



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

*TORMENTAS DE DISEÑO PARA LAS CUENCAS
DE LOS RÍOS SAN FRANCISCO Y SANTO DOMINGO,
EN EL VALLE DE MÉXICO*

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A :
TANIA PAOLA ROBLES MONTERO



DIRECTOR DE TESIS: DR. RAMÓN DOMÍNGUEZ MORA

MÉXICO, D.F

2010



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Con Cariño,

A mis padres, Graciela y Guillermo, por lo que hicieron y lo que dejaron de hacer para que yo sea quien soy.

A mi hermano, Carlos, que por las buenas y por las malas tanto contribuyó a mi educación.

A mis otros hermanos, Alejandro, Damián y Rebeca, que sin serlo terminaron siéndolo.

A mis amigos de siempre, Abril, Leticia, Omar y Fer, por acompañarme hasta aquí.

A mis amigos piñones, Omar y Gustavo, por las desveladas haciendo proyectos, por las camineras y por todo lo que hemos pasado juntos.

Al Dr. Ramón, porque le robó tiempo al tiempo para ayudarme, y siempre lo hizo con una sonrisa.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, y en especial a la Facultad de Ingeniería, por darme muchísimo más que un título. Por enseñarme que por mi raza hablará el espíritu.

Gracias,

A mis sinodales.

*A los profesores que me han hecho amar
la ingeniería y la hidráulica.*

A Marco, Fermin, Martín y Héctor.

*Al Instituto de Ingeniería, a la Dra. Judith Ramos,
a los amigos que allí conocí.*

*A todas aquellas personas que de una u otra forma ayudaron
a que llegara el día en que escribo estas líneas.*

...Y miraron y volvieron a asombrarse de la profundidad del agua, el agua que corría y lamía la garganta de los pilares. La orilla opuesta estaba velada por la lluvia, haciendo que desapareciera la perspectiva del puente; sólo los remolinos y las rompientes indicaban, río arriba, dónde estaban los pilares; y río abajo, el río cautivo, ya libre, se había extendido como un mar por el horizonte. Entonces pasaron rápidamente, arrastrados por la corriente, hombres y bueyes muertos, mezclados aquí y allá con un trozo de tejado de paja que se disolvía al tocar un pilar...

...El Gobierno escucharía, tal vez, pero los suyos le juzgarían por su puente, según aguantara o cayera. Lo examinó mentalmente, plancha a plancha, arcada a arcada, pilar a pilar, recordando, comparando, evaluando y calculando de nuevo por si hubiera algún error; y a menudo, durante largas horas y entre el trajín de las fórmulas que bailaban y revoloteaban delante de él, un helado temor le oprimía el corazón. Por su parte, la suma era indiscutible, ¿pero quién podía conocer la aritmética de Madre Gunga? Posiblemente, mientras él estaba equilibrando todo con la tabla de multiplicar, el río podría estar socavando minas en el fondo de cualquiera de esos pilares de ochenta pies que sostenían su reputación...

...Una cálida somnolencia se apoderó de Findlayson, el Ingeniero Jefe, cuyo deber era estar junto al puente. Las pesadas gotas de lluvia le golpeaban con mil pequeños hormigueos excitantes y todo el peso del tiempo, desde su creación, le cayó pesadamente sobre los párpados. Pensaba y percibía que estaba completamente seguro porque el agua era tan sólida que seguramente un hombre podría pisarla...

Fragmentos de «Los constructores de puentes»

Escrito por Rudyard Kipling

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	8
1. ZONA DE ESTUDIO: CUENCAS DE LOS RÍOS SAN FRANCISCO Y SANTO DOMINGO	10
1.1. Descripción de las cuencas de los ríos San Francisco y Santo Domingo	12
1.1.1. Cuenca del río San Francisco	12
1.1.2. Cuenca del río San Rafael	12
1.1.3. Cuenca del río Santo Domingo	13
1.2. Características generales de la zona de estudio	14
1.2.1. Clima	14
1.2.2. Topografía	16
1.2.3. Tipo y uso de suelo	17
1.3. Hidrología superficial	18
1.3.1. Conceptos básicos de hidrología superficial	19
1.3.2. Características fisiográficas de la cuenca del río San Francisco	21
1.3.3. Características fisiográficas de la cuenca del río Santo Domingo ..	22
1.3.4. Diferencias y similitudes entre las cuencas pertenecientes a la zona de estudio	23
1.4. Problemática de la zona de estudio	24
1.4.1. Zona Metropolitana del Valle de México	24
1.4.2. Inundaciones	26
1.4.3. Motivo de la realización del presente trabajo	28
1.4.4. Objetivos	29
1.4.5. Hipótesis	30

2. ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN DISPONIBLE DE LLUVIAS OCURRIDAS EN LA ZONA DE ESTUDIO	31
2.1. Tipos de bases de datos para estaciones meteorológicas e hidrométricas ..	32
2.1.1. Base de Datos Climatológica Nacional	32
2.1.2. Base de datos BANDAS	32
2.2. Estaciones meteorológicas e hidrométricas ubicadas en la zona de estudio	32
2.2.1. Estaciones meteorológicas	32
2.2.2. Estaciones hidrométricas	34
2.3. Datos disponibles de lluvias y escurrimientos	37
2.3.1. Datos disponibles de lluvias	37
2.3.2. Datos disponibles de escurrimiento	38
2.4. Análisis de la información	39
2.4.1. Análisis estadístico de datos hidrológicos	39
2.4.2. Distribución Gumbel	41
2.4.3. Análisis de los datos de precipitación	43
2.4.4. Análisis de los datos de escurrimiento	45
3. ESTIMACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO	48
3.1. Conceptos básicos sobre el escurrimiento	48
3.1.1. Escurrimiento	48
3.1.2. Análisis de hidrogramas	50
3.1.3. Relaciones lluvia-escurrimiento	51
3.1.4. Coeficiente de escurrimiento	58
3.1.5. Factores que afectan al escurrimiento	61

3.2. Cálculo de los coeficientes de escurrimiento	61
3.2.1. Recomendaciones del Manual de Hidráulica Urbana	61
3.2.2. Coeficientes propuestos por Aparicio	62
3.2.3. Coeficiente determinado a partir del volumen de escurrimiento y del volumen de precipitación	63
3.2.4. Coeficientes empleados en el cálculo del escurrimiento	64
4. CÁLCULO DEL ESCURRIMIENTO	66
4.1. Estudio elaborado por el Instituto de Ingeniería en el año 2000	66
4.1.1. Subcuencas del río Santo Domingo	66
4.1.2. Subcuencas del río San Francisco	70
4.2. Observaciones y modificaciones propuestas	75
4.2.1. Respecto a las subcuencas del río Santo Domingo	75
4.2.2. Respecto a las subcuencas del río San Francisco	76
4.3. Determinación de las tormentas y avenidas de diseño del río Santo Domingo .	77
4.3.1. Revisión del factor de ajuste por periodo de retorno	77
4.3.2. Duración de la tormenta	78
4.3.3. Avenidas de diseño	79
4.4. Determinación de las avenidas de diseño del río San Francisco	82
4.4.1. Análisis de regresión	82
4.4.2. Cálculo de los gastos máximos	83
4.4.3. Forma de las avenidas	88
5. CONCLUSIONES	90
ANEXO A	94
ANEXO B	100
BIBLIOGRAFÍA	104

INTRODUCCIÓN

La Cd. de México ha sufrido grandes inundaciones a través de su historia, desde la época prehispánica hasta la actualidad, debido a que se ubica en una cuenca cerrada cuyas únicas salidas han sido abiertas artificialmente.

El acelerado crecimiento de la población ha generado una problemática urbana cada día más difícil de enfrentar. La falta de agua potable es uno de los mayores problemas, lo que hace necesario importar agua de cuencas vecinas, y esta agua a su vez debe ser desalojada a otras cuencas. El agua que no proviene de los alrededores, se extrae de los mantos acuíferos, lo que ha provocado hundimientos de hasta 40 cm por año en algunas zonas del centro y el oriente de la ciudad. Las condiciones anteriores han convertido en un reto a la ingeniería el drenaje de aguas pluviales y residuales provenientes de la ciudad.

En la Zona Metropolitana del Valle de México se asienta el 20 % de la población total del país, es decir, aproximadamente 20 millones de personas, de quienes más del 50 % vive en los municipios aledaños al D.F. Entre los municipios del Estado de México que forman parte de la zona metropolitana, se encuentran los municipios de Chalco, Valle de Chalco Solidaridad e Ixtapaluca, los cuales, ubicados al nororiente de la ciudad, se ven afectados por la problemática antes mencionada.

La urbanización de la zona ha acrecentado la vulnerabilidad de la población a las inundaciones. El río de La Compañía, que drena las aguas que recibe de los ríos Santo Domingo y San Francisco, así como las aguas residuales originadas en el nororiente de la ciudad, hacia el Gran Canal, frecuentemente funciona a su máxima capacidad, debido a las avenidas que se presentan por las precipitaciones ocurridas en la temporada de lluvias. Asimismo, el hundimiento de la ciudad se refleja en las fisuras que sufre el canal de la Compañía.

Una de las inundaciones más devastadoras en el Valle de Chalco, se presentó el 31 de mayo del 2000, cuando el río de la Compañía rebasó su capacidad y se desbordó, afectando a los tres municipios. Desde entonces, diversas medidas han sido llevadas a cabo, desde el reforzamiento del tablaestacado y el desazolve del río de la Compañía, hasta el inicio de la construcción del túnel del río de La Compañía y la construcción de la laguna de regulación “La Gasera”, en la confluencia del río San Francisco con el río de La Compañía.

Sin embargo, estas medidas no son suficientes para la adecuada regulación del río de La Compañía, pues sus principales aportes provienen de las cuencas de los ríos San Francisco y Santo Domingo, cuyos cauces deben de ser controlados, para lo cual se está proyectando la construcción de siete presas reguladoras.

Para lograr los resultados esperados de la construcción de tales presas, se requiere de un diseño basado en los estudios previos necesarios, entre los cuales se cuentan los estudios hidrológicos.

Una buena estimación del caudal que recibirán las presas, implica mayor seguridad para la población que habita el área circundante al río de La Compañía. Por lo tanto, es necesario realizarla considerando todos los factores que sean factibles de incluir en el cálculo.

En el capítulo I se describen las principales características físicas y fisiográficas de ambas cuencas, con el fin de conocer los principales factores que influyen en el escurrimiento de la zona de estudio. Además, se presenta la problemática de la zona de estudio, cómo se ha urbanizado y las consecuencias que ello ha tenido.

El capítulo II comienza con la mención de las principales bases de datos climatológicos e hidrométricos que se utilizan en el país, para después presentar la información disponible de lluvias y escurrimientos de la zona de estudio. A continuación, se proporciona una breve explicación de los métodos estadísticos mediante los cuales se realizó el análisis estadístico presentado al final de este capítulo.

El capítulo III consiste en una recapitulación de los conceptos básicos relacionados con el escurrimiento y la determinación del coeficiente de escurrimiento. Después de lo cual, algunos de estos conceptos son aplicados con el fin de obtener un coeficiente que sea seguro pero no demasiado conservador.

Al inicio del capítulo IV, se describen los resultados de un estudio elaborado para la zona de estudio por el Instituto de Ingeniería en el año 2000. Posteriormente, se indican cuáles son las razones por las que estos resultados no son completamente adecuados, y se realiza el cálculo de las avenidas de diseño para las cuencas de aportación de las presas.

Por último, en el capítulo V, se presentan las conclusiones obtenidas en el desarrollo del presente trabajo.

1. ZONA DE ESTUDIO: CUENCAS DE LOS RÍOS SAN FRANCISCO Y SANTO DOMINGO

Para mejorar la gestión de los recursos hídricos, la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) ha dividido al país en trece Regiones Hidrológico-Administrativas (RHA); cada una de las cuales es una agrupación de cuencas, cuyo límite coincide con la división municipal, con el fin de facilitar la integración de la información socioeconómica.

Cabe destacar que en las Regiones Hidrológico-Administrativas XIII Aguas del Valle de México, I Río Bravo, VIII Lerma- Santiago-Pacífico y IV Balsas, se concentra la mayor parte de la actividad económica del país, con dos terceras partes del Producto Interno Bruto nacional (CONAGUA, 2008).

Las trece RHA en las que se divide el país, a su vez agrupan 37 Regiones Hidrológicas (RH). La RHA XIII forma parte de la Región Hidrológica 26, Pánuco (RH-26). La zona de estudio se ubica en el Estado de México, al oriente de la Ciudad de México, en el sureste de la RHA XIII Aguas del Valle de México (fig.1.1).



Figura 1.1. Regiones hidrológicas y ubicación de la zona de estudio

Originalmente, la cuenca del Valle de México era una cuenca endorreica, hasta que, mediante obras de ingeniería, la cuenca fue drenada por el Tajo de Nochistongo y el Gran Canal de Desagüe, cuyas salidas se ubican en el noreste de la cuenca.

Al oriente del estado de México se localiza el río de La Compañía, el cual drena los escurrimientos provenientes de la Sierra Nevada y del Volcán Iztaccíhuatl. El río de La Compañía desemboca en el Dren General del Valle, el cual a su vez vierte en el Gran Canal de Desagüe.

Al río de La Compañía llegan, adicionales a los escurrimientos provenientes del Iztaccíhuatl y la sierra circundante, los escurrimientos generados en los municipios conurbados del oriente de la Ciudad de México, entre los cuales se encuentran los municipios de Chalco e Ixtapaluca.

El río de La Compañía inicia su curso en la confluencia de los ríos San Rafael y San Francisco, aproximadamente 3 km al sur de la localidad de Ixtapaluca.

El río San Rafael, denominado Miraflores en su tramo inicial, se forma por los numerosos arroyos y ríos que bajan del lado noroeste del volcán Iztaccíhuatl.

Los tributarios del río San Francisco se forman en la Sierra Nevada, en las laderas de los cerros Yeloxóchitl, Telapón y Los Potreros. Los afluentes más importantes son los ríos La Cruz, Las Jícaras y Zoquiapan.

Aproximadamente 1.3 km aguas arriba de la confluencia de los ríos San Francisco y San Rafael, se une a éste último su principal afluente, el Río Santo Domingo, el cual baja del Cerro Los Potreros y a su vez tiene como principal tributario al río Xaltocan.

Las cuencas tributarias de los ríos San Rafael, San Francisco y Santo Domingo, constituyen las cuencas que aportan mayor volumen de escurrimiento al río de La Compañía. Actualmente, estas tres cuencas son controladas por medio de la Laguna de Regulación La Gasera, ubicada en la confluencia de los ríos San Francisco y San Rafael con el río de La Compañía, aguas arriba de la cabecera municipal de Chalco.

La rápida urbanización de la zona y la disminución de la capacidad hidráulica del río de La Compañía han aumentado la vulnerabilidad a inundaciones de las localidades cercanas a él. Por lo anterior, en 2007 se iniciaron las obras para entubarlo; sin embargo, la construcción de la Laguna La Gasera y el entubamiento del río, no constituyen medidas suficientes para el control de las inundaciones que año con año se sufren en ésta zona. Ante esta situación se requiere regular los principales afluentes del río de La Compañía, es decir, los ríos San Francisco y Santo Domingo, para lo cual es necesario conocer el comportamiento de sus cuencas.

1.1. Descripción de las cuencas de los ríos San Francisco y Santo Domingo

1.1.1. Cuenca del río San Francisco

La cuenca del río San Francisco se ubica en el municipio de Ixtapaluca, al norte del municipio de Chalco, entre las coordenadas 19° 17' 25" y 19° 23' 25" Norte y entre 98° 43' 10" y 98° 54' 5" Oeste.

De forma prácticamente rectangular (ver fig.1.2), la cuenca se alarga en dirección este-oeste y se estrecha hacia su extremo oriente, el cual va del Cerro Yeloxóchitl al Cerro Telapón. Aproximadamente, su longitud de este a oeste es de 18 km, y en dirección norte-sur de 8 km, comprendiendo un área de 131.42 km².

Las principales poblaciones ubicadas dentro de la cuenca del río San Francisco son: Ixtapaluca, San Francisco Acuautla y General Manuel Ávila Camacho.

El río San Francisco se alimenta de diversos arroyos y corrientes, siendo las que aportan mayor caudal: La Cruz, Texcahuey, Las Jícaras, el Olivar y Zoquiapan.

1.1.2. Cuenca del río San Rafael

Al sur de la cuenca del río San Francisco, se ubica la cuenca del río San Rafael (ver fig. 1.2), cuyo límite, en el oriente, casi coincide con la carretera México-Puebla. Ocupa principalmente los municipios de Chalco y Tlalmanalco, y parte de Ixtapaluca y Cocotitlán. Sus coordenadas son: al sur 19° 10' 30" N y al norte 19° 17' 25" N; al oriente 98° 38' 20" O y al poniente 98° 53' 20" O.

En su extremo noreste se encuentra el Cerro Telapón, en el sureste el Cerro La Trampa y en el noroeste la Laguna La Gasera, formado un romboide con diagonales de dirección noreste-suroeste y noroeste-sureste de aproximadamente 25 km, posee un área de 293.50 km².

En la cuenca San Rafael se localizan las localidades de San Marcos Huixoco, San Lucas Amalinalco, San Gregorio Cuatzingo, San Martín Cuatlapan, Santa María Huexoculco, Miraflores, Tlalmanalco de Velázquez, Pueblo Nuevo y San Rafael.

1.1.3. Cuenca del río Santo Domingo

El afluente del río San Rafael de mayor importancia es el río Santo Domingo, que desemboca en él, aproximadamente, 1.3 km aguas arriba de la confluencia de los ríos San Francisco y San Rafael.

La cuenca del río Santo Domingo se ubica en el norte de la cuenca del río San Rafael (ver fig. 1.2), entre las coordenadas 19° 16' 35" y 19° 21' 5" y Norte y entre 98° 43' 20" y 98° 52' 40" Oeste, abarcando un área de 33.42 km². La mayor parte de su superficie se encuentra en el municipio de Ixtapaluca y una pequeña área en el municipio de Chalco

Por su comportamiento hidrológico, similar al de la cuenca del río San Francisco, en este trabajo la subcuenca del río Santo Domingo se analizará de forma independiente a la cuenca del río San Rafael.

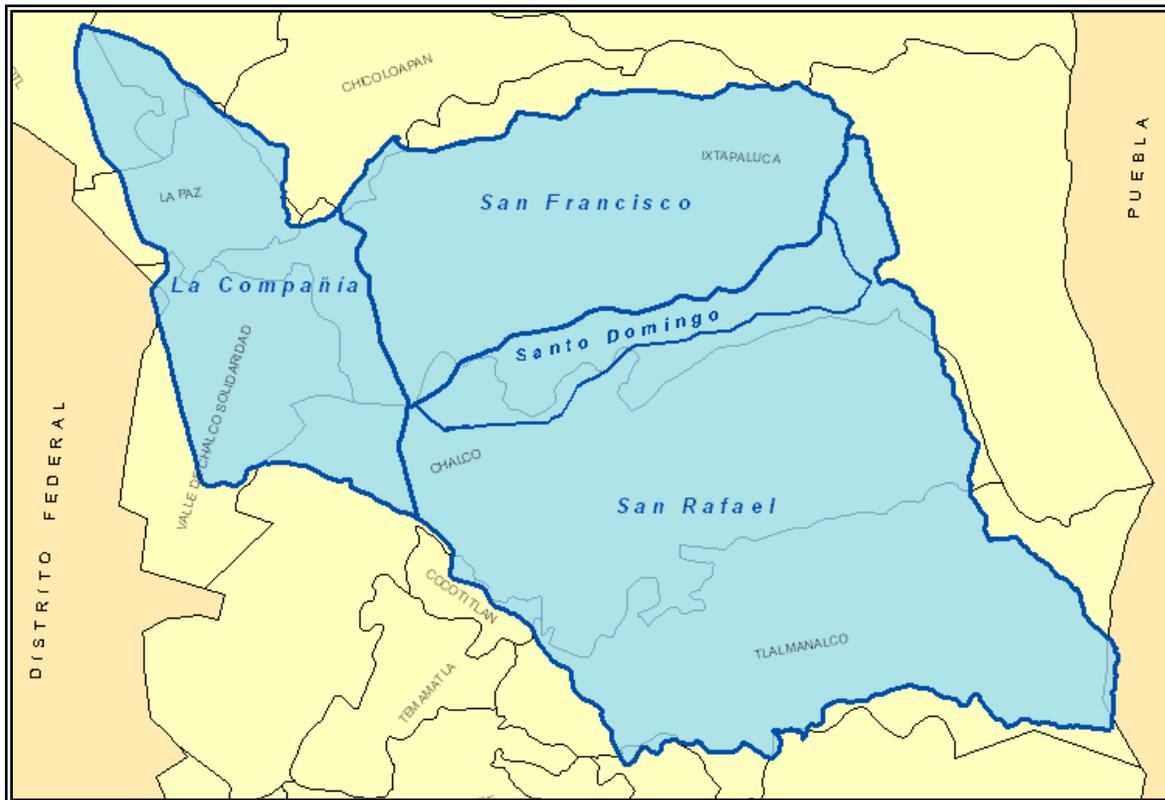


Figura 1.2. Cuencas de los ríos de La Compañía, San Francisco, San Rafael y Santo Domingo

1.2. Características generales de la zona de estudio

1.2.1. Clima

En México, para el estudio del clima, el INEGI (2001) considera la clasificación de Köppen, modificada por García (1988, en Soto et. al., 2001). La clasificación climatológica de Köppen (1948, en Soto et. al., 2001) emplea datos que por lo general se tienen disponibles, como la temperatura media y la precipitación total. Las modificaciones realizadas por García tuvieron por objeto una mejor definición de los climas existentes en el país.

