fenómeno hidrometeorológico.

Visibilidad. Para tener enlace de telemetría entre las estaciones pluviométricas, repetidores de señales de radio y el PCR, o en su caso entre dos estaciones de las cuales una de ellas debe de contar con una antena repetidora para la retransmisión de datos hacia el PCR, es importante que exista línea de vista. Una línea de vista, es un perfil topográfico entre dos puntos que permite principalmente tener visibilidad entre ellos y por consecuencia comunicación vía radio.

Accesibilidad. La estación debe ser accesible en la mayoría de las veces, por ello se debe de procurar ubicarlas en áreas urbanas o en caso dado cerca de alguna vía de comunicación.

Importancia. Debe cubrir en orden de importancia las partes altas, medias y bajas de la cuenca para tener un periodo de tiempo lo más amplio posible para dar aviso a las autoridades correspondientes.

Permanencia. La estación debe estar situada de tal manera que nunca sea destruida por el vandalismo o por un fenómeno hidrometeorológico, por ello es importante aprovechar sitios seguros de la infraestructura existente como escuelas, tanques elevados, dependencias de gobierno, etc.

3.1.2 Sitios de medición del nivel de la superficie libre del agua en un río

Permanencia. La estación debe estar situada de tal manera que nunca sea destruida por una avenida. Una de las características más deseables de un registro es que sea continuo y que esté formado en un mismo sitio. Además no debe estar afectado por tomas o desvíos, por lo que la estación debe de situarse, en lo posible, aguas arriba de ellos y con fines de alerta es necesario colocarlas aguas abajo de confluencias de una corriente y en sitios convenientes para mejorar la calibración del modelo lluvia-escurrimiento.

Visibilidad. Es importante que no existan obstáculos que interfieran en la transmisión y recepción de datos entre las estaciones hidrométricas, repetidores de señales de radio y el PCR, para ello es necesario que exista línea de vista.

Accesibilidad. La estación debe ser accesible en cualquier tiempo y bajo cualquier condición, especialmente durante avenidas.

Suficiencia. La estación debe ser capaz de cubrir todo el rango de gastos que puedan ocurrir. El nivel mínimo de la regla en los limnímetros, debe estar por debajo de la elevación correspondiente al gasto nulo y la posición máxima del flotador o de la regla debe quedar arriba de la elevación correspondiente al gasto máximo o capacidad máxima del cauce.

Estabilidad. La sección transversal donde se instale la estación debe estar en un tramo recto del río, lo más estable posible, de manera que las variaciones que tenga la curva elevaciones-gastos sean razonablemente pequeñas.

3.2 Estaciones pluviométricas

Cada estación de registro de precipitación consta básicamente del siguiente equipo: un pluviógrafo, un panel solar, una batería, una antena y un módulo electrónico de registro y control instalado en el interior de un gabinete metálico. Un esquema de los equipos y su instalación se muestra en la figura 3.3.

Dada la importancia de operar las estaciones en forma confiable y continua, especialmente bajo condiciones ambientales muy adversas, se diseñaron en forma robusta y con protecciones especiales.

Como la alimentación eléctrica de los equipos es esencial, para garantizar un suministro permanente e independiente del suministro de energía comercial, las estaciones se equiparon con una batería primaria en flotación, una celda solar y un circuito para controlar la carga y la regulación del voltaje. De esta manera en el día la celda convierte la energía solar en energía eléctrica y carga la batería, y durante la noche toma la energía de la batería.

Los equipos se diseñan y dimensionan de manera que, aún bajo condiciones prolongadas de intensos nublados en los cuales la celda es poco eficiente en su proceso de conversión de luz solar en energía eléctrica, la estación pudiese operar sin problemas por lapsos de varias semanas.

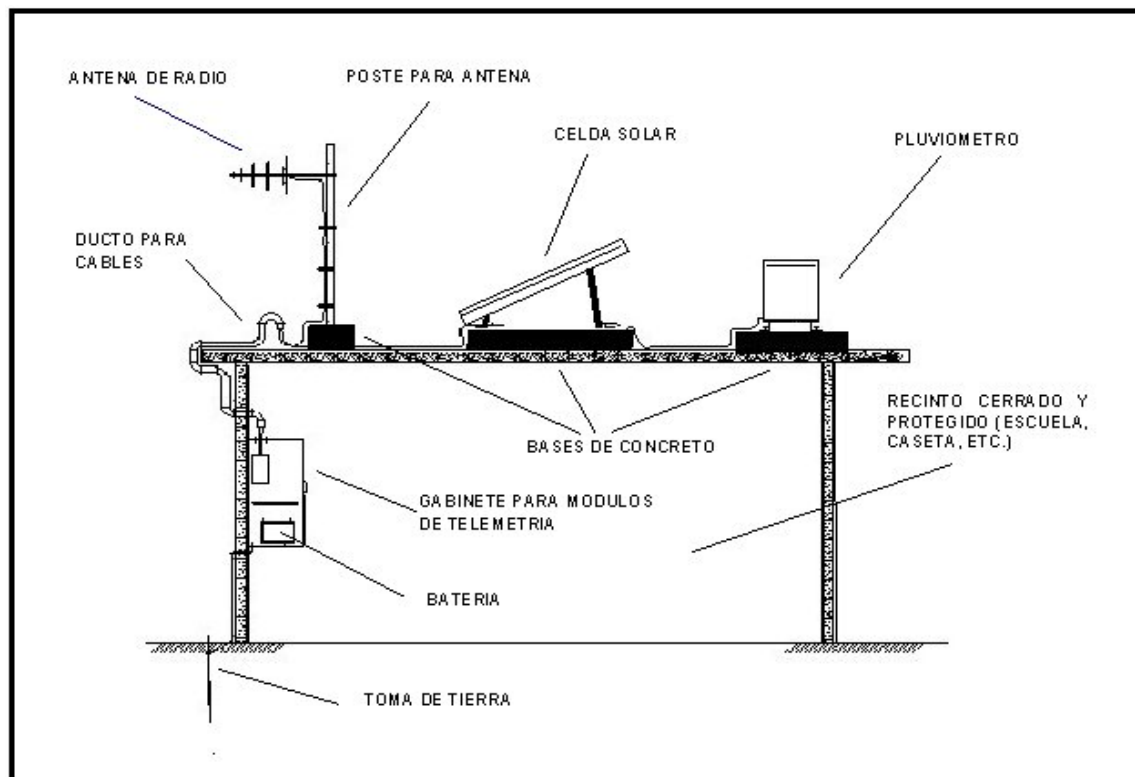


Figura 3.3 Diagrama esquemático de la instalación típica de una estación pluviométrica
(fuente: CENAPRED)

En cuanto al gabinete metálico y su interconexión con el pluviógrafo, la antena y la celda solar, en la figura 3.4 se presenta un diagrama simplificado que muestra con cierto detalle los dispositivos electrónicos y el cableado del sistema en una estación.

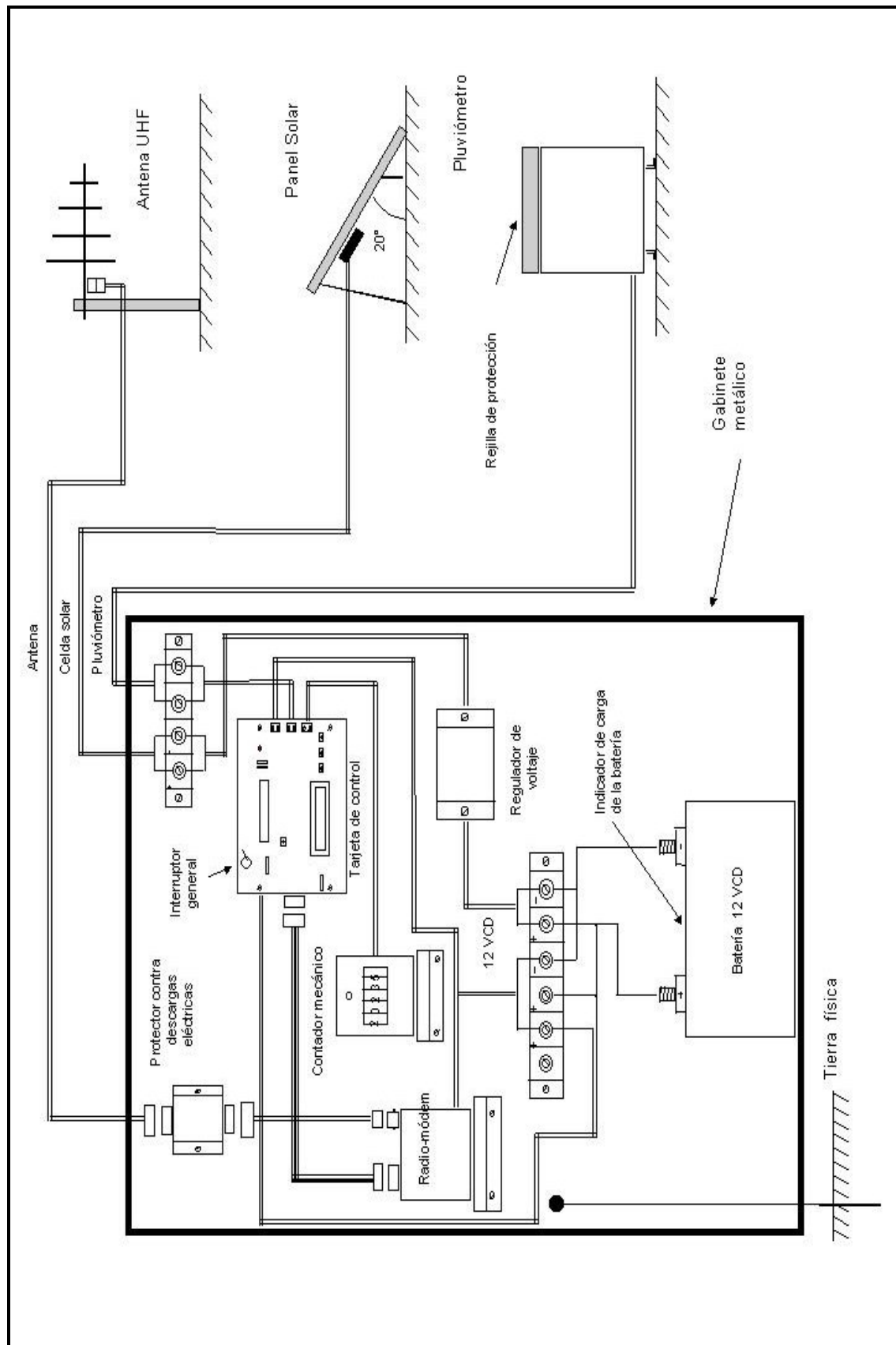


Figura. 3.4 Diagrama esquemático del interior del gabinete metálico y su interconexión con los equipos externos

(fuente: CENAPRED)

Para el registro de la precipitación, cada estación cuenta con un sensor de precipitación o pluviógrafo, un circuito electrónico que almacena los datos proporcionados por el sensor y un contador electromecánico de respaldo.

El pluviógrafo empleado es del tipo balancín, similar al mostrado en las figuras 3.5a y 3.5b. Consiste de un recipiente cilíndrico en cuya parte superior se encuentra expuesto un embudo a través del cual se capta el agua. Esta se conduce hacia una balanza o balancín con dos recipientes (figura No. 3.5b). Cuando el agua acumulada en uno de los recipientes llega a una cierta cantidad, el peso de la misma hace que el balancín salga de equilibrio, con lo cual se vierte el agua y queda en posición para captar agua el otro recipiente. Este movimiento del balancín activa momentáneamente un interruptor y produce una señal que es registrada como un pulso o cuenta por la tarjeta de control y registro. Cada movimiento del balancín equivale por tanto a una determinada cantidad de agua de lluvia (por lo general 0.25 mm.).

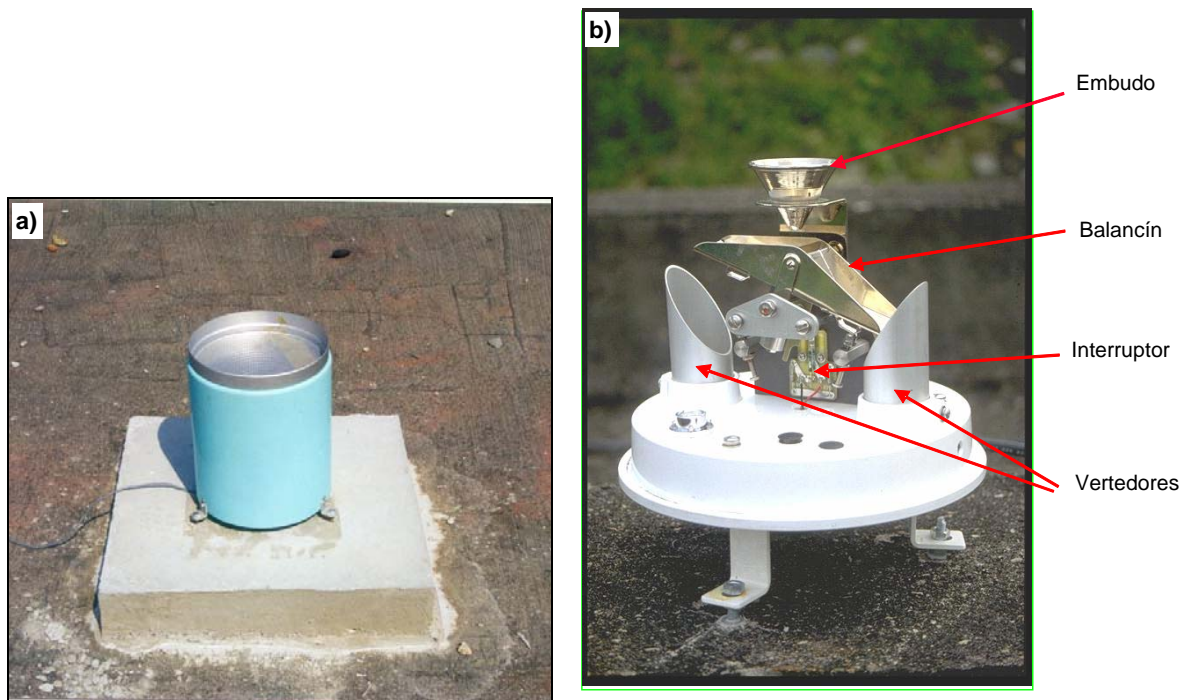


Figura 3.5 Pluviógrafo de tipo balancín

La precipitación acumulada en las estaciones es registrada por la tarjeta de control que la despliega a través de un visualizador LCD alfanumérico. A manera de respaldo también se acumulan los pulsos directamente en un contador electromecánico.

3.3 Estaciones hidrométricas

Con el fin de conocer los gastos que fluyen en los ríos y prevenirse contra inundaciones producidas por fenómenos hidrometeorológicos intensos, se emplea un aparato denominado limnómetro para medir el nivel de la superficie libre del agua de los flujos que corren en los cauces. A partir de este nivel, se inferirá el gasto del escurrimiento de las corrientes que atraviesan aquellas secciones de interés.

El dispositivo o sensor de medición no registra en forma continua el nivel de agua, sino a intervalos fijos (2, 5, 10 cm., etc.) a partir de una elevación de referencia, que se denomina nivel crítico.

Las estaciones limnimétricas constan de un sensor de nivel, un cable, un equipo electrónico de registro, control y comunicaciones, una celda solar, una batería y una antena.

El sensor de nivel consta de un tubo de PVC en cuyo interior se tienen puntos de prueba equidistantes entre sí, los cuales se fabrican a la distancia requerida. Se basan en la conductividad del agua para operar una serie de circuitos con los que se conoce el nivel del

agua en un momento dado. La longitud de un modulo es de 1 m y permite colocar uno encima del otro, para cubrir rangos mas largos.

En la figura 3.6 se muestra la instalación típica de una estación hidrométrica. Consta de una caseta de concreto que aloja y protege al equipo electrónico de registro y comunicaciones. En el techo de la caseta se coloca la celda solar que proporciona energía a los componentes de la electrónica y un mástil para la antena de radio. Los principios de construcción son los mismos que los utilizados para las estaciones pluviométricas

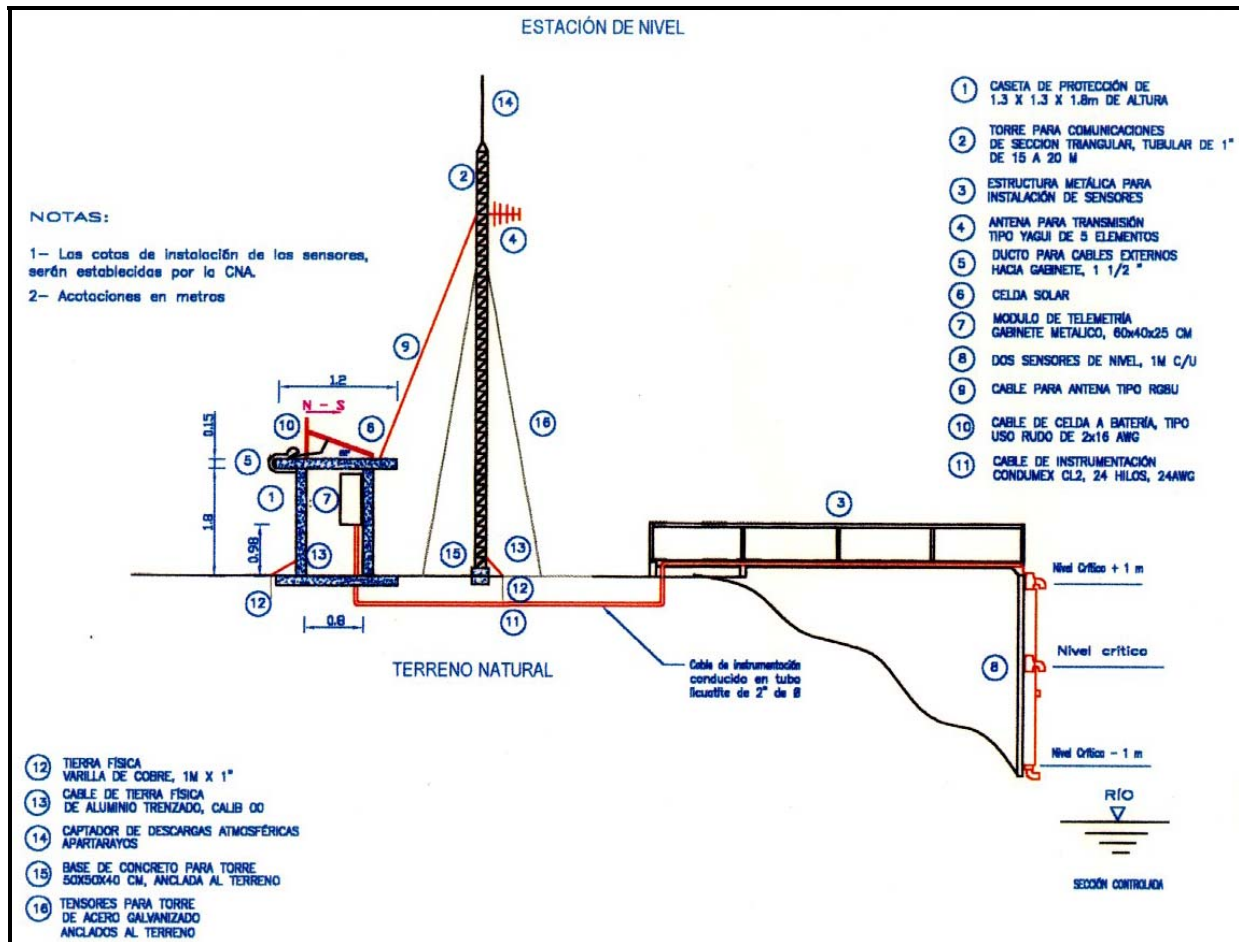


Figura 3.6 Diagrama esquemático de la instalación típica de una estación hidrométrica

(fuente: CENAPRED)

3.4 Repetidores de señales de radio

Para los enlaces de telemetría se requiere que exista línea de vista entre los sitios donde están las estaciones pluviométricas e hidrométricas con el PCR, en algunos casos, debido a las limitaciones físicas y topográficas, no es posible encontrar dicha línea, por lo que es necesario hacerlo a través de un repetidor de señales de radio.

Un repetidor de señales de radio sirve como enlace entre las estaciones y el PCR, en ocasiones cuando la topografía lo permite, esta función la puede realizar una estación pluviométrica.

3.5 Puestos Centrales de Registro

Como se puede ver en el diagrama de la figura 3.7, el PCR primario está compuesto principalmente por dos computadoras denominadas "Telemetría" e "Hidráulica", sus periféricos asociados, un panel de comunicaciones y una antena.

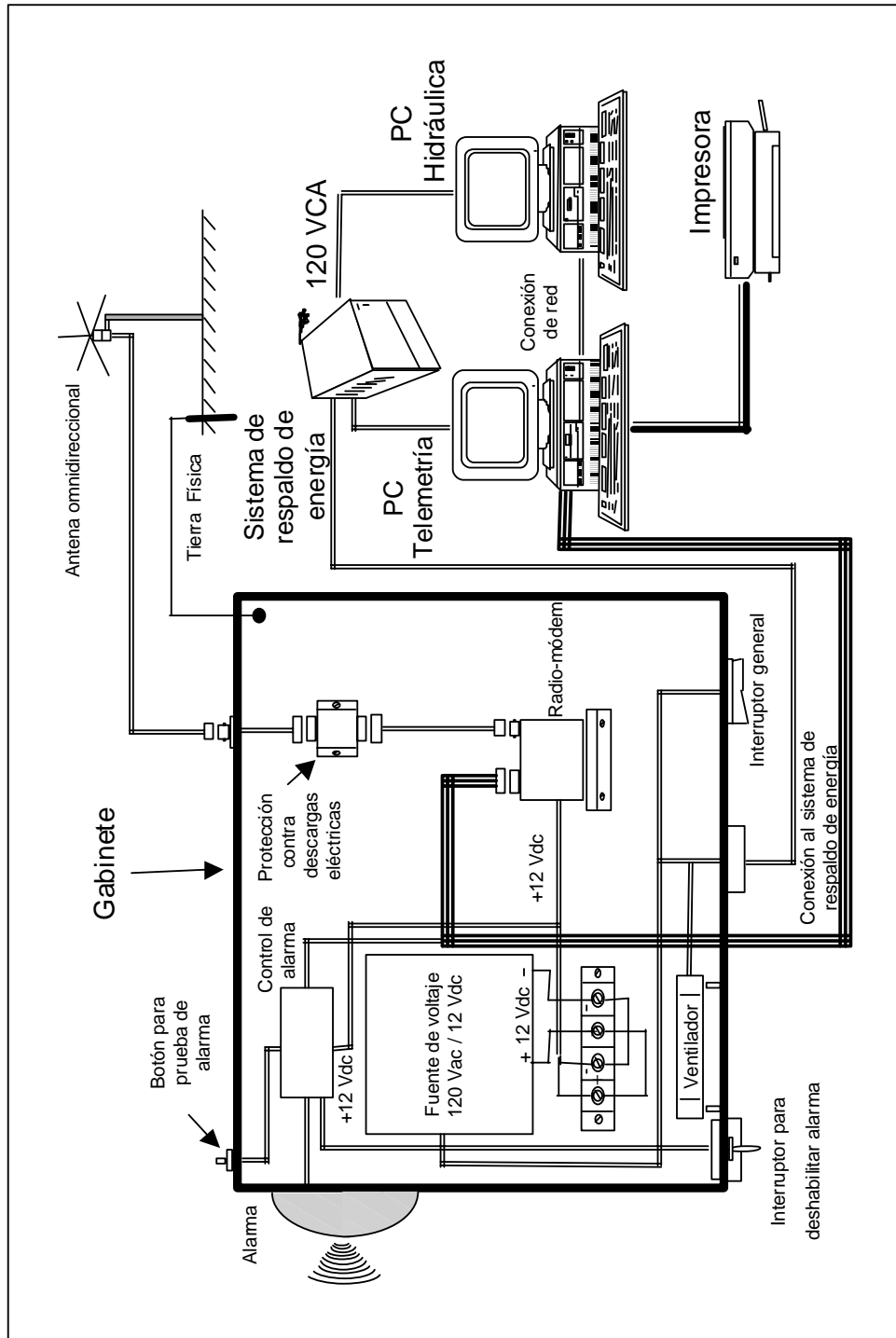


Figura. 3.7 Elementos que componen el PCR primario
(fuente: CENAPRED)

La computadora “Telemetría” se encarga de interrogar a todas las estaciones y recolectar los datos de precipitación y nivel de la superficie libre del agua en los cauces, almacenarlos en un archivo, presentar en pantalla los resultados y, una vez terminado el ciclo de interrogación de las estaciones, en su caso enviar a otro u otros PCR (secundarios) el archivo con los datos de precipitación. La computadora “Hidráulica”, que está interconectada con la computadora “Telemetría” en un red local, tiene como función analizar el archivo de precipitación, procesar los datos de acuerdo con un modelo lluvia-escorrentamiento para estimar los gastos esperados en determinada sección del cauce.

Los equipos de comunicaciones y control están instalados dentro de un gabinete metálico. Constan de un radio-módem, un protector contra descargas eléctricas atmosféricas y una fuente de alimentación. Además tiene el circuito de la alarma acústica local, la cual es controlada desde la computadora "Hidráulica". La antena de radio se instala sobre una torre o un mástil en la azotea del edificio, además se cuenta con una impresora de matriz para imprimir reportes o gráficas.

A fin de garantizar la operación continua del puesto central de registro, en caso de que llegue a fallar el suministro de energía eléctrica, se cuenta con un sistema de respaldo que puede mantener operando los equipos por espacio de 4 horas, aproximadamente. Asimismo se cuenta con un regulador de voltaje, el cual mantiene estable la alimentación ante variaciones de voltaje.

En caso de que existiera uno o más PCR secundarios se realizan las mismas actividades excepto que no se interroga a las estaciones. En vez de ello espera recibir cada 10 minutos el archivo con los datos de precipitación proveniente del PCR primario, una vez terminado un ciclo de interrogación. Con estos datos procesa, analiza y presenta la información de la misma manera a como lo hace la computadora "Hidráulica" en el PCR.

En este caso los PCR secundarios, constan de la computadora denominada "Hidráulica", un módulo de comunicaciones, una antena "Yagi", un regulador de voltaje, un sistema de respaldo de energía eléctrica y la alarma. En la misma computadora se ejecutan dos programas en paralelo, uno que recibe los archivos con los datos de precipitación que envía el PCR primario y otro más que efectúa el procesamiento hidrológico e hidráulico de los mismos.

3.6 Modo de operación

Las estaciones remotas fueron diseñadas como estaciones "inteligentes". Cada una tiene como parte central un procesador que controla en forma automática y autónoma la medición y el registro de la precipitación y almacena los datos temporalmente en su memoria hasta ser solicitados.

La comunicación entre el puesto central de registro y las estaciones remotas es en forma digital, es decir, a través del intercambio de mensajes vía radio-módem entre la computadora denominada "Telemetría" del PCR primario y el procesador de cada estación. Para interrogar a todas las estaciones de la red, la computadora encargada de la telemetría en el PCR primario está programada con un algoritmo especial que se comunica a intervalos de diez minutos (tiempo controlado por su reloj interno) con cada estación, para solicitarle su envío de datos. Inicia con la estación No. 1, después de haber recibido correctamente los datos, se comunica con la estación No. 2 y así sucesivamente con las demás estaciones de la red (figura 3.8). En caso de que al primer intento de interrogación con una estación el PCR primario no logre recibir sus datos, esperará unos segundos e intentará nuevamente establecer la comunicación, hasta tres veces. Si no tiene éxito dejará pendiente esa estación y continuará con la siguiente estación en turno. Como se verá más adelante, en los próximos ciclos de interrogación podrá recuperarse esta información.

Para establecer la comunicación sucesiva con cada estación y garantizar la integridad de la información enviada, es necesario establecer protocolos y formatos especiales para los mensajes. Para ello envía un código a la estación en turno, solicitándole el envío de la información recolectada en los diez minutos anteriores. Este proceso de recolección de 24 horas inicia a las 8:10 horas de la mañana de un día y termina a las 8:00 horas de la mañana del siguiente, dando un total de $6 \times 24 = 144$ intervalos de medición cada día. El intervalo No. 1 recoge los datos de precipitación registrados por el sistema entre las 8:00 y las 8:10 horas, el intervalo No. 2 recoge los datos acumulados entre las 8:10 y las 8:20 horas, y así

sucesivamente; el intervalo No. 144 recoge los datos registrados entre las 7:50 y las 8:00 del próximo día.

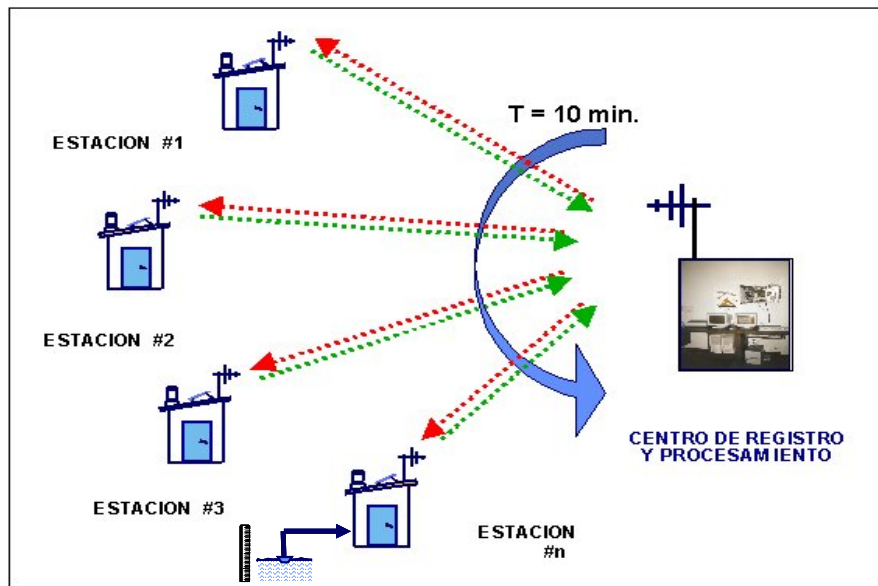


Figura 3.8 Esquema de interrogación de las estaciones desde el PCR
(fuente: CENAPRED)

Todas las estaciones reciben este mensaje, pero sólo la estación que reconoce su identificación responde transmitiendo un paquete codificado de datos. En el caso de las estaciones de registro de precipitación, este paquete consta de la siguiente información:

- Precipitación acumulada durante el día (desde las 08:00 horas).
- Precipitación registrada en el intervalo Δt de interrogación más reciente, es decir, en los últimos diez minutos.
- Precipitaciones acumuladas en los tres intervalos anteriores $\Delta t - 10 \text{ min.}$, $\Delta t - 20 \text{ min.}$ y $\Delta t - 30 \text{ min.}$
- Códigos de inicio, terminación y de detección de errores, y
- Parámetros de la estación, entre ellos el voltaje de la batería que alimenta la estación.

Este último es de gran importancia como signo vital de la estación para verificar su funcionamiento.

Para el caso de las estaciones hidrométricas, el paquete de información es muy similar, solo que en lugar de precipitación, contiene datos del nivel de la superficie libre del agua del río.

Como se puede ver, además de la precipitación acumulada en el intervalo Δt de interrogación, también se envía la información de hasta tres intervalos anteriores. Esta redundancia permite recuperar datos "a posteriori", en caso de que por problemas de comunicación (descarga eléctrica, interferencia, etc.) no se hubiese recibido la información.

Una vez que los datos de un intervalo han sido recolectados, es decir, recibidos, decodificados y desplegados en forma tabular, se almacenan en un archivo para ser procesados y analizados por las computadoras denominadas "Hidráulica". De esta manera se abren 144 archivos diarios.

Cuando el proceso de interrogación de un intervalo ha concluido y se han procesado los datos (tarea que prácticamente es instantánea por la velocidad de los procesadores), el PCR primario envía el archivo con los datos del último intervalo de interrogación hacia el o los PCR secundarios. Estos puestos son un espejo del PCR primario, excepto que no controla el

proceso de interrogación, sólo recibe el archivo con todos los datos de precipitación ya recolectados. Una vez recibidos, los analiza y los presenta en pantalla en la misma forma que en el PCR primario.

4 PROCESAMIENTO HIDRÁULICO

Con los métodos lluvia-escorrentamiento es posible determinar el hidrograma en respuesta a una precipitación en una sección del cauce de un río de una cuenca en estudio. En ocasiones es necesario conocer el cambio que sufre dicho hidrograma al trasladarse en un tramo del río dentro del cauce, hasta llegar a una sección aguas abajo; para lo cual se emplea el concepto de tránsito de avenidas en cauces.

4.1 Tránsito de avenidas en cauces

El tránsito de avenidas en cauces, se define como el procedimiento a través del cual se puede determinar la evolución de un hidrograma en una sección dada y a lo largo del cauce de un río o canal. De este modo se conoce la variación detallada del gasto, tirante, velocidad a lo largo del cauce en diferentes tiempos.

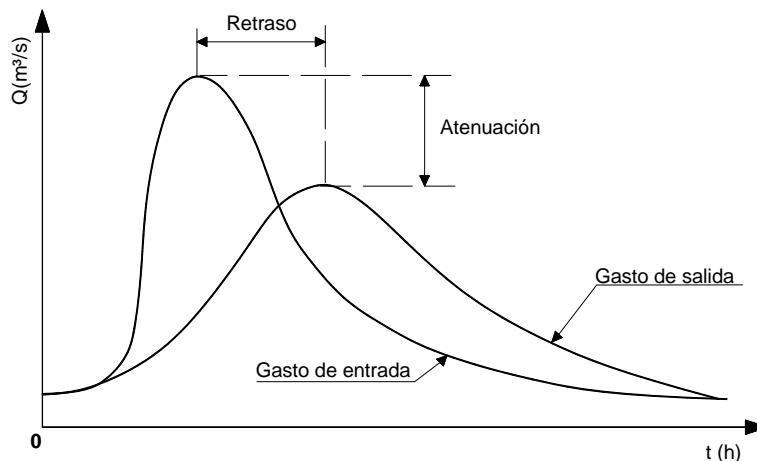


Figura 4.1 Relación de gasto de entrada y salida en un tramo de cauce al presentarse una avenida

Las ecuaciones de la Mecánica de Fluidos que describen el movimiento de los líquidos o gases son las ecuaciones de Navier-Stokes, pero debido a la dificultad para resolverlas se hacen simplificaciones a las mismas.

Para el flujo en ríos o canales, como una aproximación aceptable desde el punto de vista ingenieril, se usan las hipótesis de Saint-Venant, que se describen a continuación:

- El flujo es unidimensional; el tirante y la velocidad varían solamente en la dirección longitudinal; esto implica que la velocidad es constante y que la superficie libre del agua es horizontal en cualquier sección transversal del cauce.
- El flujo varía gradualmente a lo largo del cauce, lo que implica que la distribución de presiones es hidrostática y la curvatura de las líneas de corriente y las aceleraciones verticales son pequeñas y pueden despreciarse.
- Las leyes de fricción y turbulencia usadas para flujo uniforme permanente son válidas para el flujo no permanente. Puede utilizarse la ecuación de Manning para describir los efectos de la resistencia.