Las cuencas de los ríos San Francisco, San Rafael y Santo Domingo, por su latitud, se localizan en el área intertropical, por lo que la temperatura debería ser alta; sin embargo, a su vez se ubican en el Eje Neovolcánico, lo que modifica esa condición y contribuye a que prevalezcan temperaturas bajas.

La distancia que hay del mar a la zona de estudio, junto con las sierras aledañas, propicia que los climas sean considerados continentales, pues no tienen influencia marítima. Como consecuencia de lo anterior, el mes más cálido se presenta antes del solsticio de verano, el ascenso de temperatura después de estos meses es interrumpido por el inicio de la temporada de lluvias. Asimismo, prevalece la precipitación convectiva, es decir, ocasionada por el enfriamiento del aire que asciende debido al calentamiento propiciado por la superficie de la Tierra; efecto que se produce en la estación más calurosa del año, y en las horas más calientes del día (INEGI, 2001).

Las condiciones de temperatura y humedad mencionadas, han dado lugar al clima semifrío en los cerros y serranías del oriente de la zona de estudio, y al clima templado que se presenta en la zona plana del poniente. Variando ligeramente en franjas verticales, de oriente a poniente, de la forma siguiente (*Figura 1.3*):

- Semifrío, subhúmedo con verano fresco largo, $Cb'(w2)$.
- Templado, subhúmedo. Con lluvias de verano con índice P/T mayor de 55, $C(w2)$.
- Templado, subhúmedo. Con lluvias de verano con índice P/T entre 43.2 y 55 $C(w1)$.
- Templado, subhúmedo. Con lluvias de verano con índice P/T menor a 43.2, $C(w0)$.

El índice P/T, conocido como índice de pluviosidad de Lang, es el cociente de la precipitación total anual, en mm, y la temperatura, en grados centígrados; se utiliza como indicador de la humedad de una zona. En la zona de estudio, la precipitación disminuye conforme se desciende de la sierra al valle, de oriente a poniente; esto genera características climatológicas similares en toda la zona, con temperatura media anual entre 5 y 12° C; en enero, mes más frío del año, la temperatura oscila entre 3 y 18° C, mientras que en mayo, mes más cálido del año, es menor a 22° C.

La precipitación en el mes más seco (abril) es menor a 40 mm, mientras que el porcentaje de lluvia invernal es del 5 al 10.2% del total anual, por lo que se tiene un régimen pluviométrico de verano. La precipitación media anual en casi toda el área de estudio es de 800 a 1200 mm, excepto en la zona poniente de la cuenca del río San Francisco y el extremo noroeste de la cuenca del río Santo Domingo, donde disminuye al intervalo de 600 a 800 mm.

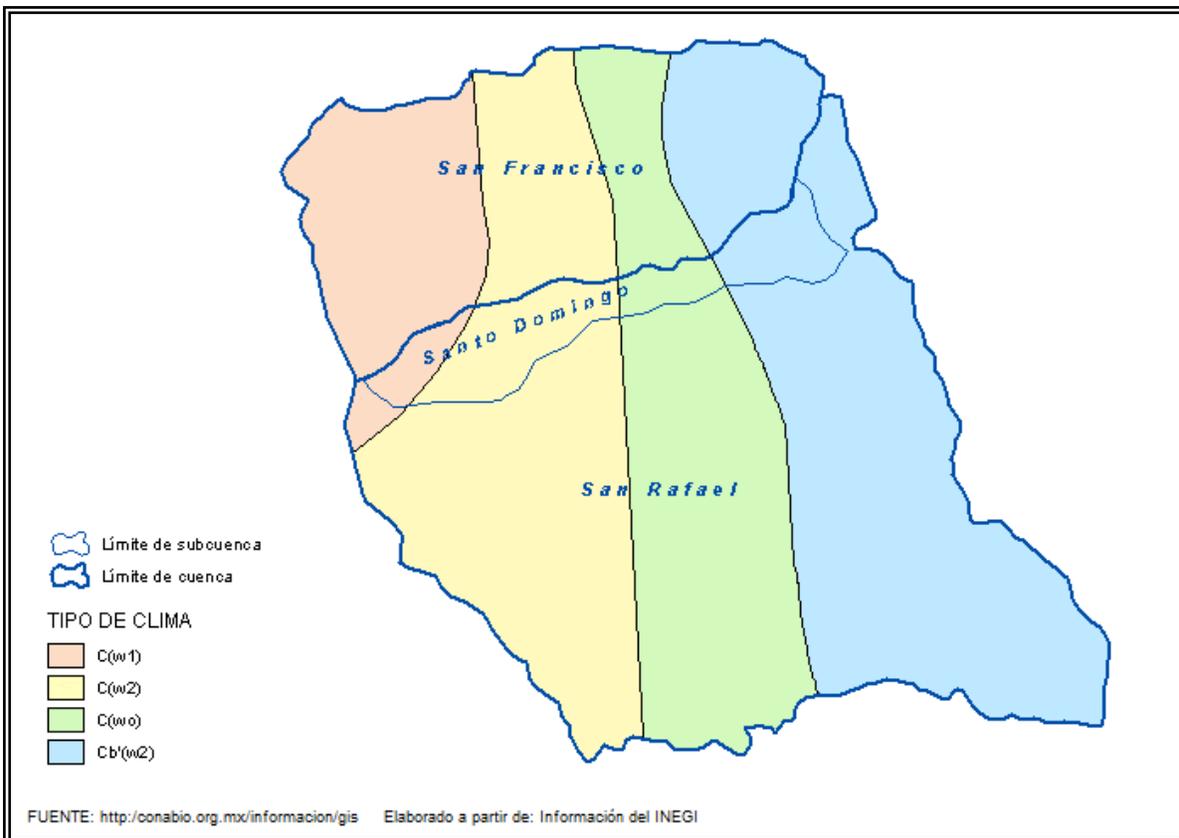


Figura 1.3. Tipos de clima en la zona de estudio

1.2.2. Topografía

De acuerdo con el INEGI (2001), el área de estudio se encuentra dentro del Eje Neovolcánico. En el oriente se tiene una zona montañosa conocida como Sierra Nevada la cual baja hacia el poniente, hasta el Valle de Chalco. Situación que reduce la altitud desde los 3800-4000 metros sobre el nivel del mar (msnm), en el extremo oriente, hasta los 2400 msnm, en la planicie ubicada en la zona poniente de la cuenca, como se muestra en la figura 1.4.

La Sierra Nevada, también conocida como Poyauhtécatl, se ubica en el extremo este del estado de México y tiene una orientación norte-sur. Entre sus cumbres más importantes se encuentran el cerro Telapón, que se eleva 4060 msnm, y el conjunto volcánico Iztaccíhuatl, con 5220 m de altitud máxima.

En el límite noreste se ubican los cerros Yeloxóchitl y Telapón; sobre esa cadena montañosa, hacia el sur, están los cerros Papagayo, La Trampa, Tlacachelo y Xacaltepec, entre los cuales se forman numerosas cañadas. En el extremo sureste se levanta el Volcán Iztaccíhuatl, el cual constituye en punto más alto de la cuenca.

Al suroeste se encuentran los cerros Tapetate, Tenayo y La Joya.

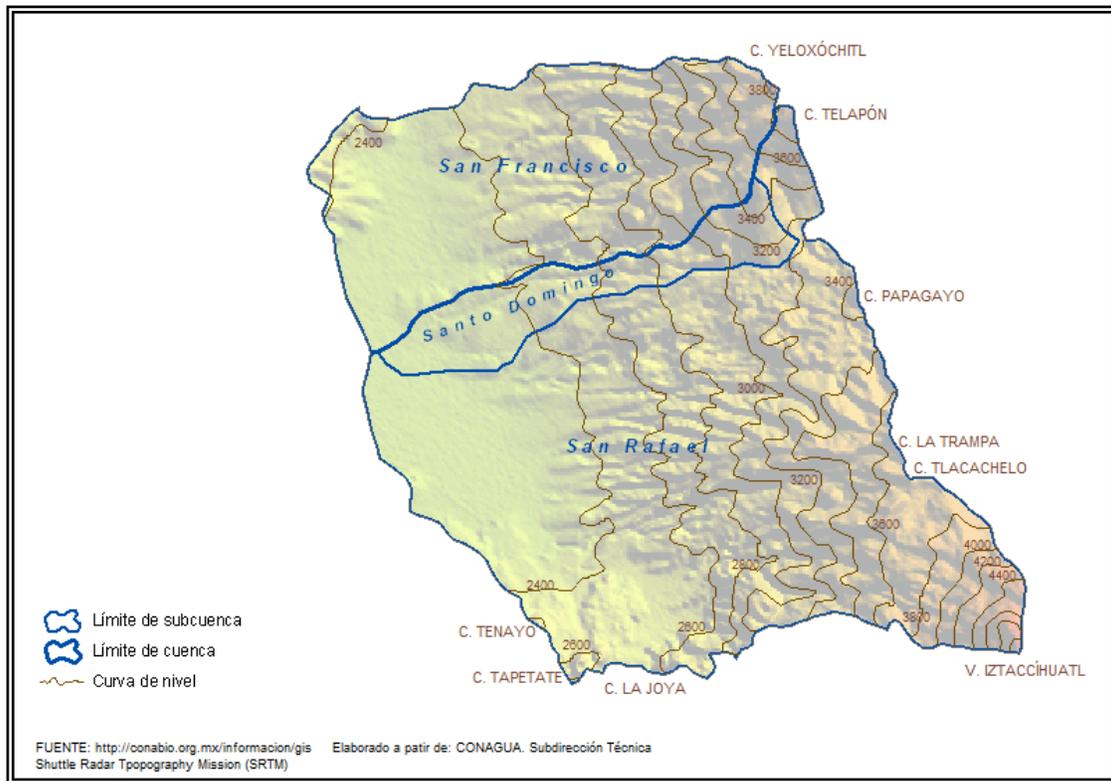


Figura 1.4. Relieve y curvas de nivel en la zona de estudio

1.2.3. Tipo y uso de suelo

El INEGI (2001) establece que, geológicamente, la zona se compone principalmente de rocas ígneas, como lavas, brechas y tobas, principalmente basálticas y andesíticas, cuya permeabilidad es de media a alta (localizada). Al poniente, en la zona de la confluencia de los ríos de La Compañía, Santo Domingo, San Rafael y San Francisco, una pequeña área se compone de gravas, arenas, limos y depósitos aluviales y lacustres, cuya permeabilidad es de media a alta (generalizada).

En la cuenca se presentan diferentes suelos, determinados en gran parte por el relieve y la altitud. De esta forma, al noreste, en la Sierra Nevada, se encuentran diferentes tipos de cambisoles (éutrico y húmico); al sureste, en las laderas del volcán Iztaccíhuatl, regosol dístico; y en el oriente, en las planicies, se presentan feozem háplico, fluvisol éutrico y regosol éutrico, respectivamente, de norte a sur (figura 1.5).

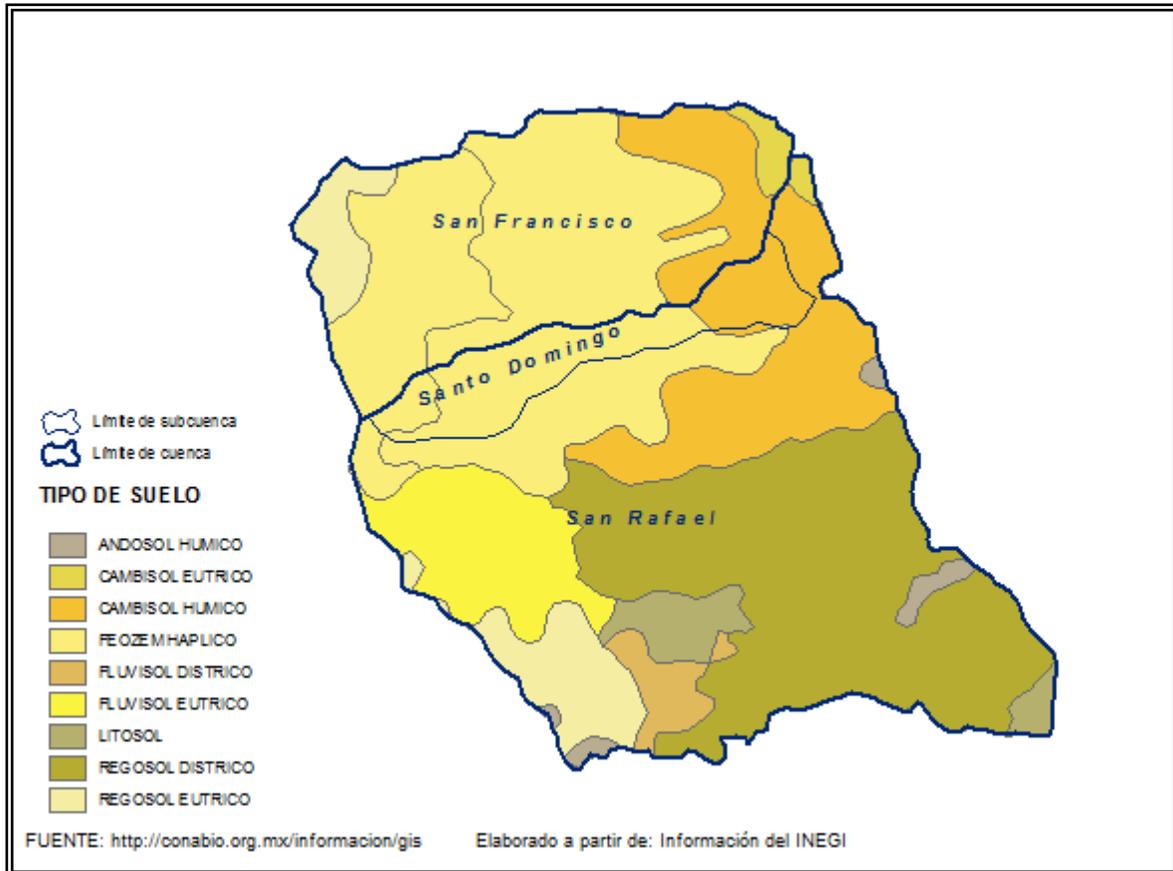


Figura 1.5. Tipo de suelo de la zona de estudio

Los cambisoles son suelos jóvenes y poco desarrollados, su formación se debe al clima, pues son característicos de zonas de transición. El cambisol eútrico, puede tener un gran contenido de nutrientes, por lo que su fertilidad para uso agrícola va de moderada a alta, a diferencia del cambisol húmico, que generalmente es ácido y pobre en nutrientes. Los regosoles suelen ser suelos poco desarrollados cuya formación depende de la litología, pues se derivan de la roca que les subyace. El regosol dístrico es ácido e infértil para uso agrícola, mientras que el regosol étrico posee una fertilidad moderada. Los feozems se caracterizan por ser ricos en materia orgánica y, por lo tanto, en nutrientes. Se forman principalmente por el intemperismo de las rocas ígneas extrusivas. El feozem háplico es muy fértil para uso agrícola. La formación de los fluvisoles se debe al acarreo de materiales por los escurrimientos que bajan desde las partes altas de las sierras, por lo que suelen estar constituidos por capas alternadas de arena, arcilla y grava. El fluvisol étrico es fértil para uso agrícola.

En las cercanías a la cima del Iztaccíhuatl se tienen praderas de alta montaña, seguidas por bosques de pino, los cuales ocupan toda la zona montañosa, convirtiéndose en bosques de encino conforme se desciende hacia la planicie. También existe una franja de bosque de oyamel, al sur de la cuenca del río Santo Domingo, entre los bosques de pino y de encino. En la planicie predomina la agricultura de temporal; sólo al poniente, en la confluencia de los ríos, se tiene una zona de agricultura de riego.

1.3. Hidrología superficial

En esta sección, se presentan los conceptos básicos de hidrología que serán utilizados en el desarrollo del presente trabajo, correspondientes a la definición y obtención de las principales características fisiográficas de una cuenca hidrológica, las cuales son: área de la cuenca, longitud y pendiente del cauce principal.

A continuación se presentan las características fisiográficas de las cuencas de los ríos San Francisco y Santo Domingo, así como sus diferencias con la cuenca del río San Rafael.

1.3.1. Conceptos básicos de hidrología superficial

En el estudio de la hidrología de una región, se tiene como unidad básica a la *cuenca hidrológica*¹, dado que sus características físicas influyen significativamente en su respuesta hidrológica a la precipitación, es decir, en el escurrimiento. Tales características se clasifican en dos tipos: aquellas que afectan el volumen de escurrimiento y aquellas que afectan la velocidad de respuesta de la cuenca.

El volumen de escurrimiento de una cuenca es función del área de la cuenca, la cual se delimita por el *parteaguas*, línea imaginaria que se compone de los puntos de mayor nivel topográfico (Aparicio, 2007; Springall, 1970).

En el caso de las cuencas exorreicas, se denomina *cauce principal* a aquel que interseca al parteaguas en el punto de salida de la cuenca, las otras corrientes formadas en la cuenca son corrientes tributarias, donde a cada una le corresponde un área de aportación, denominada *cuenca tributaria* o *subcuenca*, definida por un parteaguas interior (Aparicio, 2007, Springall, 1970).

Cuando se presenta una lluvia en una cuenca, no toda el agua escurre superficialmente, una parte es interceptada por la vegetación, retenida en depresiones del terreno o se infiltra hasta satisfacer la capacidad del terreno para humedecerse, después de lo cual alimenta los acuíferos (Domínguez, et. al.). Por lo tanto, el tipo y uso de suelo son características que condicionan el volumen de escurrimiento de una cuenca.

Entre las características que condicionan la velocidad de respuesta de la cuenca resalta el arreglo de sus corrientes naturales, pues determina la eficiencia del sistema de drenaje. Este arreglo está relacionado con la *longitud de los cauces tributarios*. En zonas de topografía accidentada, lo más probable es que existan muchos tributarios pequeños. En zonas poco accidentadas y de suelos permeables, los tributarios se presentan en menor cantidad, pero con mayor longitud. Al medir la longitud de una corriente, se mide sobre segmentos lineales trazados sobre sus trayectorias, sin considerar los meandros (Springall, 1970).

¹ Una cuenca superficial es una zona de la superficie terrestre que, si fuera impermeable, drenaría el agua de lluvia que recibe por el sistema de corrientes hacia un sólo punto de salida (Aparicio, 2007).

De esta manera, la topografía de la cuenca se haya íntimamente relacionada con la red de drenaje. Su relevancia en el estudio de una cuenca aumenta si ésta es pequeña, pues afecta al escurrimiento de forma más notoria que en las cuencas grandes.

Para representar fácilmente las características de la topografía, mediante un número, se utiliza la *pendiente del cauce principal*, para la cual se grafican las elevaciones respecto a las distancias horizontales, medidas sobre el cauce. Por lo general, al representar un cauce de esta manera, se obtiene una gráfica cóncava hacia arriba, como se muestra en la figura 1.6 (Linsley, 1988; Springall, 1970).

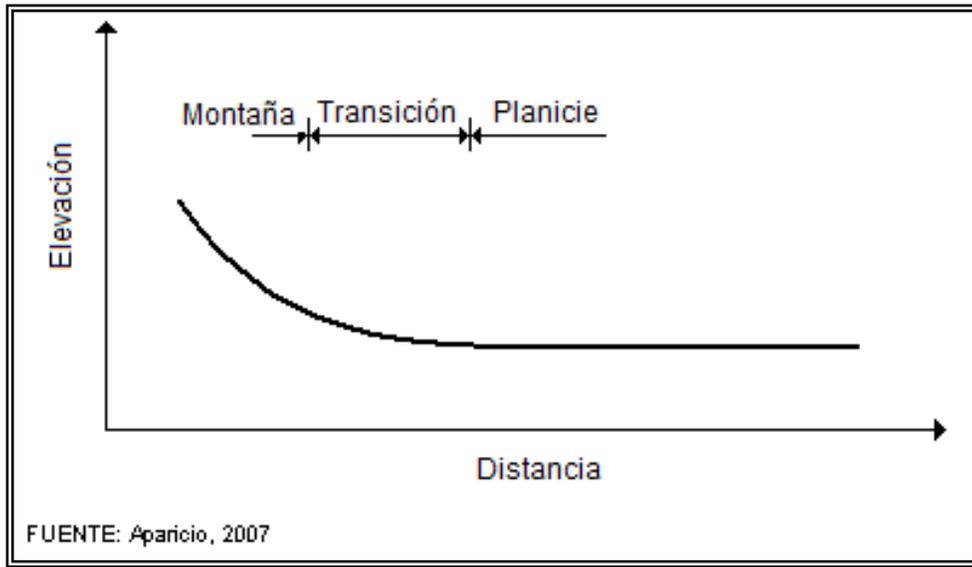


Figura 1.6. Gráfica usual de la pendiente de un cauce natural

Aparicio (2007) y Springall indican que la pendiente de un tramo del cauce, puede calcularse simplemente como la diferencia entre las elevaciones de los extremos de dicho tramo, dividida por su longitud horizontal:

$$S = \frac{H}{L} \tag{ec. 1.1}$$

Donde:

S, pendiente del tramo del cauce

H, diferencia entre las elevaciones de los extremos del tramo

L, longitud horizontal del tramo

No obstante, entre mayor sea la longitud del tramo considerado, menor será la precisión obtenida de la expresión anterior, pues no considera los cambios de pendiente que se presentan en los tramos intermedios.

Un método más próximo a la realidad, es el empleo de la ecuación de Taylor y Schwarz (1952), la cual considera al cauce como un conjunto de canales de pendiente uniforme, donde el tiempo de recorrido del flujo es igual al del cauce principal. La ecuación propuesta por Taylor y Schwarz es:

$$S = \left[\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_m}}} \right]^2 \quad (\text{ec. 1.2})$$

Donde:

S , pendiente media del tramo en estudio

m , número de segmentos iguales en los que se divide el tramo en estudio para la determinación de su pendiente

S_1, S_2, \dots, S_m pendiente de cada segmento que compone el tramo en estudio

1.3.2. Características fisiográficas de la cuenca del río San Francisco

La cuenca del río San Francisco abarca un área de 131.42 km². Su cauce principal tiene una longitud de 22.80 km y una pendiente de 0.02234.

A través de su cauce, que corre en dirección noreste-suroeste, desembocan en el río San Francisco diversas corrientes tributarias, entre las que destacan, de norte a sur, los arroyos La Cruz, Texcahuey, Las Jícaras, El Olivar y Zoquiapan. En cada una de estas corrientes se planea construir una presa de regulación, por lo que en la tabla 1.1 se muestran las principales características fisiográficas de estas subcuencas, las cuales se ilustran en la figura 1.7.

Tabla 1.1. Características fisiográficas de las subcuencas del río San Francisco.

SUBCUENCA	AREA	PENDIENTE	LONGITUD
	(km ²)		(km)
La Cruz	17.3	0.07875	13.95
Texcahuey	21.53	0.06799	8.54
Las Jícaras	11.78	0.07043	12.49
El Olivar	6.05	0.08047	7.00
Zoquiapan	19.68	0.07930	13.19

1.3.3. Características fisiográficas de la cuenca del río Santo Domingo

El río Santo Domingo posee una cuenca tributaria de 33.42 km². El cauce principal recorre 18.75 km, con una pendiente de 0.05435.

En la cañada La Pistola, corriendo de forma casi paralela al sur del cauce principal, se forma su principal tributario, el arroyo Xaltocan que desemboca en el río Santo Domingo, 350 m antes de la confluencia entre éste y el río San Rafael.

Tanto en el arroyo Xaltocan como en el cauce del río Santo Domingo, aguas arriba de la confluencia entre ambos, se planea construir una presa de regulación. Las características fisiográficas de las cuencas de aportación de ambas cuencas se muestran en la tabla 1.2.

En la figura 1.7 se muestra la localización de las presas y su cuenca de aportación.

Tabla 1.2. Características fisiográficas de las subcuencas del río Santo Domingo.

SUBCUENCA	AREA	PENDIENTE	LONGITUD
	(km ²)		(km)
Santo Domingo	18.00	0.06079	15.53
A. Xaltocan	6.28	0.05012	6.01

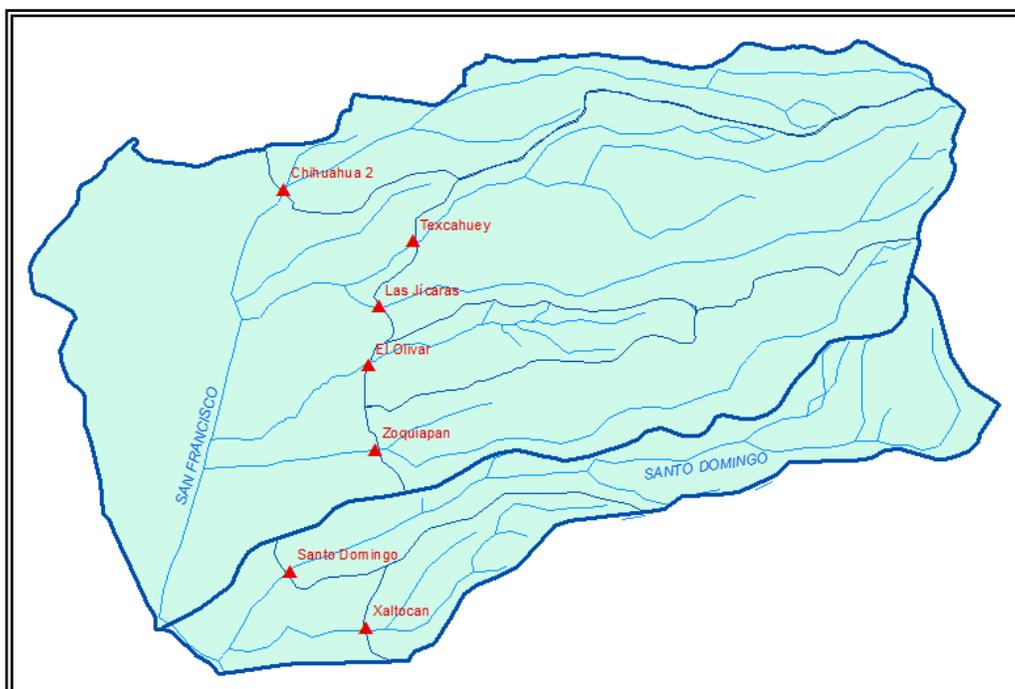


Figura 1.7. Localización de las presas que se planea construir

1.3.4. Diferencias y similitudes entre las cuencas pertenecientes a la zona de estudio

En el estudio elaborado por Domínguez, et. al. (2000), se observó que el comportamiento de la cuenca del río San Rafael es por completo distinto al de la subcuenca Santo Domingo, pues el primero no presenta picos importantes en sus hidrogramas, mientras que el segundo sí. En otras palabras, la respuesta a la precipitación de la cuenca del río Santo Domingo es muy distinta a la del río San Rafael, se asemeja más a la de la cuenca del río San Francisco. Lo anterior hace necesario el análisis de la subcuenca Santo Domingo independiente al de la cuenca del río San Rafael.

La similitud entre la cuenca del San Francisco y la del Santo Domingo se debe a diversos factores determinados por su ubicación. La cercanía del río Santo Domingo a la cuenca del San Francisco, ha hecho parecidas algunas de sus características físicas, como la topografía (ver Figura 1.4) y el tipo de suelo (ver figura 1.5), cuya influencia es mayor entre menor sea el área de la cuenca. Siendo la subcuenca del río Santo Domingo, la menor de las subcuencas que aportan al río San Rafael, con un área apenas mayor a 30 km², se explica que su comportamiento se parezca más al de la cuenca del río San Francisco que al de la cuenca del río San Rafael.

1.4. Problemática de la zona de estudio

Con base en el breve análisis de la problemática urbana que afecta a la Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM) –en especial, en los municipios donde se encuentran las cuencas en estudio– y de la relación entre esta problemática y las inundaciones ocurridas en los municipios aledaños al río de La Compañía, se expone el motivo de la realización del presente trabajo, los objetivos que se desean alcanzar y el planteamiento de la hipótesis y la metodología a desarrollar.

1.4.1. Zona Metropolitana del Valle de México

Como todas las grandes metrópolis, la Ciudad de México enfrenta una grave problemática urbana que se complica día a día. La sobrepoblación, los hundimientos del suelo, la escasez de agua potable, la infraestructura insuficiente y el deterioro ecológico, son los principales problemas que afectan a la ciudad. Sin embargo, ésta continúa expandiéndose hacia los estados de México e Hidalgo, cuyos municipios se integran paulatinamente a la ZMVM.

La evidencia reciente muestra que la expansión metropolitana está adquiriendo una forma diferente a la que se presentó hasta la década de los 60's. El comportamiento demográfico de la ZMVM en las últimas décadas se ha caracterizado por una caída en el crecimiento urbano de la ciudad central y por un fuerte incremento periférico (Aguilar, 2002). Algunos municipios metropolitanos tienen una tasa de crecimiento mayor a cinco veces la tasa de crecimiento promedio de toda la mega-ciudad, como es el caso de Chimalhuacán, Ixtapaluca y La Paz.

Hasta el 2000, año en el que se levantó el último Censo general de población y vivienda, la ZMVM contaba con 18' 396, 677 habitantes, de los cuales 8' 605, 239 vivían dentro de los límites del Distrito Federal y 9' 791, 438 en los municipios conurbados; 58 del estado de México y uno del estado de Hidalgo. De estos 58, los municipios de Nezahualcóyotl, La Paz, Chimalhuacán, Valle de Chalco Solidaridad, Ixtapaluca, Chalco y Tlalmanalco, contaban con una población de 2' 810, 948 habitantes, es decir, poco más de la cuarta parte de la población total de los municipios conurbados (INEGI, 2000). En estos últimos municipios se ubican las cuencas de los ríos de La Compañía, San Francisco y Santo Domingo.

El crecimiento presentado en las cuencas en estudio se debió a que en el periodo 1970-1990, se registraron las tasas más altas de crecimiento de la ZMVM, particularmente en la frontera de la zona construida y en una amplia franja hacia el noreste; sobre todo a lo largo de las principales carreteras hacia Puebla y Pachuca. (Aguilar, 2002). En otras palabras, la expansión de la ciudad se ha dado hacia el norte y el oriente de ésta, debido a que las condiciones han sido más propicias en estas zonas, pues el relieve es más regular y en ellas se ha asentado la mayor parte de la industria.

Para comprender mejor la problemática de la zona de estudio, la figura 1.8 muestra una imagen de la zona de estudio, donde se puede observar el área urbanizada, que abarca casi toda la superficie de la cuenca del Río de la Compañía, así como las partes bajas de las cuencas San Francisco y Santo Domingo.

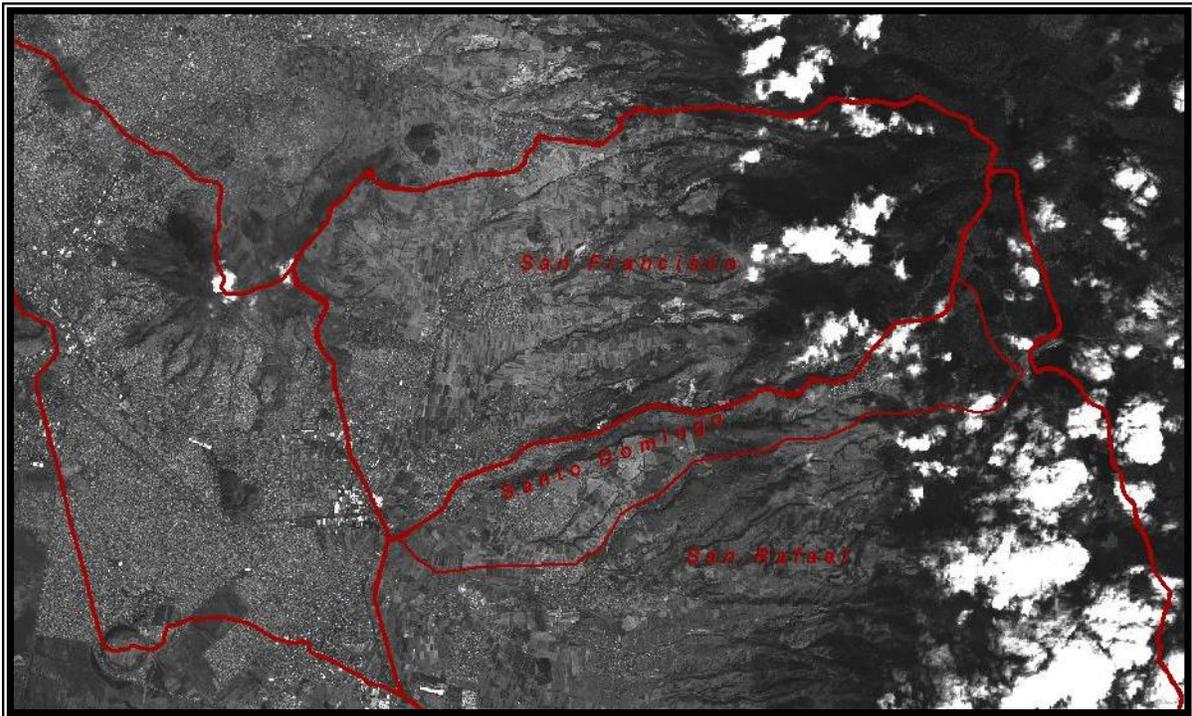


Figura 1.8. Imagen satelital de la zona de estudio

El crecimiento de Chalco –especializado en la producción de forrajes y productos lácteos hasta la década de los ‘70– tras la crisis agropecuaria, dio paso a la creación de asentamientos irregulares, por la cercanía al Distrito Federal y por el bajo costo del suelo. Esto convirtió al municipio en un polo de atracción de migrantes de escasos recursos procedentes de todo el país, no sólo del Distrito Federal. De una población de 22, 056

habitantes en 1950, con una tasa de crecimiento constante, el crecimiento poblacional se aceleró notablemente para 1980, presentando una tasa de crecimiento del 6.35% y una población de 78, 393 habitantes. Incremento que se triplicó para la década de los 90's. En 1994, se separó parte del municipio para formar el municipio Valle de Chalco Solidaridad, lo que modificó la estructura de crecimiento y distribución de la población en el municipio de Chalco, aunque sin interrumpir la corriente migratoria que había comenzado desde los años '70 (Cruz, 2007).

Otro ejemplo de la acelerada dinámica de crecimiento poblacional que ha experimentado el oriente de la ZMVM, es la del municipio de Ixtapaluca, derivada de la cantidad de conjuntos de vivienda construidos entre 1992 y 2002. Este crecimiento es atribuible, en parte, a las ventajas de localización que presentaba el municipio en términos de suelo urbanizable, así como de las áreas de suelo privadas que poseía, lo cual genera el crecimiento de asentamientos humanos irregulares, muchos de ellos ubicados en los límites de algunas de las unidades habitacionales. Por lo anterior, Ixtapaluca duplicó su tasa de crecimiento al pasar de 5.62% a 11.6%, durante el periodo 1990-2000 (Maya y Cervantes, 2005).

Procesos similares a los ocurridos en los municipios de Chalco e Ixtapaluca se presentaron en los municipios aledaños, originando en tan sólo tres décadas zonas urbanas altamente pobladas, donde el cambio de uso de suelo fue dramático, abarcando grandes extensiones y, en consecuencia, la transformación del comportamiento hidrológico de las cuencas de los ríos San Francisco y Santo Domingo también fue severa.

1.4.2. Inundaciones

En el transcurso de la historia, el desarrollo de los asentamientos humanos ha estado ligado siempre a la disponibilidad de agua, pues es un recurso indispensable para prácticamente todas las actividades humanas. Sin embargo, la falta de éste recurso es tan perjudicial como su exceso.

A nivel mundial, ningún otro desastre ha aumentado más que las inundaciones. De acuerdo con datos de la Cruz Roja Internacional, durante el periodo 1914-2004, participó en la atención de más eventos vinculados a inundaciones que a cualquier otro tipo de desastre (Salas y Jiménez, 2004).

No obstante, las inundaciones siempre se han presentado, formando parte de la naturaleza del medio ambiente, dado que cada río poseía una planicie de inundación, la cual invadía en cada temporada de lluvias.

Diversos factores han cambiado la percepción de la población hacia las inundaciones, a la vez que han aumentado el riesgo por inundación a la que ésta se encuentra expuesta. Entre los factores se encuentra el hecho de que la gente solía adaptarse al medio en el que vivía, estableciéndose cerca de los ríos y otros cuerpos de agua para aprovechar el recurso, pero procurando hacerlo en un lugar seguro, que no fuera invadido por el agua. En la actualidad, debido al desarrollo económico que suele estar aunado a las zonas aledañas a los ríos, la gente se establece en zonas de alta vulnerabilidad, esperando que después de su instalación, se generen las obras de infraestructura necesaria para salvaguardar su seguridad.

La urbanización y aumento de la población en las zonas propensas a peligros, además de aumentar su exposición a ellos, origina un incremento en el uso del agua, la cual posteriormente debe ser desalojada en forma adecuada para evitar catástrofes. El problema es que frecuentemente el drenaje pluvial acaba funcionando como drenaje sanitario, por lo que es probable que en la temporada de lluvias el drenaje no tenga la capacidad requerida para desalojar tanto aguas pluviales como residuales.

Otro factor que contribuye al agravamiento de los efectos de las inundaciones, radica en la gestión de los recursos hídricos, la cual suele ligarse con frecuencia a la división política de una región y no al límite natural de las cuencas hidrológicas, disminuyendo la eficiencia en el manejo y administración del agua.

Una parte de la zona de estudio se encuentra en un área que pertenecía al sistema lacustre del Valle de México, pues se encuentra en donde se ubicaba el lago de Chalco. Esta zona corresponde a una planicie que se inundaba de forma natural al recibir una fracción del agua de deshielo del Volcán Iztaccíhuatl y los escurrimientos de la cuenca aportadora. En la actualidad, aunque los lagos han sido desecados, la zona sufre frecuentes inundaciones, pues el agua reconoce su planicie de inundación.

Por otro lado, en la confluencia de los ríos San Francisco y San Rafael, donde inicia el cauce del río de La Compañía, diversos factores han contribuido a que la capacidad del río de La Compañía sea insuficiente para drenar adecuadamente el caudal que recibe, entre estos factores se encuentran:

- Hundimiento de la Ciudad de México el cual modifica las pendientes de los elementos del Sistema de Drenaje, disminuyendo la capacidad de desalojo de agua.
- Movimientos de terreno, debidos al hundimiento del suelo, lo que generó agrietamientos y deformaciones en los bordos y en el fondo del río de La Compañía (Periodismo de ciencia y tecnología, 2000).
- Mantenimiento inadecuado del río de La Compañía, que tiene como consecuencia la presencia de azolves que disminuyen su capacidad hidráulica.
- Urbanización de las cuencas de los tributarios del río de La Compañía, lo que provoca un incremento del escurrimiento superficial asociado al uso de suelo, siendo mayor el escurrimiento en áreas urbanas y agrícolas.

Por las razones arriba expuestas, las inundaciones son un desastre común en los municipios aledaños al río de La Compañía (Nezahualcóyotl, Chalco, Ixtapaluca y Valle de Chalco), debido al desbordamiento del río ante avenidas extremas. Situación que se ha presentado en numerosas ocasiones provocando, incluso, que fallen en algunos tramos los bordos y el tablaestacado.

Tal es el caso de la inundación ocurrida en mayo de 2000, cuando las intensas lluvias generaron una avenida extraordinaria de $42 \text{ m}^3/\text{s}$, por lo que se rebasó la capacidad de conducción del cauce y falló el bordo de la margen izquierda, inundando 80 hectáreas de la zona urbana de los municipios Valle de Chalco Solidaridad e Ixtapaluca (Periodismo de ciencia y tecnología, 2002).

1.4.3. Motivo de la realización del presente trabajo

Una de las prioridades en la planificación del desarrollo de una región, es disminuir el riesgo por inundación al que la población se encuentra expuesta, como parte de los objetivos generales de reducir la pobreza y mejorar la calidad de vida de los habitantes. Salas y Jiménez (2004), mencionan que en el caso de avenidas extraordinarias resulta difícil atenuar los gastos máximos y sólo se logra mediante la construcción de presas reguladoras.

La regulación de los escurrimientos permite disminuir los gastos máximos y aumentar los gastos mínimos en los ríos.

A pesar de las medidas ya tomadas para el control de las avenidas en el río de La Compañía, así como para evitar el desbordamiento del mismo, por la problemática descrita en las secciones anteriores, es necesario realizar obras de regulación adicionales. Por lo cual se ha considerado, como ya se mencionó con anterioridad, la construcción de 5 presas reguladoras en el cauce del río San Francisco y sus afluentes, y otras 2 presas reguladoras en el cauce del río Santo Domingo, con el fin de disminuir los gastos máximos que se puedan presentar en un futuro en el río de La Compañía.

La construcción de infraestructura de recursos hídricos requiere una evaluación de la variabilidad hidrológica presente y una proyección confiable de la misma (CONAGUA, 2006). Para ello, previo al diseño de una presa se requieren estudios hidrológicos para determinar las tormentas de diseño de la cuenca aportadora. Asimismo, es necesaria una estimación del escurrimiento que recibirá, considerando los principales factores que lo afectan.

El presente trabajo tiene como finalidad la determinación de las tormentas y las avenidas de diseño para las presas que se tiene pensado construir en las cuencas San Francisco y Santo Domingo.

1.4.4. *Objetivos*

Objetivo general. Determinar las tormentas y las avenidas de diseño para las presas que se tiene pensado construir en las cuencas de los ríos San Francisco y Santo Domingo, como parte de los estudios hidrológicos previos al diseño de obras de regulación para ambos ríos.

Objetivos específicos:

- Describir las características generales y fisiográficas de las cuencas de los ríos San Francisco y Santo Domingo.
- Analizar la información de precipitación recopilada por las estaciones meteorológicas ubicadas dentro y en la periferia de las cuencas.
- Analizar los gastos medidos por estaciones hidrométricas ubicadas en los cauces de los ríos San Francisco y Santo Domingo, y en cuencas cercanas de comportamiento hidrológico similar.

- Estimar los coeficientes de escurrimiento de ambas cuencas.
- Definir una metodología para la determinación de las tormentas y avenidas de diseño de las cuencas San Francisco y Santo Domingo.
- Revisar los factores de ajuste por periodo de retorno, de acuerdo con la información actualizada de las estaciones climatológicas.
- Calcular los caudales máximos asociados a distintos periodos de retorno para las cuencas de los ríos San Francisco y Santo Domingo.

1.4.5. Hipótesis

La determinación de las tormentas y avenidas de diseño, como cualquier estudio hidrológico, requiere de la mayor cantidad de información posible, la cual debe ser además confiable y actualizada, y en función de ella se determinará la metodología a seguir.