- d) La pendiente del fondo del cauce o canal es pequeña y el lecho es fijo, esto es, no hay erosión ni sedimentación del mismo.
 e) El fluido es incompresible y de densidad constante a lo largo del flujo.

Para este caso, las ecuaciones fundamentales son las de continuidad, energía y cantidad de movimiento pero sólo son necesarias dos (continuidad y cantidad de movimiento), con las cuales se obtienen resultados mas generales. En su forma diferencial conservativa las ecuaciones de Saint-Venant son:

Ecuación de continuidad:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (4.1)$$

Ecuación de cantidad de movimiento:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gA(S_f - S_0) = 0 \quad (4.2)$$

donde:

- y , tirante, en m.
- A , área hidráulica, en m^2 .
- Q , gasto, en m^3/s .
- g , aceleración de la gravedad, en m/s^2 .
- S_0 , pendiente del fondo, adim.
- S_f , pendiente de la línea de energía, adim.
- x , distancia longitudinal, en m.
- t , tiempo, en s.

Las cuales forman un sistema de ecuaciones diferenciales parciales hiperbólicas no lineales, que no tiene una solución analítica.

La ecuación de continuidad da origen a los modelos de tránsito agregado de crecientes o métodos hidrológicos, mientras que la ecuación de continuidad y las formas simplificadas de la ecuación de cantidad de movimiento a los modelos de tránsito distribuido de crecientes o métodos hidráulicos.

Los métodos hidrológicos consideran el almacenamiento en el tramo del río y no toman en cuenta en forma explícita ni cambios en la geometría de la sección ni efectos de remansos; sin embargo son sencillos y son de gran utilidad cuando se dispone de poca información topográfica del tramo del cauce en estudio. Por su parte, los métodos hidráulicos requieren información detallada de rugosidades, geometría de la sección, condiciones de frontera y el uso de técnicas numéricas, pero a diferencia de los hidrológicos describen en forma precisa la variación de las variables hidráulicas a lo largo del cauce.

4.1.1 Método de Muskingum

El método de Muskingum, es un método hidrológico que fue presentado por McCarthy (1938) y maneja relaciones gastos-almacenamientos variables. Este método usa una relación algebraica lineal entre el almacenamiento, las entradas y las salidas mediante la combinación de almacenamiento en forma de prisma y cuña (figura 4.2).

Se considera que el almacenamiento total en el tramo del río es directamente proporcional al promedio pesado del gasto de entrada y el de salida del tramo, esto es:

$$S = S_P + S_C = K0 + KX(I - O) = K[XI + (1 - X)O] \quad (4.3)$$

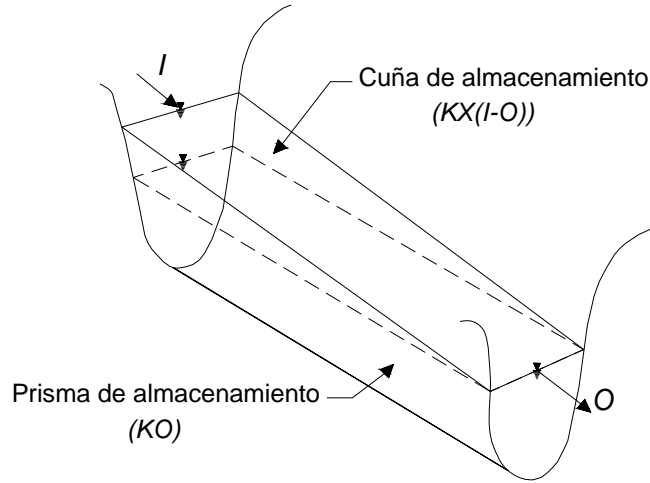


Figura 4.2 Almacenamiento en un tramo de un cauce durante el paso de una avenida

donde:

K , coeficiente de proporcionalidad y se considera igual al tiempo de tránsito de la onda de la avenida a través del tramo.

X , factor de ponderación dentro del rango $0 \leq X \leq 0.5$.

Analizando el cambio en el almacenamiento en dos instantes i e $i + 1$, al comienzo y al final de un intervalo de tiempo Δt a través del tramo, tenemos:

$$S_{i+1} - S_i = K[X(I_{i+1} - I_i) + (1 - X)(O_{i+1} - O_i)] \quad (4.4)$$

Por otro parte, de la ecuación de continuidad, el cambio en el almacenamiento puede expresarse como:

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - O(t) \quad (4.5)$$

Rescribiendo la ecuación de continuidad en forma discreta, se encuentran:

$$S_{i+1} - S_i = \frac{(I_i + I_{i+1})}{2} \Delta t - \frac{(O_i + O_{i+1})}{2} \Delta t \quad (4.6)$$

Sustituyendo la ecuación 4.6 en la 4.4 y simplificando se obtiene:

$$O_{i+1} = C_1 I_i + C_2 I_{i+1} + C_3 O_i \quad (4.7)$$

donde:

$$C_1 = \frac{KX + \frac{\Delta t}{2}}{\alpha} \quad C_2 = \frac{-KX + \frac{\Delta t}{2}}{\alpha} \quad C_3 = \frac{K(1 - X) - \frac{\Delta t}{2}}{\alpha} \quad \alpha = K(1 - X) + \frac{\Delta t}{2}$$

Se verifica que $C_1 + C_2 + C_3 = 1$ y es recomendable que $\Delta t \leq 0.1t_p$.

Para determinar los parámetros K y X , existen diferentes métodos de acuerdo a la cantidad y calidad de información existente.

A Información escasa

Cuando no existe información se puede decir en términos muy generales que X se aproxima a 0 en cauces muy caudalosos y de pendiente pequeña y a 0.5 en caso contrario. A falta de otros datos es recomendable tomar 0.25 como un valor medio y K se hace igual al tiempo entre los gastos de pico de los hidrogramas de entrada y de salida del tramo del río o bien se estima (Linsley et al, 1975), como:

$$K = 0.014 \frac{L^{1.6}}{H^{0.6}} \quad (4.8)$$

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 Información de campo

Cuando se dispone de los hidrogramas de entrada y salida para un tramo de un río los valores de K y X pueden determinarse utilizando el método tradicional, bajo el procedimiento siguiente:

1. Se divide el hidrograma de entrada y salida en intervalos de tiempo Δt , a partir de un tiempo inicial común.
2. Se calcula el almacenamiento en el tramo del cauce, para cada intervalo de tiempo Δt , como:

$$S_{i+1} = S_i + \frac{\Delta t}{2} [(I_i + I_{i+1}) - (O_i + O_{i+1})]$$

3. Se suponen diferentes valores de X y se calcula Y como:

$$Y = X(I_{i+1} - I_i) + (1 - X)(O_{i+1} - O_i)$$

4. Se grafican los valores calculados en el paso 2 en el eje de las ordenadas y los del paso 3 en el eje de las abcisas. El valor de X que produzca un ciclo lo más parecido a una recta se utiliza para calcular el valor de K , que es la pendiente de dicha recta.

4.1.2 Método del Instituto de Ingeniería, UNAM

El método del Instituto de Ingeniería, UNAM, es un método hidráulico que se basa en el esquema de Sánchez y Fuentes (1978) y está integrado por dos etapas de cálculo.

A Flujo permanente gradualmente variado

El programa de cómputo desarrollado, considera las variables necesarias para el cálculo del flujo permanente gradualmente variado en cauces naturales. Este programa está integrado en tres partes. La primera (preproceso), lee las condiciones iniciales o de frontera y los datos de las secciones transversales; calcula las variables hidráulicas tales como son el perímetro mojado, área, radio hidráulico, tirante crítico y factor de fricción para diferentes tirantes en cada una de las secciones, y a partir de éstas forma una base de datos; además permite realizar una interpolación entre secciones, cuando la distancia de separación entre ellas es razonablemente grande. La segunda (proceso) realiza los cálculos necesarios para determinar el perfil del flujo.

La última parte (postproceso) consiste en mostrar en forma gráfica los perfiles del fondo, bordos del cauce y del flujo, las secciones transversales del cauce mostrando la superficie libre del agua, en planta las secciones que tienen derrames, y en forma tabular, para cada sección, la distancia entre secciones, elevación del fondo del cauce, tirante, área, elevación de la superficie libre del agua, velocidad, tirante crítico, número de Froude, bordo de la sección que desborda, pérdidas de energía y la elevación de la línea de energía; esta información es guardada junto con otros archivos con formato de texto que son los resultados de la simulación y que posteriormente serán utilizados en el cálculo del flujo no permanente. A continuación se describen los elementos teóricos que conforman el modelo matemático desarrollado.

A.1 Variables hidráulicas

El modelo matemático requiere información de las secciones transversales del tramo del río a estudiar para realizar el cálculo hidráulico del flujo permanente gradualmente variado, como la mostrada en la figura 4.3; se debe notar que se identifican los anchos $X_d(i)$ a la derecha de un eje vertical que pasa por el punto más bajo de la sección, y por $X_i(i)$ a la izquierda del mismo eje; estos anchos se han medido a equidistancias Δy del fondo.

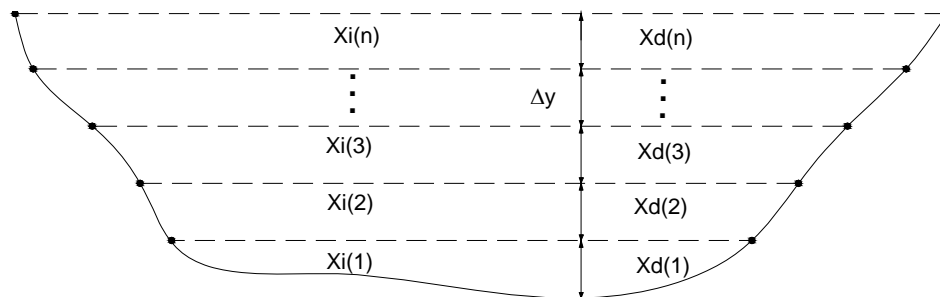


Figura 4.3 Sección transversal de un cauce

De acuerdo con esta nomenclatura, las expresiones para determinar las variables hidráulicas de cada desnivel Δy en la sección j , se presentan en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Expresiones para el cálculo de las variables hidráulicas

Variable hidráulica	Expresión	No.
Tirante	$y(i) = (i - 1) \Delta y$	4.9
Ancho de superficie libre	$B(i) = X_d(i) + X_i(i)$	4.10
Área a partir de trapecios	$A(i) = A(i - 1) + [B(i) + B(i - 1)] \frac{\Delta y}{2}$	4.11
Perímetro mojado	$p(i) = p(i - 1) + \sqrt{[X_d(i) - X_d(i - 1)]^2 + \Delta y^2} + \sqrt{[X_i(i) - X_i(i - 1)]^2 + \Delta y^2}$	4.12

A.2 Factor de fricción

El factor de fricción resulta del análisis de:

$$h_f = S_f \Delta l = \frac{1}{2} (S_{f_1} + S_{f_2}) \Delta l \quad (4.13)$$

donde:

$$S_f = \frac{V^2 n^2}{r^{4/3}} = V^2 n^2 \left(\frac{p}{A} \right)^{4/3} \quad (4.14)$$

Sustituyendo la ecuación 4.14 en la 4.13, tenemos:

$$h_f = \frac{1}{2} \Delta l n^2 \left(\frac{p}{A} \right)^{4/3} \bar{V}^2 = FF \bar{V}^2 \quad (4.15)$$

De la ecuación anterior, observamos que la pérdida por fricción es función de la velocidad, la cual en flujo permanente es constante si conocemos el gasto. Así, según la nomenclatura de la figura 4.3, el factor de fricción es:

$$FF(i) = \frac{n^2 \Delta l}{2} \left(\frac{p(i)}{A(i)} \right)^{4/3} \quad (4.16)$$

Para todos los valores del tirante $y(i)$ con sus respectivos valores de $B(i)$, $A(i)$, $p(i)$ y $FF(i)$ se forma una base de datos que será utilizada posteriormente en el proceso de cálculo.

A.3 Energía específica

Generalmente, en los ríos de planicie (pendiente pequeña, $\cos\theta \cong 1$) donde ocurren problemas de derrames se presenta régimen subcrítico, por lo que los tirantes en todas las secciones transversales son mayores o iguales al tirante crítico y_c . Por lo anterior, en los cálculos que se exponen más adelante, tendrán como límite el tirante crítico y_c , por lo cual es necesario calcularlo previamente para cada sección.

La energía específica en una sección de un canal natural es la que corresponde al flujo por unidad de peso a través de ella, y se mide con respecto al fondo de esta, por ello según la figura 4.4, tenemos:

$$E = y + \alpha \frac{Q^2}{2g A^2} \quad (4.17)$$

Analizando la expresión anterior para un gasto constante Q y la relación $y = f(E)$; con este enfoque se puede observar que para un gasto dado existen tres tipos de régimen, que se denominan: crítico, subcrítico y supercrítico.

La condición límite entre los dos regímenes alternos se llama sección crítica en un escurrimiento a superficie libre y es aquella en la que la energía específica es la mínima posible para que pueda fluir el gasto de dicho escurrimiento. Pueden encontrarse sus características calculando la derivada respecto a y , de la expresión 4.17 y considerando que α también es constante, obtenemos que:

$$\frac{dE}{dy} = 1 - \frac{\alpha Q^2}{g A^3} \frac{dA}{dy} \quad (4.18)$$

Podemos decir que para cualquier sección, el ancho de la superficie libre es $B = dA/dy$, la cual sustituyendo en la expresión 4.18, y aplicando el criterio de la primera derivada $(dE/dy) = 0$, se obtiene que en la sección donde la energía específica es mínima, se cumple que:

$$\alpha \frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{B} \quad (4.19)$$

La igualdad anterior nos permite calcular el gasto con tirante crítico y_c y $\alpha = 1$, como:

$$Q = \sqrt{\frac{g A(i)^3}{B(i)}} \quad (4.20)$$

Por último, se puede resumir que en estas condiciones, para cada elevación i , existirán relaciones de la forma:

$$\begin{aligned} A(i), & \text{ es función del tirante } y(i). \\ FF(i), & \text{ es función del tirante } y(i). \\ y_c(i), & \text{ es función del gasto } Q. \end{aligned}$$

Esta última relación existe, aunque de la forma $Q = f(y)$, pero se puede hacer una relación inversa, es decir, a partir del gasto que sea el caso de estudio y con las relaciones anteriores, se puede encontrar el y_c correspondiente a dicho gasto.

A.4 Ecuación de la energía

La energía total por unidad de peso que posee el agua en su movimiento medida entre las secciones j y $j+1$ de la figura 4.4, se puede determinar aplicando la ecuación de la energía, de esta forma se obtiene:

$$y_{j+1} + \frac{v_{j+1}^2}{2g} + \Delta z_j = y_j + \frac{v_j^2}{2g} + h_f \quad (4.21)$$

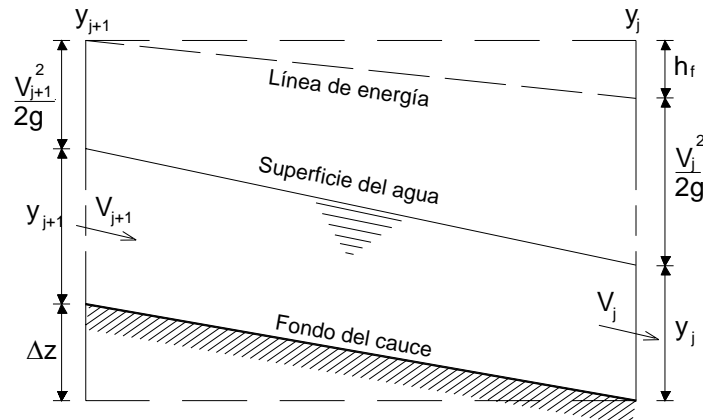


Figura 4.4 Perfil de las secciones j y $j+1$

Para el término hf , podemos sustituir la combinación de las ecuaciones 4.13 y 4.14, de lo cual resulta:

$$y_{j+1} + \frac{v_{j+1}^2}{2g} + \Delta z_j = y_j + \frac{v_j^2}{2g} + \int_j^{j+1} \frac{v^2 n^2}{r^{4/3}} dl \quad (4.22)$$

Desarrollando la ecuación anterior, tenemos:

$$y_{j+1} + \frac{v_{j+1}^2}{2g} + \Delta z_j = y_j + \frac{v_j^2}{2g} + \frac{dl}{2} \left[\left(v_{j+1}^2 \left(\frac{n}{r_{j+1}^{2/3}} \right)^2 + \left(v_j^2 \left(\frac{n}{r_j^{2/3}} \right)^2 \right) \right) \right] \quad (4.23)$$

Agrupando los términos j y $j+1$, se obtiene:

$$y_{j+1} + \frac{v_{j+1}^2}{2g} - \left(v_{j+1}^2\right) \left(\frac{n}{r_{j+1}^{2/3}}\right)^2 \frac{dl}{2} = y_j + \frac{v_j^2}{2g} + \left(v_j^2\right) \left(\frac{n}{r_j^{2/3}}\right)^2 \frac{dl}{2} - \Delta z_j \quad (4.24)$$

De la ecuación de continuidad, $v^2 = \frac{Q^2}{A^2}$, por lo que sustituyendo en la ecuación 4.24, resulta:

$$y_{j+1} + \left(\frac{Q^2}{A_{j+1}^2}\right) \left[\frac{1}{2g} - \left(\frac{n}{r_{j+1}^{2/3}}\right)^2 \frac{dl}{2}\right] = y_j + \left(\frac{Q^2}{A_j^2}\right) \left[\frac{1}{2g} + \left(\frac{n}{r_j^{2/3}}\right)^2 \frac{dl}{2}\right] - \Delta z_j \quad (4.25)$$

Además, $\frac{1}{r^{2/3}} = \left(\frac{P}{A}\right)^{2/3}$, sustituyendo en la ecuación anterior, y reordenando, se tiene

$$y_{j+1} + \left(\frac{Q^2}{A_{j+1}^2}\right) \left[\frac{1}{2g} - \left(\frac{p_{j+1}}{A_{j+1}}\right)^{4/3} \frac{n^2 dl}{2}\right] = y_j + \left(\frac{Q^2}{A_j^2}\right) \left[\frac{1}{2g} + \left(\frac{p_j}{A_j}\right)^{4/3} \frac{n^2 dl}{2}\right] - \Delta z_j \quad (4.26)$$

Según la ecuación 4.26, se puede escribir de la forma siguiente:

$$\underbrace{y_{j+1} + \left(\frac{Q^2}{A_{j+1}^2}\right) \left(\frac{1}{2g} - FF_{j+1}\right)}_{K_{j+1}} = \underbrace{y_j + \left(\frac{Q^2}{A_j^2}\right) \left(\frac{1}{2g} + FF_j\right)}_{K_j} - \Delta z_j \quad (4.27)$$

A.5 Procedimiento de cálculo:

1. Para el tirante de inicio y_j o y_{c_j} (condición de frontera), en la sección j , se obtienen los valores de B_j , P_j , y FF_j de la base de datos.
2. Se calcula K_j ; término derecho de la ecuación de la energía (4.27), considerando como dato de entrada al gasto Q .
3. Se calcula el tirante crítico $y_{c_{j+1}}$, en la sección $j+1$ asociado al gasto Q .
4. Se obtienen B_j , p_j , y FF_j asociadas al tirante crítico $y_{c_{j+1}}$ de la sección $j+1$ de la base de datos.
5. Se calcula K_{j+1} asociado al tirante crítico $y_{c_{j+1}}$ de la sección $j+1$; termino izquierdo de la ecuación de la energía (4.27).
6. Se comparan los valores de K_j y K_{j+1} , de donde se puede llegar a dos conclusiones:
 - a) Si K_{j+1} es igual que K_j , el tirante en la sección $j+1$ es igual al tirante crítico (siempre y cuando el tirante de inicio sea el tirante crítico, y_{c_j}). Se debe recordar que se consideró que en las corrientes naturales, y en particular en este análisis, se presenta

el régimen subcrítico, por lo que el tirante mínimo es el tirante crítico y_c . El siguiente paso consiste en obtener K_{j+2} , repitiendo el procedimiento a partir del paso 3, y se continúa con el procedimiento hasta terminar con todas las secciones.

- b) Si K_{j+1} es menor que K_j , se despeja el tirante y_{j+1} de la sección $j + 1$ o utilizando la base de datos hasta igualar la ecuación de la energía. El siguiente paso consiste en obtener K_{j+2} , repitiendo el procedimiento a partir del paso 3, y se continúa con el procedimiento hasta terminar con todas las secciones.

B Flujo no permanente gradualmente variado

De igual forma, que para el flujo permanente, el programa de cómputo para el cálculo del flujo no permanente se compone de tres partes esenciales: la primera (preproceso), lee las condiciones iniciales o de frontera, las variables hidráulicas y realiza un cálculo de calentamiento con un gasto base ambos calculados en el flujo permanente gradualmente variado. La segunda (proceso) consiste en calcular las variables hidráulicas dentro del cauce como son los perfiles del flujo, áreas, gasto, velocidades con respecto al tiempo. La tercera (posproceso) permite ver en forma gráfica los hidrogramas de entrada al sistema de ríos, mostrando el avance de cálculo de los mismos, los perfiles del fondo, bordos del cauce y del flujo, las secciones transversales con su correspondiente nivel de superficie libre del agua, en planta las secciones que tienen derrames, y en forma tabular, para cada sección el cadenamamiento, elevación del fondo del cauce, bordos, superficie libre del agua, tirantes, áreas, velocidades, gastos de entrada al cauce, gastos de derrame derecho e izquierdo. La teoría que justifica el modelo matemático se describe en las líneas siguientes.

Este método considera como flujo unidimensional al movimiento del agua en el cauce natural; se limita al flujo en cauces y a volúmenes de control constantes en el espacio en los que sólo se modifica el tirante hidráulico. El modelo matemático resuelve las ecuaciones de continuidad y conservación de la cantidad de movimiento utilizando diferencias finitas en su forma implícita.

$$\frac{\partial(AV)}{\partial x} = B \frac{\partial Y}{\partial t} \quad (4.28)$$

$$\frac{\partial Y}{\partial x} = - \left[\frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + S_f \right] \quad (4.29)$$

donde:

Y , elevación de la superficie del agua respecto a un plano horizontal de referencia (suma del tirante más la cota de plantilla), en m.

A , área hidráulica, en m^2 .

V , velocidad media, en m/s.

B , ancho de la superficie libre, en m.

g , aceleración de la gravedad, en m/s^2 .

S_f , pendiente de la línea de energía, adim.

x , distancia longitudinal, en m.

t , tiempo, en s.

Para representar en diferencias finitas a las ecuaciones 4.28 y 4.29 se toman en cuenta los volúmenes de control, según la figura 4.5.

Debido a que las elevaciones y velocidades varían con el tiempo y la posición, los distintos términos de las ecuaciones 4.28 y 4.29 se escriben en diferencias finitas de la manera siguiente:

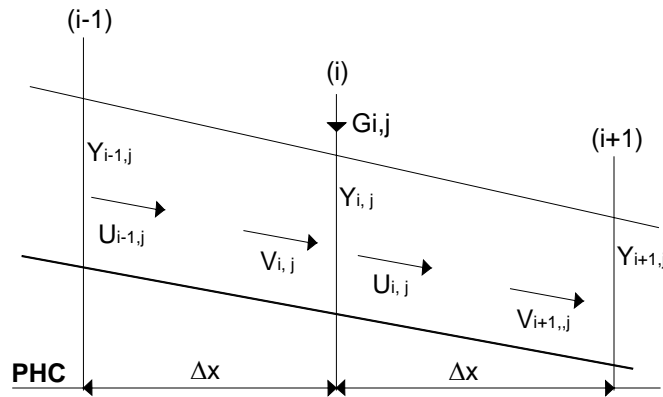


Figura 4.5 Secciones a lo largo del cauce en diferencias finitas

$$\frac{\partial Y}{\partial x} \cong \frac{\theta}{\Delta x_j} (Y_{i+1,j+1} - Y_{i,j+1}) + \frac{1-\theta}{\Delta x_j} (Y_{i+1,j} - Y_{i,j}) \quad (4.30)$$

$$\frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial t} \cong \frac{V_{i+1,j+1} + U_{i,j+1}}{2g\Delta x_j} (V_{i+1,j} - U_{i,j}) \quad (4.31)$$

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} \cong \frac{1}{2g\Delta t} [(U_{i,j+1} + V_{i+1,j+1}) - (U_{i,j} + V_{i+1,j})] \quad (4.32)$$

$$S_f \cong \frac{1}{4} \frac{n^2}{r_{i,j}^{4/3}} |U_{i,j} + V_{i+1,j}| (U_{i,j+1} + V_{i+1,j+1}) \quad (4.33)$$

$$\frac{\partial(AV)}{\partial x} \cong \frac{A_{i+1,j}V_{i+1,j+1} - A_{i,j}U_{i,j+1}}{\Delta x_j} \quad (4.34)$$

$$B \frac{\partial Y}{\partial t} \cong \frac{B_{i+1,j} + B_{i,j}}{4\Delta x_j} [(Y_{i+1,j+1} + Y_{i,j+1}) - (Y_{i+1,j} + Y_{i,j})] \quad (4.35)$$

donde:

θ , es un factor de peso que sirve para calcular promedios ponderados en el tiempo con la finalidad de mejorar la aproximación de las derivadas temporales.

Sustituyendo las ecuaciones 4.34 y 4.35 en la ecuación 4.28 y las ecuaciones 4.30 a la 4.33 en la 4.29 se obtiene:

$$A_{i,j}U_{i,j+1} - A_{i+1,j}V_{i+1,j+1} = F_{i,j}(Y_{i+1,j+1} + Y_{i,j+1} - Y_{i+1,j} - Y_{i,j}) \quad (4.36)$$

$$C_{i,j}U_{i,j+1} - C_{i,j}V_{i+1,j+1} = Y_{i+1,j+1} - Y_{i,j+1} + D_{i,j} \quad (4.37)$$

donde:

$$F_{i,j} = \frac{\Delta x_j}{4\Delta t} (B_{i+1,j} + B_{i,j}) \quad (4.38)$$

$$C_{i,j} = \frac{U_{i,j} - V_{i+1,j}}{2g\theta} - \frac{\Delta x_j}{2g\theta\Delta t} - \frac{\Delta x_j}{4\theta} \frac{n^2}{r_{i,j}^{4/3}} |U_{i,j} + V_{i+1,j}| \quad (4.39)$$

$$D_{i,j} = \frac{1-\theta}{\theta}(Y_{i+1,j} - Y_{i,j}) - \frac{\Delta x_i}{2g\theta\Delta t}(U_{i,j} + V_{i,j}) \quad (4.40)$$

Las ecuaciones 4.36 y 4.37 forman un sistema lineal no homogéneo en $U_{i,j+1}$ y $V_{i+1,j+1}$ cuya solución se escribe como:

$$U_{i,j+1} = P_{i,j}Y_{i+1,j+1} + Q_{i,j}Y_{i,j+1} + R_{i,j} \quad (4.41)$$

$$V_{i,j+1} = S_{i,j}Y_{i+1,j+1} + T_{i,j}Y_{i,j+1} + W_{i,j} \quad (4.42)$$

En estas expresiones:

$$P_{i,j} = \frac{F_{i,j}}{A_{i,j} + A_{i+1,j}} + \frac{A_{i+1,j}}{C_{i,j}(A_{i,j} + A_{i+1,j})} \quad (4.43)$$

$$Q_{i,j} = \frac{F_{i,j}}{A_{i,j} + A_{i+1,j}} + \frac{A_{i+1,j}}{C_{i,j}(A_{i,j} + A_{i+1,j})} \quad (4.44)$$

$$R_{i,j} = \frac{D_{i,j}A_{i+1,j}}{C_{i,j} + (A_{i,j} + A_{i+1,j})} - \frac{F_{i,j}(Y_{i+1,j} + Y_{i,j})}{(A_{i,j} + A_{i+1,j})} \quad (4.45)$$

$$S_{i,j} = \frac{A_{i,j}}{C_{i,j}(A_{i,j} + A_{i+1,j})} - \frac{F_{i,j}}{(A_{i,j} + A_{i+1,j})} \quad (4.46)$$

$$T_{i,j} = \frac{A_{i,j}}{C_{i,j}A_{i,j} + A_{i+1,j}} + \frac{F_{i,j}}{A_{i,j} + A_{i+1,j}} \quad (4.47)$$

$$W_{i,j} = \frac{D_{i,j}A_{i+1,j}}{C_{i,j} + (A_{i,j} + A_{i+1,j})} + \frac{F_{i,j}(Y_{i+1,j} + Y_{i,j})}{(A_{i,j} + A_{i+1,j})} \quad (4.48)$$

Cuando la relación de continuidad se establece en la sección i (figura 4.5), se obtiene:

$$A_{i,j}U_{i,j+1} + \theta G_{i,j+1} + (1-\theta)G_{i,j} = A_{i,j}V_{i+1,j+1} \quad (4.49)$$

Sustituyendo las ecuaciones 4.43 y 4.44 en la 4.49 se obtiene la ecuación:

$$T_{i-1,j}Y_{i,j-1} + (Q_{i,j} - S_{i-1,j})Y_{i,j+1} + P_{i,j}Y_{i+1,j+1} = W_{i-1,j} - R_{i,j} + \frac{1}{A_{i,j}}(\theta G_{i,j+1} + (1-\theta)G_{i,j}) \quad (4.50)$$

Esta ecuación se plantea en las secciones intermedias. Cuando el flujo es subcrítico, se requiere una ecuación adicional en cada uno de los extremos del río.

La ecuación 4.49 junto con las de las secciones correspondientes a sus extremos, forman un sistema de ecuaciones lineales tridiagonal, cuyas incógnitas son las elevaciones Y_i en la etapa de cálculo $j+1$. Una vez obtenidas las elevaciones, las velocidades de llegada $V_{i,j+1}$ y de partida $U_{i,j+1}$, se calculan con las ecuaciones 4.41 y 4.42.

En las secciones inicial y final deben fijarse las condiciones de frontera, las cuales se determinan de acuerdo con el problema en estudio. Por ejemplo, para el caso particular de flujo subcrítico la condición de frontera aguas arriba se obtiene de la manera siguiente:

En la primera sección $i = 1$, se propone como condición que el gasto de ingreso es conocido de modo que el gasto G_1 promedio es igual al de salida $A_{1,j}U_{1,j+1}$, esto es:

$$Q_{i,j}Y_{1,j} + P_{i,j}Y_{1,j} = -R_{1,j} + \frac{1}{A_{i,j}} [(\theta G_{i,j+1} + (1-\theta)G_{i,j})] \quad (4.51)$$

Como condición de frontera aguas abajo, se considera una elevación de la superficie libre del agua conocida, sea Y_{f1} , las velocidades del último tramo son las siguientes:

$$U_{M-1,j+1} = P_{M-1,j}Y_F + Q_{M-1,j}Y_{M-1,j} + R_{M-1,j} \quad (4.52)$$

$$V_{M-1,j+1} = S_{M-2,j}Y_{M-1,j+1} - T_{M-2,j}Y_{M-2,j+1} + W_{M-2,j} \quad (4.53)$$

Sí proponemos la ecuación de continuidad en la penúltima sección $i = M - 1$ se tiene:

$$3T_{M-2,j}Y_{M-2,j+1} + (Q_{M-1,j} - S_{M-2,j})Y_{M-1,j} = W_{M-2,j} - R_{M-1,j} - \frac{1}{A_{M-1,j}} [(\theta G_{M-1,j+1} + (1-\theta)G_{M-1,j})] - P_{M-1,j}Y_F \quad (4.54)$$

Para asegurar que la descarga de esta sección sea con una elevación del agua mayor o igual a la mínima, la asociada al tirante crítico y_{cj} para el instante j se emplea la ecuación siguiente:

$$\frac{A_{cj}}{B_{cj}} = \frac{V_{Mj}}{g} \quad (4.55)$$

donde:

A_{cj} , área correspondiente al tirante crítico, en m^2 .

B_{cj} , ancho de la superficie libre correspondiente al tirante crítico, en m.

V_{mj} , velocidad de entrada en la sección M para el instante j , en m/s.

Y_F , queda definido de la siguiente manera:

$$Y_F = \begin{cases} y_f + Z_F, & \text{sí } y_F > y_{cj} \\ y_{cj} + Z_F, & \text{sí } y_F \leq y_{cj} \end{cases} \quad (4.56)$$

donde:

Z_F , elevación del fondo de la sección $i = M$, en m

Y_F , es el tirante conocido de la sección, en m.

B.1 Procedimiento de cálculo:

Para obtener las elevaciones del agua en la etapa de cálculo se forma un sistema de ecuaciones lineales, en la cual se deben considerar los siguientes puntos:

1. Sección aguas arriba del tramo en estudio $i = 1$, se debe utilizar la ecuación de condición de frontera aguas arriba, ecuación 4.51.
2. Para las secciones intermedias $i = 1, 2, \dots, L - 1$, se utiliza la ecuación 4.50.

3. Secciones aguas abajo del tramo $i+1=L$, se toma en cuenta la condición de frontera aguas abajo, ecuación 4.54.
4. Las ecuaciones que se obtiene en los incisos 1, 2 y 3 forman un sistema de $M-1$ ecuaciones lineales tridiagonal, cuyas incógnitas son las elevaciones $Y_{i,j+1}$ para $i=1,2,..,M-1$.
5. Una vez resuelto el sistema, las velocidades de llegada $V_{i,j+1}$ y de partida $U_{i,j+1}$, se determinan a partir de las elevaciones $Y_{i,j+1}$, utilizando las ecuaciones 4.41 y 4.42.

5 SISTEMA DE ALERTA HIDROMETEOROLÓGICA

Para que se presenten los escurrimientos máximos en un sitio, en respuesta a una precipitación, deben transcurrir varios minutos u horas después de iniciada la tormenta (tiempo de retraso), por lo que es posible anticipar la ocurrencia de los mayores flujos de agua para advertir el peligro por desbordamientos de los ríos o por la intensidad de sus corrientes.

El tiempo de retraso es el tiempo transcurrido entre el centro geométrico del hietograma efectivo y el instante en que se produce el gasto de pico del hidrograma de escurrimiento directo (figura 5.1) y se evalúa en función del tiempo de concentración ($t_r = 0.6t_c$). Esta idea es la base teórica de un Sistema de Alerta Hidrometeorológica.

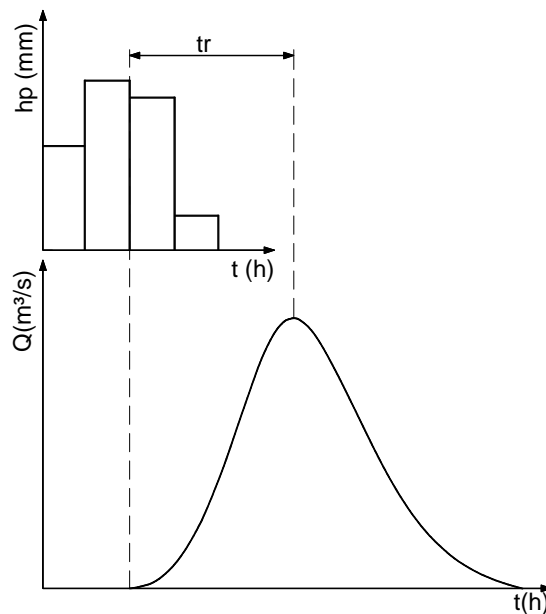


Figura 5.1 Ilustración del tiempo de retraso

5.1 Sistema de Alerta Temprana

Un Sistema de Alerta Hidrometeorológica tiene como objetivo observar permanentemente los fenómenos meteorológicos y los efectos de la precipitación o los escurrimientos en una zona, para detectar anticipadamente un evento de peligro y poner en operación un plan de emergencia preestablecido que disminuya los daños por tal evento.

Para definir áreas relativamente pequeñas (menores a 50 km^2) expuestas a sufrir daños por inundaciones, como es el área de un municipio o una ciudad, se puede tomar en cuenta la medición de la precipitación y el nivel de la superficie libre del agua en los ríos que están ocurriendo en la zona de estudio, debido a ello, es mayor la confiabilidad en los avisos de alertamiento. A un sistema de este tipo se le llamará sistema de alerta hidrometeorológica temprana municipal (Fuentes et al, 2002).

5.2 Sistema de Alerta Hidrometeorológica Temprana Municipal

Un Sistema de Alerta Hidrometeorológica Temprana Municipal (SAHTM) es un conjunto de acciones para informar a las comunidades expuestas a daños por fenómenos hidrometeorológicos para que con anticipación a la ocurrencia de sus efectos más severos, las autoridades correspondientes emprendan las acciones pertinentes para que las personas se alejen de las zonas de peligro y para reducir las pérdidas materiales que pudiera provocar.

Un SAHTM se justifica sobre todo en las regiones donde ocurren crecidas rápidas y severas cercanas a las ciudades, donde los flujos de agua sobre el terreno tienen una gran masa y velocidad, los cuales pueden provocar daños materiales y en ocasiones, la pérdida de vidas humanas.

El tiempo de anticipación con que se cuenta para estimar las intensidades de precipitación y escurrimientos es de entre 20 a 180 minutos, mediante un sistema de medición remota instalado en las cuencas de la zona de estudio.

5.2.1 Componentes

Un SAHTM está formado por varias partes que se complementan entre sí (figura 5.2).



Figura 5.2 Componentes de un SAHTM
(fuente: CENAPRED)

El plan operativo consiste en el conjunto de instrucciones específicas para realizar de modo eficiente el traslado de las personas desde sus hogares o zonas de peligro a los lugares seguros. Considera que los caminos hacia estos lugares sean cortos y no queden interrumpidos durante la ocurrencia del fenómeno hidrometeorológico. Deben formularse antes de la temporada en que suelen presentarse tales fenómenos.

El subsistema de información incluye los procedimientos para enterar a la población sobre las posibles zonas de peligro, la ubicación de los albergues en los lugares seguros, las rutas hacia estos sitios desde sus viviendas, así como la puesta en marcha del plan operativo contra inundaciones y el momento oportuno de iniciar una evacuación. Las zonas o áreas de peligro por inundación se determinan realizando simulaciones de flujo bidimensional en planicies de inundación considerando diferentes escenarios.

El subsistema de medición y procesamiento hidrológico y el plan para restaurar las condiciones previas al desastre se tratarán por separado más adelante.

Es necesario destacar que los componentes que integran el SAHTM deben estar elaborados antes de la ocurrencia de un fenómeno hidrometeorológico importante, tomando en cuenta los tipos de peligro en las zonas de la región donde pueden ocurrir daños (figura 5.3).

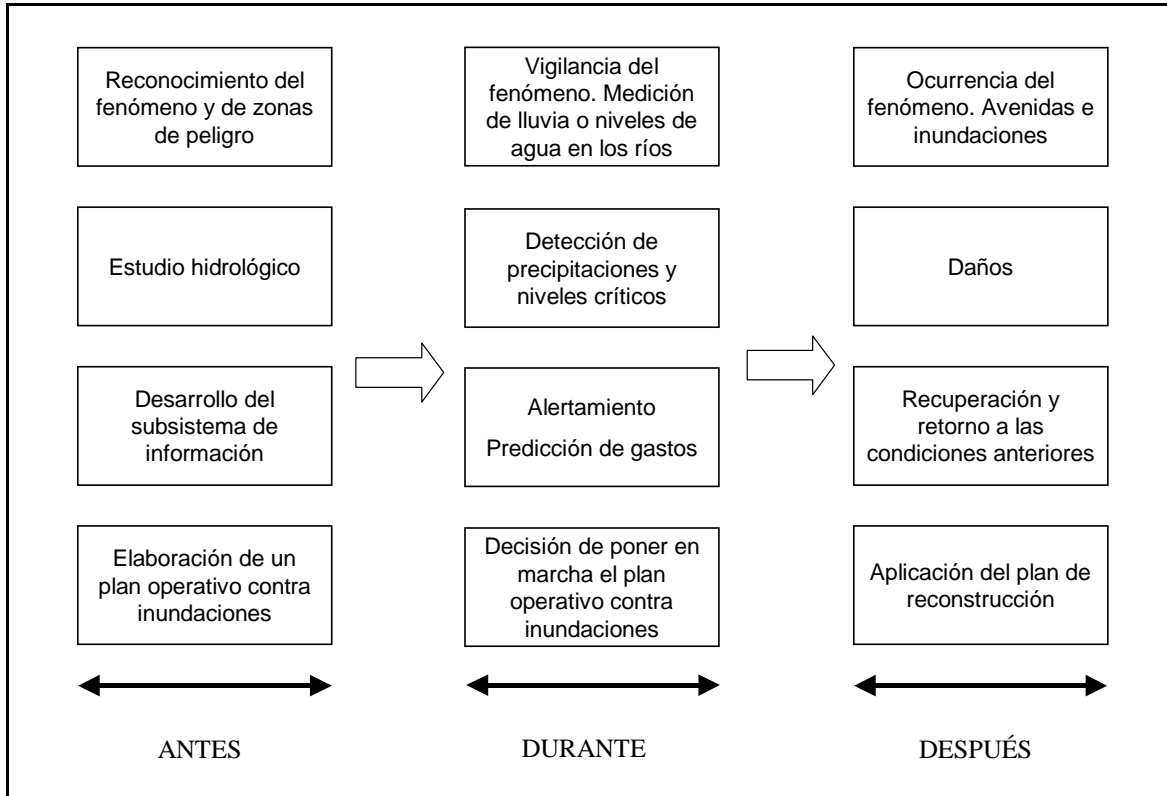


Figura 5.3 Actividades antes, durante y después de un fenómeno hidrometeorológico
(fuente: CENAPRED)

5.3 Subsistema de medición y procesamiento hidráulico

El subsistema de medición y procesamiento hidráulico estima los efectos que producirá la lluvia en una región, en los minutos u horas posteriores a su ocurrencia, para advertir del peligro que podría generarse en algunas zonas de una ciudad cercanas a los cauces de los ríos. Su objetivo es predecir, con base en mediciones de precipitación o nivel de la superficie libre del agua en los ríos, la ocurrencia de los eventos que causan daños a la población, para que se actúe anticipadamente con la intención de disminuir sus consecuencias.

Este subsistema se apoya en un estudio de hidrología e hidráulica (ver capítulos 2, 3 y 4) de la zona de estudio con lo que se permite obtener la magnitud de los escurrimientos provocados por la precipitación y con base en ellos determinar las zonas que podrían sufrir mayores daños.

Para calcular los escurrimientos de los ríos en cada una de las cuencas de la zona de estudio durante una tormenta se hace bajo el procedimiento siguiente:

1. Los hidrogramas unitarios se pueden obtener por diversos métodos, en este caso se consideraron los métodos del HUIG y HUA, los cuales se obtienen a partir de las características fisiográficas y geomorfológicas de las cuencas de estudio.
2. Se estiman las pérdidas de precipitación utilizando el concepto del coeficiente de escurrimiento; para determinar el valor de este coeficiente existen valores teóricos de

acuerdo con características del tipo y uso de suelo y vegetación; es importante mencionar que este coeficiente varía de acuerdo con la condición de humedad antecedente a la tormenta que se esté analizando.

3. La precipitación media se obtiene con el método de los polígonos de Thiessen; se determinan factores de peso definidos como el cociente del área de influencia de cada estación, entre el área total de la cuenca. Para este caso es necesario determinar varias configuraciones para prever que una o más estaciones de medición de la precipitación no puedan transmitir las alturas de precipitación medidas.
4. Se calcula la precipitación media efectiva multiplicando la precipitación media por el coeficiente de escurrimiento; dado que la información de medición de la precipitación es recibida cada 10 minutos; con el paso del tiempo se va formando el hietograma de precipitación efectiva.
5. Se obtiene el hidrograma de escurrimiento directo con la convolución del hidrograma unitario y el hietograma de precipitación efectiva.
6. En caso de ser necesario, se transita el hidrograma de escurrimiento directo desde el punto donde se determinó hasta el sitio de interés.
7. Finalmente, los escurrimientos determinados se comparan con umbrales preestablecidos, para que, en caso de ser necesario, se activen las señales de alerta.

Los umbrales son valores críticos ya sea de precipitación, gasto o nivel de la superficie libre del agua en un río, que nos indican a partir de que magnitudes se inicia el probable desbordamiento de un río. Para obtenerlos es necesario realizar el estudio hidrológico de la zona de estudio y un estudio hidráulico del flujo dentro de los cauces, siempre y cuando se cuente con información topobatimétrica de los mismos.

5.3.1 Umbrales de precipitación

Determinar un umbral de precipitación único en una cuenca en particular para advertir de los efectos que puede desencadenar un fenómeno hidrometeorológico, es difícil, dadas las múltiples circunstancias que se pueden presentar en el lugar afectado (asentamientos irregulares, escasa infraestructura hidráulica, etc.).

Por otra parte, la respuesta hidrológica de una cuenca a la precipitación, depende, entre otros factores, del estado de saturación inicial del suelo, la pendiente del terreno, estado de los cauces, adecuación de la infraestructura, así como también del uso y tipo de suelo; debido a esto, las características de la precipitación que se deben tener en cuenta para definir un umbral de precipitación son la intensidad, duración y extensión de la misma. Por lo tanto, para determinar un umbral adecuado a las condiciones del sitio, es necesario tomar en cuenta las consideraciones mencionadas anteriormente, así como también de un análisis estadístico de los registros históricos de precipitación y su origen para proponer una lamina de precipitación que se presenta con periodo de retorno entre dos y cinco años.

5.3.2 Umbrales del nivel de la superficie libre del agua en un río

Para estimar el gasto o nivel de la superficie libre del agua máximos que puede conducir un río antes de desbordarse, existe más de un procedimiento; en una primera aproximación se pueden utilizar si es posible, alguno de los métodos mencionados en el inciso 2.4.2.

Un segundo procedimiento con buena aproximación consiste en utilizar los hidrogramas que se obtienen para cada subcuenca al utilizar un modelo lluvia-escurrimiento y la lamina de precipitación propuesta como umbral o los correspondientes a periodos de retorno mayores; a partir del punto donde se determinó el hidrograma se transita por el cauce con un método hidrológico hasta el sitio de interés, y de acuerdo a la geometría de las secciones del sitio se puede inferir la capacidad hidráulica máxima del cauce. Es importante destacar que cuando la

zona de estudio esta integrada por varias subcuencas se deben considerar las entradas de los hidrogramas en los puntos correspondientes. Los procedimientos anteriores son adecuados cuando no existe información detallada de los cauces.

En caso contrario y de forma más confiable, consiste en realizar un estudio topobatimétrico de los cauces de los ríos de la zona de estudio, con la finalidad de tener información detallada de su forma longitudinal y transversal. Posteriormente, se emplean métodos de tránsitos de avenidas hidráulicos; los datos de entrada en estos métodos se pueden proponer en un principio considerando los resultados obtenidos de los modelos lluvia-escurrimiento a partir de la lámina de precipitación propuesta como umbral o los correspondientes a periodos de retorno mayores. Finalmente, de acuerdo a la geometría de las secciones transversales del cauce se puede determinar las zonas susceptibles a ser desbordadas y con ello determinar los umbrales mencionados.

En un SAHTM, en cada subcuenca de interés existe un umbral de precipitación, gasto o nivel de la superficie libre del agua en determinadas secciones de los ríos. Cuando la precipitación medida en tiempo real excede el umbral de precipitación, se activa una pre-alarma (color amarillo). Inmediatamente, se realiza el procesamiento hidrológico e hidráulico con los mismos datos de precipitación y si los umbrales de gasto o nivel de la superficie libre del agua son sobrepasados, se enciende la señal de alarma (color rojo), entonces el sistema advertirá de la ocurrencia del desbordamiento y el tiempo en que éste ocurrirá, con la finalidad de que los usuarios (generalmente personal de Protección Civil), tomen las medidas necesarias.

El procedimiento descrito anteriormente, se integra en un programa de cómputo almacenado en la computadora denominada "Hidráulica", que a su vez recibe los archivos de datos de precipitación o nivel de la superficie libre del agua en los cauces enviados por la computadora denominada "Telemetría" cada diez minutos, para su análisis correspondiente.

Por último, la observación de los fenómenos hidrometeorológicos será permanente en la zona y servirá para estimar algunos de sus efectos que puedan ser perjudiciales para la población. Emplea una red de instrumentos que permite tener las mediciones en tiempo real en un puesto central de registro para su procesamiento inmediato.

5.4 Restauración de las condiciones previas al desastre

Para reducir o restaurar los daños en una región afectada por un fenómeno natural hidrometeorológico, se pueden poner en práctica medidas estructurales y no estructurales (institucionales).

Las medidas estructurales se refieren a obras planeadas y diseñadas cuidadosamente para ser construidas en los cauces o en la cuenca para derivar, confinar, retener o almacenar los escurrimientos para disminuir los daños materiales y resguardar a los pobladores. Usualmente son construidas por dependencias gubernamentales, ya que requieren de fuertes inversiones para su realización y conservación. Entre estas acciones se pueden citar:

- a) Construcción de bordos y muros longitudinales o perimetrales.
- b) Dragado de cauces.
- c) Construcción de desvíos temporales o permanentes de ríos.
- d) Rectificación de cauces o corte de meandros.
- e) Canalización o entubamiento del cauce.
- f) Remoción de la vegetación y eliminación de obstáculos dentro de los cauces.
- g) Reforestación de la cuenca.
- h) Construcción de presas de regulación, rompe picos o para retención de azolves.

Las medidas no estructurales, son todas aquellas que no están relacionadas con la construcción directa de obras, y que permiten avisar a tiempo a la población que puede sufrir una inundación, así como el control y manejo de los escurrimientos, cuando ello es factible, para minimizar los daños, y consisten principalmente de:

- a) Estudios hidrológicos e hidráulicos que permitan conocer las características de los escurrimientos a lo largo de un río y de su planicie de inundación.
- b) El control y operación de las obras hidráulicas existentes, principalmente los almacenamientos cuyas obras de excedencias tengan compuertas.
- c) El control de los escurrimientos, tanto en el río como en la planicie de inundación, es decir, la planeación, demolición y relocalización de obras que interfieran con los escurrimientos.
- d) Toda acción que desvíe o interrumpa los escurrimientos en las zonas determinadas.
- e) La zonificación de áreas en función del riesgo de ser inundadas.
- f) Aplicación rigurosa de normas y reglamentos sobre uso de suelo.
- g) El cumplimiento de especificaciones de la construcción para que las viviendas resistan, en cierto grado, los efectos de los fenómenos naturales.
- h) Reubicar definitivamente casas habitación de las zonas de peligro a sitios más seguros.
- i) En operar sistemas de alerta, etc.

Desde el punto de vista económico, tanto las medidas estructurales como las no estructurales tienen aplicación en las zonas desarrolladas y densamente pobladas, mientras que en áreas poco desarrolladas solamente las segundas se pueden justificar.

En resumen, se puede mencionar que las acciones estructurales tienden a reducir o eliminar los daños por inundaciones en áreas más o menos extensas, mientras que las no estructurales permiten disminuir o evitar la pérdida de vidas humanas y disminuir los daños materiales.

Todas las acciones que sirven para reducir o evitar los daños causado por fenómenos naturales que pueden ocasionar un desastre, así como las acciones que permiten auxiliar a la población y proporcionarle ayuda oportuna durante la presencia de esos fenómenos reciben el nombre de “medidas para la prevención de desastres”.

6 CASO DE APLICACIÓN

El crecimiento irregular de las zonas urbanas ha tenido una notable expansión en los últimos 20 años en todo el país con los cambios que ello implica; Tuxtla Gutiérrez, Chis., no es la excepción y en los últimos 10 años ha tenido un crecimiento demográfico medio anual del 4 %. Por la necesidad de ampliar la superficie de suelo para vivienda y la construcción de servicios básicos, la población se ha establecido en las márgenes del cauce del río Sabinal y sus afluentes (zonas federales) que son zonas de peligro por inundación, lo que además genera una degradación de los ecosistemas por la acelerada deforestación de la cuenca y la impermeabilización de la superficie y las consecuencias que ello conlleva. Aunado a ello, se combinan fenómenos hidrometeorológicos tales como lluvias intensas y ciclones tropicales provocando que el comportamiento del río Sabinal y algunos de sus afluentes durante la época de lluvia se torne peligroso habiéndose generado en los últimos 10 años inundaciones recurrentes que han traído consigo la pérdida de vidas humanas y cuantiosos daños materiales.

En los días 24 y 25 de junio de 1996 se presentaron aguaceros que registraron una precipitación de 187.8 mm provocando el desbordamiento del arroyo Santa Ana y la consecuente afectación de 300 comercios, 1,500 casas en 11 colonias con una profundidad de de 2.5 m sobre el nivel de la calle y la muerte de una persona. El 10 de agosto del mismo año precipitaciones entre 75 y 80 mm provocaron el desbordamiento del río Poti inundando más de 60 colonias.

El 30 de septiembre de 1998 lluvias torrenciales provocaron el desbordamiento de los arroyos Potinaspak y Totoposte, así como del río Sabinal y con ello la muerte de una persona y el arrastre de dos autos; la profundidad de la inundación alcanzó 1.20 m sobre el nivel de la calle.

El 31 de mayo de 2001 fuertes aguaceros provocaron el desbordamiento de varios de los afluentes del río Sabinal semidestruyendo 150 viviendas de 20 colonias.



Figura 6.1 Inundación del 04 al 06 de octubre de 2003. El río Sabinal se desbordó cerca del estrechamiento del puente ubicado en las calles 3ª Ote. y 7ª Nte.

Entre los días 04 y 06 de octubre de 2003, la tormenta tropical Larry causó lluvias intensas en el centro y sur de la República Mexicana, en especial en la parte alta de la cuenca del río Sabinal (225 mm), generando grandes gastos durante su recorrido por los municipios de Berriozábal y Tuxtla Gutiérrez en donde la capacidad del cauce fue insuficiente a la avenida estimada en 300 m³/s, afectando una superficie aproximada de 290 hectáreas, siendo las colonias FOVISSSTE, Los Laureles, Jardines de Tuxtla y San Francisco Sabinal las más afectadas.

Como puede observarse, la cuenca del río Sabinal se ve frecuentemente afectada por inundaciones, además de que por lo menos 2,000 viviendas se encuentran construidas en las márgenes de los cauces (GRFS CNA, 2003).

Ante esta situación las autoridades correspondientes decidieron establecer un programa de mitigación de riesgos, dentro de los cuales se encuentra la implantación de un Sistema de Alerta Hidrometeorológica Temprana Municipal, y como consecuencia se originó el presente trabajo.

6.1 Descripción de la zona en estudio

6.1.1 Localización

La zona en estudio se encuentra ubicada en el sureste de la República Mexicana, pertenece a la cuenca del río Sabinal en el estado de Chiapas (figura 6.2) y está ubicada dentro de la Región hidrológica No. 30 denominada Grijalva-Usumacinta.

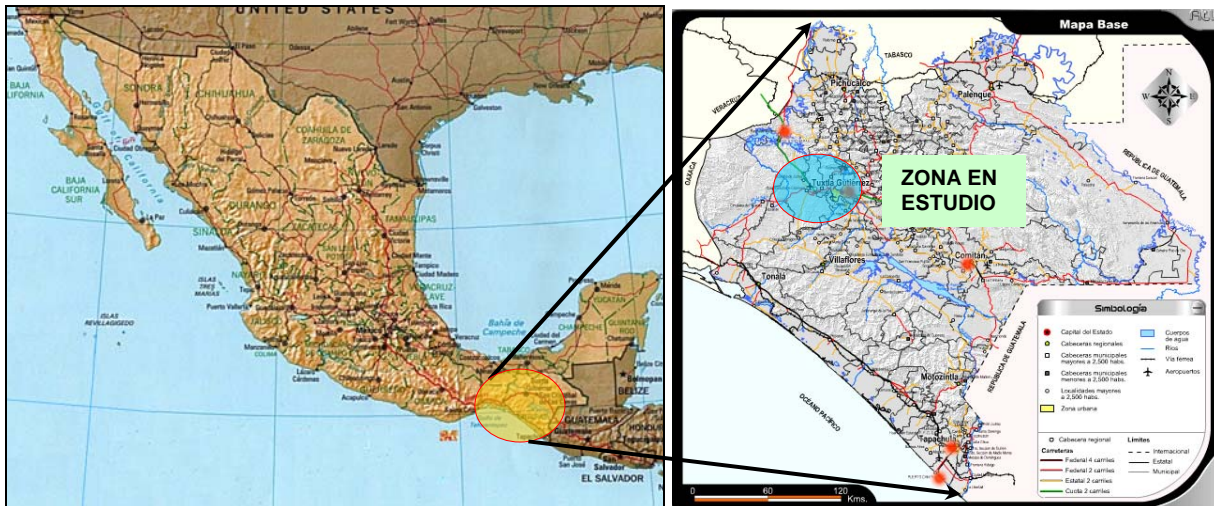


Figura 6.2. Ubicación geográfica de la cuenca del río Sabinal

La denominada cuenca del río Sabinal abarca porciones de cinco municipios, entre ellos la capital del estado de Chiapas, Tuxtla Gutiérrez, que aporta casi el 40 % del área (141.61 km²) de 357.76 km², que es el área de aportación de dicha cuenca.

Tabla 6.1 Municipios que integran la cuenca en estudio

ESTADO	CLAVE	MUNICIPIO	ÁREA (km ²)	%
CHIAPAS	07061	OCOZOCAUTLA DE ESPINOSA	14.45	4.04%
	07079	SAN FERNANDO	88.32	24.69%
	07012	BERRIOZABAL	112.57	31.47%
	07027	CHIAPA DE CORZO	0.82	0.23%
	07101	TUXTLA GUTIÉRREZ	141.61	39.58%
			357.76	100.00%

6.1.2 Población

La cuenca cuenta con tres manchas urbanas importantes: Tuxtla Gutiérrez con un área de 78.08 km², Berriozábal con 2.48 km² y San Fernando con 1.98 km², las cuales generan un área total urbanizada de 82.54 km² que representa el 23.07 % del área total de la misma, la mayor parte de ésta corresponde a Tuxtla Gutiérrez (94.60 %) ubicada en la parte baja (figura 6.3).

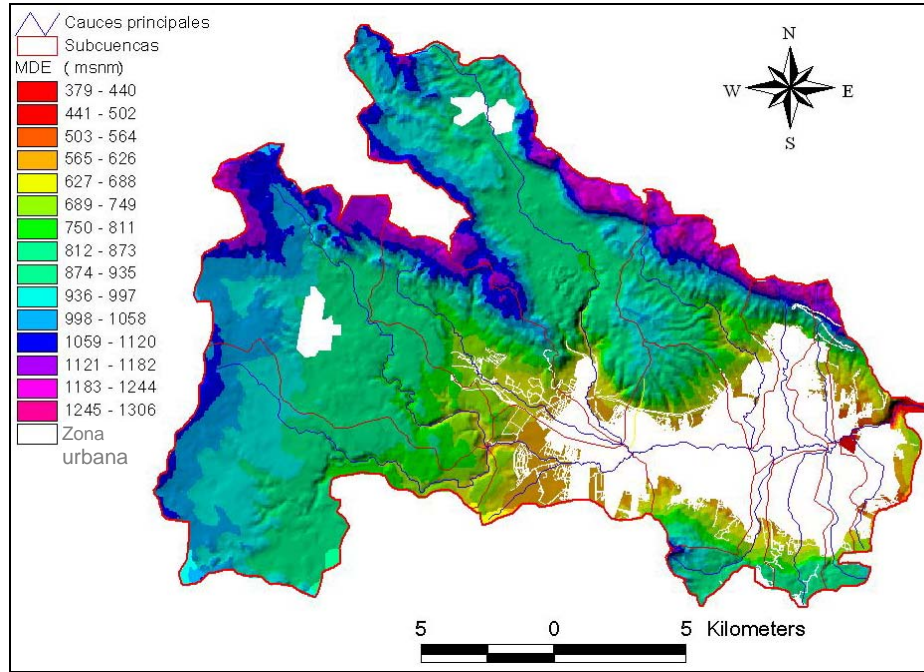


Figura 6.3. Manchas urbanas más importantes

Los municipios que abarca la cuenca en estudio tienen una población total de 712, 683 habitantes de los cuales 539, 380 (tabla 6.2) habitan dentro de la misma, según el II Censo de población y vivienda 2005 (INEGI, 2006), la mayor parte de ésta (91.38 %) se encuentra asentada en su parte baja (figuras 6.3 y 6.4).

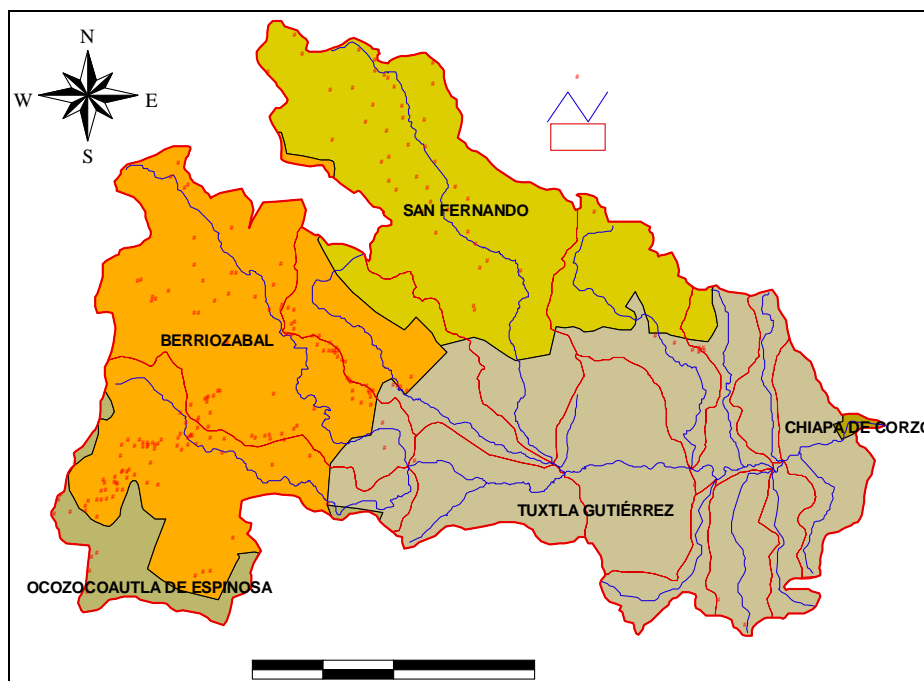
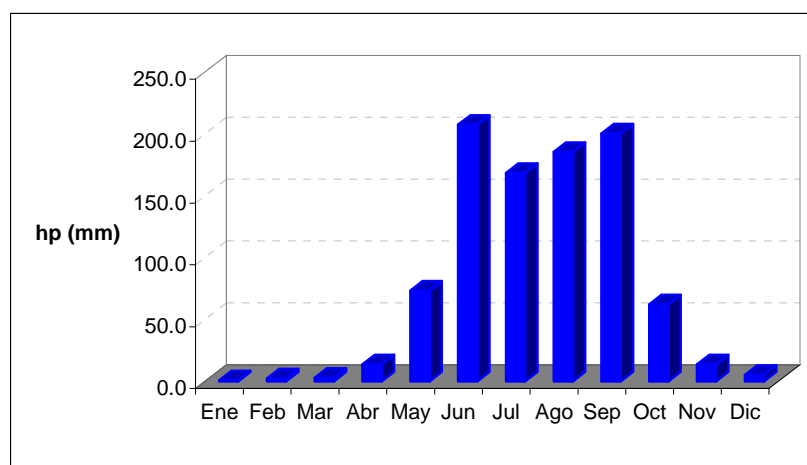


Figura 6.4. Localidades ubicadas dentro de la cuenca en estudio**Tabla 6.2 Población asentada dentro de la cuenca**

ESTADO	CLAVE	MUNICIPIO	POBLACIÓN	
			MUNICIPIO	CUENCA
CHIAPAS	07061	OCOZOCOAUTLA DE ESPINOSA	72,426	149
	07079	SAN FERNANDO	29,543	21,094
	07012	BERRIOZABAL	33,842	25,259
	07027	CHIAPA DE CORZO	73,552	0
	07101	TUXTLA GUTIÉRREZ	503,320	492,878
			712,683	539,380

6.1.3 Precipitación

La precipitación dentro de la cuenca es de tipo convectivo, donde la lluvia anual es de 955.8 mm. Los meses lluviosos son de mayo a octubre, con una precipitación acumulada de 916.8 mm que representa un 95.9% de la precipitación anual y el mes de junio es el más lluvioso, con una precipitación media mensual de 216.6 mm (figura 6.5).

**Figura 6.5 Precipitación media mensual**

6.1.4 Hidrografía

El río Sabinal, llamado así porque a finales del siglo pasado y principios del actual existían en sus márgenes árboles de Sabino, es un afluente del río Grijalva. Nace en la loma El Chupadero, unos 5 km al noroeste de la población de Berriozábal, Chiapas, a una altitud del orden de 1,100 msnm. Corre en dirección sureste atravesando dicha población; adelante recibe por la margen izquierda a la altura del poblado río Dulce una corriente que drena la sierra La Tienda. Aguas abajo cambia su curso al oriente y posteriormente al sur para recibir la aportación del arroyo San Francisco y sigue su curso al oriente para cruzar por la población de Terán. Un poco antes de dejar ésta localidad (cruce con el Boulevard Belisario Domínguez) se incorpora al río Sabinal por la margen derecha, el caudal de un pequeño escurrimiento denominado arroyo La Laguna, que proviene de las faldas del cerro Mactumatzá.

Aguas abajo después de cruzar el boulevard Belisario Domínguez, recibe por la margen izquierda la corriente conocida como arroyo San Agustín, el que a su vez recibe por su margen izquierda dos subafluentes que se originan en las inmediaciones del poblado San Fernando, a saber, los arroyos El Ojo y La Chacona, los cuales se originan como manantiales; estas dos corrientes drenan una cuenca que se caracteriza por sus condiciones geológicas y topográficas que provocan que algunos escurrimientos superficiales tiendan a fluir en "resumideros".

El río Sabinal sigue su curso al oriente atravesando el valle de Tuxtla Gutiérrez, donde a la altura de la 23ª calle poniente norte recibe por la margen derecha al arroyo El Cocal y en la 16ª calle poniente norte capta una pequeña corriente que actualmente se encuentra embovedada; por la margen izquierda pero ahora entre las calles 13ª y 12ª poniente norte se le incorpora el arroyo Lupanaspak o Pomarrosa o Mirador; posteriormente sobre su margen derecha, cerca de la 4ª calle poniente norte se encuentra la confluencia del arroyo San Francisco, también embovedado; aguas debajo de esa confluencia, aproximadamente en la 1ª calle oriente norte sobre la margen izquierda toma la aportación del arroyo Potinaspak.

Recoge aguas sobre el arroyo San Roque o El Zope por la margen derecha, entubada en su parte baja, al igual se encuentra otra corriente que se le suma sobre la calle central norte sobre la misma margen; en la 15ª calle oriente norte, recibe por la margen izquierda las aportaciones del arroyo Potinaspak o el Poti; que se encuentra entubada en su parte baja; continuando hacia aguas abajo aproximadamente 500 m antes de llegar al cruce con el libramiento Norte de la ciudad, recibe por su margen derecha un afluente que baja de cerro Hueco, al cual se le agrega otra corriente llamada el Zapotal o Santa Ana, posteriormente sale de la mancha urbana y recibe por ambas márgenes una serie de arroyos que descienden de los cerros Nido de Águilas y la Ceiba, para descargar finalmente, en el río Grijalva (Bañuelos, 1997).

6.2 Desarrollo del subsistema de medición y procesamiento hidráulico

En esta sección se presenta el desarrollo del procesamiento hidrológico e hidráulico de la zona de estudio basado en la descripción teórica presentada en los capítulos anteriores, parte fundamental de un SAHTM.

6.2.1 Características fisiográficas

Para obtener las características fisiográficas de la cuenca del río Sabinal se utilizó la información topográfica del Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática, que en este caso fueron las cartas topográficas impresas escala 1:50,000 y los Modelos Digitales de Elevación con resolución de 50 m, Chicoasén (E15C59) y Tuxtla Gutiérrez (E15C69). Se trabajó con ambas fuentes de información y debido a su origen, con las cartas topográficas se utilizó la metodología tradicional y con los Modelos Digitales de Elevación se utilizaron metodologías utilizando Sistemas de Información Geográfica, obteniéndose dos grupos de información las cuales fueron comparadas y validadas (Aragón, et al, 2004). En el presente trabajo se utilizará una combinación de ambos resultados; es importante destacar que el uso de las metodologías con Sistemas de Información Geográfica permite un ahorro significativo de tiempo en horas-hombre.

La configuración obtenida de la delimitación de las subcuencas y red de drenaje de la cuenca del río Sabinal a partir de las cartas topográficas, consiste en 13 subcuencas (figura 6.6), a las cuales se les determinó su área, red de drenaje, orden de la red de drenaje, longitud y pendiente del cauce principal, características mostradas en la tabla 6.3.