El presente trabajo emplea datos determinados en estudios anteriores; sin embargo, al realizar el análisis de las características fisiográficas de las cuencas de los ríos San Francisco y Santo Domingo, y de las lluvias ocurridas en ellas, incluyendo los datos registrados en fechas posteriores a los estudios realizados, se obtendrá una mejor estimación del escurrimiento.

2. ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN DISPONIBLE DE LLUVIAS OCURRIDAS EN LA ZONA DE ESTUDIO

Los estudios hidrológicos previos al diseño de una presa incluyen la determinación de las tormentas y avenidas de diseño, para lo cual la International Commission of Large Dams (ICOLD, 1992, en Marengo, 2007) recomienda recabar todos los datos posibles de las cuencas en estudio.

Entre la información a recabar se encuentran los datos registrados por las estaciones climatológicas ubicadas dentro y en las inmediaciones de las cuencas en estudio, así como los de las estaciones hidrométricas localizadas en las corrientes. El registro de los eventos pasados permite obtener una interpretación de eventos probabilísticos a futuro, por ejemplo, la estimación de gastos máximos mediante un procedimiento conocido como análisis de frecuencia (Ruiz, 2002).

De lo anterior, se puede deducir que la confiabilidad y continuidad del registro de las estaciones juega un papel importante en la calidad de los estudios hidrológicos. Por lo tanto, en el presente estudio se manejarán datos obtenidos de las bases de datos de carácter oficial en el país, correspondientes a aquellas estaciones que no sólo se encuentren en el área de estudio, sino que también cuenten con el registro histórico más largo y la menor ausencia de datos posibles.

Aparicio (2007) menciona que es común que los registros de precipitación sean más abundantes que los de escurrimiento. Por otro lado, estos últimos se ven afectados por diversos cambios en la cuenca, como construcción de obras de almacenamiento y derivación, talas, urbanización, etc.; por ello es frecuente que el cálculo del escurrimiento se efectúe con base en información pluviométrica.

Los ríos San Francisco y Santo Domingo cuentan con una estación hidrométrica aguas arriba de su incorporación al río de La Compañía; sin embargo, la estación ubicada en el río Santo Domingo mide el caudal conjunto de este río y el San Rafael, pues se encuentra aguas abajo de la confluencia de ambos. Como se mencionó en la sección 1.3.4, el comportamiento hidrológico de la cuenca del Santo Domingo se asemeja más a la cuenca del San Francisco que al del San Rafael, por lo que la información proporcionada por tal estación no es útil para el cumplimiento de los objetivos de este estudio.

2.1. Tipos de bases de datos para estaciones meteorológicas e hidrométricas

2.1.1. Base de Datos Climatológica Nacional

La Base de Datos Climatológica Nacional (BDCN) recopila la información de más de 3500 estaciones climatológicas distribuidas por todo el territorio nacional (Miranda, et. al.), y es administrada por el Servicio Meteorológico Nacional (SMN), el cual es una dependencia de la Comisión Nacional del Agua (CNA).

Para operar la BDCN se cuenta con el sistema Clicom (Clima Computarizado), por medio del cual se maneja la información registrada en la red de estaciones climatológicas (Vázquez, 2006).

El Clicom es una cooperación voluntaria de los Estados Unidos de América a la Organización Meteorológica Mundial (OMM), en apoyo a la base mundial de datos climatológicos. Fue programado en el National Climatic Data Center, en Ashville, North Carolina, y en el National Weather Service en Silver spring, Maryland, en 1992 (Salinas, 1998).

2.1.2. Base de datos Bandas

El Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (Bandas) fue creado por la CNA, para concentrar la información disponible de ríos y presas en México.

En el Bandas se almacena la información asociada a cada una de las estaciones hidrométricas del país, como nombre, ubicación, gastos y profundidades de los principales ríos. Actualmente existen 1218 estaciones hidrométricas, distribuidas en 957 corrientes. El Bandas contiene también la información de 118 presas (Préstamo, 2004).

2.2. Estaciones meteorológicas e hidrométricas ubicadas en la zona de estudio

2.2.1. Estaciones meteorológicas

La figura 2.1 muestra las estaciones climatológicas ubicadas dentro y cerca de las cuencas San Francisco, San Rafael y La Compañía.

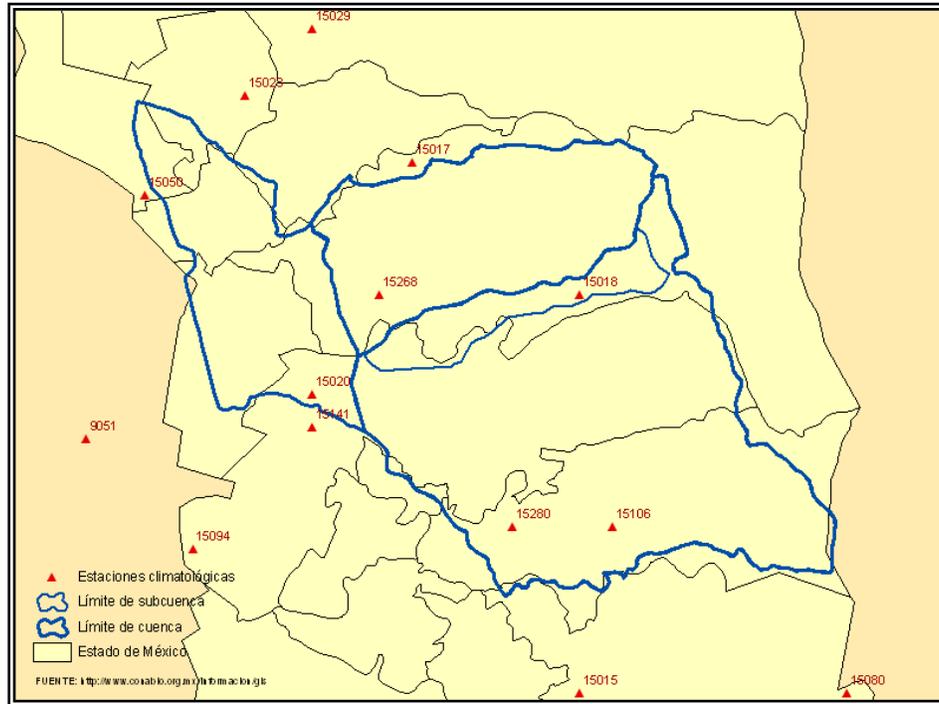


Figura 2.1. Estaciones climatológicas ubicadas en la zona de estudio

Las coordenadas geográficas de las estaciones que se observan en la figura 2.1, se indican en la tabla 2.1.

Tabla 2.1. Ubicación geográfica de las estaciones climatológicas

CLAVE	NOMBRE	UBICACIÓN	
		Latitud (N)	Longitud (O)
9051	Tláhuac	19° 15'	99° 00'
15015	Amecameca	19° 07'	98° 46'
15017	Coatepec de los Olivos	19° 23'	98° 50'
15018	Manuel A. Camacho	19° 19'	98° 45'
15020	Chalco	19° 15'	98° 53'
15023	Chimalhuacán	19° 25'	98° 56'
15029	El Tejocote (Atlacomulco)	19° 27'	98° 54'
15050	Los Reyes La Paz	19° 22'	98° 59'
15080	Atlautla, Repetidora T.V.	19° 06'	98° 37'
15094	San Luis Ameca II	19° 11'	98° 57'
15106	San Rafael, Tlalmanalco	19° 12'	98° 45'
15141	T. Agrop. 32 Tlalpitzahuc	19° 15'	98° 54'
15268	Ixtapaluca	19° 19'	98° 52'
15280	Tlalmanalco	19° 12'	98° 48'

2.2.2. Estaciones hidrométricas

Dentro de las cuencas en estudio se ubican las estaciones San Marcos, en el río San Francisco, y San Lucas, en la confluencia de los ríos Santo Domingo y San Rafael. Sin embargo, como se explicó en la sección 1.3.4, el comportamiento hidrológico de la cuenca del río Santo Domingo es similar al de la cuenca del San Francisco y no al de la cuenca del San Rafael.

Por lo anterior, los valores proporcionados por la estación San Lucas carecen de interés para el objetivo de este trabajo, pues la estación mide el caudal conjunto de los ríos San Rafael y Santo Domingo. Esto hace necesario contar con información de estaciones hidrométricas de cuencas cercanas a la zona de estudio, cuyo comportamiento sea similar al de las cuencas de interés. Por lo tanto, además de la información de estación San Marcos, se analizará la de las estaciones: Garcés, El Tejocote, San Mateo, Chapingo, Texcoco, San Andrés, Atenco y La Grande. La figura 2.2 muestra la localización de las estaciones hidrométricas.

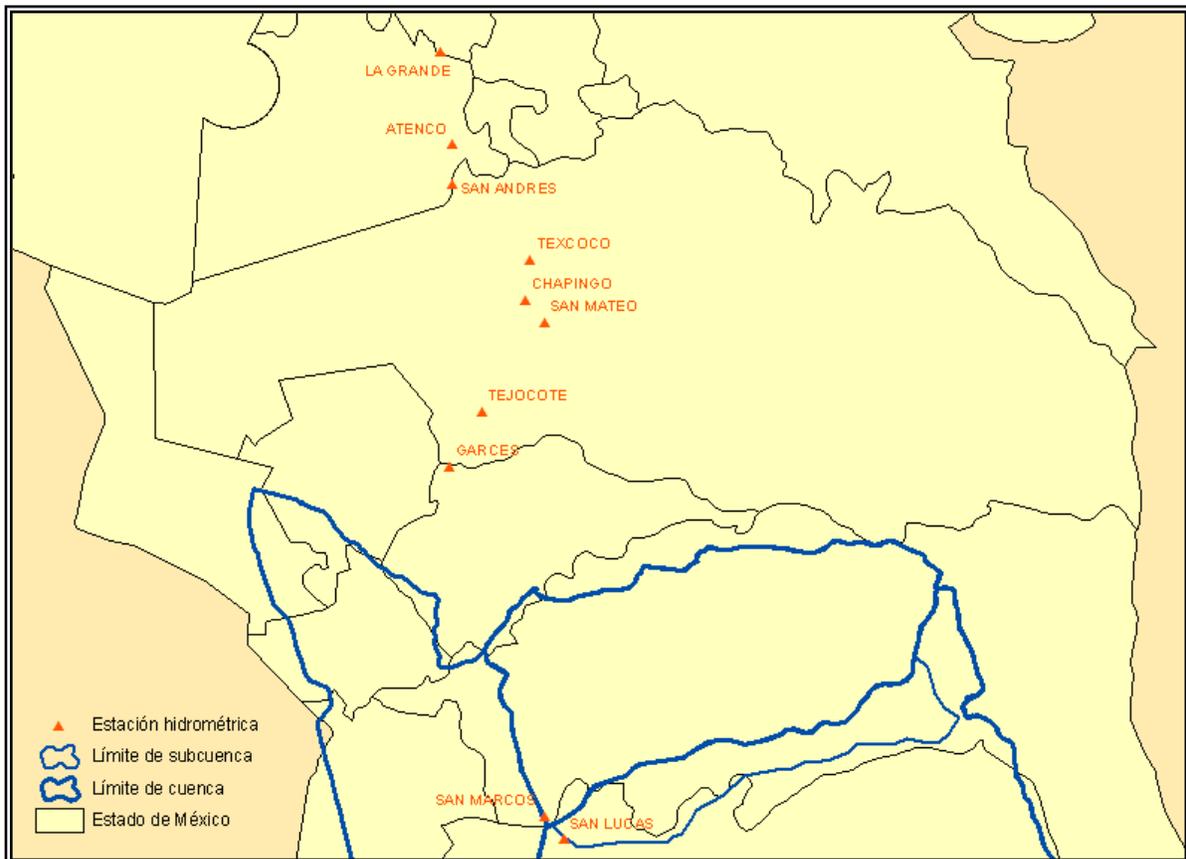


Figura 2.2. Localización de las estaciones hidrométricas

En la tabla 2.2 se resumen las características de cada una de estas estaciones: clave, área de aportación, coordenadas geográficas, corriente en la que se encuentra y una breve descripción de su localización sobre ella.

Al observar las áreas de aportación de cada una de las estaciones, resalta que el área de las estaciones Texcoco, Chapingo y San Mateo, son muy pequeñas en relación a las áreas de las demás cuencas, razón por la cual fueron descartadas del análisis que se desarrollará más adelante.

Tabla 2.2. Características de las estaciones hidrométricas

CLAVE	ESTACIÓN	ÁREA (km ²)	COORD. GEOG.	UBICACIÓN
26071	Texcoco	31.2	19° 30' 02" N 98° 52' 59" O	Río Texcoco, 24 m aguas arriba del cruce de la corriente con la carretera México-Texcoco.
26178	Atenco	54.0	19° 32' 38" N 98° 54' 44" O	Río Xalapango, 100 m aguas abajo del cruce de la carretera Texcoco-Venta de Carpio con la corriente, 2 km al norte del poblado de San Andrés.
26183	Chapingo	17.5	19° 29' 07" N 98° 53' 05" O	Río Chapingo, a la altura del km 37.5 de la carretera federal México-Texcoco.
26184	San Andrés	64.8	19° 31' 45" N 98° 54' 45" O	Río Coxcacoco, en el poblado San Andrés, 100 m aguas abajo del cruce de la corriente con el camino que une a los pueblos de la Magdalena Panoaya y San Andrés.
26193	La Grande	202.6	19° 34' 45" N 98° 55' 00" O	Río Papalotla, 10 m aguas arriba del cruce de esta corriente con el puente carretero del camino Texcoco-Tepepan y aprox. 2 km al sur del poblado Tezayuca.
26195	Tejocote	55.2	19° 26' 35" N 98° 54' 05" O	Río Santa Mónica, 250 m aguas arriba del cruce de la carretera México-Texcoco con la corriente y 8 km al sur de la ciudad de Texcoco.
26274	San Mateo	16.9	19° 28' 37" N 98° 52' 40" O	Río San Bernardino, a la altura del km 36.8 de la carretera México-Texcoco, 3.5 km al sur de la ciudad de Texcoco.
26276	San Marcos	131.42	19° 17' 30" N 98° 52' 10" O	En el río San Francisco, 400 m aguas arriba de su confluencia con el río de La Compañía y unos 4 km al noreste de la población de Chalco.
26445	Garcés	No disponible	19° 25' 20 " N 98° 54' 49" O	Río Coatepec, a la altura del km 30 de la carretera México-Texcoco y a 1.6 km al suroeste de la población Santiago Cuatlalpan.

Referencia: Serie Boletín Hidrológico, Comisión Nacional del Agua (1992)

2.3. Datos disponibles de lluvias y escurrimientos

2.3.1. Datos disponibles de lluvias

Como se puede observar en la figura 2.1, existen 14 estaciones que, por su localización cercana a la zona de estudio, podrían utilizarse para analizar la precipitación y revisar los factores de ajuste de dicha área. Una de las estaciones se ubica en el Distrito Federal y 13 en el estado de México. En la tabla 2.1 se presentan la clave y el nombre de cada una de ellas.

Sin embargo, es importante recordar que el registro de datos debe ser lo más extenso y continuo posible. Para garantizar la condición anterior, utilizando el programa Clicom, se extrajo la información de lluvias correspondiente a cada una de las estaciones anteriores, después de lo cual se determinó la longitud del registro y el porcentaje de datos faltantes para cada una de las estaciones.

La tabla 2.3 incluye la clave y el nombre de cada una de las 14 estaciones, así como el lapso del registro y el porcentaje de datos faltantes.

Tabla 2.3. Datos disponibles de las estaciones climatológicas

CLAVE	NOMBRE	REGISTRO	% DATOS FALTANTES
9051	Tláhuac	1961-2007	22.37
15015	Amecameca	1944-2007	19.89
15017	Coatepec de los Olivos	1961-2007	17.26
15018	Manuel A. Camacho	1961-2007	17.30
15020	Chalco	1961-2007	12.76
15023	Chimalhuacán	1969-1988	3.63
15029	El Tejocote (Atlacomulco)	1969-2007	3.84
15050	Los Reyes La Paz	1961-2007	29.24
15080	Atlautla, Repetidora T.V.	1961-1987	35.43
15094	San Luis Ameca II	1961-2007	19.36
15106	San Rafael, Tlalmanalco	1961-2007	35.31
15141	T. Agrop. 32 Tlalpitzahuc	1961-1987	21.67
15268	Ixtapaluca	1961-1987	54.39
15280	Tlalmanalco	1961-1987	38.43

En la tabla 2.2 se exhibe que el porcentaje de datos faltantes suele ser alto, entre 17 y el 36 %, excepto en las estaciones Chalco, Chimalhuacán y el Tejocote. Esto se debe a que, en los registros de casi todas las estaciones, faltan prácticamente todos los datos de 1988 a 1995, e incluso de 1988 a 2000, en el caso de las estaciones San Rafael Tlalmanalco e Ixtapaluca.

Por lo tanto, para continuar con el presente estudio, se eligieron las estaciones cuyo porcentaje de datos es menor al 20 % y su periodo de registro igual o mayor a 38 años: Amecameca, Coatepec de los Olivos, Chalco, El Tejocote y San Luis Ameca II.

Se excluyó la estación Manuel A. Camacho debido a que el Dr. Ramón Domínguez, Investigador del Instituto de Ingeniería, realizó una visita de inspección a tal estación, y encontró que la estación carecía del mantenimiento adecuado, por tanto, sus mediciones son poco fiables.

La estación San Rafael, a pesar de tener tan alto porcentaje de datos no disponibles, se considerará, dado que es una de las pocas estaciones ubicadas dentro de alguna de las cuencas de la zona de estudio (cuenca San Rafael).

En el caso de la estación Chimalhuacán, la longitud de su registro es de sólo 19 años, mucho menor respecto al de las otras estaciones; razón por la cual, aun cuando su porcentaje de datos faltantes es el más pequeño, no se tomará en cuenta para los cálculos siguientes.

Las estaciones Atlautla, Tlapitzahuc, Ixtapaluca y Tlalmanalco, además de disponer de un periodo de tan sólo 26 años, cuentan con un porcentaje de datos faltantes que oscila entre el 21 y el 55 %, por lo tanto, fueron descartadas.

2.3.2. Datos disponibles de escurrimiento

Se obtuvo la información de gastos medios diarios de cada una de las estaciones hidrométricas mencionadas en la sección 2.2.2, para observar cuál es el periodo de registro de cada una y cuál el porcentaje de datos faltantes, con el fin de verificar si todas cuentan con los suficientes datos para analizarlos estadísticamente.

En la tabla 2.4, que muestra el periodo de registro y el porcentaje de datos faltantes de cada estación. Se puede observar que en el caso de las estaciones hidrométricas la ausencia de datos es mucho menos frecuente que en las climatológicas, pues el mayor

porcentaje es el de la estación San Marcos, de 9.71. Por lo tanto, ninguna estación se descartará por falta de continuidad en los datos.

En cuanto a la extensión del periodo de registro con que cuenta cada una de las estaciones, todas las estaciones poseen un registro igual o mayor a 36 años, excepto la estación Garcés, cuyo registro es de sólo 12 años. Nótese que el número de años de registro es similar al de las estaciones climatológicas, aun cuando la antigüedad de las estaciones hidrométricas sea mayor, sólo se encuentran disponibles los datos registrados hasta 1999, en la estación San Marcos, y hasta 1995 o 1998, en la mayoría de las otras estaciones.

Por los pocos años de registro con los que cuenta, la estación Garcés no se considerará en lo sucesivo.

Tabla 2.4. Datos disponibles de las estaciones hidrométricas

CLAVE	NOMBRE	REGISTRO	% DATOS FALTANTES
26178	Atenco	1944-1995	0.07
26184	San Andrés	1944-1998	3.56
26193	La Grande	1945-1995	1.20
26195	Tejocote	1945-1995	0.34
26276	San Marcos	1963-1999	9.71
26445	Garcés	1978-1990	2.08

2.4. Análisis de la información

2.4.1. Análisis estadístico de datos hidrológicos

Por la complejidad de los procesos físicos que dan lugar a los diversos eventos meteorológicos, como la lluvia, no suele ser factible realizar una estimación de tales eventos mediante métodos basados en las leyes de la física; bien porque estos métodos son insuficientes, o bien porque el modelo matemático resultante sería demasiado grande, complicado y difícil de manejar (Aparicio, 2007). La hidrología utiliza métodos probabilísticos y estadísticos para facilitar la interpretación y evaluación de los datos disponibles.

En estadística, se considera a un registro de datos hidrológicos como una muestra del comportamiento del fenómeno en estudio, mientras que el conjunto de todos los posibles registros bajo ciertas condiciones se denomina población o universo. El proceso de observación o de registro se conoce como experimento, y las respuestas obtenidas de éste, resultados. En hidrología, estos resultados tienen una descripción numérica y se denominan variables aleatorias, las cuales pueden ser discretas o continuas. Las alturas de lluvia son variables aleatorias continuas (Springall, 1986).

Springall (1986) se basa en lo anterior para afirmar que cualquier registro de datos hidrológicos representa sólo una muestra de estos, y nunca es posible contar con la población de datos, pues están ligados a fenómenos naturales cuyos resultados varían continuamente.

Por lo tanto, con frecuencia es necesario extrapolar los datos disponibles, a fin de obtener los valores correspondientes a un determinado periodo de retorno. Tal periodo de retorno puede llegar a ser mucho mayor que el número de años de registro, debido a lo cual se emplean funciones de distribución de probabilidad para determinar su valor asociado.

En otras palabras, al graficar los datos disponibles respecto a sus correspondientes periodos de retorno, se puede observar que siguen una tendencia, la cual es necesario extender hasta el periodo de retorno deseado. Esto se logra con una confiabilidad aceptable mediante un análisis de frecuencia, es decir, la aplicación de funciones de distribución de probabilidad.