Tabla 6.3 Características fisiográficas de las subcuencas

No.	NOMBRE	A (km ²)	L _{CP} (m)	S	ORDEN
01	SAN FRANCISCO	57.00	15,755.10	0.02193	4
02	BERRIOZABAL	64.38	20,750.90	0.01917	4
03	SAN AGUSTÍN	30.13	14,677.10	0.02584	3
04	SAN FERNANDO (CHACONA)	75.32	21,001.30	0.01168	3
05	SAN JOSÉ	17.75	7,182.20	0.01142	2
06	SABINAL CENTRO	27.70	10,049.80	0.01031	2
07	EL POTI	27.07	13,836.10	0.03481	3
08	SABINO (SAN ROQUE)	7.18	7,682.40	0.04086	2
09	TOTOPOSTE	11.54	7,322.50	0.04798	2
10	ZAPOTAL (POC POC)	10.97	7,179.50	0.02620	2
11	24 DE JUNIO	6.67	7,056.50	0.05720	2
12	ARROYO GRANDE (CERRO HUECO)	6.63	6,596.50	0.02684	2
13	PATRIA NUEVA	15.44	9,296.40	0.01906	3

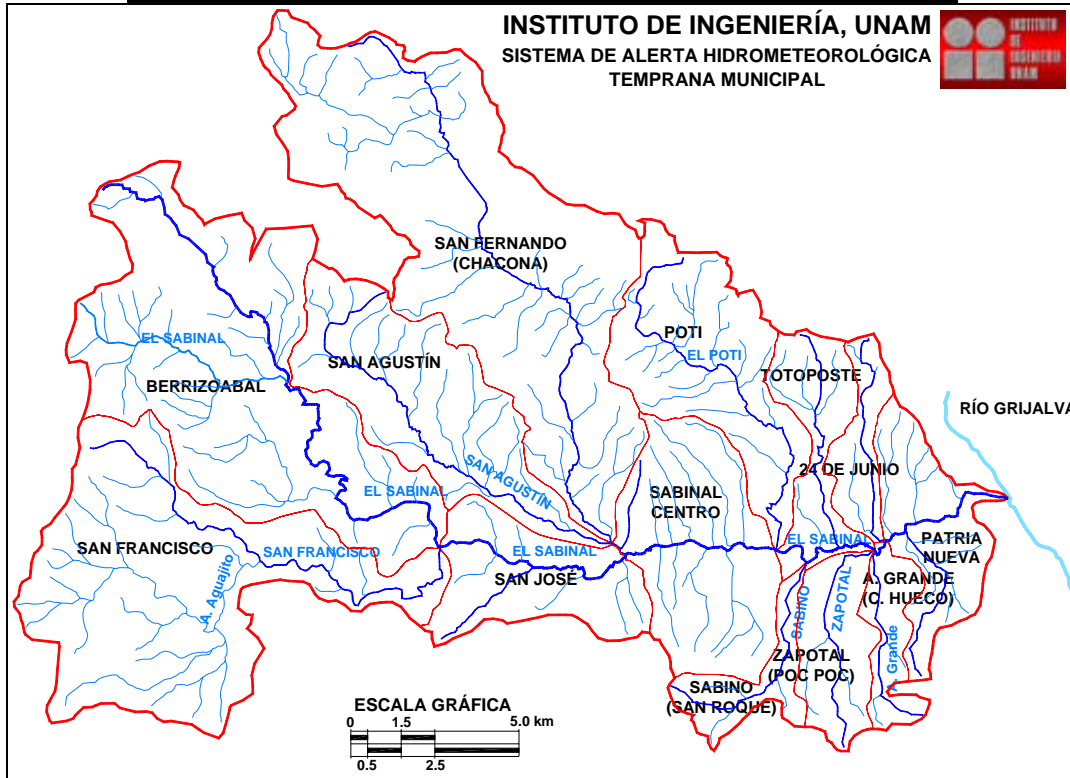


Figura 6.6 Delimitación de subcuencas y red de drenaje

Para cada una de las subcuencas de orden tres y cuatro (San Francisco, Berriozábal, San Agustín, San Fernando, El Poti y Patria Nueva) se realizó una discretización en microcuencas de orden 1 hasta el orden de la mismas, determinando a partir de estas, el número, longitud y área de corrientes; los resultados obtenidos se muestran en la tabla 6.4; con las figuras 6.7 se ilustra el procedimiento que se realizó y en la figura 6.8 se muestran la integración de la delimitación de las microcuencas para la subcuenca San Francisco. Con estos datos se calcularon los parámetros geomorfológicos de Horton (R_B , R_L y R_A), realizando un ajuste por mínimos cuadrados entre el orden de las corrientes y el logaritmo del número, promedio de las longitudes y áreas de las mismas, los cuales serán utilizados posteriormente en la aplicación del HUIG; los resultados se presentan en la tabla 6.5.

Tabla 6.4 Longitudes y áreas para cada orden y subcuenca

ORDEN	No.	L (km)	A (km ²)	ORDEN	No.	L (Km)	A (km ²)	ORDEN	No.	L (km)	A (km ²)
SAN FRANCISCO				BERRIOZABAL				SAN AGUSTIN			
1	24	42.20	31.47	1	36	50.68	34.79	1	17	32.78	18.13
2	7	27.82	35.99	2	9	33.46	43.18	2	5	12.11	10.32
3	2	12.80	29.91	3	3	24.87	49.09	3	1	14.68	30.13
4	1	15.76	57.00	4	1	20.75	64.38				
SAN FERNANDO				EL POTI				PATRIA NUEVA			
1	39	58.30	43.13	1	20	26.66	15.67	1	12	19.40	9.36
2	6	21.62	23.78	2	4	10.75	9.92	2	3	12.56	12.80
3	1	21.00	75.32	3	1	13.84	27.07	3	1	9.30	15.44

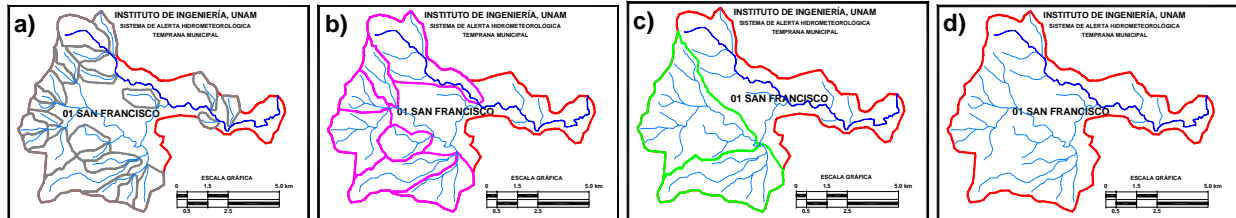


Figura 6.7 Determinación del número, longitud y área de corrientes para orden 1, 2, 3 y 4 de la subcuenca San Francisco

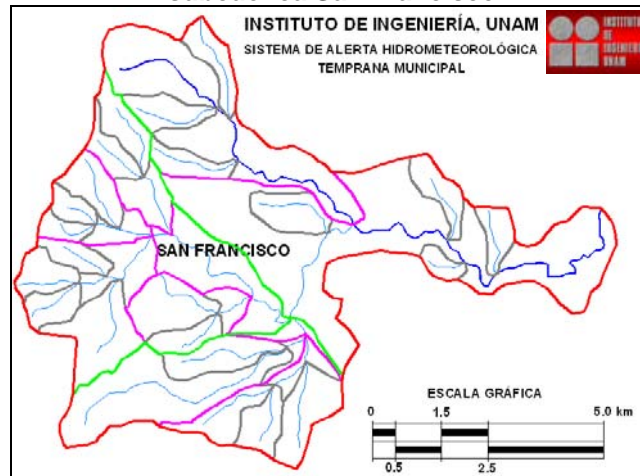


Figura 6.8 Delimitación de microcuencas de orden 1, 2, 3 y 4 de la subcuenca San Francisco

Tabla 6.5 Parámetros geomorfológicos de Horton

No.	NOMBRE	R _B	R _L	R _A
01	SAN FRANCISCO	2.941	2.025	3.450
02	BERRIOZABAL	3.270	2.429	3.984
03	SAN AGUSTÍN	4.123	2.759	5.315
04	SAN FERNANDO (CHACONA)	6.245	3.748	8.252
07	EL POTI	4.472	3.222	5.878
13	PATRIA NUEVA	3.464	2.402	4.449

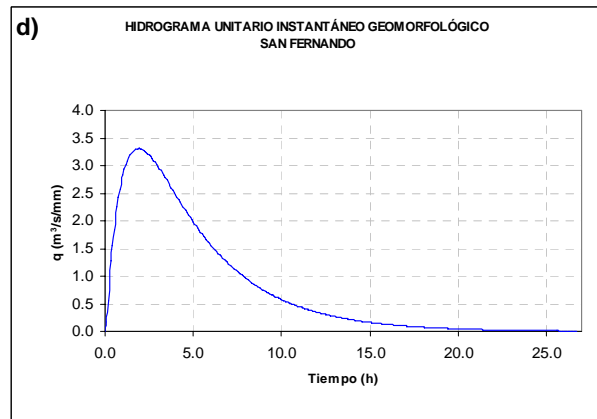
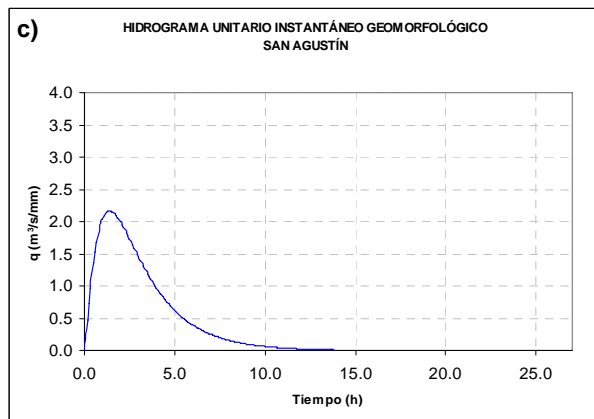
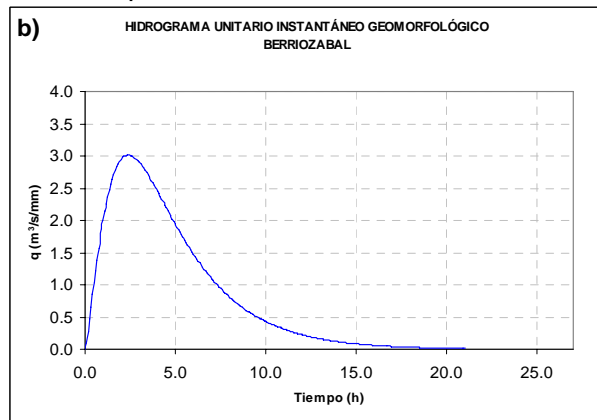
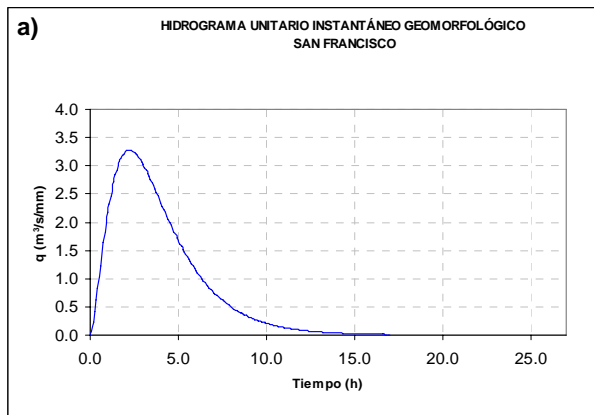
Para todas las subcuencas y con los datos de la tabla 6.3, se determinó el tiempo de concentración con la fórmula de Kirpich y considerando una duración en exceso de diez minutos se calculó el tiempo al pico, el gasto de pico y velocidad promedio a la salida de la cuenca (tabla 6.6), datos necesarios para la aplicación del HUA en las subcuencas de orden 2 (San José, Sabinal Centro, El Sabino, Totoposte, 24 de Junio y Arroyo Grande), y el HUIG para las subcuencas de orden 3 y 4 (San Francisco, Berriozábal, San Agustín, San Fernando, El Poti y Patria Nueva), además del tiempo de retraso para tener en cuenta el tiempo de respuesta de cada una de las subcuencas.

Tabla 6.6. Tiempo de concentración y de retraso, tiempo y gasto de pico y velocidad promedio

No.	NOMBRE	tc (h)	tr (h)	tp (h)	qp (m ³ /s/mm)	v (m/s)
01	SAN FRANCISCO	2.413	1.448	1.531	7.743	1.814
02	BERRIOZABAL	3.142	1.885	1.968	6.802	1.835
03	SAN AGUSTIN	2.145	1.287	1.370	4.572	1.900
04	SAN FERNANDO (CHACONA)	3.838	2.303	2.386	6.565	1.520
05	SAN JOSÉ	1.694	1.016	1.100	3.357	1.178
06	SABINAL CENTRO	2.283	1.370	1.453	3.965	1.223
07	EL POTI	1.828	1.097	1.180	4.772	2.103
08	SABINO (SAN ROQUE)	1.092	0.655	0.739	2.021	1.954
09	TOTOPOSTE	0.990	0.594	0.677	3.545	2.055
10	ZAPOTAL (POC POC)	1.230	0.738	0.822	2.776	1.621
11	24 DE JUNIO	0.899	0.539	0.623	2.228	2.181
12	ARROYO GRANDE (CERRO HUECO)	1.142	0.685	0.769	1.795	1.604
13	PATRIA NUEVA	1.697	1.018	1.102	2.916	1.522

6.2.2 Hidrogramas unitarios

Los hidrogramas unitarios se determinaron para un $\Delta t = 10$ minutos por el método del HUIG para las subcuencas de orden tres y cuatro (San Francisco, Berriozábal, San Agustín, San Fernando, El Poti y Patria Nueva), con los datos de las tablas 6.3 y 6.4; para las cuencas de orden dos (San José, Sabinal Centro, El Sabino, Totoposte, El Zapotal, 24 de junio y Arroyo Grande), se utilizó el método de HUA con la información de la tabla 6.4; los resultados obtenidos se pueden apreciar en las figuras 6.9 y 6.10, respectivamente.



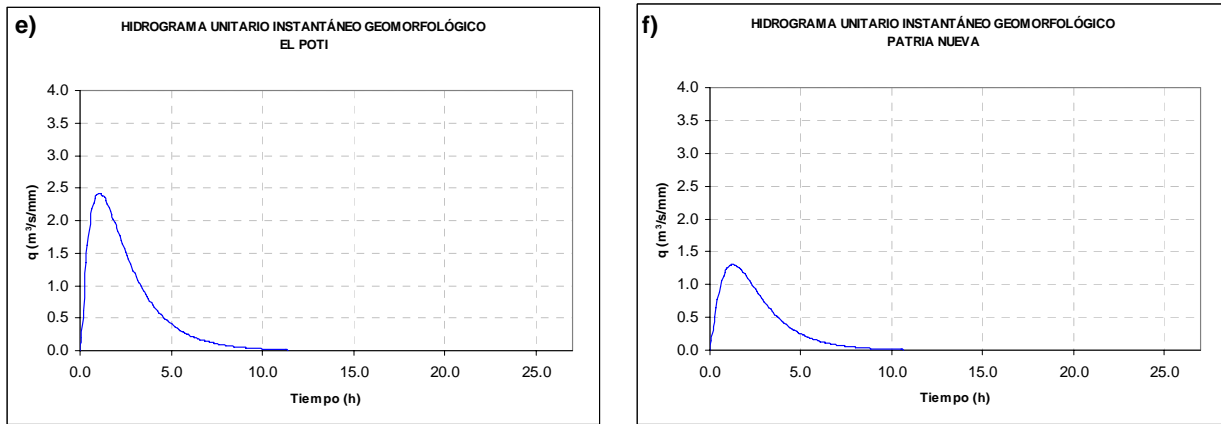
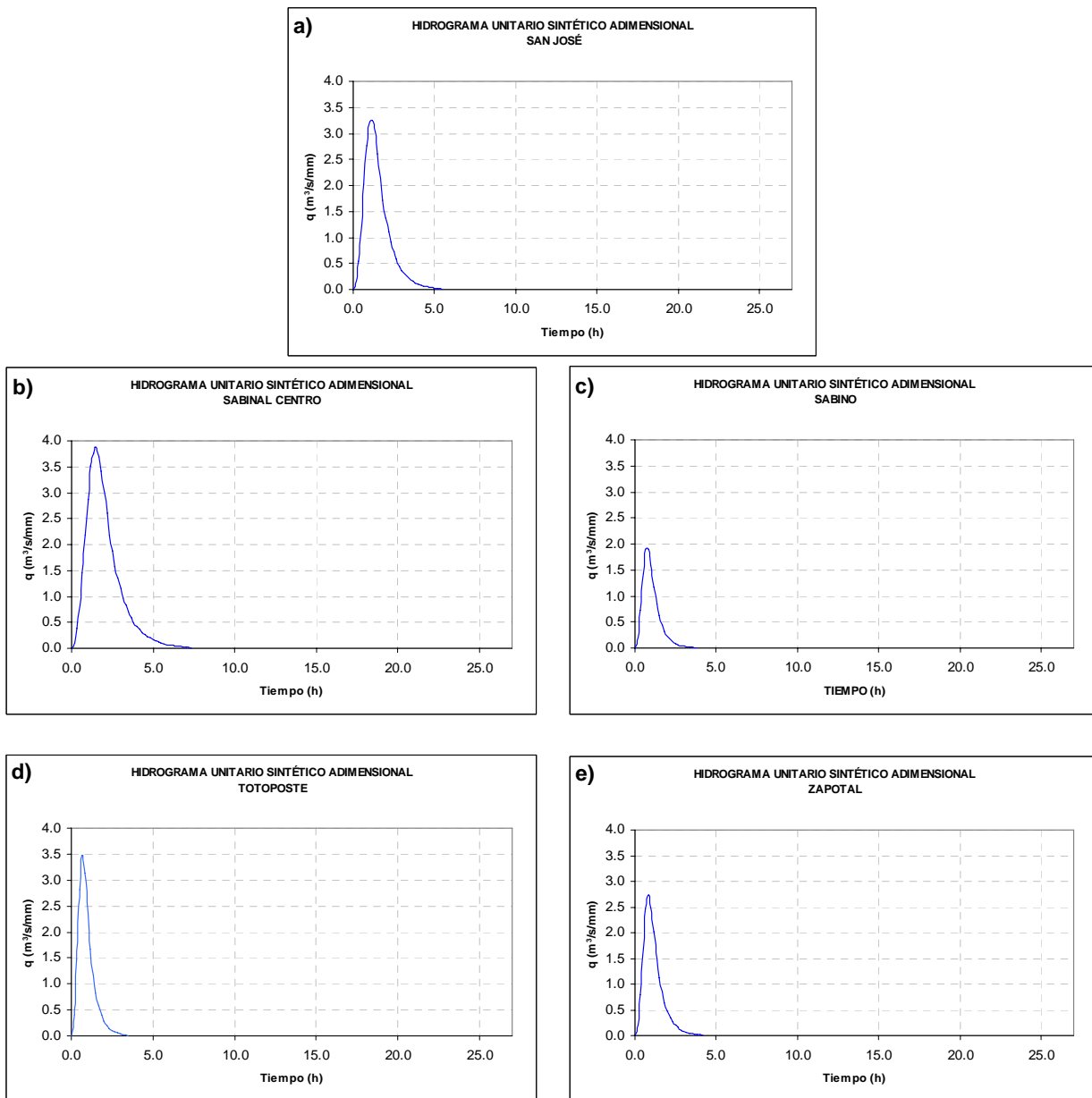


Figura 6.9 Hidrogramas unitarios por el método del HUIG



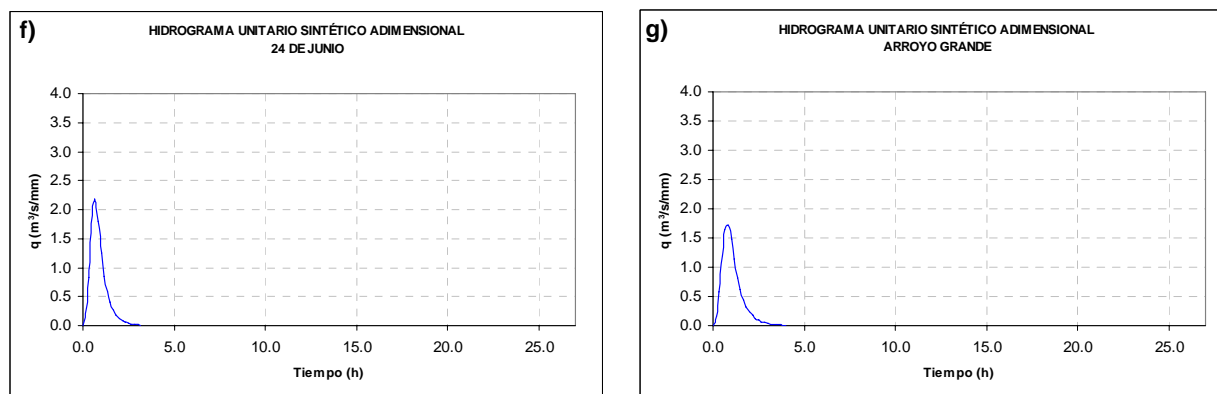


Figura 6.10 Hidrogramas unitarios por el método del HUA

6.2.3 Análisis de la precipitación histórica

De la revisión de las estaciones climatológicas existentes se determinó que sólo 5 (tabla 6.7 y figura 6.11) tienen influencia en la cuenca en estudio, y cuentan con precipitación acumulada en 24 horas. Para el procesamiento de la información se obtuvo la precipitación máxima anual, cuidando la calidad y cantidad de la misma.

Tabla 6.7 Datos generales de las estaciones climatológicas

CLAVE	NOMBRE	COORD. GEOG.		COORD. UTM, NAD 27 ZONA 15		ALTURA (msnm)	INICIO	FIN	AÑOS
		LAT.	LONG.	x	y				
07123	OCOZOCUAUTLA	16° 45'	93° 22'	460,918.667	1,851,822.613	838.00	1950	2003	54
07176	TUXTLA GUTIÉRREZ (VIVERO CFE)	16° 45'	93° 06'	489,341.511	1,851,789.254	532.00	1970	2003	34
07202	TUXTLA GUTIÉRREZ (DGE)	16° 45'	93° 07'	487,565.095	1,851,790.220	530.00	1951	2003	53
07319	SAN FERNANDO	16° 52'	93° 13'	476,920.684	1,864,704.538	900.00	1979	2003	25
07372	BERRIOZABAL	16° 47'	93° 15'	473,358.360	1,855,490.571	890.00	1988	2003	16

Para determinar la precipitación máxima anual en 24 horas y extrapolarla a diferentes periodos de retorno, lo adecuado es ajustar funciones de distribución de probabilidad a las series de datos, pero para nuestro caso solamente son necesarios valores aproximados para periodos de retorno entre 2 y 5 años, es por ello que para cada estación, éstos se asignaron de acuerdo a la ley de Weibull (tabla 6.8).

Tabla 6.8 Precipitación máxima anual en 24 h

m	OCOZOCUAUTLA		TUXTLA GTZ. (CFE)		TUXTLA GTZ. (DGE)		SAN FERNANDO		BERRIOZABAL	
1	153.4	55.00	111.8	35.00	148.1	54.00	131	26.00	246	17.00
2	120	27.50	100.2	17.50	106.4	27.00	110	13.00	225.5	8.50
3	120	18.33	87.5	11.67	104.6	18.00	96.1	8.67	170	5.67
4	113	13.75	82	8.75	103.8	13.50	95	6.50	164	4.25
5	106.9	11.00	79	7.00	97	10.80	93.5	5.20	152	3.40
6	98	9.17	78	5.83	96	9.00	90.2	4.33	136	2.83
7	97	7.86	77.4	5.00	94.5	7.71	88	3.71	135	2.43
8	96	6.88	76.4	4.38	87.7	6.75	88	3.25	130.23	2.13
9	93.5	6.11	75.3	3.89	87.2	6.00	80	2.89	120.23	1.89
10	93.2	5.50	72	3.50	86.5	5.40	78.68	2.60	116.8	1.70
11	91.5	5.00	70.8	3.18	85.8	4.91	76	2.36	96.9	1.55
12	89.69	4.58	65.95	2.92	82	4.50	75.2	2.17	82	1.42
13	88	4.23	65.8	2.69	81.5	4.15	73.68	2.00	79	1.31
14	86.2	3.93	64.41	2.50	81	3.86	72	1.86	69.5	1.21
15	83	3.67	64.17	2.33	79.9	3.60	68.68	1.73	46.5	1.13
16	82.3	3.44	63.69	2.19	79.5	3.38	65	1.63	34	1.06
17	81	3.24	63.5	2.06	78.8	3.18	60.4	1.53		
18	81	3.06	61.95	1.94	77.7	3.00	60	1.44		
19	80	2.89	60.17	1.84	77.4	2.84	58	1.37		
20	80	2.75	60	1.75	77	2.70	55	1.30		
21	80	2.62	60	1.67	75.9	2.57	51.5	1.24		
22	80	2.50	59	1.59	75.5	2.45	50	1.18		
23	79.6	2.39	57.95	1.52	74.3	2.35	46	1.13		
24	78.5	2.29	56	1.46	73.1	2.25	40	1.08		
25	78.41	2.20	55	1.40	72.5	2.16	40	1.04		
26	76	2.12	55	1.35	72	2.08				
27	72.5	2.04	54.8	1.30	71.5	2.00				
28	71.6	1.96	53.5	1.25	68.6	1.93				
29	70.41	1.90	53.3	1.21	66.3	1.86				
30	68	1.83	51.6	1.17	65.5	1.80				
31	68	1.77	47.3	1.13	64	1.74				
32	68	1.72	42.5	1.09	63.7	1.69				
33	68	1.67	36.5	1.06	63.5	1.64				
34	67	1.62	27.3	1.03	63.2	1.59				
35	63	1.57			62.2	1.54				
36	63	1.53			62	1.50				
37	62	1.49			61.3	1.46				
38	61.7	1.45			60.4	1.42				
39	60.5	1.41			60.3	1.38				
40	58	1.38			60	1.35				
41	58	1.34			59	1.32				
42	57.5	1.31			59	1.29				
43	54.5	1.28			58.7	1.26				
44	53.5	1.25			56.1	1.23				
45	53.5	1.22			54.1	1.20				
46	53	1.20			52.5	1.17				
47	52.7	1.17			52.1	1.15				
48	52.7	1.15			50.5	1.13				
49	51.5	1.12			49.6	1.10				
50	49	1.10			48.7	1.08				
51	46	1.08			46.5	1.06				
52	45	1.06			46.3	1.04				
53	42.4	1.04			39.8	1.02				
54	20.9	1.02								

La magnitud de la precipitación máxima anual en 24 horas para periodos de retorno de 2 y 5 años se obtuvo de la tabla anterior, realizando una interpolación cuando era necesario; a estos valores se les aplicó la corrección por intervalo fijo de observación, es decir, multiplicar la precipitación por un factor de 1.13 para tomar en cuenta la medición de la precipitación a las 8:00 horas del día siguiente y con esto convertirlas realmente en precipitación máxima anual acumulada en 24 horas (tabla 6.9).

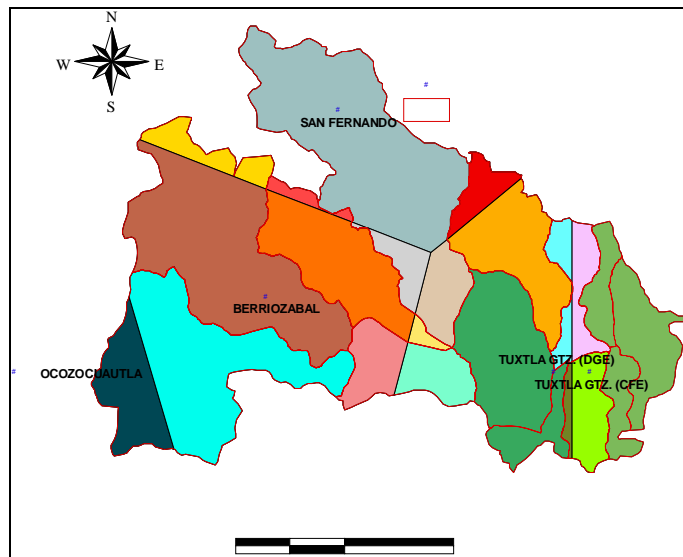


Figura 6.11 Estaciones climáticas y sus áreas de influencia

Tabla 6.9 Precipitación máxima anual acumulada en 24 h para $tr = 2$ y 5 años

CLAVE	NOMBRE	$P_{TR=2}$ (mm)	$P_{TR=5}$ (mm)
07123	OCOZOCUAUTLA	81.41	103.40
07176	TUXTLA GUTIÉRREZ (VIVERO CFE)	70.85	87.46
07202	TUXTLA GUTIÉRREZ (DGE)	80.80	97.10
07319	SAN FERNANDO	83.26	104.79
07372	BERRIOZABAL	141.18	190.90

Con los datos de la tabla 6.9 se calculó la precipitación media en cada subcuenca a través del método de los polígonos de Thiessen (figura 6.11), y los resultados obtenidos se presentan en la tabla 6.10.

Tabla 6.10 Precipitación media en cada subcuenca

ESTACIÓN		07123	07176	07202	07319	07372	Pmedia (mm)		
No.	SUBCUENCA	TOTAL	FACTORES DE PESO					TR=2	TR=5
01	SAN FRANCISCO	1.00	0.26	0	0	0	0.74	125.45	167.87
02	BERRIOZABAL	1.00	0	0	0	0.11	0.89	134.61	181.13
03	SAN AGUSTÍN	1.00	0	0	0.05	0.07	0.88	134.24	180.38
04	SAN FERNANDO	1.00	0	0	0.12	0.81	0.07	87.07	109.98
05	SAN JOSÉ	1.00	0	0	0.48	0	0.52	112.15	145.80
06	SABINAL CENTRO	1.00	0	0	1.00	0	0	80.80	97.10
07	EL POTI	1.00	0	0	0.79	0.21	0	81.31	98.71
08	EL SABINO	1.00	0	0	1.00	0	0	80.80	97.10
09	TOTOPOSTE	1.00	0	0.58	0.42	0	0	74.99	91.47
10	EL ZAPOTAL	1.00	0	0.86	0.14	0	0	72.24	88.80
11	24 DE JUNIO	1.00	0	1.00	0	0	0	70.85	87.46
12	ARROYO GRANDE	1.00	0	1.00	0	0	0	70.85	87.46
13	PATRIA NUEVA	1.00	0	1.00	0	0	0	70.85	87.46

Para considerar la distribución espacial de la precipitación se utilizó el factor de reducción por área (FRA), con el que se toma en cuenta que la precipitación no se distribuye uniformemente en toda la cuenca, por medio de la ecuación $FRA = 1.074 A^{-0.0754}$, donde A , es el área de la cuenca en km^2 ; para el caso de la distribución temporal se utilizó el factor de reducción por duración (FRD), el cual indica la concentración de la lluvia en una hora respecto a la de 24 horas cuyo valor es $FRD = 0.65$ (Domínguez et al, 2004). Considerando los datos anteriores, las áreas de las subcuencas y la duración de las tormentas (1, 2 y 3 horas) de acuerdo con los tiempos de concentración (tabla 6.6), se obtuvieron los resultados mostrados en la tabla 6.11.

Tabla 6.11 Precipitación media afectada por los FRA y FRD

No.	SUBCUENCA	Pm ₂ (mm)	Pm ₅ (mm)	A (km ²)	FRA	Pm ₂ (mm)	Pm ₅ (mm)	FRD	Pm ₂ (mm)	Pm ₅ (mm)
01	SAN FRANCISCO	125.45	167.87	57.00	0.79	99.33	132.92	0.73	72.14	96.54
02	BERRIOZABAL	134.61	181.13	64.38	0.78	105.61	142.11	0.77	81.42	109.56
03	SAN AGUSTÍN	134.24	180.38	30.13	0.83	111.52	149.86	0.73	81.00	108.85
04	SAN FERNANDO	87.07	109.98	75.32	0.78	67.51	85.27	0.77	52.05	65.74
05	SAN JOSÉ	112.15	145.80	17.75	0.86	96.96	126.06	0.73	70.43	91.56
06	SABINAL CENTRO	80.80	97.10	27.70	0.84	67.55	81.18	0.73	49.06	58.96
07	EL POTI	81.31	98.71	27.07	0.84	68.09	82.67	0.73	49.46	60.04
08	EL SABINO	80.80	97.10	7.18	0.93	74.79	89.88	0.65	48.61	58.43
09	TOTOPOSTE	74.99	91.47	11.54	0.89	66.98	81.70	0.65	43.54	53.10
10	EL ZAPOTAL	72.24	88.80	10.97	0.90	64.77	79.62	0.65	42.10	51.75
11	24 DE JUNIO	70.85	87.46	6.67	0.93	65.95	81.41	0.65	42.87	52.92
12	ARROYO GRANDE	70.85	87.46	6.63	0.93	65.98	81.45	0.65	42.89	52.94
13	PATRIA NUEVA	70.85	87.46	15.44	0.87	61.91	76.42	0.73	44.96	55.50

Para obtener la distribución temporal de la precipitación en la duración de la tormenta, se consideró un $FRD = 0.65$ para 1 hora y un $FRD = 1$ para la duración total de las tormentas y se les ajustó una curva tipo potencial (figura 6.12) y para la duración de una hora se consideraron las relaciones promedio correspondientes a la lluvia de una hora (Campos, 1998), lo que permitió determinar el porcentaje de la precipitación acumulada en el total de la duración de la tormenta en intervalos de 10 minutos (tabla 6.12).

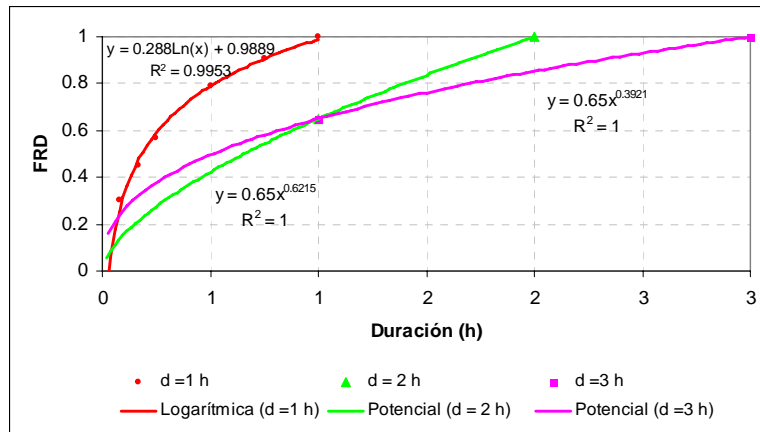


Figura 6.12 Ajuste de una curva a los FRD

Tabla 6.12 Porcentajes de precipitación acumulada

d (min)	d (h)	d = 1 h		d = 2 h		d = 3 h	
		FRD	DIF.	FRD	DIF.	FRD	DIF.
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.00	0.000
10	0.17	0.47	0.473	0.21	0.213	0.32	0.322
20	0.33	0.67	0.200	0.33	0.115	0.42	0.101
30	0.50	0.79	0.117	0.42	0.094	0.50	0.073
40	0.67	0.87	0.083	0.51	0.083	0.55	0.059
50	0.83	0.94	0.064	0.58	0.075	0.61	0.051
60	1.00	1.00	0.064	0.65	0.070	0.65	0.045
70	1.17			0.72	0.065	0.69	0.040
80	1.33			0.78	0.062	0.73	0.037
90	1.50			0.84	0.059	0.76	0.034
100	1.67			0.89	0.057	0.79	0.032
110	1.83			0.95	0.054	0.82	0.030
120	2.00			1.00	0.053	0.85	0.029
130	2.17					0.88	0.027
140	2.33					0.91	0.026
150	2.50					0.93	0.025
160	2.67					0.95	0.024
170	2.83					0.98	0.023
180	3.00					1.00	0.022
Σ			1.000		1.000		1.000

Con las diferencias de los porcentajes de precipitación obtenidos en la tabla 6.12 y utilizando la metodología del bloque alternativo, se formaron los hietogramas base para 1, 2 y 3 horas de duración (figura 6.13).

Por último es necesario mencionar que para determinar el porcentaje de la precipitación que corresponde a las duraciones de 1, 2 y 3 horas del total de de la de 24 horas, se ajustó una curva tipo logarítmica a los datos, donde se consideró un $FRD=0.65$, para una hora y un $FRD=1$ para 24 horas, obteniéndose un $FRD=0.73$ para una duración de dos horas y un $FRD=0.77$ para 3 horas.

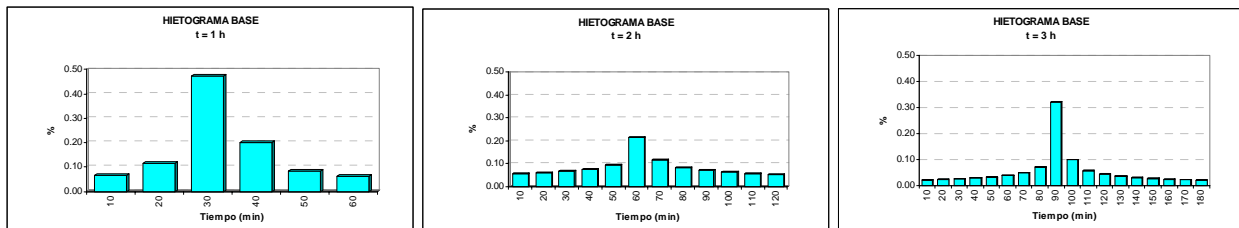


Figura 6.13 Hietogramas base para duraciones de 1, 2 y 3 horas

6.2.4 Coeficientes de escurrimiento

En la mayoría de los estudios hidrológicos es muy común cometer errores al momento de cuantificar las pérdidas de precipitación, para evitar caer en ello se utilizará el método de los números de escurrimiento y con la precipitación total y efectiva se calcularán los coeficientes de escurrimiento.

Partiendo de la información de uso de suelo y vegetación (INEGI, 2000) que se muestra en la figura 6.14, a cada uno de ellos se les asignó un número de escurrimiento de acuerdo a la tabla 2.3; las áreas correspondientes a cada uso de suelo y vegetación dentro de la zona de estudio, así como los valores de los números de escurrimiento asignados se presentan en la tabla 6.13.

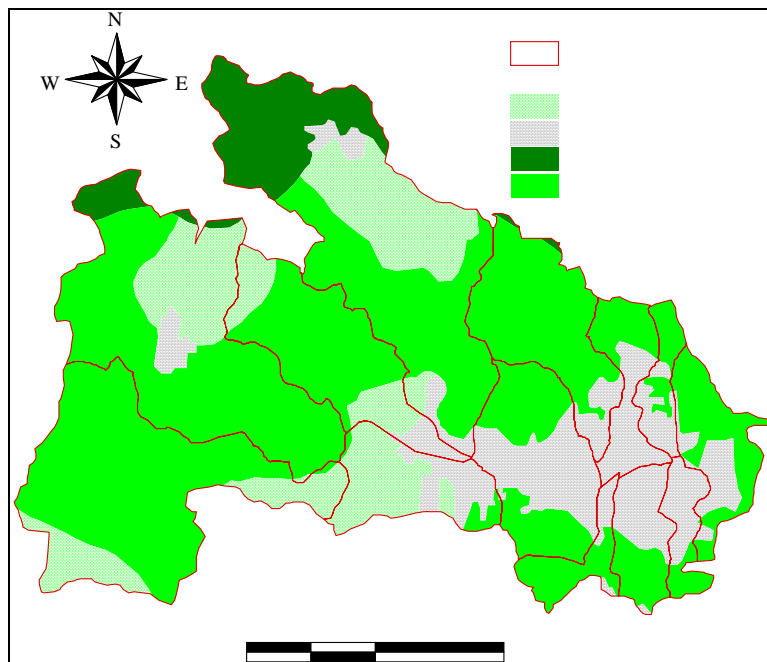


Figura 6.14 Uso de suelo y vegetación

Para determinar el número de escurrimiento por subcuenca, con las de áreas de uso de suelo y vegetación para cada una de ellas se realizó un promedio pesado; los resultados obtenidos se muestran en la tabla 6.14.

Tabla 6.13 Uso de suelo y vegetación en la cuenca

TIPO DE SUELO	ÁREA (km ²)	%	N
AGRÍCOLA	64.75	18.10%	70
URBANA	57.44	16.05%	82
SELVA	24.95	6.97%	56
SELVA-PASTIZAL	210.63	58.87%	60

Tabla 6.14 Números de escurrimiento por subcuenca

No.	NOMBRE	ÁREA (Km ²)					N
		TOTAL	AGRÍCOLA	URBANA	SELVA	SELVA-PASTIZAL	
01	SAN FRANCISCO	57.00	11.23	0	0	45.77	61.97
02	BERRIOZABAL	64.38	14.45	2.48	4.17	43.28	62.83
03	SAN AGUSTÍN	30.13	7.44	2.10	0	20.58	64.01
04	SAN FERNANDO	75.32	20.73	3.91	20.44	30.23	62.81
05	SAN JOSÉ	17.75	10.90	5.42	0	1.43	72.86
06	SABINAL CENTRO	27.70	0	13.02	0	14.68	70.34
07	EL POTI	27.07	0	3.23	0.34	23.51	62.57
08	EL SABINO	7.18	0	1.56	0	5.62	64.77
09	TOTOPOSTE	11.54	0	6.65	0	4.89	72.67
10	EL ZAPOTAL	10.97	0	6.40	0	4.56	72.85
11	24 DE JUNIO	6.67	0	3.36	0	3.30	71.10
12	ARROYO GRANDE	6.63	0	4.59	0	2.05	75.21
13	PATRIA NUEVA	15.44	0	4.72	0	10.72	66.73

Continuando con el procedimiento del método, utilizando los números de escurrimiento ponderados (tabla 6.14) y precipitación asociada a un periodo de retorno de 5 años (tabla 6.11) de cada subcuenca, se determinó la precipitación efectiva; los coeficientes de escurrimiento se obtuvieron como el cociente de la precipitación efectiva entre la precipitación. Los resultados se presentan en la tabla 6.15.

Tabla 6.15 Coeficientes de escurrimiento por el método de los números de escurrimiento

No.	SUBCUENCA	N	Pm ₅ (mm)	Pm _e (mm)	Ce
01	SAN FRANCISCO	61.97	96.54	19.31	0.20
02	BERRIOZABAL	62.83	109.56	27.52	0.25
03	SAN AGUSTÍN	64.01	108.85	28.88	0.27
04	SAN FERNANDO	62.81	65.74	6.84	0.10
05	SAN JOSÉ	72.86	91.56	31.55	0.34
06	SABINAL CENTRO	70.34	58.96	9.74	0.17
07	EL POTI	62.57	60.04	4.85	0.08
08	EL SABINO	64.77	58.43	5.61	0.10
09	TOTOPOSTE	72.67	53.10	8.93	0.17
10	EL ZAPOTAL	72.85	51.75	8.45	0.16
11	24 DE JUNIO	71.10	52.92	7.68	0.15
12	ARROYO GRANDE	75.21	52.94	10.93	0.21
13	PATRIA NUEVA	66.73	55.50	5.80	0.10

Como podemos observar, los coeficientes de escurrimiento (figura 6.15) que se obtuvieron con el método de los números de escurrimiento son menores comparados con los de la tabla 6.14, pero hay que recordar que estos últimos son un poco conservadores por lo que se consideran como adecuados.

Para considerar las condiciones iniciales de humedad del suelo, se hace una corrección al coeficiente de escurrimiento, esto es, si existe una precipitación acumulada en los últimos 5 días antes del evento menor a 25 mm el coeficiente de escurrimiento se debe de incrementar en un 5 %, si ésta es mayor a 25 mm se debe de incrementar en un 10 %; éstos valores son aproximados y no deben de salirse del rango de los valores máximos según la tabla 2.1.

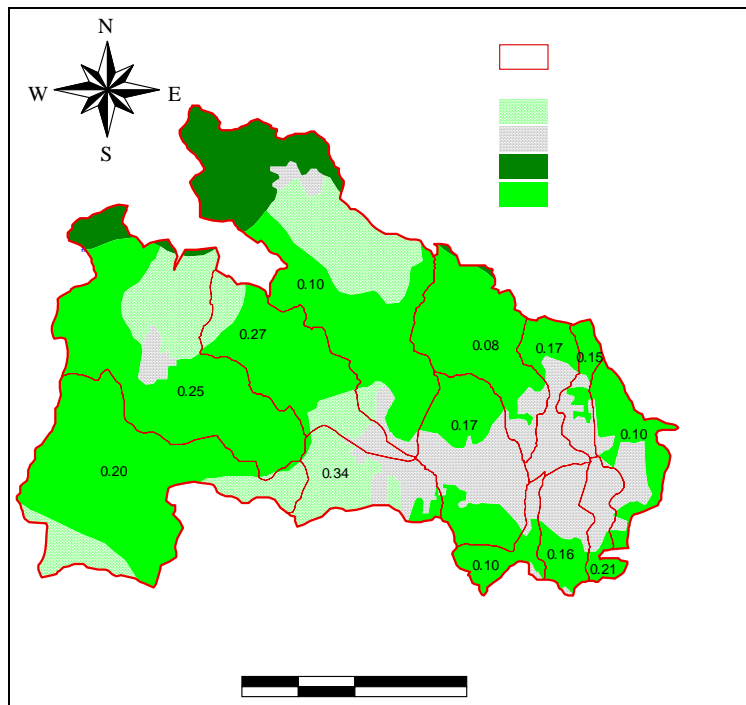


Figura 6.15 Coeficientes de escurrimiento

6.2.5 Instrumentación de la zona en estudio

Bajo los criterios establecidos para la selección de sitios de medición, en gabinete se realizó una configuración preliminar de la ubicación de las estaciones pluviométricas e hidrométricas y los puestos centrales de registro, tomando en cuenta que de éstos últimos, la ubicación se fijó de acuerdo a las necesidades de las autoridades que operarán el Sistema de Alerta Hidrometeorológica Temprana Municipal, Protección Civil Municipal para el caso del PCR-01 y la Comisión Nacional del Agua, Gerencia Regional Frontera Sur en el PCR-02.

Posteriormente en campo, se realizaron pruebas de comunicación, instalando en el PCR-01 una antena omnidireccional y un transmisor que a intervalos regulares de tiempo envían patrones de datos conocidos. Al mismo tiempo se desplazó hacia los lugares previamente establecidos y se verificó con un equipo portátil de recepción, si la señal transmitida desde el PCR-01 se recibía de forma correcta. En caso de ser negativo, era necesario buscar otro lugar más apropiado cerca del sitio preseleccionado y se repetía el proceso hasta definir el lugar óptimo. De esta forma, la configuración final esta integrada por ocho estaciones pluviométricas, tres hidrométricas y dos puestos centrales de registro; en la figura 6.16 se puede observar la ubicación espacial, en la tabla 6.16 se presentan los datos generales de su ubicación, y en las figuras 6.17 se presentan las líneas de vistas entre los sitios determinados y el PCR-01.

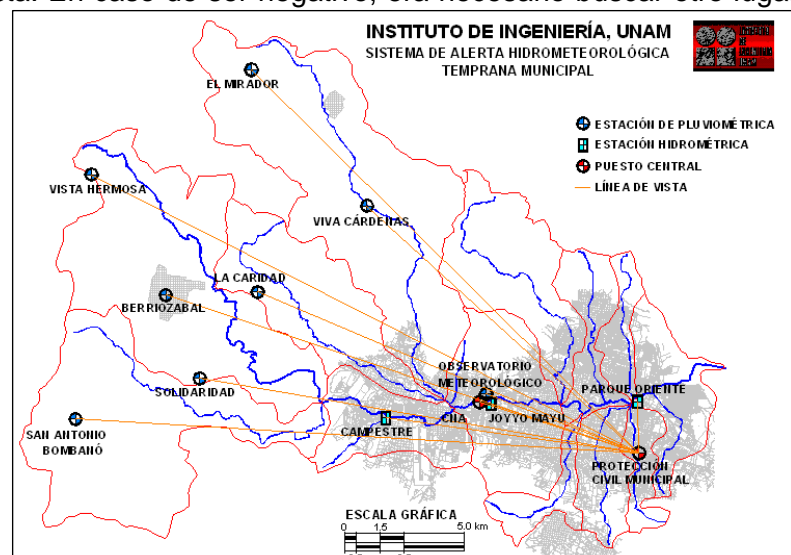
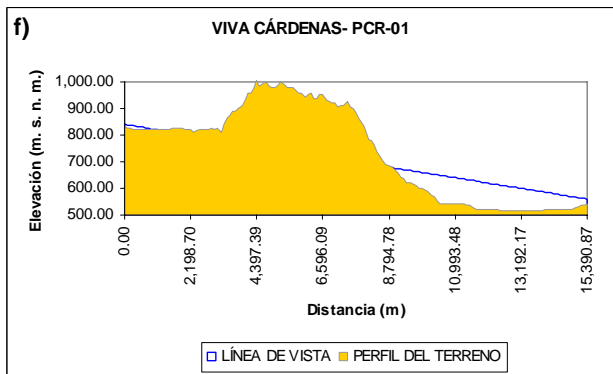
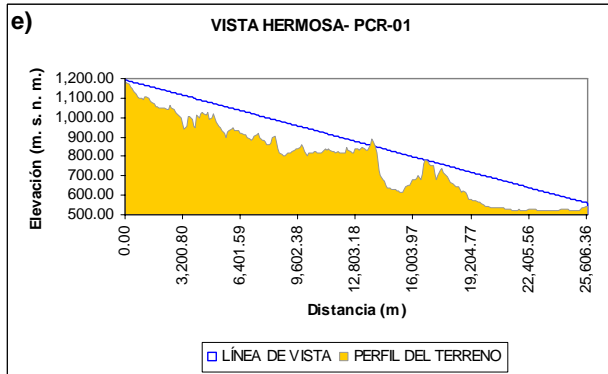
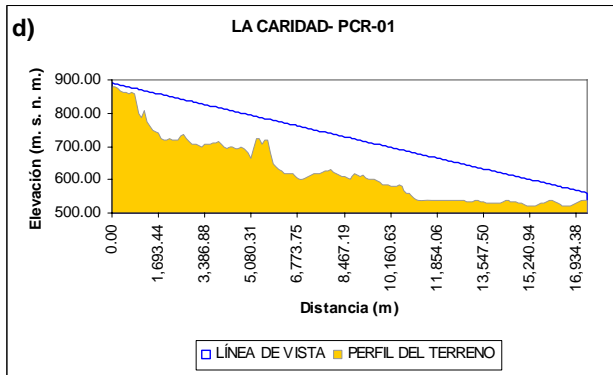
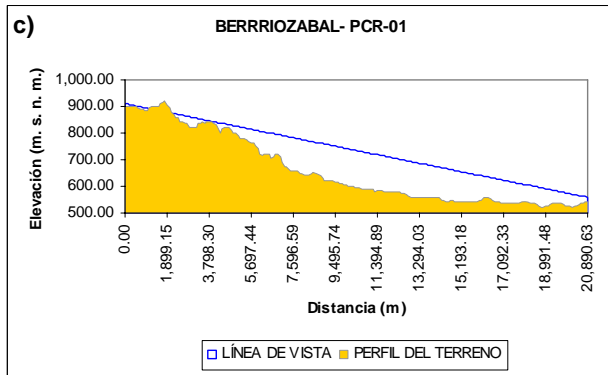
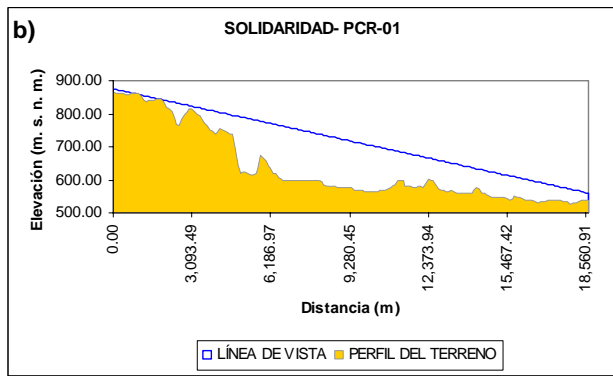
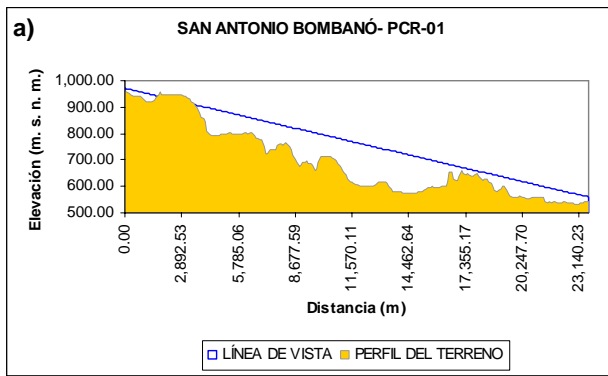


Figura 6.16 Ubicación espacial de las estaciones y PCR en la cuenca del río Sabinal

Tabla 6.16 Datos generales de las estaciones y PCR en la cuenca del río Sabinal

No.	NOMBRE	TIPO	COORD. GEOGRÁFICAS		COORD. UTM, NAD 27, ZONA 15	
			LAT.	LONG.	x	y
AB-01	SAN ANTONIO BOMBANO	LLUVIA	16° 45' 12.5"	93° 18' 31.4"	467,095.354	1,852,196.211
SO-02	SOLIDARIDAD	LLUVIA	16° 46' 07.9"	93° 15' 35.9"	472,293.552	1,853,891.056
BE-03	BERRIOZABAL	LLUVIA	16° 48' 01.1"	93° 16' 24.1"	470,871.419	1,857,371.284
CA-04	LA CARIDAD	LLUVIA	16° 48' 05.5"	93° 14' 14.1"	474,719.498	1,857,501.527
VH-05	VISTA HERMOSA	LLUVIA	16° 50' 44.7"	93° 18' 09.2"	467,768.202	1,862,402.792
VC-06	VIVA CÁRDENAS	LLUVIA	16° 50' 02.7"	93° 11' 40.1"	479,281.296	1,861,097.778
MI-07	EL MIRADOR	LLUVIA	16° 53' 07.5"	93° 14' 23.1"	474,464.357	1,866,781.475
OM-08	OBSEVATORIO METEOROLÓGICO	LLUVIA	16° 45' 47.0"	93° 08' 50.8"	484,285.714	1,853,236.563
CM-09	CAMPESTRE	NIVEL	16° 45' 14.4"	93° 11' 12.5"	480,089.746	1,852,238.395
JM-10	JOYYO MAYU	NIVEL	16° 45' 34.0"	93° 08' 44.8"	484,463.051	1,852,836.983
PO-11	PARQUE ORIENTE	NIVEL	16° 45' 37.1"	93° 05' 16.6"	490,626.957	1,852,928.610
PCR-01	PROTECCIÓN CIVIL	PCR-01	16° 44' 26.8"	93° 05' 14.4"	490,691.139	1,850,768.490
PCR-02	CNA	PCR-02	16° 45' 36.0"	93° 09' 00.0"	484,013.093	1,852,898.771



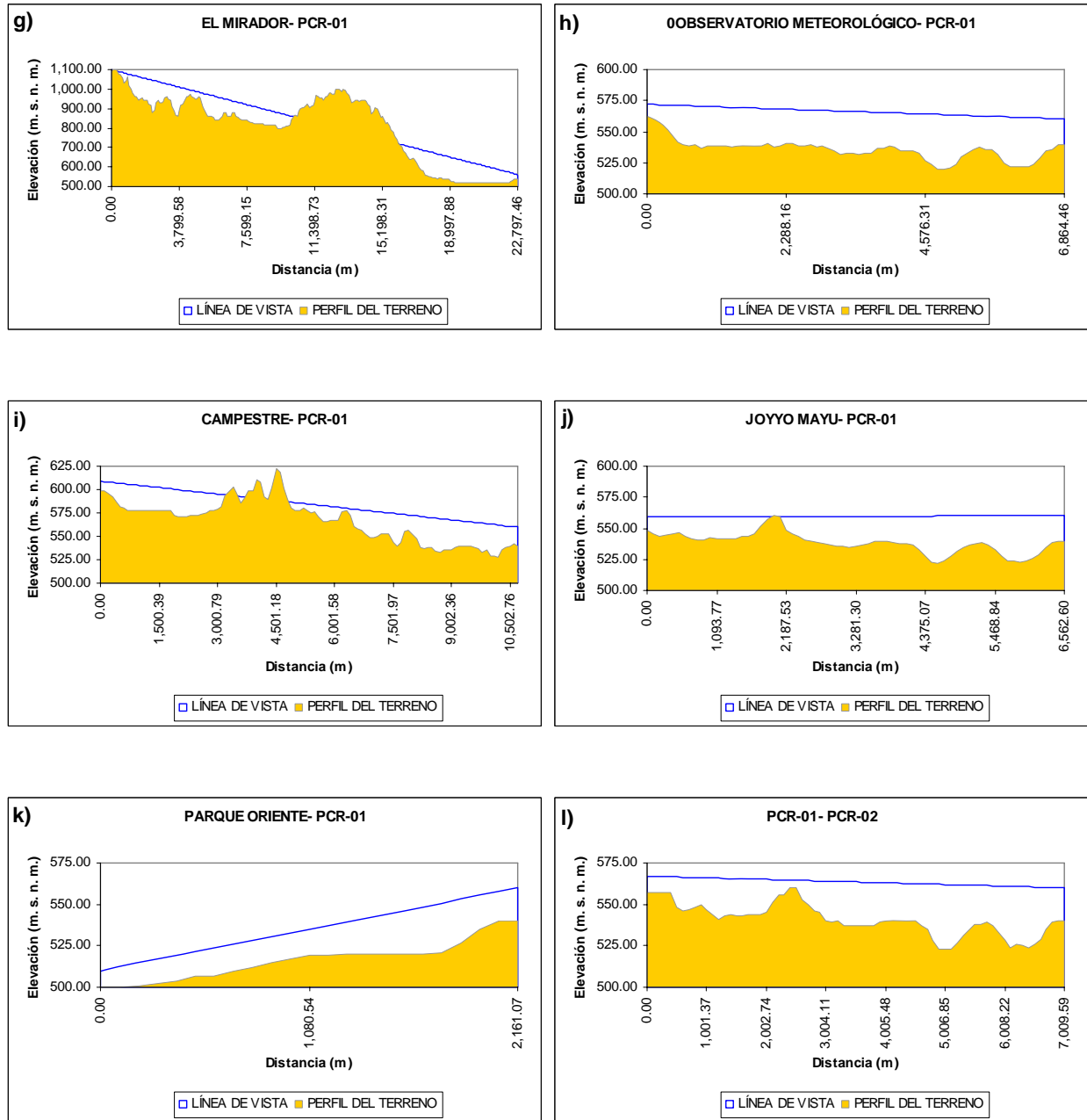


Figura 6.17 Líneas de vista entre las estaciones y el PCR-02 con el PCR-01

Una vez definida la ubicación final, se construyeron las casetas para la protección de los equipos; posteriormente personal del Instituto de Ingeniería, UNAM y del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) realizaron la instalación e instrumentación de las estaciones pluviométricas, hidrométricas y puestos centrales de registro.

El procedimiento llevado a cabo para la instalación e instrumentación de las estaciones pluviométricas se integra por el armado e instalación de la antena de radiocomunicación sobre una torre de acero colocada para dicho propósito (figuras 6.18a y 6.18b), la instalación del pluviómetro y celda solar sobre el techo de la caseta (figura 6.18c y 6.18d), el cableado y conexiones necesarias para la instalación de una batería y un módulo electrónico de registro dentro del gabinete metálico (figura 6.18e y 6.18f), con lo cual la estación queda preparada para iniciar su operación (figura 6.18g).

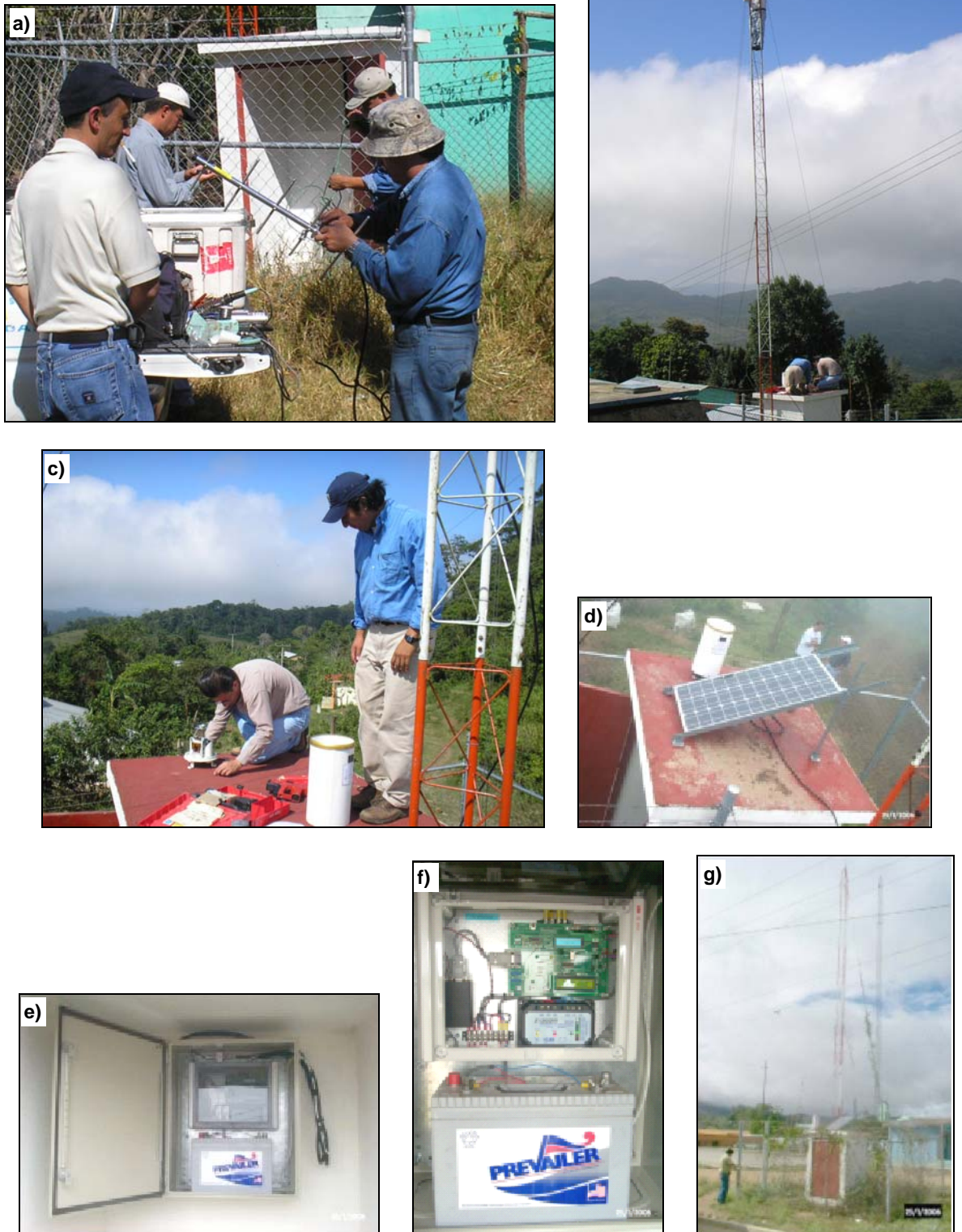


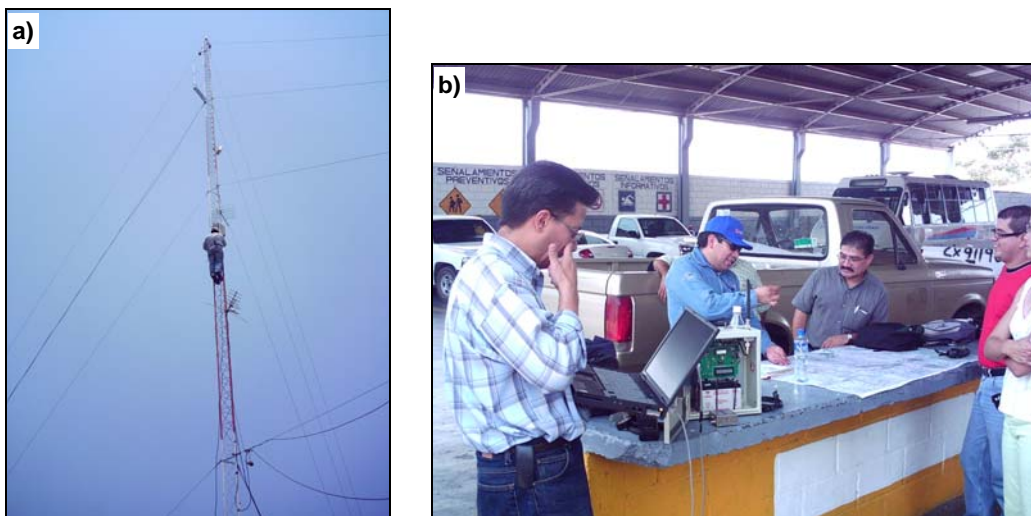
Figura 6.18 Instrumentación de las estaciones pluviométricas

En el caso de las estaciones hidrométricas, la instrumentación consta del montaje de los sensores en una margen del cauce (figuras 6.19a, 6.19b y 6.19c), la colocación de la antena de radiocomunicación y del gabinete metálico con su respectivo equipo compuesto de una batería y un módulo electrónico de registro sobre un poste de alumbrado público (figura 6.19d y 6.19e).



Figura 6.19 Instrumentación de las estaciones hidrométricas

Por último, los puestos centrales de registro se componen de la instalación de la antena de radiocomunicación, en este caso en la torre de comunicaciones existente (figura 6.20a), la instrumentación del gabinete metálico con su respectivo módulo de comunicaciones (figura 6.20b), la instalación y conexión de las computadoras “Telemetría” e “Hidráulica” y un equipo de respaldo de energía (figura 6.20c) y finalmente, en los equipo de cómputo se instaló el software que se utiliza para la interrogación, recopilación, recepción, almacenamiento y envío de los datos y otro para el procesamiento y análisis de los mismos (figura 6.20d).



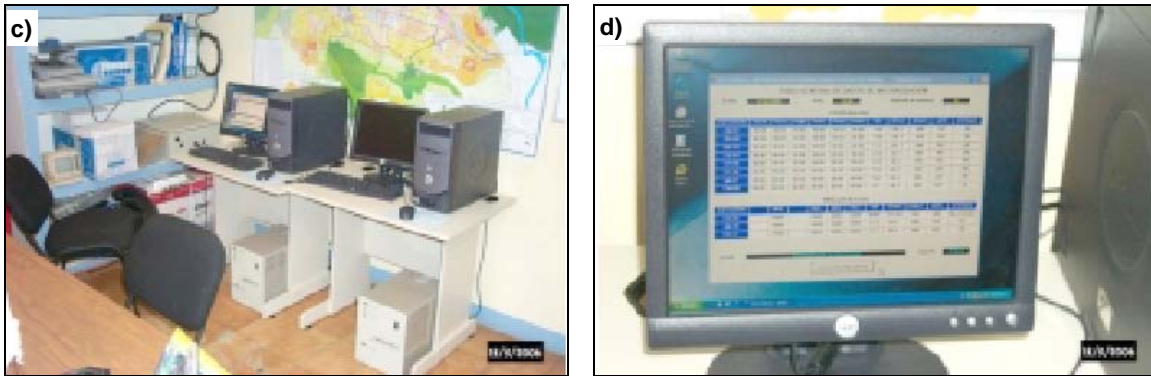


Figura 6.20 Instrumentación de los PCR

6.2.6 Factores de peso

Para determinar los factores de peso se tiene que calcular el área de influencia de cada estación pluviométrica (tabla 6.16 y figura 6.16), para ello se utiliza el método de los polígonos de Thiessen (figura 6.21a); los resultados aparecen en la tercera fila de la tabla 6.17.

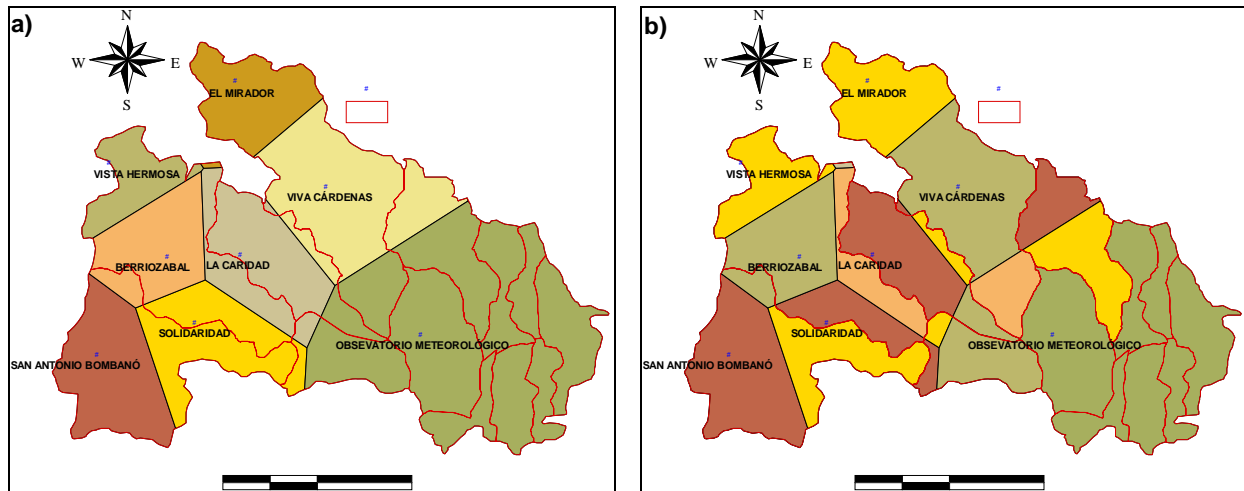


Figura 6.21 Áreas de influencia para la cuenca total y subcuencas

Dado que para el procesamiento hidráulico la cuenca se subdividió en subcuencas, entonces es necesario determinar el área de influencia de cada estación con respecto a cada una de ellas (figura 6.21b); en tabla 6.17 se presentan las áreas de influencia y en la tabla 6.18 los correspondientes factores de peso para cada subcuenca.