Mediante las distribuciones de probabilidad se puede representar la probabilidad de ocurrencia de una variable aleatoria. Al ajustar un conjunto de datos hidrológicos a una distribución, una gran cantidad de información probabilística en la muestra puede resumirse en forma compacta en la función y en sus parámetros asociados (Chow, 1994).

En estadística existe un gran número de funciones de distribución de probabilidad teóricas; sin embargo, no es posible probar cada una de ellas al analizar un registro de datos hidrológicos, por lo que es necesario escoger las que mejor se adapten al problema bajo análisis.

Algunas de las funciones de probabilidad utilizadas en hidrología son:

- Normal
- Lognormal de dos parámetros
- Lognormal de tres parámetros

- Exponencial
- Gamma de dos parámetros
- Gamma de tres parámetros (Pearson tipo III)
- General de Valores Extremos I (Gumbel)
- Gumbel de dos poblaciones

Aparicio (2007) indica que las funciones Normal y Lognormal, en general, son apropiadas para variables aleatorias que cubren todo el rango de valores de los resultados posibles del experimento. Las funciones Gumbel se desarrollaron para el análisis de los valores extremos de dichos resultados, es decir, para evaluar mínimos y máximos de un experimento. Las funciones Gamma ocupan un lugar intermedio entre las primeras y éstas últimas.

Es posible que en algunos lugares los gastos máximos anuales pertenezcan a dos poblaciones diferentes: una producida por las precipitaciones generadas por los fenómenos meteorológicos dominantes en la región, y otra derivada de las precipitaciones ciclónicas; los valores de la segunda población suelen ser mayores que los primeros. En estos casos, se suele utilizar la función Doble Gumbel.

De las distintas funciones de distribución de probabilidad mencionadas, se eligió para el desarrollo del presente estudio la función Gumbel, pues se trata del análisis de los máximos anuales de precipitación registrados en estaciones hidrológicas ubicadas en el Valle de México. Es decir, es un análisis de valores extremos, presentados en una zona que no se ve afectada de forma directa por eventos ciclónicos.

Ruiz (2002) señala que se requiere un método de estimación de parámetros que permita relacionar la información muestral con la poblacional, o sea, una muestra de registro hidrométrico con una distribución de probabilidad. Los principales métodos de estimación de parámetros son:

- Momentos. Iguala momentos poblacionales con muestrales.
- Máxima verosimilitud. Supone que el mejor parámetro de una función debe ser aquel que maximiza la probabilidad de ocurrencia de la muestra observada.

2.4.2. Distribución Gumbel

Supóngase que se tienen N muestras, cada una de las cuales incluye n eventos. Si se selecciona el máximo x de los n eventos de cada muestra, es posible demostrar que la función de densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \alpha e^{-\alpha(x-\beta)} e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad (\text{ec. 2.1})$$

Donde α y β son los parámetros de escala y forma de la función, respectivamente, y se determinan por las ecuaciones (Kite, 1977, en Aparicio, 2007):

$$\alpha = \frac{1.2825}{s} \quad (\text{ec. 2.2})$$

$$\beta = \bar{x} - 0.5772 s \quad (\text{ec. 2.3})$$

Donde \bar{x} representa la media de la muestra y se evalúa con la ecuación 2.5, mientras que s es la desviación estándar, calculada con la ecuación 2.4.

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \quad (\text{ec. 2.4})$$

$$\bar{x} = \sum_{i=1}^n \frac{x_i}{n} \quad (\text{ec. 2.5})$$

Dado que el periodo de retorno, T_r , es el tiempo esperado promedio en el que la magnitud de un evento puede igualarse o superarse (Springall, 1986), el periodo de retorno es igual al inverso de la probabilidad de que la magnitud del evento se iguale o supere:

$$T_r = \frac{1}{P(X \geq x)} = \frac{1}{1 - P(X \leq x)} \quad (\text{ec. 2.6})$$

Por lo tanto:

$$P(x) = P(X \leq x) = \frac{T_r - 1}{T_r} \quad (\text{ec. 2.7})$$

Desarrollando la ec. 2.1 y sustituyendo la ec. 2.7, se obtiene:

$$x = \beta - \frac{1}{\alpha} \ln \ln \left(\frac{T_r - 1}{T_r} \right) \quad (\text{ec. 2.8})$$

2.4.3. Análisis de los datos de precipitación

Como se mencionó en la sección 2.3.1., el análisis de datos se realizó únicamente para las estaciones: Amecameca, Coatepec de los Olivos, Chalco, El Tejocote, San Luis Ameca II y San Rafael.

Del registro de datos de cada estación se obtuvieron los máximos anuales de precipitación, para después realizar su análisis estadístico empleando el programa AX, elaborado en el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED).

El AX es un programa que permite ajustar a una muestra de datos las funciones de probabilidad: Normal, Lognormal (de 2 y 3 parámetros), Exponencial, Gamma (de 2 y 3 parámetros) y Doble Gumbel. Los parámetros, para cualquiera de estas funciones, se pueden estimar mediante el método de momento o el de máxima verosimilitud. Asimismo, al realizar el ajuste de las funciones, el programa indica cual es el error cuadrático generado.

Después de introducir los datos, se puede elegir cualquiera de las siguientes opciones:

- *Cálculo global.* Ajusta a la muestra de datos a todas las funciones de probabilidad mencionadas y muestra una tabla con el error cuadrático de cada una, resaltando el error mínimo y la función de probabilidad que lo genera.
- *Cálculo individual.* Permite ajustar una determinada función de probabilidad, muestra los resultados en una tabla, y los datos se pueden interpolar y extrapolar para cualquier periodo de retorno deseado.

La información sobre el funcionamiento del programa se puede consultar en el manual de operación, elaborado por Jiménez (1992).

Aun cuando ya se había decidido emplear la función Gumbel para todas las estaciones, previo a ese análisis, se corrió el programa mediante la opción *cálculo global*, con el objetivo de observar los errores cuadráticos correspondientes a cada función.

En la tabla 2.5 se resumieron los resultados de este análisis, mostrando sólo la función que genera el error cuadrático mínimo y el valor de este error, así como el error que se obtiene con la función Gumbel, al utilizar los dos métodos de estimación de parámetros.

Tabla 2.5. Resultados del análisis de datos de precipitación en AX, utilizando la opción cálculo global.

ESTACIÓN		CÁLCULO GLOBAL		GUMBEL	
		Función	Error	Momentos	Máx. ver.
15015	Amecameca	Gumbel	2.169	2.345	2.169
15017	Coatepec de los Olivos	Gamma	2.683	3.202	4.032
15020	Chalco	Gumbel	2.469	2.699	2.469
15029	El Tejocote (Atlacomulco)	Lognormal	1.565	2.097	1.765
15094	San Luis Ameca II	Gumbel	1.839	2.111	1.839
15106	San Rafael, Tlalmanalco	Normal	2.498	4.241	5.004

En la tabla anterior se puede observar que para la mitad de las estaciones la función que se ajusta mejor a los datos disponibles es la función Gumbel, en los casos que esto no ocurre, el error producido por la función Gumbel no es mucho mayor al error mínimo. Por las razones antes expuestas y los resultados obtenidos en este análisis, los cálculos posteriores se realizaron únicamente con la función Gumbel, calculando sus parámetros con el método de estimación que generó un menor error cuadrático.

La tabla 2.6 muestra las alturas de precipitación obtenidas al ajustar la función Gumbel al registro de datos, para diferentes periodos de retorno. Para visualizar con mayor facilidad la línea de tendencia generada a partir de los datos disponibles, en el Anexo A se pueden observar las gráficas correspondientes (figuras A.1 a A.6).

Tabla 2.6. Valores obtenidos para diferentes periodos de retorno

Tr (años)	h _p (mm)					
	15015	15017	15020	15029	15094	15106
2	43.59	41.03	36.05	46.00	37.75	50.99
5	56.72	54.43	48.69	57.99	48.99	63.79
10	65.42	63.31	57.06	65.94	56.43	72.26
20	73.76	71.83	65.09	73.56	63.57	80.38
50	84.56	82.85	75.49	83.42	72.81	90.9
100	92.65	91.11	83.27	90.81	79.74	98.78
500	111.34	110.19	101.27	107.89	95.74	116.99
1000	119.38	118.40	109.01	115.23	102.62	124.82

En la tabla anterior se puede notar que las alturas de precipitación calculadas son similares para todas las estaciones analizadas, en cada uno de los periodos de retorno de interés.

2.4.4. Análisis de los datos de escurrimiento

Los datos de gastos medidos por las estaciones hidrométricas fueron analizados de la misma forma en que lo fueron los datos de precipitación de las estaciones climatológicas. Es decir, mediante el programa AX se analizaron los máximos anuales de cada una de las estaciones.

En primer lugar, se eligió la opción *cálculo global* para observar los errores producidos al ajustar la muestra de datos a las distintas funciones de probabilidad permitidas por el programa, en especial, la función Gumbel. Los resultados se concentran en la tabla 2.7.

Tabla 2.7. Resultados del análisis de gastos en AX, mediante la opción cálculo global.

ESTACIÓN		CÁLCULO GLOBAL		GUMBEL	
		Función	Error	Momentos	Máx. ver.
26178	Atenco	Doble gumbel	1.948	2.901	2.966
26184	San Andrés	Gamma	0.291	0.329	0.38
26193	La Grande	Lognormal	1.294	1.427	1.529
26195	Tejocote	Lognormal	0.277	0.308	0.352
26276	San Marcos	Lognormal	0.183	0.248	0.275

Los errores cuadráticos mínimos obtenidos al analizar la información de las estaciones hidrométricas son muy pequeños, menores a 1 en casi todos los casos.

Por las razones expuestas al describir las distintas funciones de probabilidad, se decidió nuevamente ajustar la muestra a la función Gumbel, aplicando en cada estación el método de estimación de parámetros que arrojó el menor error al realizar el cálculo global.

Los resultados obtenidos para diferentes periodos de retorno se muestran en la tabla 2.8. En el Anexo A, las figuras A.7 a A.11 corresponden a las gráficas de la función Gumbel.

Tabla 2.8. Valores obtenidos para diferentes periodos de retorno

Tr (años)	Q (m ³ /s)				
	26178	26184	26193	26195	26276
2	1.59	2.65	6.26	2.10	2.07
5	4.84	4.27	10.25	3.53	3.18
10	6.98	5.34	12.88	4.48	3.92
20	9.04	6.36	15.41	5.38	4.63
50	11.71	7.70	18.69	6.56	5.54
100	13.71	8.69	21.14	7.44	6.23
500	18.32	11.00	26.81	9.47	7.82
1000	20.31	11.99	29.25	10.34	8.50

La información sobre gastos máximos instantáneos fue analizada en el estudio elaborado en el 2000 (Domínguez, et. al.), a través de ella se determinaron los gastos pico para las estaciones: Atenco, San Andrés, La Grande y San Marcos (presentados en la tabla 4.5).

Dado que los registros de estaciones hidrométricas con los que se cuenta sólo abarcan hasta 1998, los resultados obtenidos en el estudio mencionado se utilizarán para el presente. Sin embargo, la estación hidrométrica Tejocote no fue analizada en aquella ocasión, por lo que en la tabla 2.9 se presentan los gastos pico determinados mediante la función de distribución Gumbel y el método de máxima verosimilitud (que es el que arrojó el menor error).

Tabla 2.9. Gastos pico de la estación Tejocote, calculados mediante la función Gumbel

T_r (años)	2	5	10	20	50	100	500	1000
Q_p (m^3/s)	20.73	36.88	47.58	57.83	71.11	81.06	104.06	113.94

3. ESTIMACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO

El agua que constituye el caudal de un río puede recorrer diferentes caminos, desde el momento en que se precipita y alcanza la superficie terrestre, hasta el momento que llega al cauce del río. Cualquiera que sea su trayecto hasta la salida de la cuenca, ésta agua constituye el escurrimiento.

Es importante conocer cuáles son los componentes del escurrimiento para elaborar cualquier estudio hidrológico que involucre el caudal de un río. Asimismo se requiere identificar los elementos que forman un hidrograma, antes de analizar la relación existente entre la precipitación y el escurrimiento ocurridos en la cuenca objeto de estudio.

La importancia de la relación entre estos fenómenos radica en que es normal que se carezca de suficientes datos de escurrimiento del sitio de interés, es decir, suelen abundar más los registros de precipitación. Dado que el flujo de un río es afectado principalmente por las variaciones de la precipitación, las relaciones lluvia-escurrimiento son una herramienta valiosa para suplir esta carencia de información, pues permiten determinar el escurrimiento utilizando las características de la cuenca y los datos de precipitación. Es por ello que existen numerosos métodos para relacionar la precipitación en una cuenca con el escurrimiento de la misma.

3.1. Conceptos básicos sobre el escurrimiento

3.1.1. *Escurrecimiento*

El escurrimiento se define como el agua de precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca. Según el curso que sigue el agua después de llegar a la superficie terrestre, el escurrimiento puede ser: subterráneo, subsuperficial o superficial.

El *escurrimiento subterráneo* se constituye por la parte del agua de lluvia que se infiltra en el suelo hasta niveles inferiores al freático. El agua que se infiltra pero no llega al nivel freático, escurre cerca de la superficie del suelo y prácticamente paralela a ella, formando el *escurrimiento subsuperficial* (Aparicio, 2007).

Después, cuando las capas superiores del suelo se saturan, el agua llena las depresiones del terreno hasta adquirir la profundidad suficiente para sobrepasar la fuerza

de retención superficial, momento en el cual empieza a fluir; a este tipo de escurrimiento se le conoce como *escurrimiento superficial* (Chow, 2004).

El escurrimiento superficial se clasifica en dos tipos: el flujo en la superficie del terreno y el escurrimiento en corrientes. El primero es el agua que fluye en una capa delgada a lo largo de una superficie ancha; sólo puede persistir en distancias cortas, antes de que las irregularidades en la superficie de la cuenca concentren el flujo en canales¹. Cuando el agua llega a un cauce bien definido forma el *escurrimiento en corrientes*, en el que fluye a través de una trayectoria confinada, mucho más angosta que la del flujo en la superficie (Chow, 2004).

La figura 1.3 esquematiza la clasificación del escurrimiento a partir del curso del agua sobre la superficie terrestre.

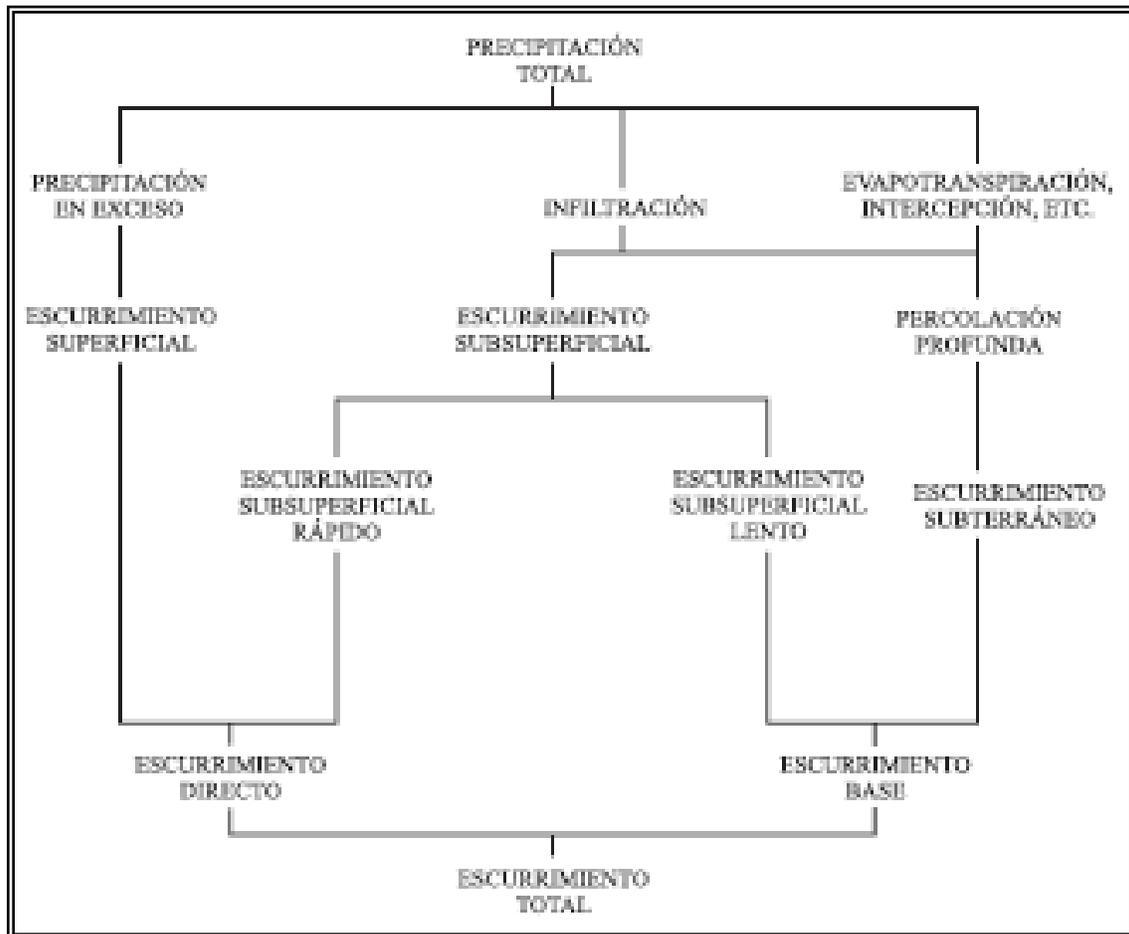


Figura 3.1. Clasificación del escurrimiento

¹ En este caso, el término *canal* designa a cualquier depresión que pueda transportar una pequeña corriente de agua, durante la lluvia y durante un breve periodo después de ella (Linsley, 1988).

Si el flujo en la superficie ocurre en cantidad suficiente, es un elemento importante en la formación de las avenidas. Aunque, por lo general, el caudal de flujo en la superficie suele ser pequeño, dado que en un suelo permeable sólo se presenta cuando la lluvia es mayor que la capacidad de infiltración.

Las cuencas con suelos superficiales permeables presentan pocas variaciones en su caudal a lo largo del año, en otras palabras, la relación entre los gastos máximos y los medios suele ser baja. Por el contrario, en las cuencas con suelos poco permeables, dicha relación suele ser más alta, pues los gastos que se presentan entre dos avenidas son pequeños o incluso nulos (Linsley, 1988).

3.1.2. Análisis de hidrogramas

El escurrimiento subterráneo es tan lento que incluso puede tardar años en llegar a la salida de la cuenca, por lo que es difícil relacionarlo con una tormenta particular. Conforman la única fuente de alimentación de las corrientes cuando no hay lluvias, por lo que se le denomina *escurrimiento base*. Mientras que el escurrimiento superficial es el primero en alcanzar la salida de la cuenca, de forma que se asocia a la *precipitación en exceso*² de una tormenta particular y determina el *escurrimiento directo*. El escurrimiento subsuperficial puede ser tan lento como el subterráneo o tan rápido como el superficial, lo que ocasiona que sea difícil distinguirlo de los otros dos; de acuerdo con su velocidad, puede ser tratado junto con uno o con otro (Aparicio, 2007). Se denomina *análisis de hidrograma* a la división de un hidrograma en escurrimiento directo y escurrimiento base.

Un *hidrograma* es una gráfica que representa el gasto contra el tiempo. Chow (1959, en Chow, 1994) lo definió como «una expresión integral de las características fisiográficas y climáticas que rigen las relaciones entre la lluvia y el escurrimiento de una cuenca». Por ejemplo, un hidrograma anual muestra el balance a largo plazo de la precipitación, la evaporación y el caudal en una cuenca. La figura 3.2 muestra un hidrograma anual.

²El agua que al llegar a la superficie terrestre, ni es retenida por ella, ni se infiltra en el suelo, se denomina *precipitación en exceso o efectiva* (Chow, 1994).

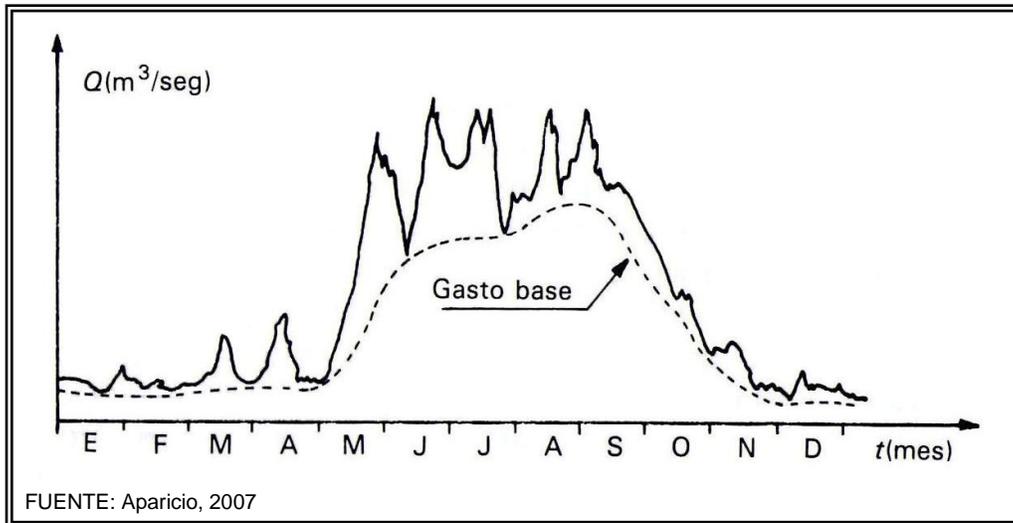


Figura 3.2. Hidrograma anual

Al estudiar un hidrograma anual, se puede observar que los picos son producto sólo de la lluvia, o bien de la lluvia y el deshielo. La figura 3.3 ilustra el hidrograma aislado de una tormenta; aun cuando los hidrogramas producidos por tormentas varían no sólo de una cuenca a otra, sino también de una tormenta a otra, la figura ilustra la forma general de tales hidrogramas, así como sus componentes.