Tabla 6.17 Áreas de influencia para la cuenca total y subcuencas

ESTACIÓN		AB-01	SO-02	BE-03	CA-04	VH-05	VC-06	MI-07	OM-08	Σ
No.	SUBCUENCA	ÁREAS DE INFLUENCIA (km ²)								
		34.32	33.58	15.90	27.92	36.93	25.12	53.33	130.65	357.76
01	SAN FRANCISCO	34.32	19.30	0	3.38	0	0	0	0	57.00
02	BERRIOZABAL	0	12.26	15.90	24.54	11.40	0.27	0	0	64.38
03	SAN AGUSTÍN	0	0	0	0	23.54	0	2.79	3.80	30.13
04	SAN FERNANDO	0	0	0	0	0.31	24.85	40.41	9.75	75.32
05	SAN JOSÉ	0	2.03	0	0	1.68	0	0	14.04	17.75
06	SABINAL CENTRO	0	0	0	0	0	0	0	27.70	27.70
07	EL POTI	0	0	0	0	0	0	10.13	16.95	27.07
08	EL SABINO	0	0	0	0	0	0	0	7.18	7.18
09	TOTOPOSTE	0	0	0	0	0	0	0	11.54	11.54
10	EL ZAPOTAL	0	0	0	0	0	0	0	10.97	10.97
11	24 DE JUNIO	0	0	0	0	0	0	0	6.67	6.67
12	ARROYO GRANDE	0	0	0	0	0	0	0	6.63	6.63
13	PATRIA NUEVA	0	0	0	0	0	0	0	15.44	15.44

Tabla 6.18 Factores de peso de cada estación sobre cada subcuenca

ESTACIÓN		AB-01	SO-02	BE-03	CA-04	VH-05	VC-06	MI-07	OM-08	Σ
No.	SUBCUENCA	FACTORES DE PESO								
01	SAN FRANCISCO	0.602	0.339	0	0.06	0	0	0	0	1.00
02	BERRIOZABAL	0	0.190	0.247	0.381	0.177	0.004	0	0	1.00
03	SAN AGUSTÍN	0	0	0	0	0.781	0	0.093	0.126	1.00
04	SAN FERNANDO	0	0	0	0	0.004	0.330	0.537	0.129	1.00
05	SAN JOSÉ	0	0.114	0	0	0.095	0	0	0.791	1.00
06	SABINAL CENTRO	0	0	0	0	0	0	0	1.000	1.00
07	EL POTI	0	0	0	0	0	0	0.374	0.626	1.00
08	EL SABINO	0	0	0	0	0	0	0	1.000	1.00
09	TOTOPOSTE	0	0	0	0	0	0	0	1.000	1.00
10	EL ZAPOTAL	0	0	0	0	0	0	0	1.000	1.00
11	24 DE JUNIO	0	0	0	0	0	0	0	1.000	1.00
12	ARROYO GRANDE	0	0	0	0	0	0	0	1.000	1.00
13	PATRIA NUEVA	0	0	0	0	0	0	0	1.000	1.00

Si se considera que al momento de un evento todas las estaciones funcionan correctamente, con los factores de peso determinados es más que suficiente para calcular la precipitación media, pero la realidad es que para prever que en algún momento una o más estaciones dejen de funcionar por algún motivo, es necesario proponer nuevas redistribuciones de las áreas de influencia.

Se parte de suponer que no funciona una estación a la vez, tal como se muestra en la figura 6.22a, donde se tiene una distribución de áreas para cuando no funciona la estación San Antonio Bombarón; de esta forma tendríamos 8 nuevas distribuciones de áreas de influencia.

De forma similar, ahora se supone que no funcionan dos estaciones a la vez, en este caso son las estaciones San Antonio Bombarón y Solidaridad; en la figura 6.22b se muestra la distribución de las áreas de influencia; con esta suposición se tendrían 28 distribuciones de áreas de influencia. Continuando de esta forma, en las figuras 6.22c, 6.22d y 6.22e se presenta la configuración de áreas de influencia, para cuando no funcionan 3, 4 y 5 estaciones respectivamente, siendo estas, San Antonio Bombarón, Solidaridad, Vista Hermosa, Berriozábal y La Caridad.

Considerando todas las combinaciones se tendrían 255 distribuciones de áreas de influencia, pero como se puede apreciar en los casos mostrados en las figuras 6.22a a la 6.22e, cuando se supone que no funcionan 5 estaciones o más, es decir, el subsistema solo trabaja con 3 o menos estaciones pluviométricas, los cálculos se consideran como no aceptables por no cumplir con los criterios establecidos. Es por ello que se considera que éste subsistema funcionará adecuadamente cuando no funcionen hasta máximo 4 estaciones a la vez o el subsistema solo tenga como mínimo 4 estaciones funcionando, con lo cual existen 162 distribuciones de áreas de influencia.

Para determinar las combinaciones de las distribuciones de áreas de influencia y factores de peso, el Instituto de Ingeniería, UNAM desarrolló un programa de cómputo el cual utiliza como datos de entrada la geometría de las subcuencas y la ubicación espacial de las estaciones.

La geometría de las subcuencas se le proporciona al programa por medio de una discretización de las mismas, que consiste en trazar una malla a la cual se le puede asignar un origen arbitrario o utilizar las coordenadas de la proyección UTM y ajustarla al perímetro de las subcuencas (figura 6.23). Para que el programa pueda interpretar lo anterior, la información se transforma en un archivo con formato de texto integrando un contador de celdas en coordenadas (x,y) del perímetro de cada una de las subcuencas; los resultados obtenidos al formar una malla con celdas de 500 m por lado se presentan en la tabla 6.19. Con la misma malla se determina la ubicación de las estaciones de precipitación; para nuestro caso se utilizó una malla con origen diferente a la proyección UTM, resultando los datos de la tabla 6.20.

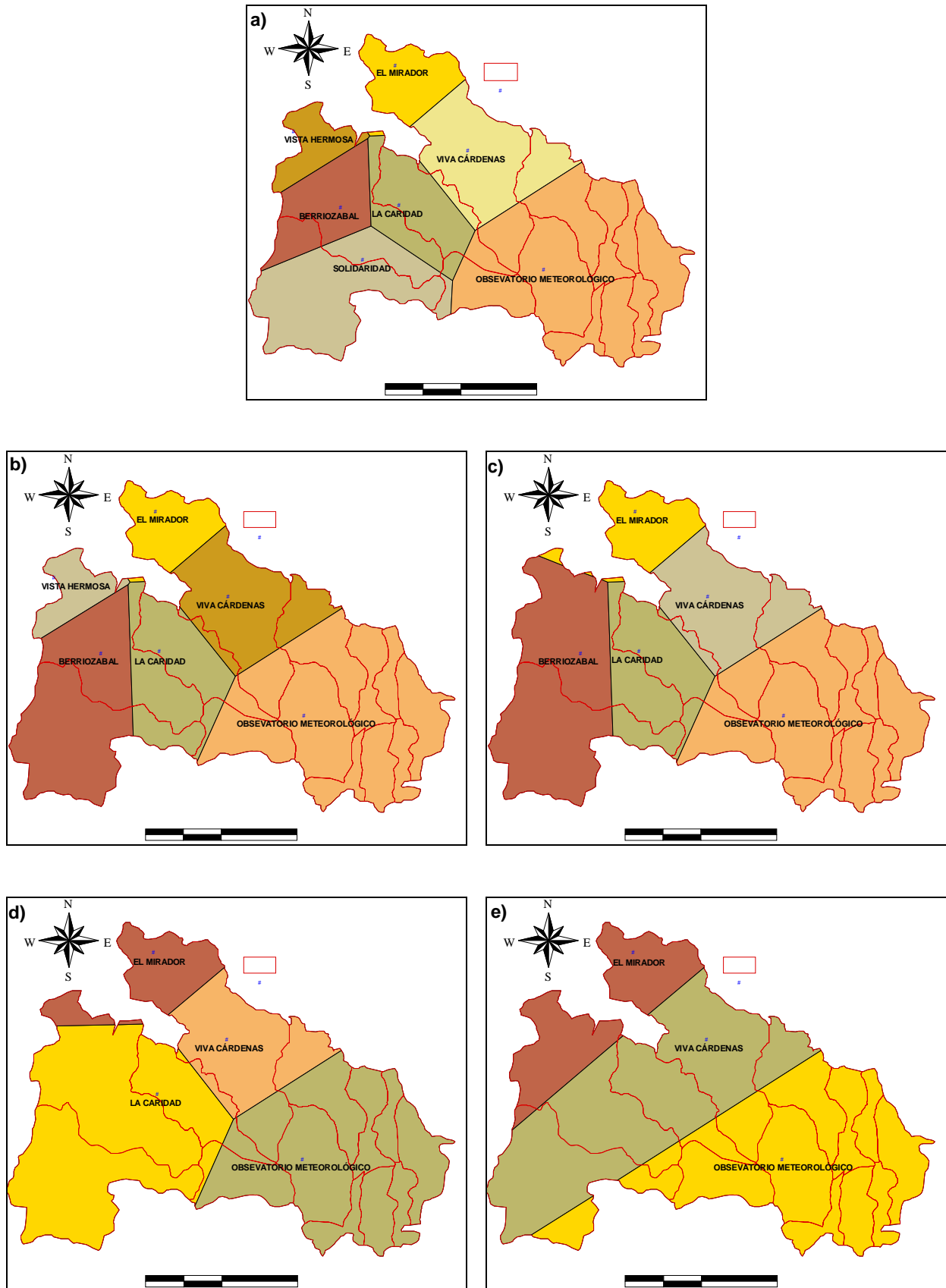


Figura 6.22 Áreas de influencia suponiendo que no funcionan 1, 2, 3, 4 y 5 estaciones al mismo tiempo

Tabla 6.20 Ubicación de las estaciones pluviométricas

No.	NOMBRE	TIPO	COORD. MALLA	
			x	y
01	SAN ANTONIO BOMBANO	LLUVIA	5	11
02	SOLIDARIDAD	LLUVIA	16	15
03	VISTA HERMOSA	LLUVIA	7	32
04	BERRIOZABAL	LLUVIA	13	22
05	LA CARIDAD	LLUVIA	20	22
06	EL MIRADOR	LLUVIA	20	40
07	VIVA CÁRDENAS	LLUVIA	30	29
08	OBSEVATORIO METEOROLÓGICO	LLUVIA	40	13

6.2.7 Estimación de umbrales

A Umbrales de precipitación

Como se mencionó anteriormente, para determinar los umbrales de precipitación, se puede realizar de forma aproximada utilizando la precipitación máxima anual acumulada en 24 horas asociada a un periodo de retorno de entre 2 y 5 años.

Según las condiciones físicas y eventos suscitados en la cuenca, se consideró que un periodo de retorno de 5 años es el más adecuado para determinar los umbrales de precipitación. Para ello, con los datos de precipitación máxima anual acumulada en 24 horas asociada a un periodo de retorno de 5 años (tabla 6.11) y los hietogramas base (figura 6.13), se determinaron los hietogramas de precipitación para cada subcuenca (tabla 6.21) y con los coeficientes de escurrimiento propuestos (tabla 6.14), los hietogramas de precipitación efectiva (tabla 6.22), que corresponden a los umbrales de precipitación en ambos casos.

Tabla 6.21 Umbrales de precipitación para $t_r = 5$ años

d (min)	SUBCUENCAS [$P_{m_{TR=5}}$ (mm)]												
	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13
10	5.26	2.52	5.93	1.51	4.99	3.21	3.27	3.56	3.23	3.15	3.22	3.22	3.02
20	5.70	2.72	6.43	1.63	5.40	3.48	3.54	3.85	3.50	3.41	3.49	3.49	3.28
30	6.31	2.98	7.11	1.79	5.98	3.85	3.92	4.27	3.88	3.78	3.86	3.87	3.63
40	7.26	3.31	8.18	1.99	6.88	4.43	4.51	4.91	4.46	4.35	4.44	4.45	4.17
50	9.09	3.77	10.24	2.26	8.62	5.55	5.65	6.14	5.58	5.44	5.56	5.57	5.22
60	20.61	4.44	23.23	2.66	19.54	12.59	12.82	13.93	12.67	12.34	12.62	12.63	11.85
70	11.10	5.55	12.51	3.33	10.52	6.78	6.90	7.50	6.82	6.65	6.80	6.80	6.38
80	7.99	7.98	9.00	4.79	7.57	4.88	4.97	5.40	4.91	4.78	4.89	4.89	4.59
90	6.72	35.27	7.58	21.17	6.38	4.11	4.18	4.55	4.13	4.03	4.12	4.12	3.86
100	5.98	11.02	6.74	6.61	5.67	3.65	3.72	4.04	3.67	3.58	3.66	3.66	3.44
110	5.46	6.48	6.16	3.89	5.18	3.34	3.40	3.69	3.36	3.27	3.35	3.35	3.14
120	5.08	4.91	5.73	2.95	4.82	3.10	3.16	3.44	3.12	3.04	3.11	3.11	2.92
130		4.07		2.44									
140		3.52		2.11									
150		3.13		1.88									
160		2.84		1.71									
170		2.61		1.57									
180		2.43		1.46									
Σ	96.54	109.56	108.85	65.74	91.56	58.97	60.04	65.29	59.34	57.83	59.13	59.16	55.50

Al momento en que sean sobrepasados los valores de los umbrales asociados a un periodo de retorno de cinco años para cada subcuenca, se activará el color amarillo del semáforo de alarmas por precipitación, con la finalidad de que las autoridades correspondientes tomen las medidas adecuadas

B Umbrales del nivel de la superficie libre del agua en el río

La información para determinar la capacidad hidráulica del río Sabinal, es la geometría de las de secciones, el valor de la n de Manning y los hidrogramas de escurrimiento directo.

Tabla 6.22 Umrales de precipitación efectiva para $tr = 5$ años

d (min)	SUBCUENCAS [Pm _{TR=5} (mm)]												
	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13
10	1.71	0.84	2.02	0.51	1.96	1.30	1.12	1.28	1.37	1.34	1.32	1.43	1.13
20	1.86	0.91	2.18	0.55	2.13	1.41	1.21	1.38	1.48	1.45	1.43	1.55	1.23
30	2.06	0.99	2.42	0.60	2.35	1.56	1.34	1.53	1.64	1.61	1.59	1.72	1.36
40	2.36	1.10	2.78	0.67	2.71	1.79	1.54	1.76	1.89	1.85	1.83	1.98	1.56
50	2.96	1.25	3.48	0.76	3.39	2.25	1.93	2.21	2.37	2.31	2.29	2.47	1.96
60	6.72	1.48	7.90	0.89	7.69	5.09	4.37	5.00	5.37	5.25	5.19	5.61	4.44
70	3.62	1.85	4.25	1.12	4.14	2.74	2.36	2.69	2.89	2.83	2.79	3.02	2.39
80	2.60	2.66	3.06	1.60	2.98	1.97	1.70	1.94	2.08	2.03	2.01	2.17	1.72
90	2.19	11.75	2.58	7.09	2.51	1.66	1.43	1.63	1.75	1.71	1.69	1.83	1.45
100	1.95	3.67	2.29	2.21	2.23	1.48	1.27	1.45	1.56	1.52	1.50	1.63	1.29
110	1.78	2.16	2.09	1.30	2.04	1.35	1.16	1.33	1.42	1.39	1.37	1.49	1.18
120	1.66	1.64	1.95	0.99	1.90	1.26	1.08	1.23	1.32	1.29	1.28	1.38	1.10
130		1.35		0.82									
140		1.17		0.71									
150		1.04		0.63									
160		0.95		0.57									
170		0.87		0.53									
180		0.81		0.49									
Σ	31.46	36.48	37.00	22.02	36.02	23.86	20.50	23.44	25.14	24.58	24.29	26.29	20.82

B.1 Geometría de las secciones

Se contó con la geometría de secciones a lo largo de más de 16 km del río Sabinal a una distancia de 100 m en promedio (anexo A); la ubicación de las mismas como lo muestra la figura 6.24 se encuentran dentro de la zona urbana, y en la figura 6.25 se presenta el perfil del thalweg, bordo derecho y bordo izquierdo.

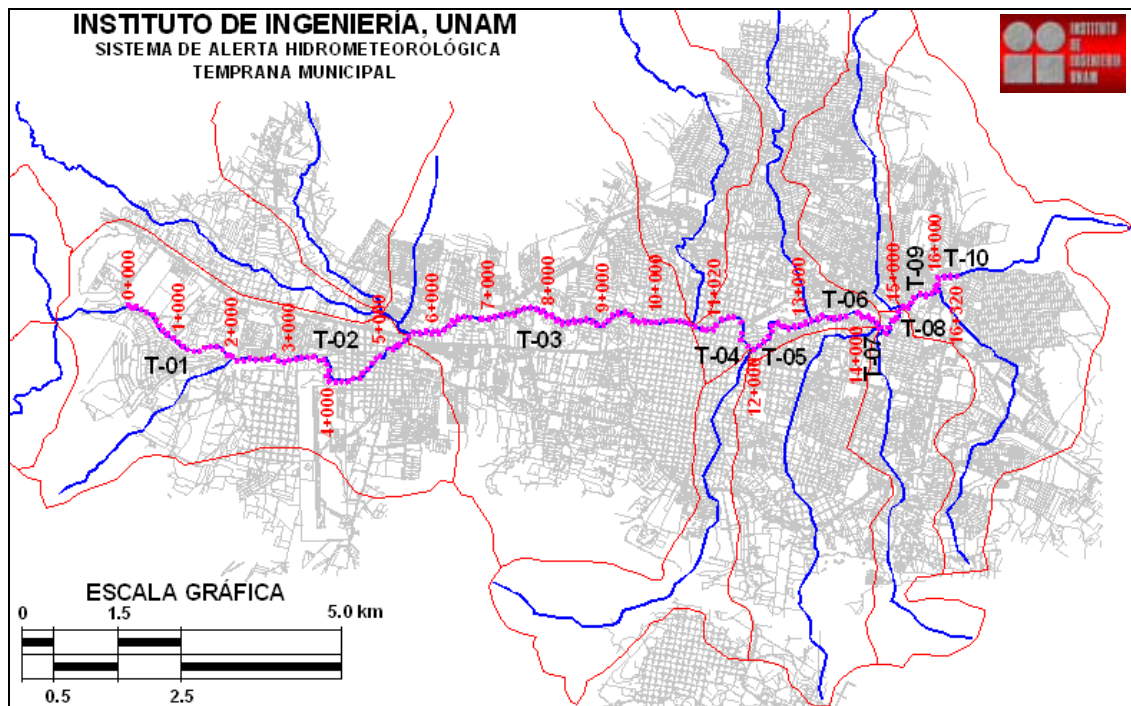


Figura 6.24. Ubicación de las secciones a lo largo del río Sabinal

B.2 n de Manning

En el cálculo las pérdidas por fricción es indispensable contar con el valor del coeficiente de Manning, el cual depende de la rugosidad en las paredes y fondo del cauce, geometría de las

secciones y de las características del flujo, para evaluar dichas variables se realizó un recorrido del mismo (figuras 6.26a a 6.26f) y con base en ello se propuso igual a 0.04.

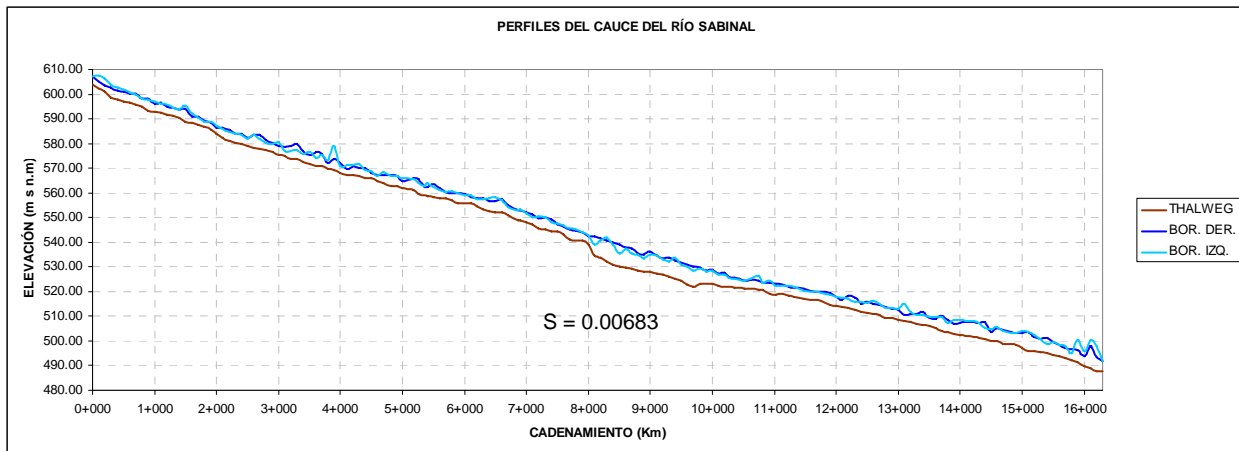


Figura 6.25. Perfil del thalweg, bordo derecho e izquierdo

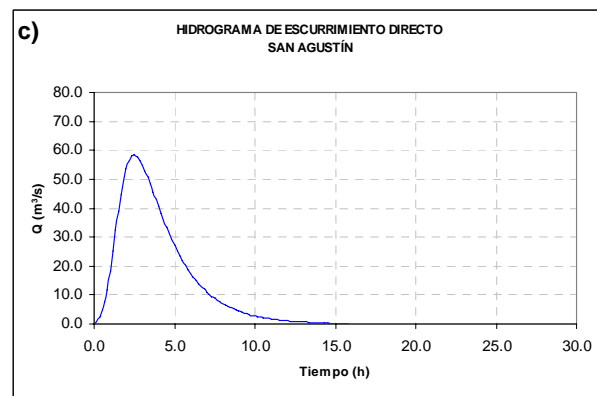
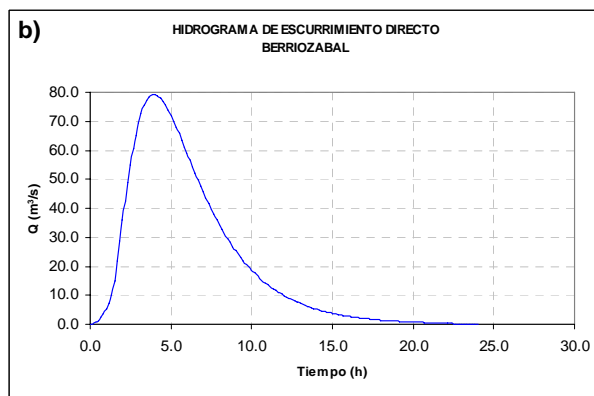
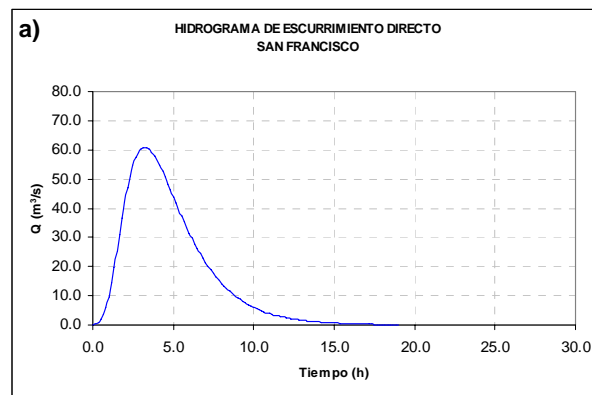


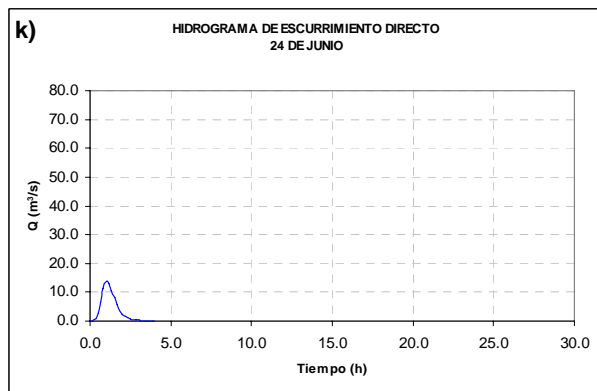
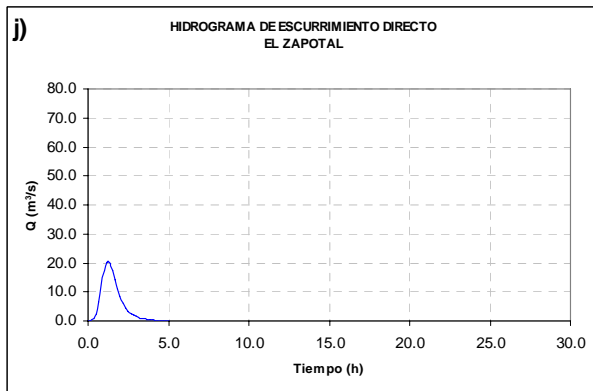
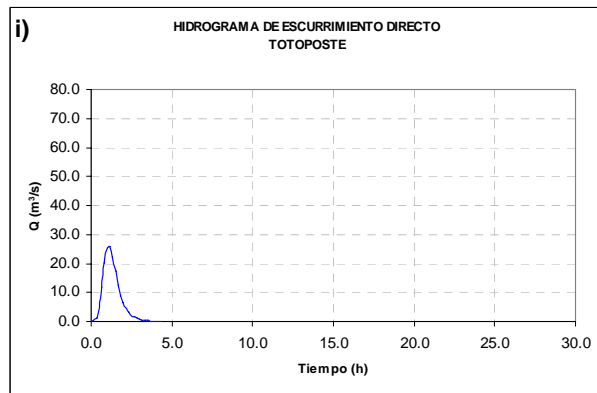
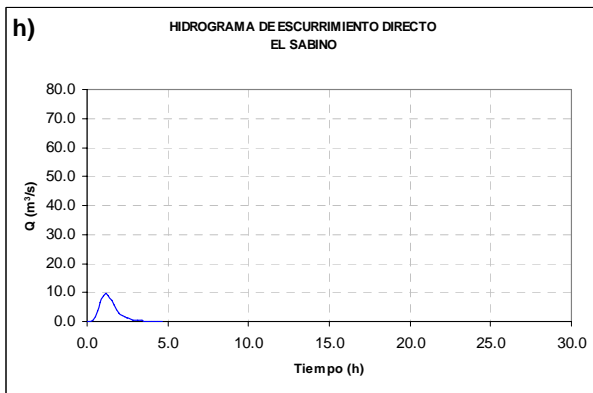
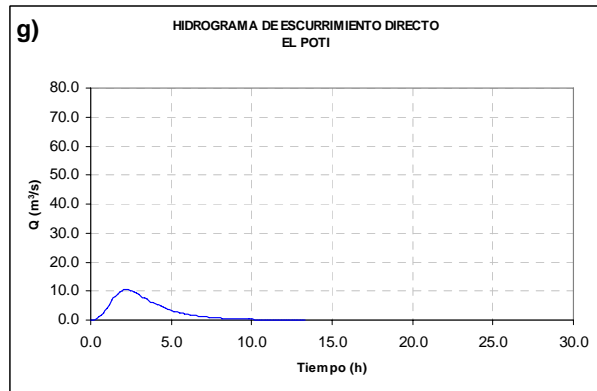
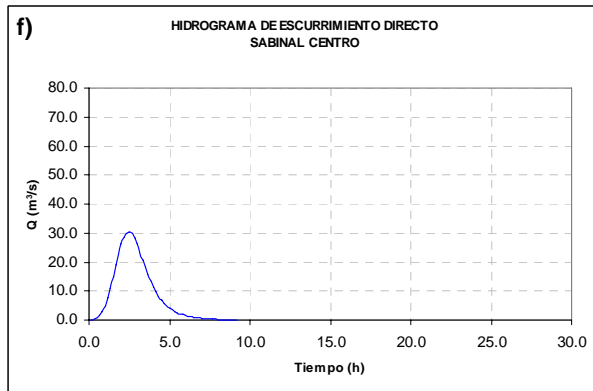
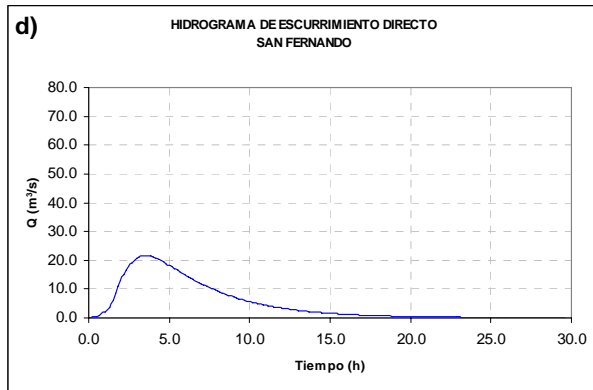


Figura 6.26. Características y condiciones actuales del río Sabinal en diferentes secciones

B.3 Hidrogramas de escurrimiento directo

Para obtener los hidrogramas de escurrimiento directo de cada subcuenca (figuras 6.27) se realizó la convolución entre de los hietogramas asociados a un periodo de retorno de cinco años (tabla 6.22) y los hidrogramas unitarios correspondientes (figuras 6.9 y 6.10).





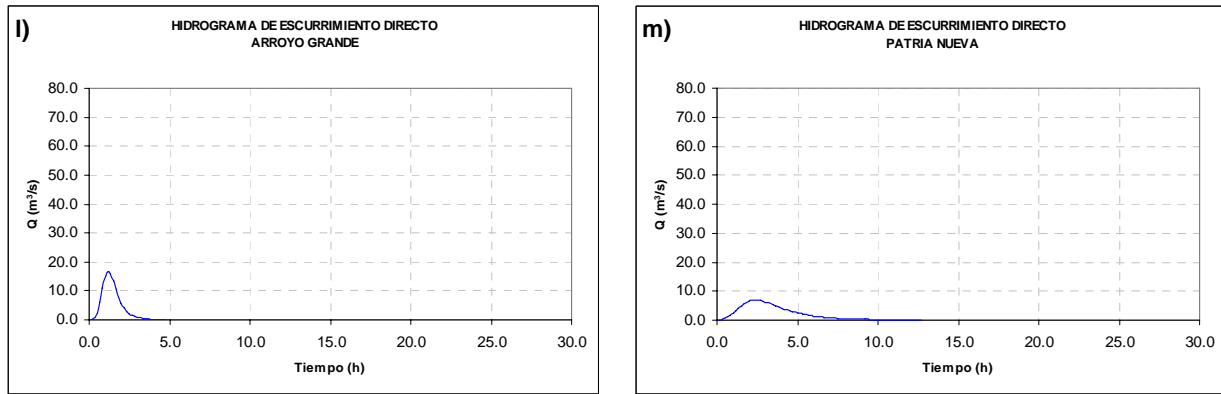


Figura 6.27. Hidrogramas de escurrimiento directo

De esta forma, para llevar a cabo la simulación del funcionamiento hidráulico se consideró que por cada subcuenca (figura 6.6), ingresa un hidrograma al cauce del río según el esquema simplificado de la figura 6.28; de acuerdo a ello el cauce del río quedó dividido en 10 tramos.

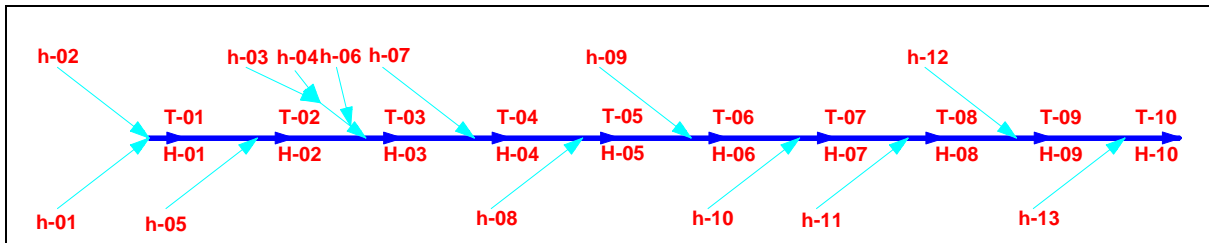


Figura 6.28. Esquema idealizado del funcionamiento hidráulico del río

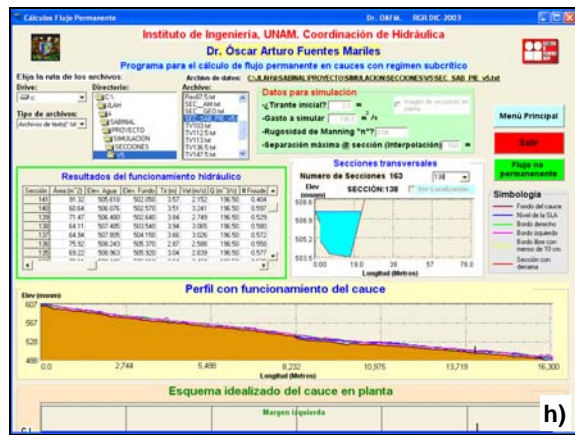
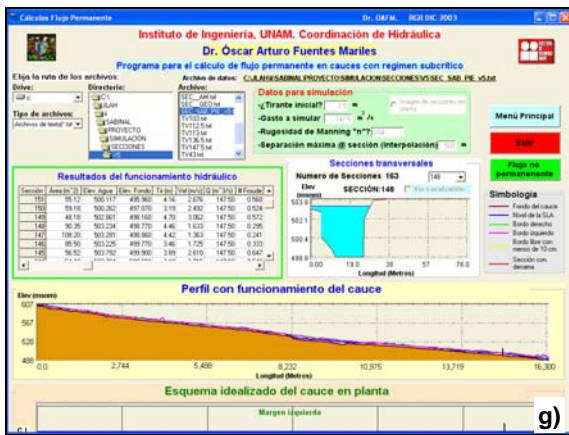
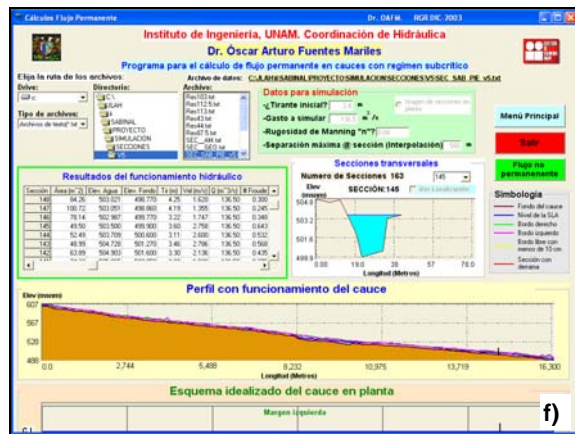
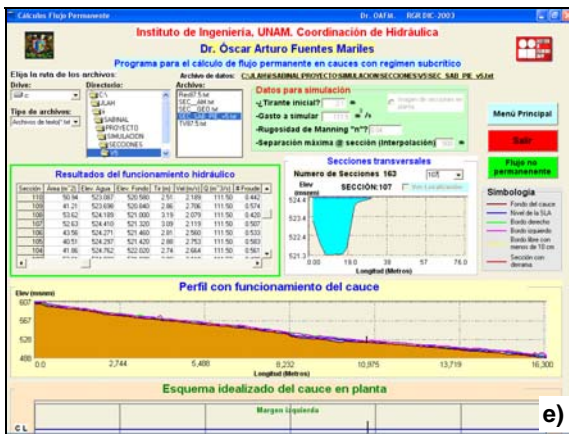
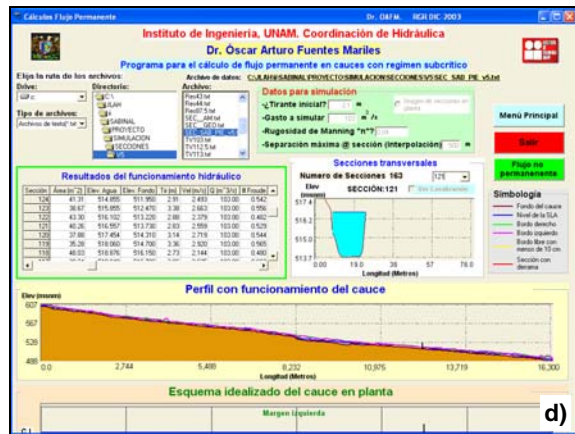
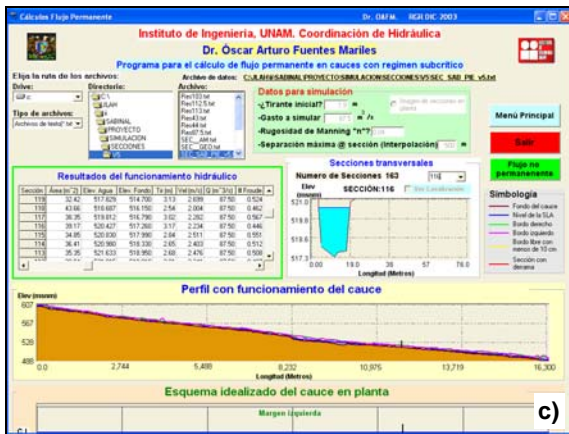
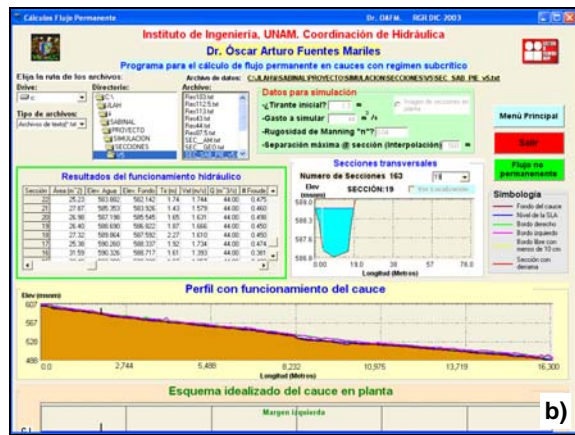
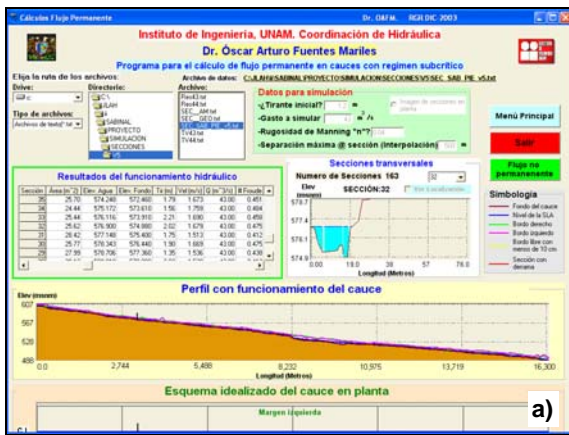
En la tabla 6.23 podemos ver la suma de hidrogramas que representan el comportamiento del escurrimiento dentro del cauce, donde: $h-i$ es el hidrograma correspondiente a la subcuenca i según la figura 6.6 y tabla 6.3, y $H-i$, corresponde al hidrograma que se transita en el tramo del cauce $T-i$.