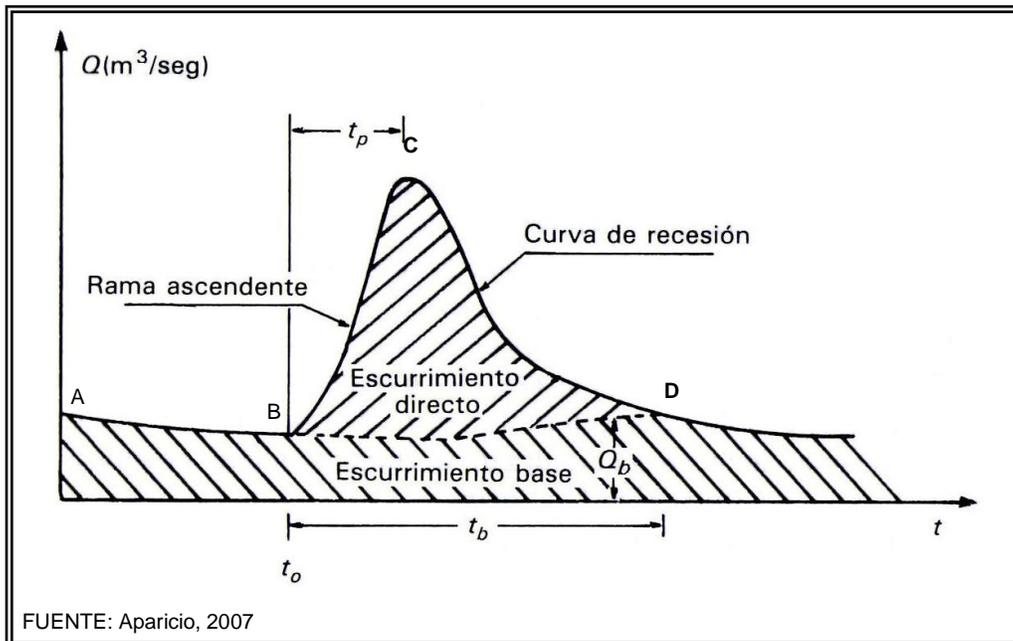


Figura 3.3. Componentes de un hidrograma de una tormenta

Como se observa en la figura, en un inicio el flujo base disminuye gradualmente (segmento AB) hasta llegar al *punto de levantamiento* (B), donde inicia el escurrimiento directo, debido a que el agua de la tormenta empieza a llegar a la salida de la cuenca. El agua puede alcanzar la salida de la cuenca inmediatamente después de iniciada la tormenta, durante ella o después de que ha terminado de llover. El escurrimiento alcanza el *pico* en el punto C, momento en el que se presenta el gasto máximo de la tormenta. La curva entre B y C se denomina *rama ascendente*. Después de alcanzar el pico, el escurrimiento disminuye, el *punto de inflexión* se presenta cuando termina el flujo sobre el terreno y toda el agua fluye por canales o subterráneamente. El punto E representa el fin del escurrimiento directo, a partir de él, el escurrimiento es sólo subterráneo. La *curva de recesión* es la curva entre el pico y el final del escurrimiento directo. La curva de recesión, después del punto de inflexión, es la curva de vaciado de la cuenca (Aparicio, 2007; Chow, 1994).

En el hidrograma se pueden observar dos tiempos importantes: el pico y el base. El *tiempo pico* es el que transcurre desde el punto en el que inicia el escurrimiento directo hasta que se presenta el gasto máximo. El *tiempo base* es el tiempo que dura el escurrimiento directo (Aparicio, 2007).

El *tiempo de concentración* es el tiempo que tarda una gota de agua en salir de la cuenca, desde el punto más alejado hasta el punto de salida. Si en una cuenca impermeable cayera uniformemente una lluvia de intensidad constante durante un largo periodo, el gasto que saldría de la cuenca sería creciente hasta alcanzar el *punto de equilibrio*, en el cual el volumen de agua entrante (a causa de la lluvia) por unidad de tiempo es igual al gasto de salida de la cuenca (Aparicio, 2007).

El tiempo que tardaría en establecerse el gasto de equilibrio, a partir del inicio de la tormenta, se denomina *tiempo de concentración*. Por lo tanto, el tiempo de concentración depende de la longitud máxima que debe recorrer el agua y de la velocidad que adquiere en el trayecto, la cual está en función tanto de la pendiente del terreno y del cauce, como de la rugosidad de la superficie del cauce. Una forma de calcularlo es la fórmula de Kirpich (1940, en Chow, 1994):

$$t_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (\text{ec. 3.1})$$

Donde:

t_c , tiempo de concentración, en h

L , longitud del cauce principal de la cuenca, en m

S , pendiente del cauce principal

El *tiempo de retraso* es el tiempo que transcurre del centro de masa de la precipitación al pico del hidrograma. Se puede calcular:

$$t_r = 0.6 t_c \quad (\text{ec. 3.2})$$

Donde:

t_r , tiempo de retraso, en h

t_c , tiempo de concentración, en h

3.1.3. Relaciones lluvia-escurrimiento

Los métodos para calcular las relaciones lluvia-escurrimiento son tan numerosos y diversos que se pueden clasificar de acuerdo con la información que utilizan para el cálculo del escurrimiento (Domínguez, et. al.), de tal forma que se agrupan en tres grandes grupos:

- *Modelos empíricos.* Sólo utilizan las principales características físicas promedio y proporcionan el gasto pico. Este grupo incluye las fórmulas empíricas que se han obtenido relacionando mediciones simultáneas de lluvia y de escurrimiento con las características de las cuencas. Entre este tipo de métodos están los de envolventes y el método racional.
- *Modelos de caja negra.* Requieren de registros simultáneos de precipitación y escurrimiento, pues se calibran con los datos de ingreso y salida de la cuenca, sin considerar explícitamente las características físicas de la cuenca. Se basan en el concepto de hidrograma unitario, y permiten predecir la forma del hidrograma de la avenida, no sólo el gasto máximo.

- *Modelos conceptuales*. también denominados *matemáticos* o *de parámetros distribuidos*. Para su aplicación se debe de disponer, además de los registros simultáneos de precipitación y escurrimiento, de las características detalladas de la cuenca.

Por supuesto, los métodos son más complejos conforme más parámetros requieren para su uso, lo que implica que la precisión es mayor; sin embargo, requieren más datos y de mejor calidad.

MÉTODO RACIONAL

El *método racional* empezó a utilizarse alrededor de la mitad del siglo XIX y continúa siendo uno de los métodos más utilizados para el cálculo del escurrimiento, debido a su simplicidad, y a pesar de que han surgido críticas válidas acerca de lo adecuado de este método.

El método racional se fundamenta en la siguiente idea: si una lluvia con intensidad i empieza en forma instantánea y continúa en forma indefinida, el escurrimiento continuará hasta que llegar al tiempo de concentración, en el cual toda la cuenca está contribuyendo al flujo en la salida. El producto de la intensidad de lluvia por el área de la cuenca es el caudal de entrada al sistema, y la relación entre este y el caudal pico se conoce como *coeficiente de escurrimiento*, cuyo valor siempre se encuentra entre 0 y 1 (Chow, 1994). Lo anterior se expresa en la fórmula del método racional:

$$Q = 0.278 CiA \quad (\text{ec. 3.3})$$

Donde:

Q_p , gasto pico, en m^3/s

0.278, coeficiente para conversión de unidades

C, coeficiente de escurrimiento

i , intensidad de lluvia para una duración igual al tiempo de concentración, en mm/h

A, área de la cuenca, en km^2

En cuencas urbanas el área de drenaje usualmente está compuesta de subáreas de diferentes características superficiales. Las subáreas se denominan A_j y los coeficientes de escurrimiento para cada una de ellas se denominan como C_j . El gasto pico para m subcuencas se calcula de la siguiente forma:

$$Q = 0.278 i \sum_{j=1}^m C_j A_j \quad (\text{ec. 3.4})$$

El método racional se basa en la suposición de que la intensidad de lluvia es constante durante toda la tormenta.

HIDROGRAMA UNITARIO

A diferencia del método racional, el *método del hidrograma unitario* considera de forma implícita las características físicas de la cuenca, como topografía, vegetación, forma, etc., y no sólo el área de la cuenca y la intensidad de precipitación. Dado que, aun cuando se presentara la misma tormenta en dos cuencas con la misma área, las características particulares de cada una provocan que sus hidrogramas sean diferentes.

El *hidrograma unitario*, propuesto por primera vez por Sherman en 1932, es el hidrograma de escurrimiento directo que resulta de 1 mm (o de 1 cm, 1 pulgada, etc.) de precipitación en exceso, ocurrida de manera uniforme sobre una cuenca, con una intensidad constante en una duración igual a la efectiva (Chow, 1994).

El hidrograma unitario puede utilizarse para deducir el hidrograma resultante de cualquier precipitación en exceso, basándose en las siguientes suposiciones (Chow, 1994; Aparicio, 2007):

- *Tiempo base constante.* En una cuenca, el tiempo base es el mismo para todas las tormentas con la misma duración en exceso, independientemente del volumen escurrido. El hidrograma unitario se asocia a una determinada duración en exceso.
- *Proporcionalidad.* Las ordenadas de todos los hidrogramas con tiempo base común, son directamente proporcionales al volumen total de escurrimiento directo. Por lo tanto, las ordenadas de dichos hidrogramas son proporcionales entre sí.

- *Superposición de causas y efectos.* Para una determinada cuenca, el hidrograma que resulta de cierto periodo de lluvia, puede superponerse a hidrogramas resultantes de periodos de lluvia precedentes.

Tales suposiciones no se cumplen perfectamente bajo condiciones naturales; sin embargo, cuando la información hidrológica cumple aproximadamente tales suposiciones, los resultados obtenidos son aceptables para propósitos prácticos (Heerdegen, 1974, en Chow, 1994).

El método del hidrograma unitario se ha usado ampliamente en casi todo el mundo desde su publicación. Entre sus principales aplicaciones están: el hidrograma unitario tradicional, la curva S, el hidrograma unitario instantáneo y los hidrogramas unitarios sintéticos.

HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

Los métodos que se basan en *hidrogramas unitarios sintéticos* permiten obtener hidrogramas unitarios a partir de las características generales de la cuenca. Uno de estos métodos es el *hidrograma unitario triangular*, desarrollado por Mockus (1957, en Aparicio, 2007). La figura 3.4 esquematiza este tipo de hidrograma.

En un hidrograma triangular, el gasto pico se calcula:

$$q_p = \frac{0.555 A}{t_b} \quad (\text{ec. 3.5})$$

Donde:

q_p , gasto pico unitario, en $\text{m}^3/\text{s} / \text{mm}$

A , área de la cuenca, en km^2

t_b , tiempo base, en h

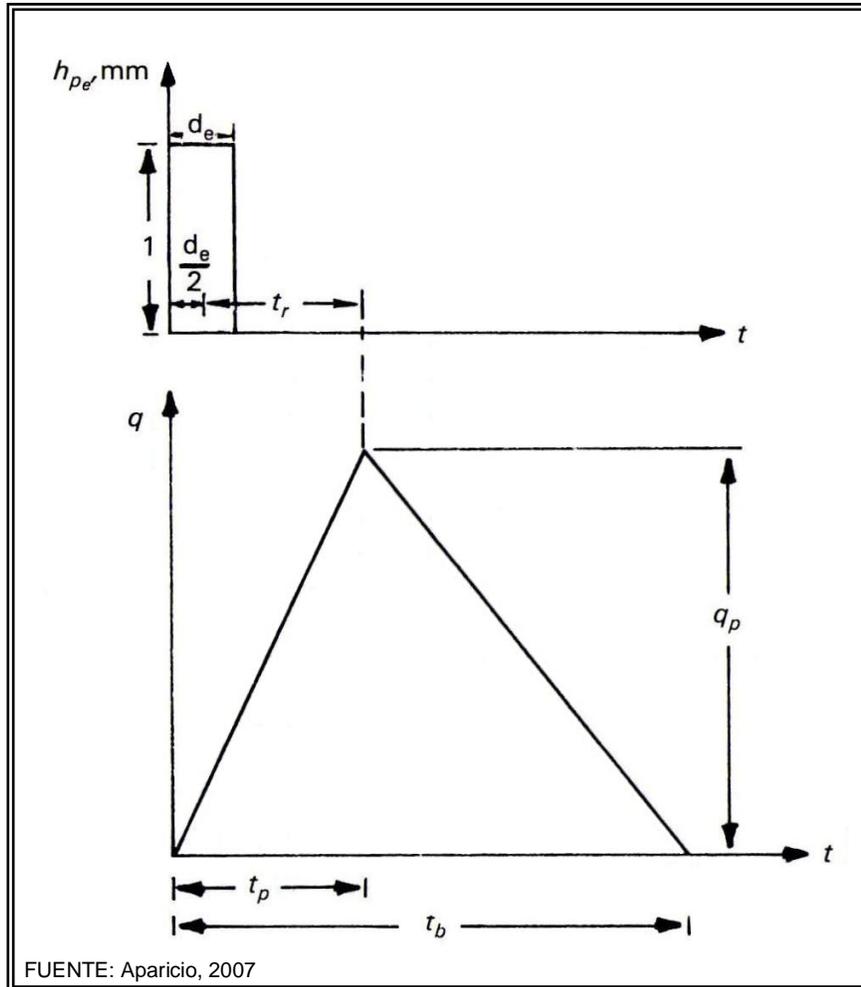


Figura 3.4. Hidrograma unitario triangular

Del análisis de varios hidrogramas, Mockus determinó que el tiempo base puede calcularse en función del tiempo pico:

$$t_b = 2.67 t_p \quad (\text{ec. 3.6})$$

El tiempo pico es:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r \quad (\text{ec. 3.7})$$

Donde:

d_e , duración en exceso, en h

t_r , tiempo de retraso, en h

El tiempo pico se calcula con la ec. 3.5 y la duración en exceso se asigna de acuerdo con la información disponible.

3.1.4. Coeficiente de escurrimiento

Chow (1994) definió el *coeficiente de escurrimiento* como la relación entre el escurrimiento directo y la intensidad promedio de la precipitación en una tormenta. Sin embargo, a causa de la variabilidad de la intensidad de precipitación, este valor es difícil de determinar utilizando la información observada, por lo que también puede definirse como la relación entre el volumen de escurrimiento directo y el volumen de precipitación en la cuenca, en un periodo de tiempo dado:

$$C = \frac{V_{ED}}{V_{LL}} \quad (\text{ec. 3.8})$$

El coeficiente de escurrimiento es la variable menos precisa del método racional. Su uso en la fórmula implica una relación fija entre el escurrimiento y la precipitación de la cuenca, lo cual no se cumple en realidad. La proporción de lluvia total que fluirá como escurrimiento superficial depende de la permeabilidad del suelo y de la pendiente. Como se ha mencionado con anterioridad, depende también de las características y condiciones del suelo. La capacidad de infiltración varía por las condiciones de humedad precedentes a la tormenta, además disminuye a medida que la lluvia continúa. Otros factores que influyen en el coeficiente de escurrimiento son la proximidad del nivel freático, el grado de compactación del suelo, la porosidad del subsuelo, la vegetación, la pendiente del suelo y el almacenamiento por depresión.

Para representar lo mejor posible a los factores que afectan al coeficiente de escurrimiento, es necesario elegir un coeficiente razonable que considere dichos factores. La figura 3.5 indica los coeficientes de escurrimiento que recomienda el Manual de Hidráulica Urbana para suelos no urbanizados, obtenidos de un análisis regional hecho en varias cuencas experimentales en distintas partes del Valle de México.

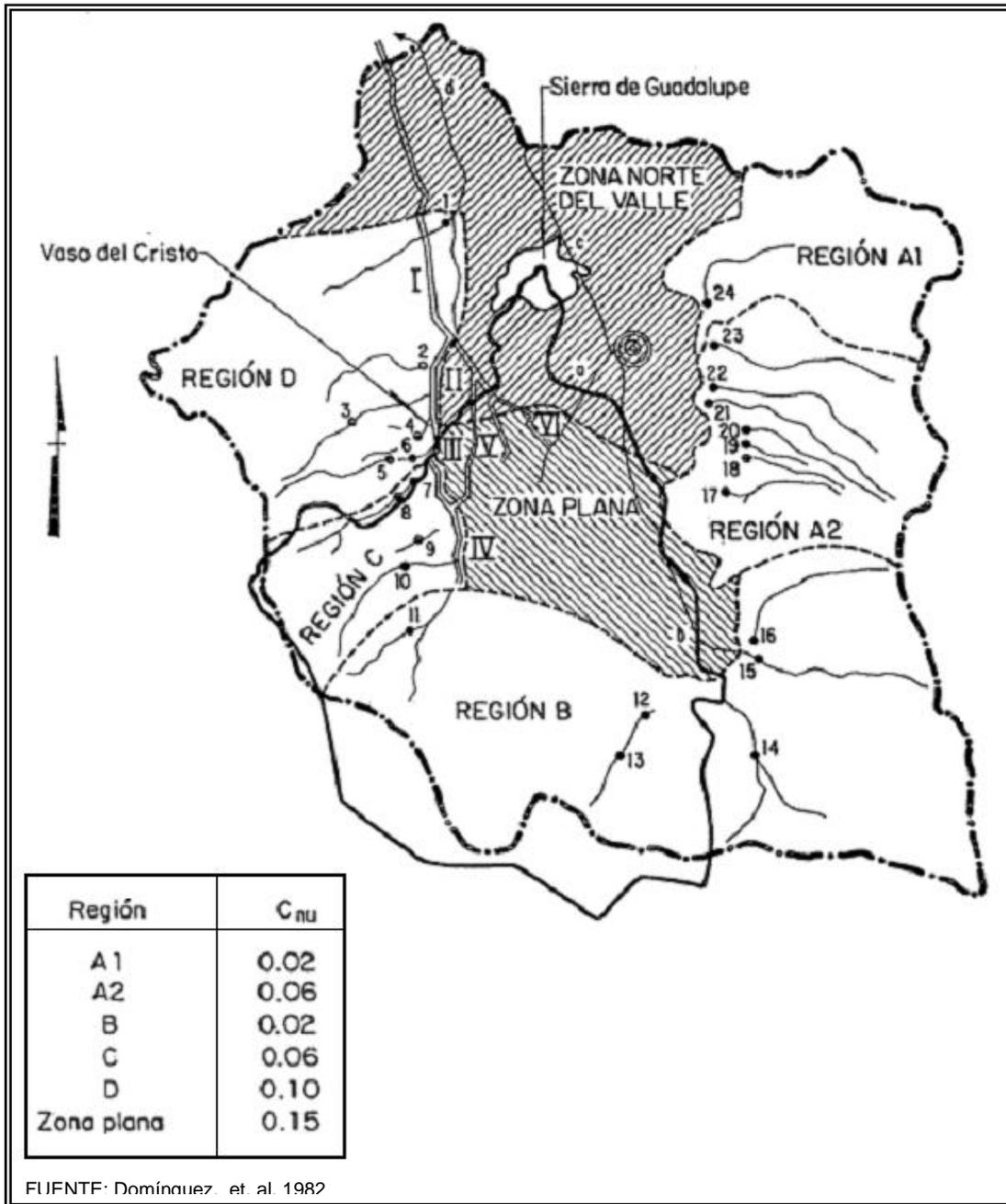


Figura 3.5. Coeficientes de escurrimiento para el Valle de México

Por otro lado, Aparicio (2007) propone los coeficientes que aparecen en la tabla 3.1, que dependen de, si es una zona urbana, del tipo de urbanización que tenga; si es una zona no urbana, del tipo de suelo y pendiente de la cuenca.

Tabla 3.1. Valores del coeficiente de escurrimiento

TIPO DE ÁREA		COEF. DE ESCURRIMIENTO	
		MÍNIMO	MÁXIMO
DRENADA			
ZONAS COMERCIALES	Zona Comercial	0.70	0.95
	Vecindarios	0.50	0.70
ZONAS RESIDENCIALES	Unifamiliares	0.30	0.50
	Multifamiliares, espaciados	0.40	0.60
	Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
	Semiurbanas	0.25	0.40
	Casas habitación	0.50	0.70
ZONAS INDUSTRIALES	Espaciada	0.50	0.80
	Compacta	0.60	0.90
CEMENTERIOS, PARQUES		0.10	0.25
CAMPOS DE JUEGO		0.20	0.35
PATIOS DE FERROCARRIL		0.20	0.40
ZONAS SUBURBANAS		0.10	0.30
CALLES	Asfaltadas	0.70	0.95
ESTACIONAMIENTOS	De concreto hidráulico	0.70	0.95
	Adoquinadas	0.70	0.85
		0.75	0.85
TECHADOS		0.75	0.95
PRADERAS	Suelos arenosos planos ($S \leq 0.02$)	0.05	0.10
	Suelos arenosos con pendientes medias ($0.02 < S < 0.07$)	0.10	0.15
	Suelos arenosos escarpados ($S \geq 0.07$)	0.15	0.20
	Suelos arcillosos planos ($S \leq 0.02$)	0.13	0.17
	Suelos arcillosos con pendientes medias ($0.02 < S < 0.07$)	0.18	0.22
	Suelos arcillosos escarpados ($S \geq 0.07$)	0.25	0.35

Referencia: Aparicio (2007)

3.1.5. Factores que afectan al escurrimiento

Es evidente que el proceso lluvia-escurrimiento es complejo, pues la evidencia estadística, la experiencia y el sentido común sugieren que el escurrimiento rara vez se genera de manera uniforme sobre una cuenca. Las variaciones en la cantidad e intensidad de la precipitación, las características del suelo, la cobertura vegetal, la humedad antecedente y la topografía, son factores que influyen simultáneamente en el comportamiento de la cuenca, aunados a que el escurrimiento de la mayoría de las tormentas se deriva de un área relativamente pequeña de la cuenca (Linsley, 1988).