Tabla 6.23 Comportamiento del escurrimiento dentro del cauce del río

$H-01 = h-01 + h-02$
$H-02 = H-01 + h-05$
$H-03 = H-02 + h-03 + h-04 + h-06$
$H-04 = H-03 + h-07$
$H-05 = H-04 + h-08$
$H-06 = H-05 + h-09$
$H-07 = H-06 + h-10$
$H-08 = H-07 + h-11$
$H-09 = H-08 + h-12$
$H-13 = H-09 + h-13$

B.4 Flujo permanente

Por lo tanto, para determinar la capacidad hidráulica del cauce en diferentes secciones (tramos) en una primera estimación se utilizó el programa de simulación en flujo permanente del Instituto de Ingeniería, UNAM, el cual utiliza de entrada la información descrita anteriormente. Se inició proponiendo un gasto de $40 \text{ m}^3/\text{s}$, con el cual no se desborda ninguna sección, a partir de éste se incrementaron hasta que se tuvieron desbordamiento en prácticamente todas las secciones; de esta forma se determinó la capacidad hidráulica de cada uno de los tramos del río Sabinal, presentándose en la figura 6.29 algunos resultados de las simulaciones.



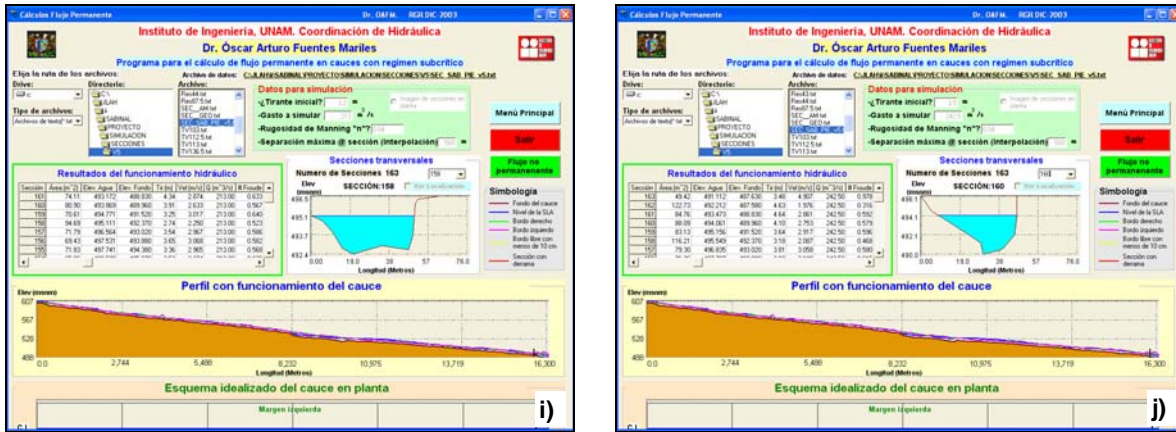


Figura 6.29 Simulación en flujo permanente para las secciones con desbordamiento

Dado que en un tramo del cauce hay más de una sección, se consideró que la capacidad del tramo es la correspondiente a la primer sección que comienza a desbordarse, posteriormente de acuerdo con la geometría de la sección en cuestión se determinó el umbral del nivel de la superficie libre del agua, para ello en la tabla 6.24 se presentan el tramo del río y la sección crítica con su respectivos umbrales.

Tabla 6.24 Umbrales para cada tramo del río en flujo permanente

TRAMO	CADENAMIENTO			UMBRALES			
	INI.	FIN	SECCIÓN	Q (m ³ /s)	Elev. Fondo	SLA (msnm)	y (m)
01	0+000	2+000	1+800	44.00	586.82	588.64	1.82
02	2+000	5+600	3+100	43.00	574.88	576.89	2.01
03	5+600	10+520	10+520	111.50	521.32	524.38	3.06
04	10+520	11+900	11+480	87.50	517.26	520.42	3.16
05	11+900	13+200	12+100	103.00	513.73	516.55	2.82
06	13+200	14+400	13+800	196.50	503.54	507.48	3.94
07	14+400	14+600	14+500	136.50	499.90	503.50	3.60
08	14+600	15+100	14+820	147.50	498.77	503.23	4.46
09	15+100	15+800	15+800	213.00	492.37	495.11	2.74
10	15+800	16+300	16+000	242.50	489.96	494.03	4.07

B.5 Flujo no permanente

La variable tiempo, en el tránsito de avenidas en cauces es de gran importancia para obtener resultados más realistas, es por ello que, para afinar los resultados anteriores, se utilizó el programa de simulación en flujo no permanente del Instituto de Ingeniería, UNAM para transitar los hidrogramas dentro del cauce (figura 6.30); en la figura 6.31 se muestra la superficie libre del agua, así como el respectivo gasto, ambos para el tiempo de pico y en tabla 6.25 la capacidad hidráulica de cada tramo.

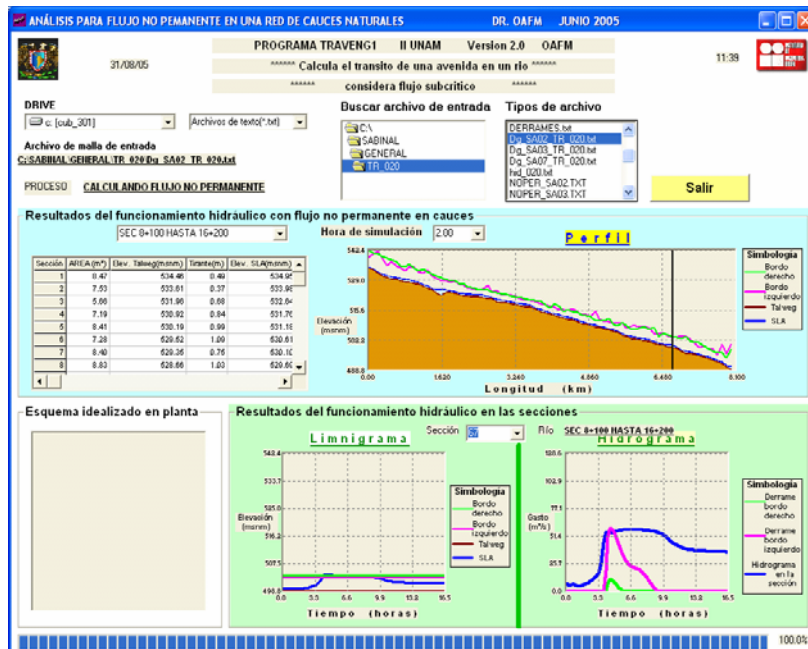


Figura 6.30 Programa de simulación en flujo no permanente del II, UNAM

Es necesario mencionar que en algunos tramos del río no se pudo determinar la capacidad hidráulica con los hidrogramas asociados a un periodo de retorno de 5 años (figura 6.27), por lo que fue necesario utilizar periodos de retorno mayores.

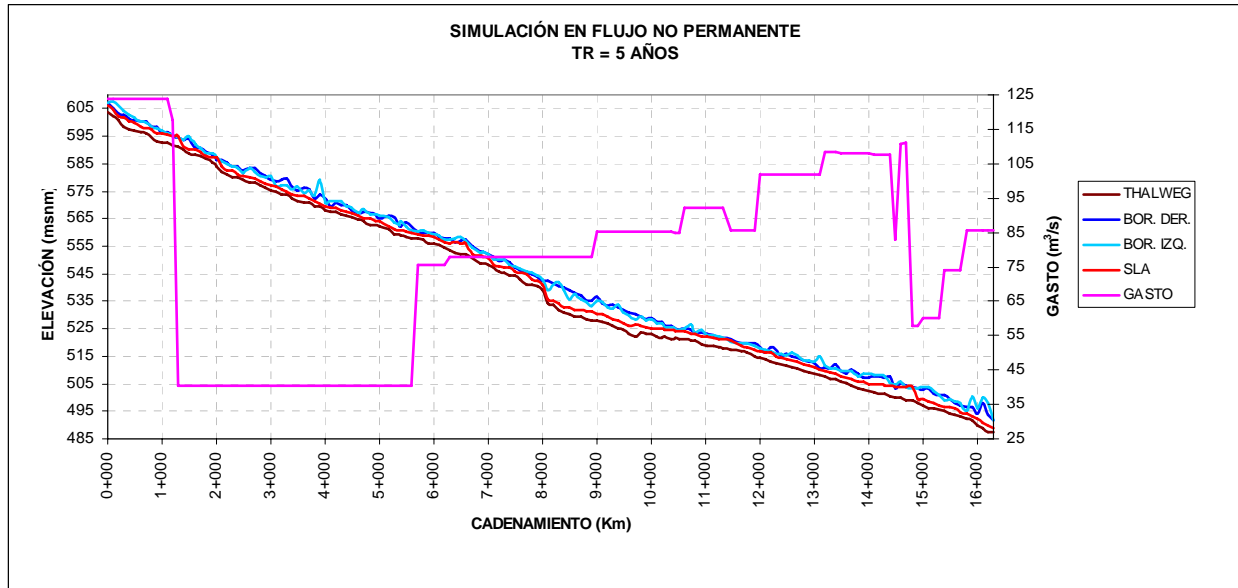


Figura 6.31. Simulación para un tr = 5 años

Tabla 6.25 Umbrales para cada tramo del río en flujo no permanente

TRAMO	CADENAMIENTO			UMBRALES			
	INI.	FIN	SECCIÓN	Q (m³/s)	Elev. Fondo	SLA (msnm)	y (m)
01	0+000	2+000	2+000	40.35	583.93	586.23	2.30
02	2+000	5+600	3+100	62.63	574.88	576.89	2.01
03	5+600	10+520	7+700	84.67	541.06	545.26	4.20
04	10+520	11+900	11+480	77.51	517.26	520.42	3.16
05	11+900	13+200	12+100	107.81	513.73	516.55	2.82
06	13+200	14+400	14+400	199.02	500.60	505.22	4.62
07	14+400	14+600	14+500	64.28	499.90	503.50	3.60
08	14+600	15+100	14+820	57.48	498.77	503.23	4.46
09	15+100	15+800	15+800	190.26	492.37	495.11	2.74
10	15+800	16+300	16+000	139.12	489.96	494.03	4.07

6.3 Integración del subsistema de medición de procesamiento hidráulico

Para realizar el alertamiento de manera automática el Instituto de Ingeniería, UNAM en conjunto con el CENAPRED desarrollaron dos programas de cómputo, uno para la interrogación, recopilación, recepción, almacenamiento y envío de datos de precipitación y de niveles de la superficie libre del agua del río Sabinal y otro para el procesamiento y análisis de los mismos, considerando los aspectos técnicos desarrollados en la sección 6.2.

6.3.1 Programa de cómputo para la recopilación, almacenamiento y envío de datos

Este programa se encarga de interrogar a las estaciones pluviométricas e hidrométricas en intervalos de 10 minutos, recopilar, recibir, almacenar, mostrar y enviar los datos en archivos con formato de texto. La presentación y descripción del programa se presenta a continuación (figura 6.32):

A Descripción de la tabla de precipitaciones

Se muestran las precipitaciones registradas en cada una de las estaciones pluviométricas.

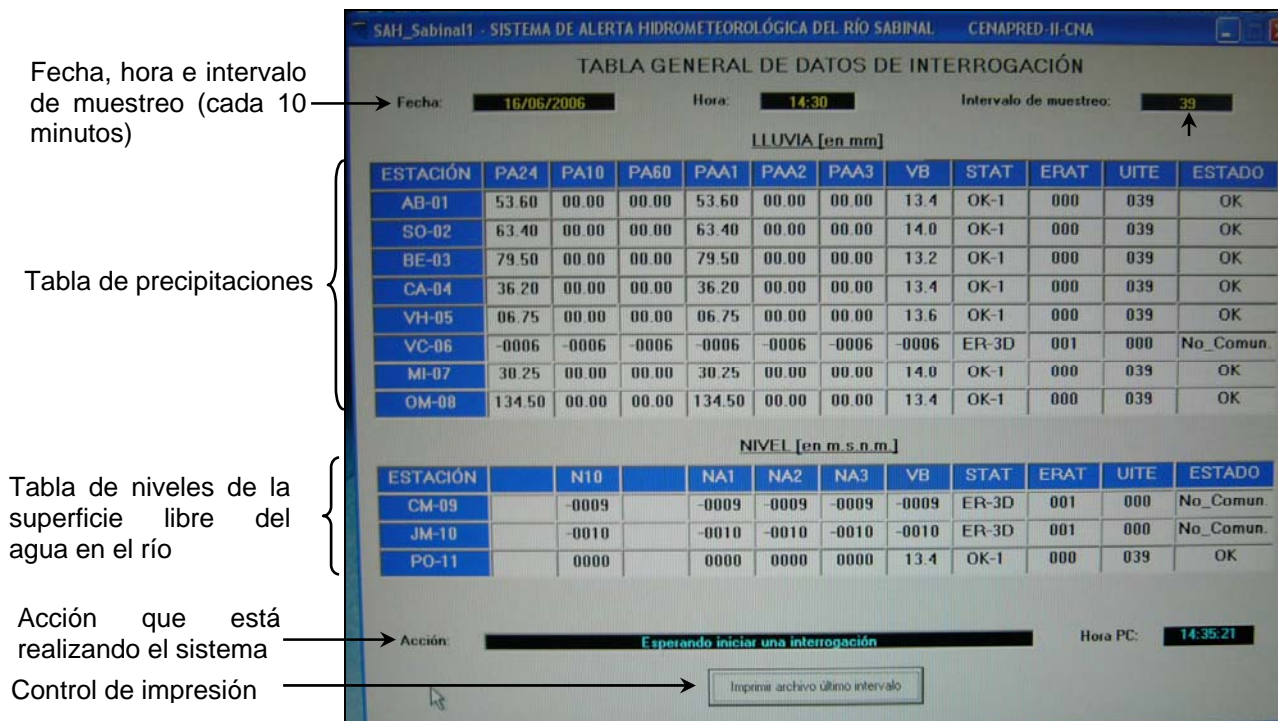


Figura 6.32. Descripción de la pantalla del programa de cómputo para la recopilación, almacenamiento y envío de datos

- PA24**, precipitación acumulada en las últimas 24 horas (a partir de las 08:00), en mm.
- PA10**, precipitación acumulada en los últimos 10 minutos, en mm.
- PA60**, precipitación acumulada en los últimos 60 minutos, en mm.
- PAA1**, precipitación acumulada en el intervalo t-10 minutos (en los últimos 20 minutos), en mm.
- PAA2**, precipitación acumulada en el intervalo t-20 minutos (en los últimos 30 minutos), en mm.
- PAA3**, precipitación acumulada en el intervalo t-30 minutos (en los últimos 40 minutos), en mm.
- VB**, voltaje de la batería, en volts.
- STAT**, código de estado.
- ERAT**, errores acumulados en la telemetría.
- UITE**, último intervalo con transmisión exitosa.
- ESTADO**, estado general de la telemetría.

B Descripción de la tabla de niveles de la superficie libre del agua en el río

Se muestran los niveles del agua registrados en cada una de las estaciones hidrométricas.

- N10**, nivel de la superficie libre del agua en los últimos 10 minutos, en msnm.
- NA1**, nivel en el intervalo t-10 minutos (en los últimos 20 minutos), en msnm.
- NA2**, nivel en el intervalo t-20 minutos (en los últimos 30 minutos), en msnm.
- NA3**, nivel en el intervalo t-30 minutos (en los últimos 40 minutos), en msnm.
- VB**, voltaje de la batería, en volts.
- STAT**, código de estado.
- ERAT**, errores acumulados en la telemetría.
- UITE**, último intervalo con transmisión exitosa.
- ESTADO**, estado general de la telemetría.

6.3.2 Programa de cómputo para el procesamiento y análisis de datos

Una vez que se almacenan los datos en un archivo con formato de texto en la computadora "Telemetría" son enviados a la computadora "Hidráulica" para que el programa de cómputo para

el análisis de los datos realice cada 10 minutos el procedimiento de análisis hidrológico e hidráulico de acuerdo con lo descrito en la sección 6.2, los resultados obtenidos los presenta en la pantalla (figura 6.33).

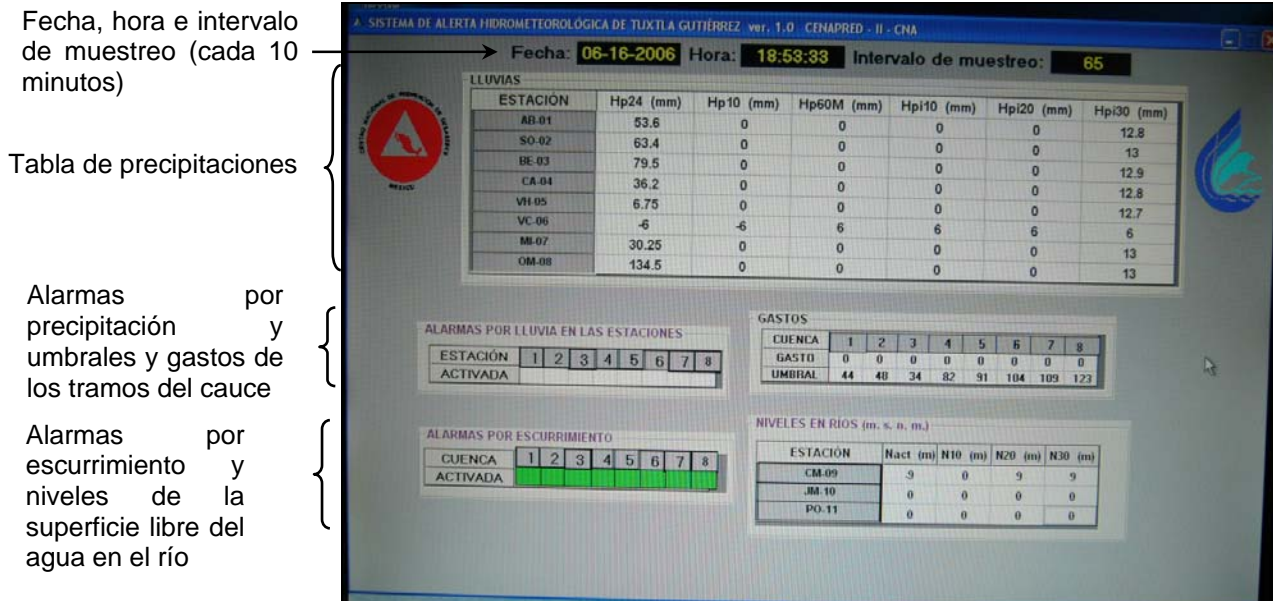


Figura 6.33. Descripción de la pantalla del programa de cómputo para el procesamiento y análisis de datos

A Descripción de la tabla de precipitaciones

Se muestran las precipitaciones registradas en cada una de las estaciones pluviométricas.

HpA24, precipitación acumulada en las últimas 24 horas (a partir de las 08:00), en mm.

Hp10, precipitación acumulada en los últimos 10 minutos, en mm.

HpM60, precipitación acumulada en los últimos 60 minutos, en mm.

Hpi10, precipitación acumulada en el intervalo t-10 minutos (en los últimos 20 minutos), en mm.

Hpi20, precipitación acumulada en el intervalo t-20 minutos (en los últimos 30 minutos), en mm.

Hpi30, precipitación acumulada en el intervalo t-30 minutos (en los últimos 40 minutos), en mm.

B Descripción de tabla de alarmas de precipitación

En el cuadro correspondiente a "ACTIVADA" se pone en color amarillo una vez que se sobrepasan los umbrales de precipitación asociados a un periodo de retorno de cinco años, valores determinados en la sección 6.2.7.

C Descripción de tabla de niveles de la superficie libre del agua en el río

Se muestran los gastos calculados para cada tramo del cauce del río Sabinal utilizando las precipitaciones en intervalos de 10 minutos de la tabla de precipitaciones. Además, se muestran los umbrales de gasto para cada tramo del río, valores determinados en la sección 6.2.7.

D Descripción de tabla de alarmas por escurrimiento

En el cuadro "ACTIVADA" está en verde cuando los gastos calculados están muy por debajo de los umbrales de gasto, en amarillo cuando se encuentran muy cerca del umbral ($0.75Umbral \leq Q < Umbral$) y en rojo una vez que estos son igualados o excedidos.

E Descripción de tabla de alarmas por escurrimiento

Se muestran los niveles registrados en las estaciones hidrométricas, donde:

Nact, nivel en los últimos 10 minutos, en msnm.

N101, nivel en el intervalo t-10 minutos (en los últimos 20 minutos), en msnm.

N20, nivel en el intervalo t-20 minutos (en los últimos 30 minutos), en msnm.

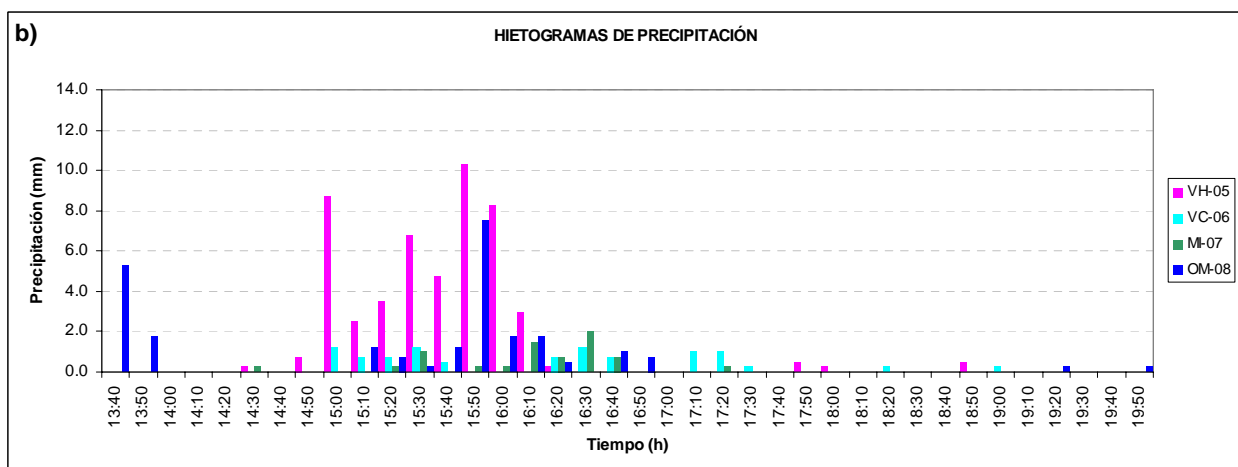
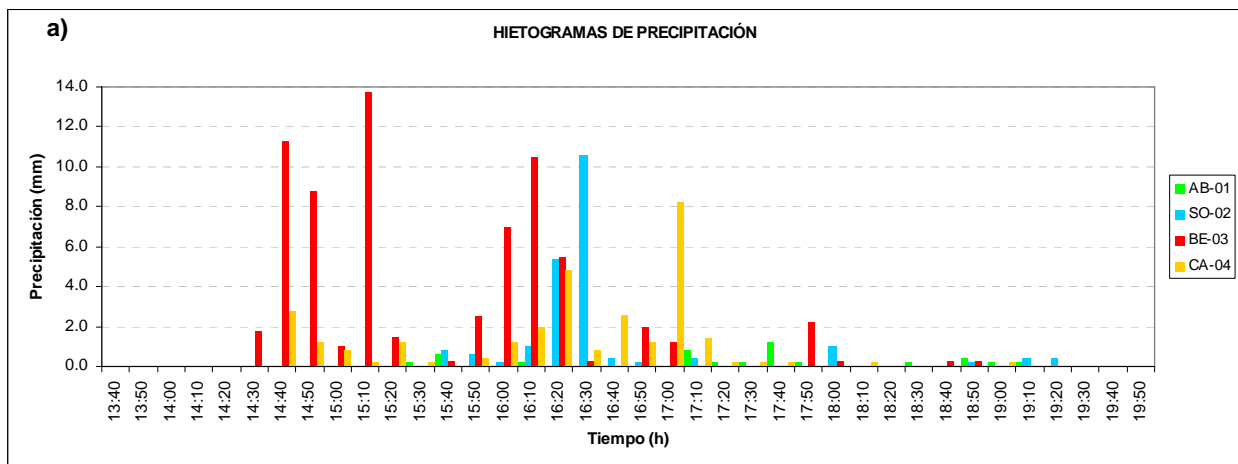
N30, nivel en el intervalo t-30 minutos (en los últimos 40 minutos), en msnm.

6.4 Operación del subsistema de medición y procesamiento hidráulico

Actualmente, el subsistema de medición y procesamiento hidráulico está completamente terminado e inició operaciones en enero de 2006. Para este trabajo sólo se analizaron los registros de precipitación hasta junio de 2006.

6.4.1 Análisis de tormentas registradas

A la fecha no se tienen suficientes datos tanto de precipitación como de nivel de la superficie libre del agua en el río para evaluar su desempeño, pero de las tormentas registradas, el 15 de mayo de 2006 se presentó la máxima en este lapso de tiempo que corresponde a una precipitación de alrededor de 1.5 años periodo de retorno aproximadamente. De los datos almacenados por el subsistema, se construyeron los hietogramas de precipitación (figura 6.34) y las curvas masa de precipitación para cada estación (figura 6.35).



Figuras 6.34 Hietogramas de precipitación de las estaciones pluviométricas

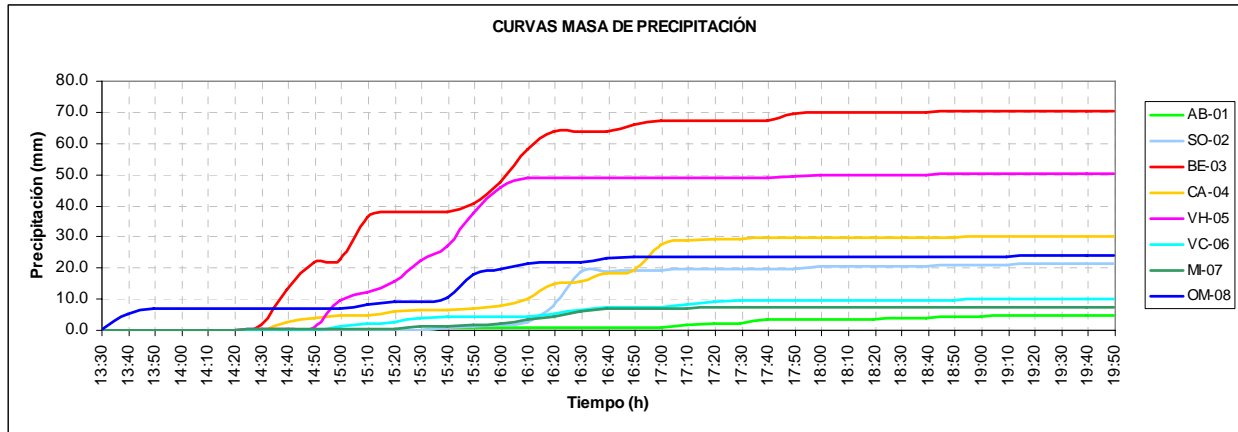
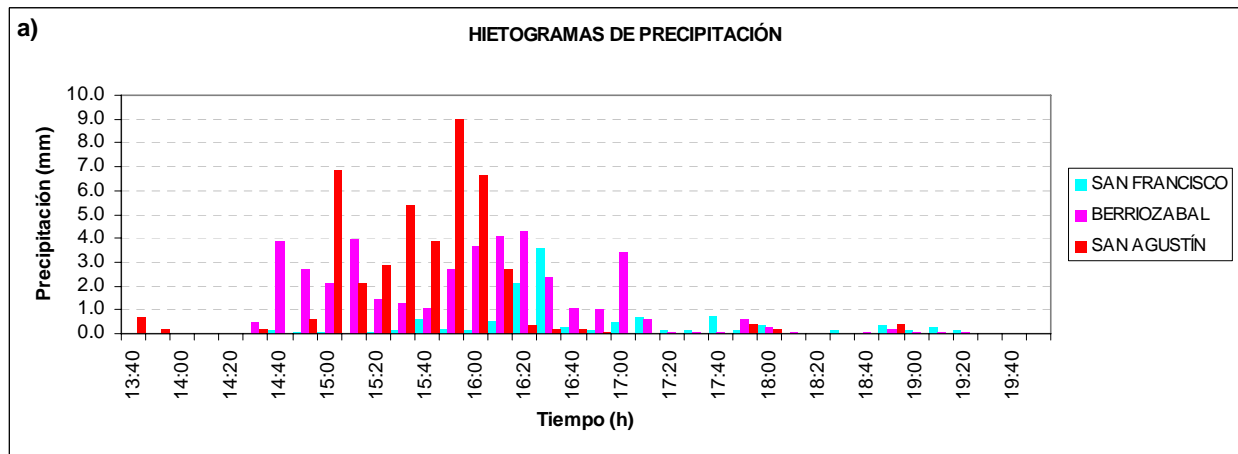
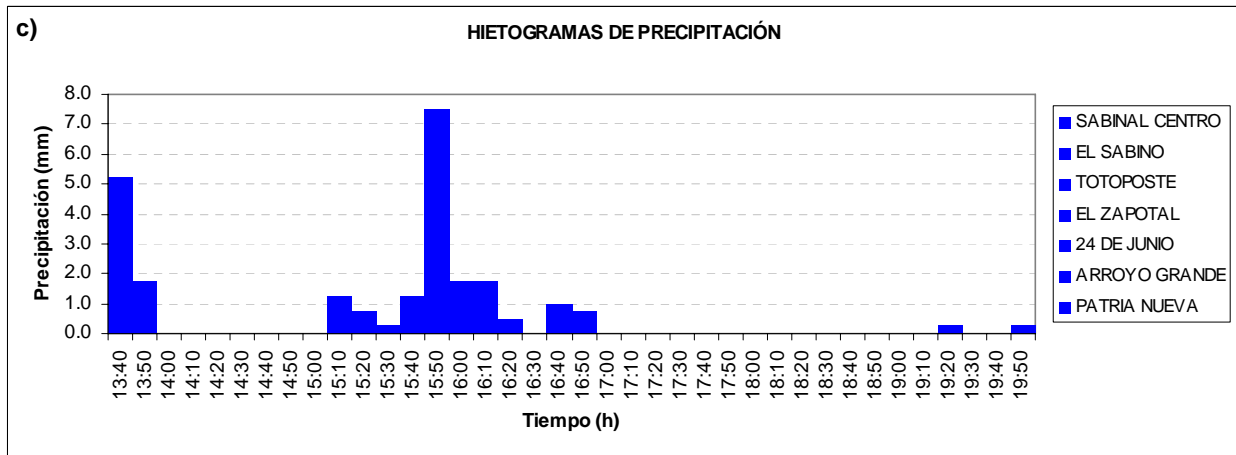
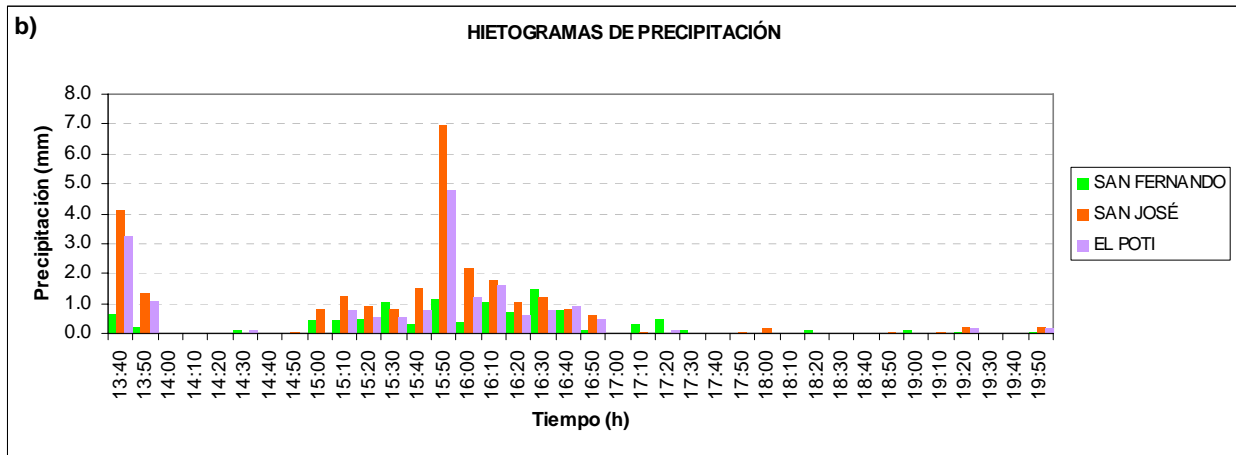


Figura 6.35. Curvas masa de las estaciones pluviométricas

Para comprender lo que el programa de procesamiento y análisis de datos realiza, a continuación se explica brevemente el procedimiento para la tormenta registrada.