Por otro lado, los efectos de la urbanización en los hidrogramas de avenidas incluyen incrementos en los volúmenes totales de escurrimiento, debido al incremento de las zonas impermeables, producto de los estacionamientos, las calles y los techos, los cuales reducen la capacidad de infiltración de la cuenca. Además, los cambios en la eficiencia hidráulica, asociados con canales artificiales, cunetas y sistemas de recolección de drenaje de tormentas, aumentan la velocidad del flujo y la magnitud de los gastos pico (Chow, 1994). Lo anterior ocasiona que en las superficies urbanizadas el volumen de escurrimiento sea mucho mayor que en las no urbanizadas.

3.2. Cálculo de los coeficientes de escurrimiento

3.2.1. Recomendaciones del Manual de Hidráulica Urbana

En la figura 3.4 se indican los coeficientes de escurrimiento recomendados en el Manual de Hidráulica Urbana (Domínguez, et. al., 1982) para suelos no urbanizados, los cuales fueron determinados a partir de un análisis regional de distintas cuencas del Valle de México. El área de estudio se encuentra al sur de la región A2 y al norte de la B, para las cuales el coeficiente de escurrimiento recomendado es de 0.06 y 0.02, respectivamente.

La figura 3.6 es una fotografía satelital que muestra la urbanización del área de estudio. En la figura se puede observar que las subcuencas Chihuahua, Texcahuey, Las Jícaras, Zoquiapan y Xaltocan prácticamente carecen de zonas urbanas. Mientras que las cuencas de Santo Domingo y el Olivar presentan una mayor urbanización, aproximadamente del 10 y el 15 %, respectivamente. Lo anterior implica que el coeficiente de escurrimiento es un poco mayor en estas dos últimas cuencas.

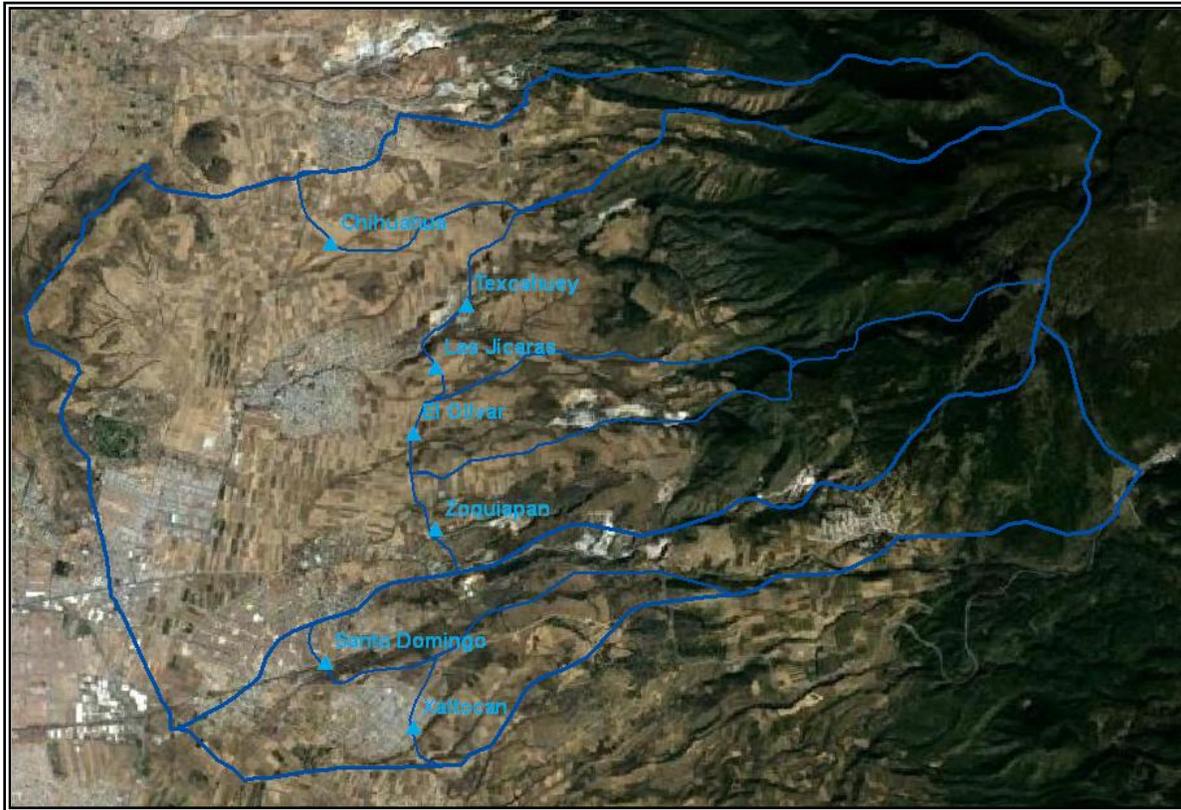


Figura 3.6. Urbanización de las cuencas en estudio

3.2.2. Coeficientes propuestos por Aparicio

Otra forma de determinar el coeficiente de escurrimiento es considerar los valores propuestos por Aparicio (2007). Dado que se trata de cuencas no urbanas, el valor del coeficiente de escurrimiento se haya entre los propuestos para praderas, dependiendo del tipo de suelo y de la pendiente.

De acuerdo a figura 1.5, los tipos de suelo predominantes en las subcuencas de interés son cambisol y feozem, los cuales tienen una textura media, por lo que se consideró como coeficiente de escurrimiento el valor promedio entre los valores medios de suelos arcillosos y suelos arenosos, según la pendiente de la subcuenca.

La tabla 3.3 concentra la pendiente de cada subcuenca, el coeficiente de escurrimiento correspondiente, tanto para suelos arcillosos, como para suelos arenosos, y el valor promedio entre estos.

Tabla 3.3. Coeficientes de escurrimiento, considerando los propuestos por Aparicio (2007)

CUENCA	SUBCUENCA	PENDIENTE	SUELOS ARENOSOS	SUELOS ARCILLOSOS	VALOR MEDIO
Santo Domingo	Sto. Domingo	0.06079	0.13	0.20	0.16
	Xaltocan	0.05012	0.13	0.20	0.16
San Francisco	La Cruz	0.07875	0.18	0.30	0.24
	Texcahuey	0.06799	0.13	0.20	0.16
	Las Jícaras	0.07043	0.18	0.30	0.24
	El Olivar	0.08047	0.18	0.30	0.24
	Zoquiapan	0.07930	0.18	0.30	0.24

Los valores obtenidos considerando los propuestos por Aparicio, son mucho mayores que los recomendados en el Manual de Hidráulica Urbana. Sin embargo, es importante mencionar que estos valores suelen ser muy conservadores.

3.2.3. Coeficiente determinado a partir del volumen de escurrimiento y del volumen de precipitación

Debido a la diferencia entre los valores obtenidos bajo las recomendaciones del Manual de Hidráulica Urbana y los obtenidos a partir de los coeficientes propuestos por Aparicio, se consideró necesario tener otro punto de comparación. Para ello se empleó la ecuación 3.3, dividiendo el volumen de escurrimiento originado por un gasto medio diario máximo de la estación San Marcos para un periodo de retorno de 10 años, entre el volumen de precipitación máximo para el mismo periodo de retorno.

Se utilizó el gasto de la estación San Marcos para las siete subcuencas, dada la similitud entre la cuenca del río San Francisco y la del río Santo Domingo. El método para calcular dicho gasto fue descrito en la sección 2.4.4, donde se determinó que es de 3.92 m³/s. Por lo tanto, el volumen de escurrimiento directo es:

$$V_{ED} = 86\,400 (3.92) = 338\,688 \text{ m}^3$$

Para calcular el volumen de precipitación se consideró la altura de precipitación máxima de todas las estaciones analizadas en la sección 2.4.3. Para el periodo de retorno de 10 años el valor máximo es de 72.26 mm, y corresponde a la estación San Rafael, Tlalmanalco. El volumen de precipitación se calcula:

$$V_{LL} = A h_p \quad (\text{ec. 3.10})$$

Donde:

V_{LL} , volumen de precipitación, en m^3

A , área de la cuenca, en m

h_p , altura de precipitación, en m

El área que se sustituyó en la ecuación 3.10 fue la de la cuenca del río San Francisco, dado que la estación San Marcos se encuentra a la salida de ésta. Entonces, el volumen de precipitación es:

$$V_{LL} = 131.42 (0.07226) = 9.496 \times 10^6 \text{ m}^3$$

Al sustituir el volumen de escurrimiento directo y el de precipitación en la ecuación 3.8, el coeficiente de escurrimiento es:

$$C = \frac{0.338688}{9.496} = 0.036$$

3.2.4. Coeficientes empleados en el cálculo del escurrimiento

Considerando las tres formas en las que se calculó el coeficiente de escurrimiento, la pendiente y la urbanización de cada una de las subcuencas, para los cálculos posteriores se utilizarán los valores de C que se muestran en la tabla 3.4.

Tabla 3.4. Coeficientes de escurrimiento determinados para cada subcuenca

CUENCA	SUBCUENCA	C
Sto. Domingo	Sto. Domingo	0.12
	Xaltocan	0.10
San Francisco	Chihuahua 2	0.15
	Texcahuey	0.10
	Las Jícaras	0.15
	El Olivar	0.18
	Zoquiapan	0.15

4. CÁLCULO DEL ESCURRIMIENTO

En el año 2000 fue elaborado por Domínguez, et. al. un estudio de las cuencas de los ríos San Francisco, Santo Domingo y San Rafael, en el cual se determinó la ubicación de las siete presas que se han venido mencionando en el presente trabajo, las características fisiográficas de las cuencas de aportación de dichos ríos y presas, y las tormentas y avenidas de diseño correspondientes.

Sin embargo, se ha considerado necesario realizar algunas modificaciones a los cálculos realizados en tal estudio, por un lado porque en la actualidad se cuenta con mayor cantidad de información de precipitación, por otro lado porque en este trabajo se pretende mejorar la estimación de las tormentas y avenidas de diseño, empleando metodologías distintas o mejorando las utilizadas en el estudio anterior.

4.1. Estudio elaborado por el Instituto de Ingeniería en el año 2000

4.1.1. Subcuencas del río Santo Domingo

En el estudio elaborado en el año 2000, las avenidas de diseño de la cuenca del río Santo Domingo se obtuvieron a través de tormentas de diseño, las cuales se transformaron a hidrogramas empleando un modelo lluvia-escurrimiento. A continuación se describe tanto el procedimiento mediante el cual se obtuvieron las tormentas y las avenidas de diseño, como los resultados obtenidos.

Una *tormenta de diseño* es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico (Chow, 1994). Para determinar las tormentas de diseño para diferentes periodos de retorno, se consideró que la precipitación máxima para una duración de 24 horas y un periodo de retorno de 10 años era de 72 mm.

Asimismo se consideraron factores de ajuste por duración, periodo de retorno y área derivados de los propuestos por Domínguez, et. al. (1982) y Franco (1988), los cuales fueron determinados mediante estudios regionales de lluvia. La tabla 4.1 muestra los factores utilizados en el estudio elaborado en el 2000.

Tabla 4.1. Factores de ajuste de precipitación utilizados en el estudio del 2000

Duración (h)	Factor por duración	AREA (km ²)	Factor por área	PERIODO (años)	Factor por T _r
				2	0.67
0.50	0.79			5	0.88
1.00	1.00	1.00	1.00	10	1.00
2.00	1.20	10.00	0.98	25	1.15
8.00	1.48	20.00	0.96	50	1.25
24.00	1.50	50.00	0.92	100	1.38
		100.00	0.88	500	1.64
		200.00	0.82	1000	1.76
		500.00	0.70	10000	2.13

Después de determinar los anteriores factores de ajuste, se definieron los parámetros que definen la forma del hidrograma unitario triangular de cada subcuenca, es decir: tiempo de concentración, tiempo de retraso, duración en exceso, tiempo pico, tiempo base y gasto pico unitario. Estos parámetros fueron calculados con las ecuaciones 3.1, 3.2 y 3.5 a 3.8, y, por seguridad, redondeados para los cálculos subsiguientes.

Se calculó el coeficiente de escurrimiento por medio de la siguiente fórmula:

$$C = \left(\frac{C_{nu} A_{nu}}{At} \right) + \left(\frac{0.45 I_u A_u}{At} \right) \quad (\text{ec. 4.1})$$

Donde:

C, coeficiente de escurrimiento

C_{nu} , coeficiente de escurrimiento en la zona no urbanizada

A_{nu} , área de la zona no urbanizada

A_u , área de la zona urbanizada

A_t , área total

I_u , índice de urbanización

Utilizando los factores de ajuste por duración se calculó la precipitación máxima en una hora para un periodo de retorno de 10 años, para después calcular la precipitación máxima para la duración de la tormenta, la cual se consideró igual al tiempo de concentración. A continuación, empleando los factores de ajuste por área se determinó la precipitación máxima para la duración de la tormenta y un periodo de retorno de 10 años, asociada al área de la cuenca, a partir de la cual, a través de los correspondientes factores de periodo de retorno, se determinó la precipitación máxima para la duración de la tormenta y cada periodo de retorno (2, 5, 10, 20, 50, 100, 500 y 1000 años), asociada al área de la cuenca.

La precipitación en exceso se calculó como:

$$P_e = C P_{max} \quad (\text{ec. 4.2})$$

Donde:

P_e , precipitación en exceso, en mm

C , coeficiente de escurrimiento

P_{max} , precipitación máxima, en mm

Por último el gasto pico se determinó con la ecuación:

$$Q_p = q_p P_e \quad (\text{ec. 4.3})$$

Donde:

Q_p , gasto pico, en m^3/s

q_p , gasto pico unitario, en $\text{m}^3/\text{s} / \text{mm}$

P_{max} , precipitación máxima, en mm

Los resultados obtenidos se resumen en las tablas 4.2 a 4.4. La tabla 4.2 contiene los datos de las subcuencas Santo Domingo y Xaltocan, los parámetros calculados a partir de ellos y las precipitaciones máximas. La tabla 4.3 muestra la precipitación de diseño, la precipitación en exceso y el gasto pico de las subcuencas Santo Domingo y Xaltocan, respectivamente.

Tabla 4.2. Parámetros de los hidrogramas de las subcuencas del río Santo Domingo

SUBCUENCA		SANTO DOMINGO	XALTOCAN
DATOS DE LA CUENCA	Longitud del cauce principal (km)	15.53	6.01
	Pendiente media del cauce principal	0.06079	0.05012
	Área total de la cuenca (km ²)	18.00	6.28
	Área no urbanizada (%)	90.00	100.00
	Área de zona no urbanizada (km ²)	16.20	6.28
	Área de zona urbanizada (km ²)	1.80	0.00
	Índice de urbanización	0.80	0.80
	C en zona no urbanizada	0.20	0.20
	Coeficiente de escurrimiento	0.22	0.20
PARÁMETROS DEL HIDROGRAMA	Tiempo de concentración	2.00	1.00
	Tiempo de retraso (h)	1.50	1.00
	Duración en exceso (h)	3.00	2.50
	Tiempo pico (h)	3.50	2.50
	Tiempo base (h)	9.50	7.00
	Gasto pico unitario (m ³ /s / mm)	1.05	0.50
PRECIPITACIONES MÁXIMAS (mm)	D = 24 h, T _r = 10 años	72.00	72.00
	D = 1 h, T _r = 10 años	48.00	48.00
	D = T _c , T _r = 10 años	57.60	48.00
	D = T _c , T _r = 10 años, asociada a A _t	55.30	47.52

Tabla 4.3. Tormentas y avenidas de diseño de la subcuencas Santo Domingo y Xaltocan

	PERIODO DE RETORNO (años)	F. A. POR T _r	PREC. DE DISEÑO (mm)	PREC. EN EXCESO (mm)	GASTO PICO (m ³ /s)
SANTO DOMINGO	2	0.67	37.05	8.15	8.56
	5	0.88	48.66	10.71	11.24
	10	1.00	55.30	12.17	12.77
	20	1.10	60.83	13.38	14.05
	50	1.25	69.13	15.21	15.97
	100	1.38	76.31	16.79	17.63
	500	1.64	90.69	19.95	20.95
	1000	1.76	97.33	21.41	22.48
XALTOCAN	2	0.67	31.84	6.37	3.18
	5	0.88	41.82	8.36	4.18
	10	1.00	47.52	9.50	4.75
	20	1.10	52.27	10.45	5.23
	50	1.25	59.40	11.88	5.94
	100	1.38	65.58	13.12	6.56
	500	1.64	77.93	15.59	7.79
	1000	1.76	83.64	16.73	8.36

4.1.1. Subcuencas del río San Francisco

La determinación de las avenidas de diseño de las subcuencas del río San Francisco, en el estudio elaborado en el año 2000, se basó en el empleo de la información de las estaciones hidrométricas: San Marcos, San Andrés, La Grande y Atenco, mencionadas en el capítulo II.

Las principales características fisiográficas (área, pendiente y longitud del cauce principal) de las cuencas de aportación de estas estaciones hidrométricas se pueden observar en la tabla 4.4, la cual además muestra el resultado de dividir la longitud del cauce principal entre la raíz de su pendiente, relación que representa la velocidad de respuesta de una cuenca.

Tabla 4.4. Características fisiográficas de las cuencas de las estaciones hidrométricas

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA	ÁREA (km ²)	LONGITUD (km)	PENDIENTE	L / S ^{1/2}
San Marcos	131.42	22.8	0.02234	152.5
San Andrés	64.8	28.15	0.01567	224.9
La Grande	202.6	38.35	0.01109	364.1
Atenco	54	25.50	0.01054 ¹	248.3

Mediante un análisis de regresión múltiple se correlacionaron los gastos obtenidos para estas estaciones hidrométricas con el área, la longitud y la pendiente correspondientes. Tales gastos se determinaron a través de un análisis de frecuencia de los gastos instantáneos máximos registrados en cada estación hidrométrica. Al emplear la función Gumbel y el método de estimación de parámetros por momentos, se obtuvieron los gastos para diferentes periodos de retorno que se muestran en la tabla 4.5.

En la tabla 4.6 se pueden observar los coeficientes que se obtuvieron al realizar el análisis de regresión múltiple, para cada uno de los periodos de retorno.

Tabla 4.5. Gastos pico calculados con la función Gumbel por momentos

ESTACIÓN HIDROM.	GASTO PICO (m ³ /s)							
	T _r = 2 años	T _r = 5 años	T _r = 10 años	T _r = 20 años	T _r = 50 años	T _r = 100 años	T _r = 500 años	T _r = 1000 años
San Marcos	16.50	27.05	34.04	40.74	49.41	55.91	70.92	77.38
San Andrés	18.54	30.14	37.82	45.18	54.72	61.87	78.38	85.48
La Grande	34.35	54.39	67.66	80.39	96.87	109.21	137.74	150.01
Atenco	6.97	11.21	14.02	16.71	20.20	22.81	28.85	31.44

¹ En el estudio elaborado en el año 2000, se empleó un valor de 0.10540, en lugar de 0.01054. que es el correcto. Probablemente el error no fue detectado por el número de parámetros utilizados en la regresión múltiple.

Tabla 4.6. Coeficientes de la regresión múltiple

COEF.	T _r = 2 años	T _r = 5 años	T _r = 10 años	T _r = 20 años	T _r = 50 años	T _r = 100 años	T _r = 500 años	T _r = 1000 años
b ₀	-2.020	-1.261	-0.916	-0.736	-0.475	-0.355	-0.114	0.005
b ₁	0.243	0.236	0.239	0.239	0.234	0.234	0.235	0.230
b ₂	-0.459	-0.469	-0.471	-0.471	-0.472	-0.472	-0.478	-0.479
b ₃	0.605	0.519	0.476	0.476	0.459	0.459	0.451	0.434

Los coeficientes determinados a partir del análisis de regresión múltiple definen el gasto mediante el siguiente modelo:

$$Q = e^{b_0} A^{b_1} S^{b_2} L^{b_3} \quad (\text{ec. 4.4})$$

Donde:

Q, gasto pico, m³/s

A, área de la cuenca, en km²

S, pendiente del cauce principal

L, longitud del cauce principal, en km

Al aplicar la ecuación 4.4 se obtuvieron los gastos que se resumen en la tabla 4.7, para cada una de las estaciones hidrométricas.

Tabla 4.7. Gastos pico calculados mediante el análisis de regresión múltiple

ESTACIÓN HIDROM.	GASTO PICO (m ³ /s)							
	T _r = 2 años	T _r = 5 años	T _r = 10 años	T _r = 20 años	T _r = 50 años	T _r = 100 años	T _r = 500 años	T _r = 1000 años
San Marcos	16.48	27.00	34.08	40.80	49.20	55.48	70.79	74.06
San Andrés	18.55	30.11	37.61	45.02	54.31	61.23	78.11	81.75
La Grande	34.57	54.40	67.32	80.59	96.19	108.46	138.45	143.38
Atenco	6.97	11.20	13.99	16.75	20.22	22.80	28.77	30.13

Al observar las tablas 4.5 y 4.7 se tiene que los gastos obtenidos por el análisis de frecuencia y por el análisis de regresión múltiple, son prácticamente iguales. Por lo que se aplicó la misma metodología a cada una de las subcuencas del río San Francisco y se obtuvieron los gastos que se muestran en la tabla 4.8, en la cual también aparecen los volúmenes de cada avenida correspondientes a cada periodo de retorno.