Para cada intervalo de tiempo (10 minutos), una vez que la computadora “Hidráulica” recibe el paquete de datos enviados por la computadora “Telemetría”, el programa de procesamiento y análisis de datos, se encarga de calcular la precipitación media por subcuenca (figura 6.36), además en la figura 6.37 se muestran las curvas masas de precipitación para cada subcuenca.





Figuras 6.36 Hietogramas de precipitación media de las subcuencas

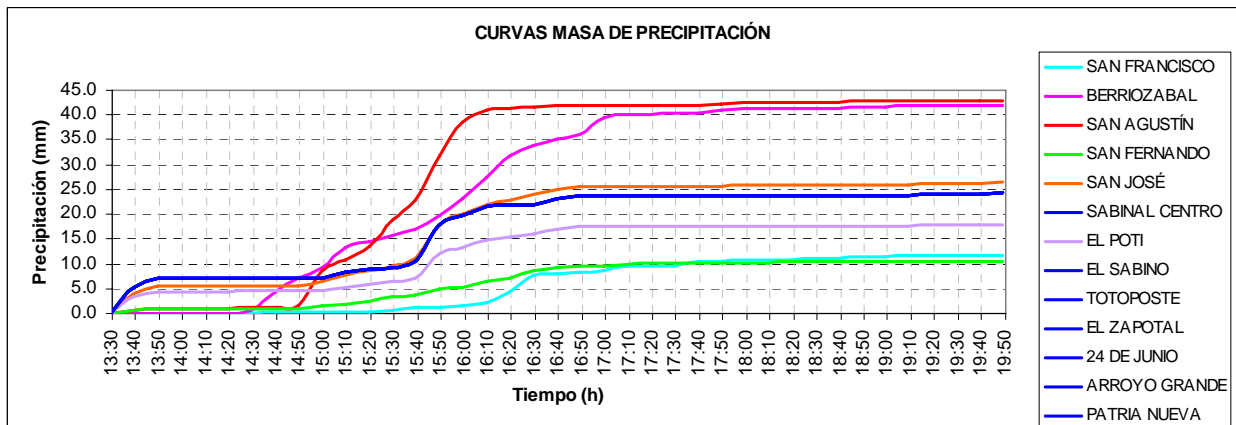


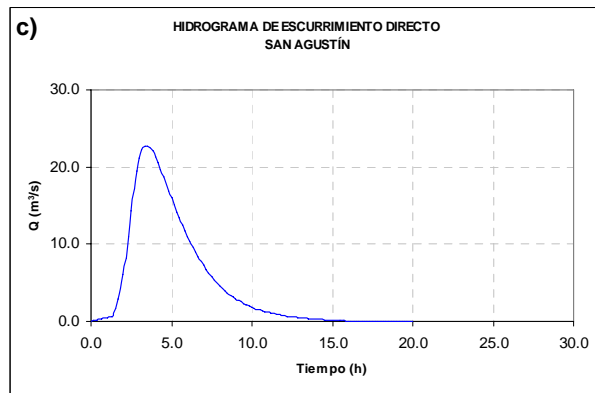
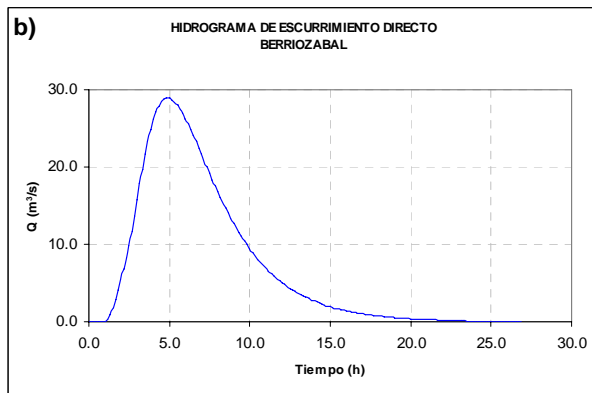
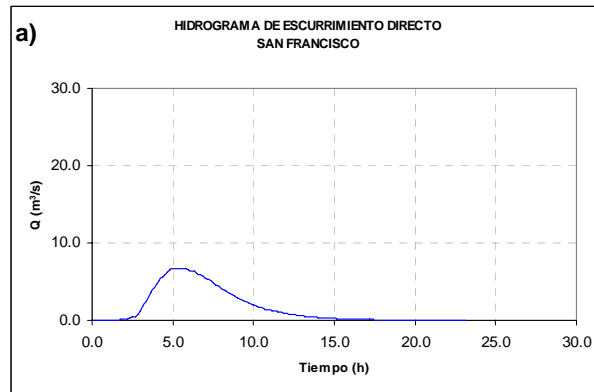
Figura 6.37. Curvas masa de las subcuencas

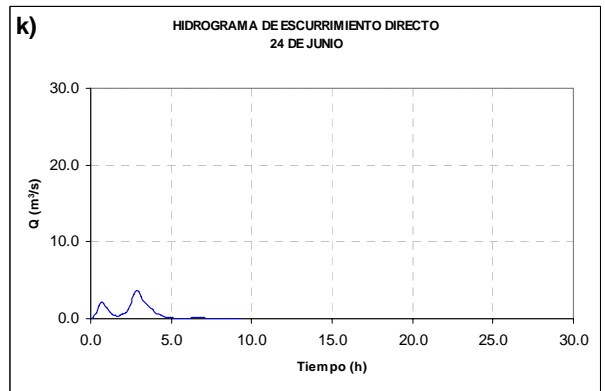
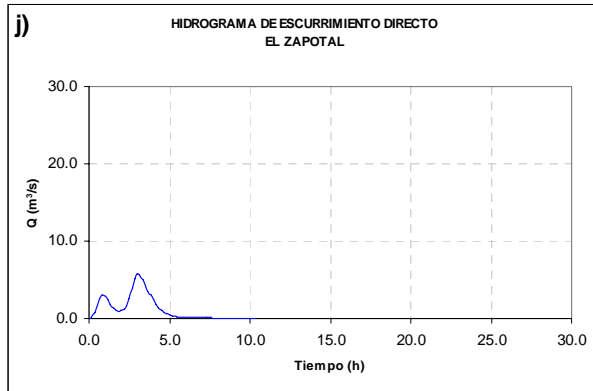
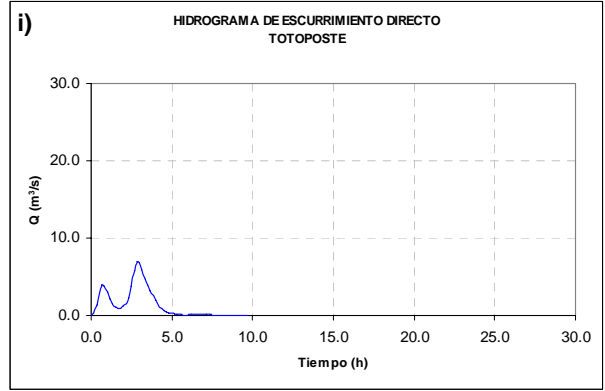
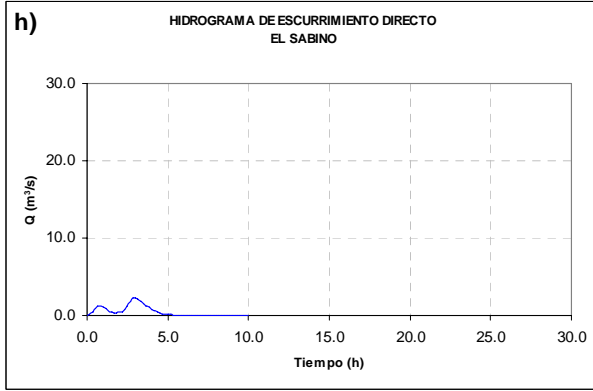
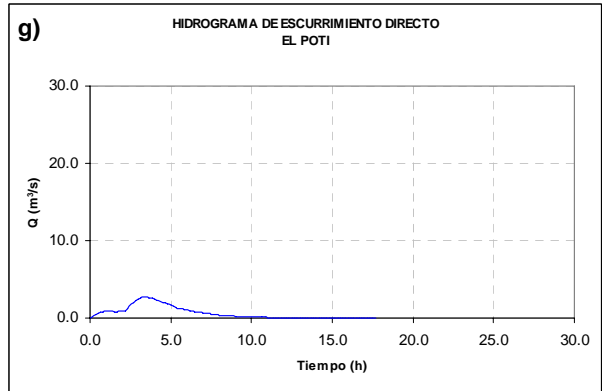
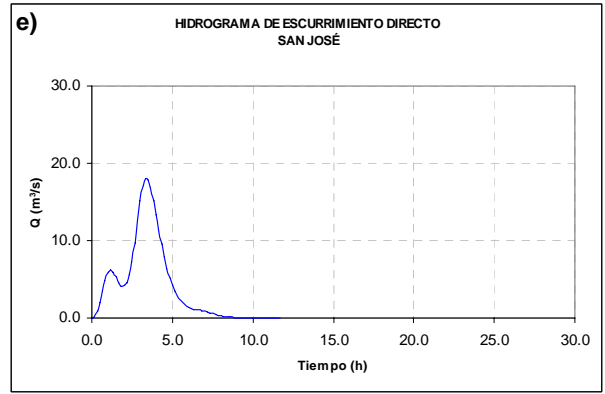
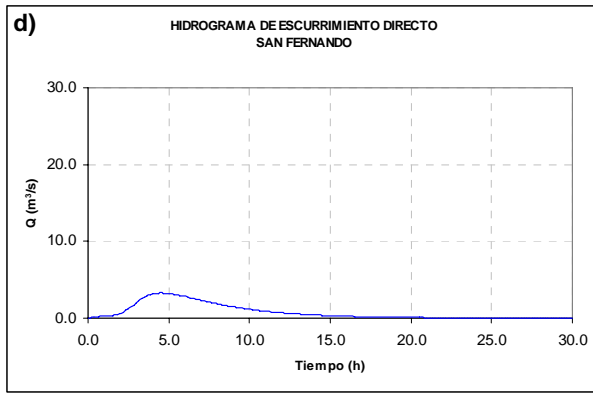
Enseguida compara ésta precipitación con los umbrales de precipitación correspondientes a un periodo de retorno de cinco años (tabla 6.26), en caso de ser sobrepasados activa las alarmas por precipitación (como se puede observar, para esta tormenta en particular no se activaron las alarmas por precipitación); posteriormente, estima la precipitación efectiva por subcuena (tabla 6.26).

Tabla 6.26 Comparación de la precipitación media en las subcuencas

ESTACIÓN		AB-01	SO-02	BE-03	CA-04	VH-05	VC-06	MI-07	OM-08	Precipitación media (mm)			
No.	SUBCUENCA	Precipitación (mm)								P (mm)	P _{TR=5} (mm)	C _e	P _e (mm)
		4.60	21.60	70.25	30.00	50.25	10.00	7.25	24.25				
01	SAN FRANCISCO	2.77	7.31	0.00	1.78	0	0	0	0	11.86	96.54	0.20	2.37
02	BERRIOZABAL	0	4.11	17.35	11.44	8.90	0.04	0	0	41.84	109.56	0.25	10.51
03	SAN AGUSTÍN	0	0	0	0	39.26	0	0.67	3.06	42.99	108.85	0.27	11.41
04	SAN FERNANDO	0	0	0	0	0.20	3.30	3.89	3.14	10.53	65.74	0.10	1.10
05	SAN JOSÉ	0	2.47	0	0	4.76	0	0	19.19	26.41	91.56	0.34	9.10
06	SABINAL CENTRO	0	0	0	0	0	0	0	24.25	24.25	58.96	0.17	4.01
07	EL POTI	0	0	0	0	0	0	2.71	15.18	17.89	60.04	0.08	1.44
08	EL SABINO	0	0	0	0	0	0	0	24.25	24.25	58.43	0.10	2.33
09	TOTOPOSTE	0	0	0	0	0	0	0	24.25	24.25	53.10	0.17	4.08
10	EL ZAPOTAL	0	0	0	0	0	0	0	24.25	24.25	51.75	0.16	3.96
11	24 DE JUNIO	0	0	0	0	0	0	0	24.25	24.25	52.92	0.15	3.52
12	ARROYO GRANDE	0	0	0	0	0	0	0	24.25	24.25	52.94	0.21	5.00
13	PATRIA NUEVA	0	0	0	0	0	0	0	24.25	24.25	55.50	0.10	2.54

Con los hietogramas de precipitación efectiva y los hidrogramas unitarios (figura 6.9 y 6.10 efectúa las convoluciones para obtener los hidrogramas de escurrimiento directo (figura 6.38).





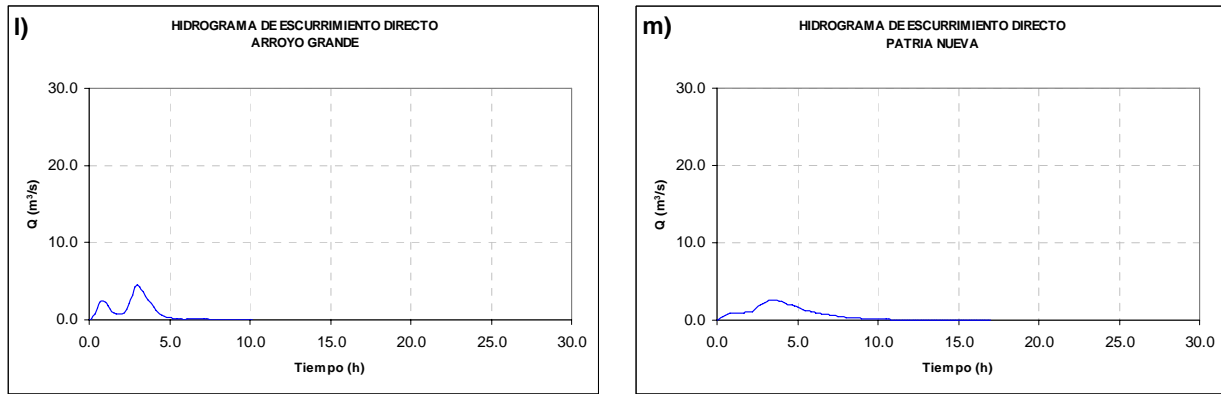


Figura 6.38. Hidrogramas de escurrimiento directo

A continuación realiza el tránsito de los hidrogramas dentro del cauce considerando las entradas en las diferentes secciones y realizando la suma de los hidrogramas según el esquema idealizado de la figura 6.28.

Por último, si la capacidad en algunos de los tramos del cauce no es suficiente para conducir el flujo producto de la precipitación, se activan las alarmas por escurrimiento.

Con los hidrogramas de escurrimiento directo producto de esta tormenta (figura 6.38), se llevó a cabo el tránsito de los mismos dentro del cauce del río Sabinal con el programa de simulación de flujo no permanente del Instituto de Ingeniería, UNAM, los resultados obtenidos nos indican que no fue necesario que se activaran las alarmas por escurrimiento, dado que ningún umbral del nivel de la superficie libre del agua fue superado según lo muestra la figura 6.39.

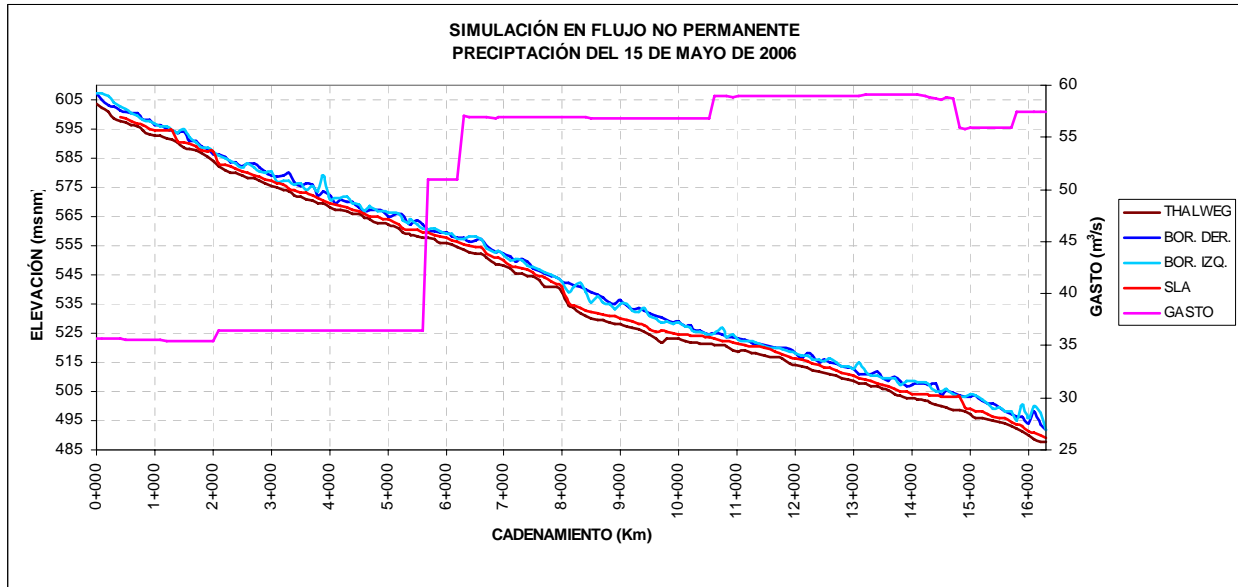


Figura 6.39. Resultados de la simulación en flujo no permanente

Finalmente, a manera de mostrar el comportamiento de la avenida dentro del cauce en la figura 6.40 se muestra el hidrograma resultado de la suma de todos los hidrogramas de entrada y el hidrograma de salida después de realizado el tránsito del mismo, en donde podemos ver la atenuación de por lo menos $8 \text{ m}^3/\text{s}$ y el retraso de más de una hora.

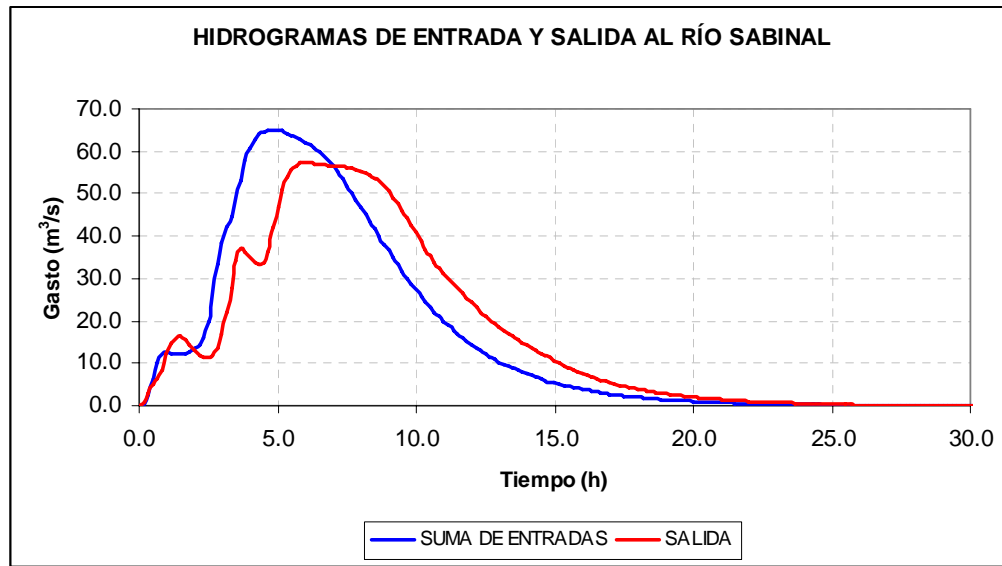


Figura 6.40. Hidrogramas de entrada y salida al cauce

7 CONCLUSIONES

Dentro de las acciones no estructurales o institucionales que se han implantado en México para reducir los daños por inundación están los Sistemas de Alerta Hidrometeorológica Temprana Municipal, en ciudades donde han ocurrido desastres de origen hidrometeorológico. Se han instalado en Acapulco, Guerrero, Tijuana, Baja California, Motozintla y Tapachula, Chiapas, Villa Hermosa, Tabasco, Álamo, Gutiérrez Zamora, Martínez de la Torre, Misantla, Poza Rica y Tecolutla, Veracruz, Monterrey, Nuevo León, y Chalco, Iztapaluca y Los Reyes La paz, México.

A más de ocho años de la instrumentación, instalación, operación y mantenimiento del primer sistema, el de Acapulco, Gro., se comentan algunos puntos importantes. En primer lugar se destaca que la operación adecuada de un SAHTM se ha convertido en una herramienta fundamental en la toma de decisiones para las autoridades con la finalidad de proteger la integridad física de la población y disminuir las pérdidas materiales, ya que permite determinar con antelación donde y a que hora se presentarán las inundaciones.

Otro aspecto importante que se debe tener en cuenta, es que casi todas las obras de ingeniería necesitan mantenimiento y tienen un periodo de vida útil, los SAHTM no son la excepción y por lo tanto estos requieren de una supervisión y mantenimiento preventivo de por lo menos una vez cada año y de preferencia antes de la temporada de lluvias para revisar el funcionamiento adecuado del equipo electrónico, reparar fallas de comunicación por interferencias o por descargas eléctricas, revisar el funcionamiento mecánico de los balancines de los pluviómetros que son fallas comunes al atascarse o taparse por la acumulación de basura o simplemente para corroborar el funcionamiento adecuado y la existencia y condiciones del equipo, sin lo cual el SAHTM funcionaría de forma incorrecta, llegando incluso a dejar de operar.

Por otro lado, no solamente desde el punto de vista de Protección Civil es importante el SAHTM, sino que además, los datos almacenados de la medición tanto de precipitación como del escurrimiento a intervalos de 10 minutos se han utilizado en estudios hidrológicos e hidráulicos con la finalidad de determinar avenidas de diseño para la construcción de obras hidráulicas con mayor certidumbre.

En el caso particular de la instalación del subsistema de medición y procesamiento hidráulico que es uno de los componentes de un SAHTM en la cuenca del río Sabinal, para advertir y prevenir de las consecuencias de una inundación en la ciudad de Tuxtla Gutiérrez, Chis., está integrado por dos puestos centrales de registro, ocho estaciones pluviométricas y tres estaciones hidrométricas y permite estimar con antelación los escurrimientos en diferentes tramos o secciones del cauce, a partir de mediciones de la precipitación en tiempo real dentro de la cuenca utilizando modelos lluvia-escurrimiento de parámetros concentrados. Al comparar los futuros escurrimientos producto de la precipitación que se está midiendo, con umbrales del nivel de la superficie libre del agua previamente establecidos y éstos son rebasados, implica que los bordos del cauce serán sobrepasados por el nivel de la superficie libre del agua y una situación de peligro por inundación está por presentarse, por lo que el color del semáforo por precipitación o escurrimiento cambiará de verde a amarillo o rojo.

El subsistema de medición y procesamiento hidráulico del SAHTM emite los pronósticos con base en un estudio hidrológico minucioso de la zona en estudio, como el presentado en este trabajo en donde a partir del uso de suelo y la fisiografía de la cuenca se determinaron los

hidrogramas unitarios de las subcuencas los cuales representan el comportamiento de las mismas en respuesta a una precipitación y los coeficientes de escurrimiento con el método de los números de escurrimiento para determinar la precipitación efectiva; de esta forma se puede obtener el escurrimiento directo realizando la convolución de los hidrogramas unitarios y el hietograma de precipitación efectiva. Por otro lado con el análisis de la precipitación histórica se determinaron umbrales de precipitación.

También fue necesario realizar un estudio hidráulico de los cauces del río Sabinal para conocer el comportamiento de la avenida al trasladarse de un sitio a otro aguas abajo por medio del tránsito de avenidas; en este trabajo para determinar los umbrales del nivel de la superficie libre del agua los cálculos se realizaron con un método de tipo hidráulico y el subsistema de medición y procesamiento hidráulico los realiza con uno de tipo hidrológico, que aunque es menos preciso en los resultados por tomar en cuenta menos variables, en estos casos son más adecuados porque el tiempo para realizar los cálculos es mucho menor y esto favorece en la toma de decisiones que tienen que hacer las autoridades, ya que en la cuenca del río Sabinal los tiempos para que se presenten los escurrimientos máximos van desde los 30 a los 140 minutos.

Las estaciones hidrométricas consisten en un limnómetro de dos metros de longitud el cual toma lecturas de la superficie libre del agua a distancias de 10 cm., cada 10 minutos. Aunque la idea de instalar limnómetros para calibrar los modelos lluvia-escurrimiento y con esto aumentar la confiabilidad de los pronósticos es válida, cuando se llegue a presentar una avenida, con las lecturas de dichos instrumentos no se podrá reproducirla totalmente porque no cubren el rango total de elevaciones de la superficie libre del agua, dado que la altura de los bordos del cauce del río Sabinal en las secciones donde fueron instalados llegan a tener hasta 5 metros a partir del thalweg, con lo cual se desaprovecharía una oportunidad de conocer y comprender la hidrología de las subcuencas y comportamiento de los cauces de forma adecuada, ya que con las mediciones tanto de precipitación como de escurrimiento se podrán estimar las pérdidas de precipitación con mayor precisión, además de ajustar algunos parámetros de los hidrogramas unitarios.

Un SAHTM se integra de otras partes tan importantes como son: el plan operativo contra inundaciones, el plan para restaurar las condiciones previas al desastres y el subsistema de información a la población, los cuales deben implantarse porque sin ellos, este tipo de proyectos quedaría incompleto y no se podrían aprovechar todas su bondades, dentro de las que se puede destacar están el conocer las zonas de peligro por inundación, a partir de las cuales en una primera instancia serviría para regular el uso de suelo y evitar los asentamientos humanos, y si éstos ya existiesen, se podrían realizar algunas acciones estructurales.

Como una forma de ejemplificar lo referente a las zonas con peligro por inundación mencionadas en el párrafo anterior, Fuentes et al, 2006, realizó un estudio de flujo bidimensional para la cuenca del río Sabinal en donde se concluye que para una tormenta con un periodo de retorno de 10 años en condiciones actuales, el río Sabinal desborda 2.884 hm³, inunda un área 2.653 km² y afecta aproximadamente a 16,744 personas con sus respectivas consecuencias. El 24.13 % del área inundada (0.64 km²), tiene una profundidad mayor a 0.60 m con la cual ocurre la mayoría de las pérdidas materiales en viviendas tipo I, II y III según la clasificación realizada por el CENAPRED; este tipo de viviendas son las predominantes en las zonas con peligro por inundación ubicadas en las márgenes del río Sabinal, inclusive llegando a alcanzar profundidades mayores de 5 m. en mucho menor proporción y que combinándose con las altas velocidades que en algunos puntos alcanza más de 2.0 m/s, como lo sucedido en años recientes, se podrían tener pérdida de vidas humanas; con todo esto, la implementación del Sistema de Alerta Hidrometeorológica Temprana Municipal en Tuxtla Gutiérrez, se vuelve fundamental para evitar o minimizar éstos daños.

Finalmente, en el corto tiempo de operación el subsistema de información y procesamiento hidráulico no ha sido probado bajo condiciones severas; es decir, que las precipitaciones que se presenten lleguen a activar las alarmas, pero su funcionamiento ha sido satisfactorio como lo ha demostrado con las precipitaciones registradas, tal es el caso de la ocurrida el 15 de mayo de 2006 con periodo de retorno de 1.5 años aproximadamente, pero que no fue suficiente para activar las alarmas de precipitación o de escurrimiento; una vez que se tengan un número determinado de mediciones, se podrá afinar la calibración de algunos parámetros como las pérdidas de precipitación y por supuesto los hidrogramas unitarios y así representar mucho mejor el proceso lluvia-escurrimiento en cada una de las subcuencas ya que según muestran los resultados obtenidos del tránsito de la avenida los gastos máximos en el cauce podrían estar un poco por arriba de los presentados (estos últimos no se pudieron medir debido a que aún no estaban en completo funcionamiento las estaciones hidrométricas), con lo cual se tendría una mayor confiabilidad en los pronósticos y por lo tanto un SAHTM del tipo ideal, y no caer en el caso conservador que es cuando en repetidas ocasiones se alertaría del peligro inútilmente, por lo que pronto dejaría de tomarse en cuenta y uno de tipo liberal podría ser de funestas consecuencias.

8 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

1. Aparicio, M. F. J. (2001). *Fundamentos de hidrología de superficie*. Editorial LIMUSA, México, 300 pp.
2. Aragón, H. J. L. (2003). *Uso de sistemas de información geográfica en hidrología aplicados a un sistema de alerta Hidrometeorológica*. Tesis de licenciatura, Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 93 pp.
3. Aragón, H. J. L., Cruz, G. J. A., Mendoza, F. J. E. y Fuentes, M. O. A. (2004). "Aplicación de un sistema de información geográfica para obtener los hidrogramas unitarios instantáneos geomorfológicos en la cuenca del río Sabinal en Chiapas". XVIII Congreso Nacional de Hidráulica, San Luis Potosí, México.
4. Berezowsky, V. M. (1980). *Escurrimiento a superficie libre*. Hidrotecnia, Manual de Obras Civiles, Comisión Federal de Electricidad, México.
5. Berezowsky, V. M. y Jiménez, C. A. A. (1995). *Flujo no permanente en ríos*. Capítulo 6, Manual de Ingeniería de Ríos, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 139 pp.
6. Bitrán, B. D. (2000). *Características e impacto socioeconómico de los principales desastres ocurridos en México en el periodo 1980-1999*. CENAPRED, México, 106 pp.
7. Campos, A. D. F. (1998). *Procesos del ciclo hidrológico*. Facultad de Ingeniería, UASLP, México.
8. Centro Nacional de Prevención de Desastres (2001). *Diagnostico de Peligros e identificación de riesgos de desastres en México*. 225 pp.
9. Chow, V. T., Maidment, D. R. y Mays, L. W. (1994). *Hidrología Aplicada*. Editorial Mc Graw Hill, Santa Fé de Bogota, Colombia, 584 pp.
10. Comisión Nacional del Agua (2005). Datos de las estaciones climatológicas del sistema CLICOM.
11. Domínguez, M. R., Fuentes, M. O. A., De Luna, C. F., Cruz, G. J. A., López, E. J. G. y Aragón, H. J. L. (2005). *Estudio hidrológico, hidráulico y de control de inundaciones del río Sabinal (Aspectos Hidrológicos)*. Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 51 pp.
12. Eslava, M. H. (1997). *Programación y aplicación del hidrograma unitario instantáneo geomorfológico*. Tesis de maestría, Maestría en Ingeniería Hidráulica, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 74 pp.
13. Fuentes, M. O. A., Aragón, H. J. L., Cruz, G. J. J., De Luna, C. F. (2006). "Modelo numérico de flujo bidimensional para la planeación de acciones en llanuras de inundación de zonas urbanas". XIX Congreso Nacional de Hidráulica, Cuernavaca, Morelos, México.

14. Fuentes, M. O. A., Domínguez, M. R., De Luna, C. F., Cruz, G. J. A., Aragón, H. J. L. y López, E. J. G. (2005). *Estudio hidrológico, hidráulico y de control de inundaciones del río Sabinal (Aspectos Hidráulicos)*. Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
15. Fuentes, M. O. A., Franco, S. M. A., González, P. J., Jiménez, E. M., Quass, W. R., Cruz, G. J. A., Aragón, H. J. L., López, E. J. G., Ávila, L. A. A. y De Luna, C. F. (2006). *Sistema de Alerta Hidrometeorológica para la cuenca del río Sabinal en la ciudad de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas*. Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
16. Fuentes, M. O. A. y Franco, V. (1992). *Estudio hidrológico para obras de protección*. Capítulo 3, Manual de Ingeniería de Ríos. Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 151 pp.
17. Fuentes, M. O. A., Quass, W. R., Jiménez, E. M., Franco, S. M. A., Eslava, M. H. y González, P. J. (2002). *Sistemas de Alerta Hidrometeorológica en Acapulco, Tijuana, Motozintla, Tapachula y Monterrey*. CENAPRED, México, 97 pp.
18. Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (1997). Cartas topográficas. Escala: 1:50,000, Chicoasen (E15C59) y Tuxtla Gutiérrez (E15C69), México.
19. Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (1997). Modelos Digitales de Elevaciones. Escala: 1:50,000, Resolución: 50 m, Chicoasen (E15C59) y Tuxtla Gutiérrez (E15C69), México.
20. Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática. Uso de suelo y vegetación. México.
21. López, E. J. G. y Vázquez, D. E. D. (2003). *Distribución espacial y temporal de la precipitación en la cuenca del río Sabinal*. Tesis de licenciatura, Ingeniería Civil, UNACH, México, 70 pp.
22. Maza, A. J. A. y Franco, V. (1997). *Obras de protección para control de inundaciones*. Capítulo 15, Manual de Ingeniería de Ríos, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 185 pp.
23. Ravelo, G. A. (2005). *Métodos hidráulicos e hidrológicos para el tránsito de avenidas en cauces*. Tesis de maestría, Maestría en Ingeniería Hidráulica, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 91 pp.
24. Salas, S. M. A. y Domínguez, M. R. (2004). *Inundaciones*. CENAPRED, México, 53 pp.
25. Sánchez, B. J. L. y Fuentes, M. O. A. (1986). *Método alternativo para la evaluación de efectos transitorios en canales*. Comisión Federal de Electricidad, México.
26. SIAT (2000). Coordinación General de Protección Civil, Secretaría de Gobernación, México.
27. Sotelo, A. G. (2002). *Hidráulica de canales*. DICTyG, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 836 pp.
28. UNACH (2004). *Topografía del cauce del río Sabinal en la zona urbana*.

ANEXO A

Graficas de las secciones correspondientes al cauce del río Sabinal a lo largo de más de 16 kilómetros dentro de la zona urbana.