Al igual que para las subcuencas del río Santo Domingo, se determinó el tiempo pico y el tiempo base del hidrograma unitario triangular de cada subcuenca, los cuales resultaron de 2.5 y 7 horas, respectivamente. De la geometría del hidrograma triangular se tiene que el volumen de la avenida es:

$$V = \frac{Q_p t_b}{2} \quad (\text{ec. 4.5})$$

Donde:

V , volumen de la avenida, en m^3

Q_p , gasto pico, en m^3/s

t_b , tiempo base, en s

Tabla 4.8. Avenidas del río San Francisco

SUBCUENCA	ÁREA (km ²)	T _r (años)	GASTO PICO (m ³ /s)	VOLUMEN (m ³)
Chihuahua 2	21.53	2	2.18	27514.31
		5	3.58	45106.79
		10	4.5	56746.17
		20	5.39	67918.65
		50	6.54	82259.49
		100	7.4	93198.46
		500	9.38	118228.14
		1000	10.24	128983.73
Texcahuey	11.78	2	2.72	34241.79
		5	4.46	56135.79
		10	5.6	70621.1
		20	6.71	84525.34
		50	8.13	102497.10
		100	9.21	115986.29
		500	11.68	147135.94
		1000	12.74	160521.37
Las Jícaras	6.05	2	1.49	18735.17
		5	2.44	30714.33
		10	3.07	38639.88
		20	3.67	46247.49
		50	4.45	56080.62
		100	5.04	63461.15
		500	6.39	80504.48
		1000	6.97	87828.23
El Olivar	19.68	2	0.76	9622.05
		5	1.25	15774.34
		10	1.57	19844.76
		20	1.89	23751.90
		50	2.29	28802.02
		100	2.59	32592.52
		500	3.28	41345.68
		1000	3.58	45107.03
Zoquiapan	17.3	2	2.48	31299.51
		5	4.07	51312.23
		10	5.12	64552.87
		20	6.13	77262.37
		50	7.44	93689.87
		100	8.41	106019.98
		500	10.67	134493.05
		1000	11.65	146728.31

4.2. Observaciones y modificaciones propuestas

4.2.1. Respecto a las subcuencas del río Santo Domingo

A continuación se mencionan los inconvenientes que presenta la metodología utilizada en el estudio elaborado en el año 2000 para determinar las tormentas de diseño del río Santo Domingo:

- *Duración de la tormenta.* Dado que el mencionado estudio buscaba determinar los gastos máximos de diseño, las duraciones de tormenta que se utilizaron fueron relativamente pequeñas, por lo que los volúmenes que podrían escurrir en un día pueden haber sido subestimados. Para considerar tanto el gasto máximo, como el volumen que podría alcanzarse, se propone una duración de 8 horas, considerando los incrementos de lluvia cada hora.
- *Coefficiente de escurrimiento.* Los coeficientes de escurrimiento que se utilizaron (0.22 para la subcuenca Santo Domingo y 0.20 para la subcuenca Xaltocan) son valores excesivamente conservadores, sobre todo si se comparan con las recomendaciones del Manual de Hidráulica Urbana, según las cuales sería apropiado un coeficiente de aproximadamente 0.02. La tabla 3.4 muestra los valores que se proponen en el presente estudio, basados en diferentes consideraciones, como el tipo de suelo y el grado de urbanización. Los coeficientes propuestos son 0.12 y 0.10, para Santo Domingo y Xaltocan, respectivamente.
- *Factor de ajuste por periodo de retorno.* Como se menciona en la sección 4.1.1, los factores de ajuste que se emplearon fueron derivados de los propuestos por Domínguez, et. al. (1982) y Franco (1998), los cuales se determinaron a partir de la información de lluvias disponible hasta entonces. Puesto que ahora se cuenta con información de las estaciones climatológicas hasta el 2007, se revisarán los factores de ajuste por periodo de retorno, utilizando las estaciones propuestas en la sección 2.3 y el correspondiente análisis de frecuencia.

4.2.2. Respecto a las subcuencas del río San Francisco

Aun cuando los gastos máximos calculados para las estaciones hidrométricas, tanto por el análisis de frecuencia, como por el análisis de regresión múltiple, sean tan similares, el empleo de la misma metodología para la determinación de los gastos máximos de las subcuencas de aportación a las presas no es muy confiable.

Debido al número de parámetros de ajuste (cuatro: b_0 , b_1 , b_2 y b_3) y su relación con el número de estaciones hidrométricas, la regresión múltiple no refleja adecuadamente los fenómenos involucrados. Por ello se propone emplear una regresión potencial, de tal manera que el único parámetro sea el área de la cuenca, y el modelo para determinar el gasto sea:

$$Q = a A^b \quad (\text{ec. 4.6})$$

Donde:

Q , gasto máximo, en m^3/s

A , área de la cuenca, en km^2

a y b , parámetros de la regresión potencial

El análisis de frecuencia elaborado para el estudio anterior, se basó en la información disponible hasta su fecha de realización, es decir, en registros que abarcan hasta 1998. Tal información no ha sido actualizada hasta la fecha, por lo cual se emplearon los resultados obtenidos de dicho análisis para la elaboración del presente trabajo.

4.3. Determinación de las tormentas y avenidas de diseño del río Santo Domingo

4.3.1. Revisión del factor de ajuste por periodo de retorno

Para revisar los factores de ajuste por periodo de retorno se utilizó el análisis de frecuencia realizado en la sección 2.4.3, para las estaciones climatológicas: Amecameca, Coatepec de los Olivos, Chalco, El Tejocote, San Luis Ameca II y San Rafael, Tlalmanalco.

Se obtuvo el valor promedio de precipitación para cada uno de los periodos de retorno para los cuales se definió el factor de ajuste en el estudio elaborado en el 2000, es decir, para: 2, 5, 10, 25, 50, 100, 500, 1000 y 10000 años. A continuación, se dividió cada uno de los promedios entre el correspondiente a un periodo de retorno de 10 años. Por lo tanto, cada factor de ajuste define cuánto varía la precipitación para un determinado periodo de retorno, respecto a la precipitación que corresponde a un periodo de retorno de 10 años.

En la tabla 4.9 se muestran los valores de precipitación calculados para cada estación y periodo de retorno, los valores promedio y los factores de ajuste, estos últimos comparados con los que se habían definido en el estudio realizado en el 2000.

Tabla 4.9. Cálculo de los factores de ajuste por periodo de retorno

ESTACIÓN	PRECIPITACIÓN (mm)								
	PERIODO DE RETORNO (años)								
	2	5	10	25	50	100	500	1000	10000
15015	43.59	56.72	65.42	76.40	84.56	92.65	111.34	119.38	146.07
15017	41.03	54.43	63.31	74.53	82.85	91.11	110.19	118.40	145.64
15020	36.05	48.69	57.06	67.64	75.49	83.27	101.27	109.01	134.69
15029	46.00	57.99	65.94	75.97	83.42	90.81	107.89	115.23	139.61
15094	37.75	48.99	56.43	65.83	72.81	79.74	95.74	102.62	125.46
15106	50.99	63.79	72.26	82.96	90.90	98.78	116.99	124.82	150.82
PROMEDIO	42.57	55.10	63.40	73.89	81.67	89.39	107.24	114.91	140.38
F. A. (calc.)	0.67	0.87	1.00	1.17	1.29	1.41	1.69	1.81	2.21
F. A. (2000)	0.67	0.88	1.00	1.15	1.25	1.38	1.64	1.76	2.13

4.3.2. Duración de la tormenta

Se consideró una tormenta de 8 horas distribuida en incrementos de lluvia cada hora, de tal forma que los incrementos de lluvia corresponden a la mitad del tiempo de concentración en el caso de la subcuenca Santo Domingo (cuyo tiempo de concentración es de 2 horas), y al tiempo de concentración (de 1 hora), en el caso de la subcuenca Xaltocan.

Dado que las tormentas en el Valle de México son de duración corta, casi cualquier tormenta es abarcada por una duración de 8 horas, por lo que se empleó la precipitación máxima determinada para un periodo de retorno de 10 años. En la tabla 2.6, se puede observar que, para este periodo de retorno, la precipitación máxima corresponde a la estación San Rafael, la cual es de 72.26 mm, prácticamente igual a la definida en el estudio elaborado en el 2000, la cual es 72.00 mm. Para los cálculos subsiguientes se considerará el último valor.

Los incrementos cada hora se definieron con base en los porcentajes recomendados en el Manual de Hidráulica Urbana (1982).

La figura 4.1 ilustra mediante una gráfica la distribución de la precipitación en intervalos de una hora para una tormenta de 8 horas. La tabla 4.10 muestra los porcentajes recomendados, así como la precipitación que corresponde a cada uno.

Figura 4.1. Distribución de la precipitación en una tormenta de 8 horas

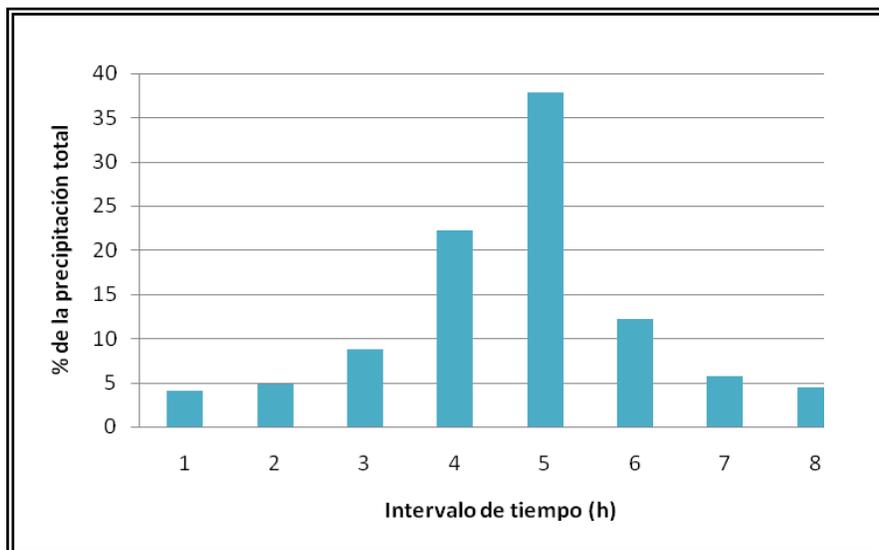


Tabla 4.10. Incrementos de lluvia cada hora en una duración de 8 horas

HORA	1	2	3	4	5	6	7	8	TOTAL
PORC. (%)	4.0	4.8	8.8	22.2	37.8	12.2	5.7	4.5	100.0
PREC. (mm)	2.88	3.46	6.34	15.98	27.22	8.78	4.10	3.24	72.00

4.3.3. Avenidas de diseño

Mediante el programa TVM, elaborado en el Instituto de Ingeniería, se obtuvieron las avenidas correspondientes a un periodo de retorno de 10 años.

El programa TVM genera los hidrogramas asociados a cada una de las barras del hietograma de una tormenta. De acuerdo con la teoría del hidrograma unitario y su hipótesis sobre la superposición de causas y efectos, el programa acumula los hidrogramas asociados a las barras de hietograma y obtiene el hidrograma total.

Los datos de entrada del programa son: área de la cuenca, coeficiente de escurrimiento, tiempo de concentración y hietograma de la tormenta.

En la tabla 4.11 se encuentran resumidos los datos de entrada que se emplearon para las subcuencas Santo Domingo y Xaltocan.

Tabla 4.11. Datos de entrada para el programa TVM

SUBCUENCA	A (km ²)	C	t _c (h)
Santo Domingo	18	0.12	2
Xaltocan	6.28	0.10	1

El hietograma de entrada de ambas subcuencas fue el descrito para una tormenta de 8 horas y una precipitación de 72 mm, esta última afectada por el correspondiente factor de ajuste por área. En la tabla 4.1 se muestran los factores de ajuste para cuencas cuya área es de 1, 10 y 20 km², al interpolar estos valores se obtuvieron los factores para cada una de las subcuencas: 0.96, para Santo Domingo, y 0.99, para Xaltocan. Las alturas de lluvia se convirtieron a pulsos de un cuarto de milímetro, para poder ser manejadas por el programa TVM. En la tabla 4.12 se representan los hietogramas de

ambas subcuencas, tanto en mm, como en pulsos de un cuarto de mm, suponiendo que la tormenta inició a las 6:00.

Tabla 4.12. Incrementos de lluvia cada hora en una duración de 8 horas

HIETOGRAMA DE LA SUBCUENCA SANTO DOMINGO									
HORA	6:00	7:00	8:00	9:00	10:00	11:00	12:00	13:00	14:00
h_p (mm)	0.00	2.76	3.32	6.08	15.34	26.13	8.43	3.94	3.11
h_p (pulsos)	0	11	13	24	60	103	33	16	12
HIETOGRAMA DE LA SUBCUENCA XALTOCAN									
HORA	6:00	7:00	8:00	9:00	10:00	11:00	12:00	13:00	14:00
h_p (mm)	0.00	2.85	3.42	6.27	15.82	26.94	8.70	4.06	3.21
h_p (pulsos)	0	11	13	25	62	106	34	16	13

A partir de la información anterior, el programa calcula los hidrogramas que se muestran en la figura 4.2 y en la tabla 4.13. Dado que estos hidrogramas corresponden a un periodo de retorno de 10 años, los hidrogramas para otros periodos de retorno se obtuvieron multiplicando los valores obtenidos para 10 años por los factores de ajuste por periodo de retorno calculados en la sección 4.3.1.

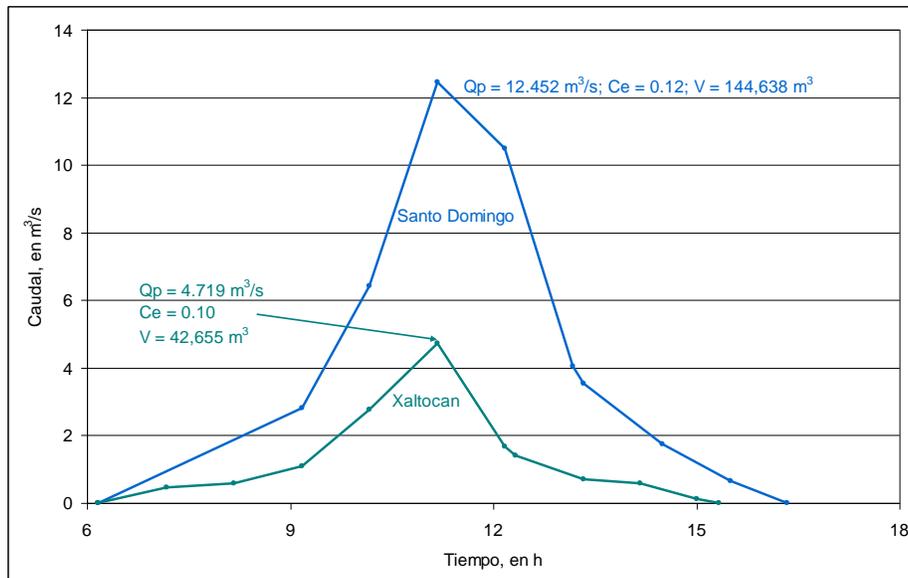


Figura 4.2. Hidrogramas de las subcuencas del río Santo Domingo, $T_r = 10$ años

Tabla 4.13. Hidrogramas para diferentes periodos de retorno

HIDROGRAMA DE LA SUBCUENCA SANTO DOMINGO									
T_r (años)	2	5	10	25	50	100	500	1000	10000
F. A por T_r	0.67	0.87	1	1.17	1.29	1.41	1.69	1.81	2.21
Hora									
6.17	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9.17	1.88	2.45	2.81	3.29	3.63	3.96	4.75	5.09	6.21
10.17	4.30	5.58	6.42	7.51	8.28	9.05	10.85	11.62	14.18
11.17	8.34	10.83	12.45	14.57	16.06	17.56	21.04	22.54	27.52
12.17	7.03	9.13	10.49	12.27	13.53	14.79	17.73	18.99	23.18
13.17	2.71	3.52	4.04	4.73	5.22	5.70	6.83	7.32	8.94
13.33	2.36	3.07	3.53	4.13	4.55	4.97	5.96	6.39	7.80
14.50	1.18	1.53	1.76	2.05	2.27	2.48	2.97	3.18	3.88
15.50	0.43	0.56	0.64	0.75	0.83	0.91	1.08	1.16	1.42
16.34	0	0	0	0	0	0	0	0	0
HIDROGRAMA DE LA SUBCUENCA XALTOCAN									
T_r (años)	2	5	10	25	50	100	500	1000	10000
F. A por T_r	0.67	0.87	1	1.17	1.29	1.41	1.69	1.81	2.21
Hora									
6.17	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7.17	0.31	0.40	0.46	0.54	0.59	0.65	0.77	0.83	1.01
8.17	0.38	0.50	0.57	0.67	0.74	0.81	0.97	1.04	1.27
9.17	0.73	0.94	1.08	1.27	1.40	1.53	1.83	1.96	2.39
10.17	1.84	2.39	2.74	3.21	3.54	3.87	4.64	4.97	6.06
11.17	3.14	4.08	4.69	5.48	6.04	6.61	7.92	8.48	10.36
12.17	1.11	1.44	1.65	1.93	2.13	2.33	2.79	2.99	3.65
12.33	0.94	1.22	1.40	1.63	1.80	1.97	2.36	2.53	3.09
14.17	0.46	0.60	0.69	0.81	0.89	0.98	1.17	1.25	1.53
15.00	0.38	0.50	0.57	0.67	0.74	0.80	0.96	1.03	1.26
15.33	0	0	0	0	0	0	0	0	0

4.4. Determinación de las tormentas y avenidas de diseño del río San Francisco

4.4.1. Análisis de regresión

Canavos (1988) define al *análisis de regresión* como una asociación cuantitativa entre diferentes variables, la cual permite extraer de determinados datos las características principales de una relación que no es evidente. En otras palabras, mediante un análisis de regresión se puede ajustar una determinada ecuación a un conjunto de datos dado, con el propósito de obtener una ecuación de predicción que proporcione un modelo teórico con precisión razonable.

El conjunto de datos dado es un conjunto de valores fijos que representan los puntos de observación para la variable respuesta, la cual es una variable aleatoria cuyos valores se observan mediante la selección de los valores de las variables de predicción en un intervalo de interés.

El modelo de regresión propuesto debe ser relativamente sencillo y contener pocos parámetros. Es necesario determinar cuáles de las variables de predicción deben incluirse en el modelo de regresión, por lo que se debe elegir a aquellas que parecen describir mejor el cambio en la respuesta promedio, aislando las características más sobresalientes, de tal manera que el análisis de regresión sea significativo. Cuando las variables de predicción están correlacionadas los resultados de la regresión pueden ser ambiguos (Canavos, 1988).

Debido a lo anterior, se propuso utilizar un modelo que empleara menos variables de predicción. Mediante la regresión potencial se obtuvo un modelo para definir el gasto empleando únicamente las áreas de las cuencas de aportación de las estaciones hidrométricas, de tal forma que la relación entre la pendiente y longitud del cauce principal con la respuesta de la cuenca, no afecte al análisis de regresión.

El modelo para definir el gasto está representado por la ecuación 4.6, para la cual es necesario definir los parámetros a y b . Para obtener estos parámetros es necesario transformar el modelo potencial en uno lineal. Es decir, dado el modelo de regresión potencial:

$$Y = aX^b \quad (\text{ec. 4.7})$$

Al obtener los logaritmos de cada término se obtiene:

$$\ln Y = \ln a + b \ln X \quad (\text{ec. 4.8})$$

Expresión en la cual se tiene una relación lineal entre las variables X y Y , de la siguiente forma:

$$y = A + bx \quad (\text{ec 4.9})$$

Donde:

$$y = \ln Y$$

$$x = \ln X$$

$$A = \ln a$$

Los parámetros A y b de la expresión 4.9, se pueden determinar a partir del *método de mínimos cuadrados*. Este método encuentra los parámetros mediante la minimización de la suma de los cuadrados de las diferencias entre los valores observados y los calculados por la ecuación de predicción.

A y b se pueden obtener con las ecuaciones 4.10 y 4.11:

$$A = \frac{\sum y \sum x^2 - \sum x \sum xy}{n \sum x^2 - (\sum x)^2} \quad (\text{ec. 4.10})$$

$$b = \frac{n \sum xy - \sum x \sum y}{n \sum x^2 - (\sum x)^2} \quad (\text{ec. 4.11})$$

4.4.2. Cálculo de los gastos máximos

En la tabla 4.14 se muestran simultáneamente los datos de las tablas 2.9 y 4.5, es decir, los gastos pico calculados mediante la función Gumbel para las estaciones: San Marcos, San Andrés, La Grande, Atenco y Tejocote.

Al comparar entre sí los gastos de la tabla 4.14 se puede observar que son relativamente proporcionales al área. La estación La Grande, cuya área de aportación es mayor a las demás, presenta a su vez los mayores gastos. Por el contrario, la estación Atenco presenta los menores gastos. Se sale un poco de esta proporcionalidad la

estación San Andrés, que con la mitad de área de San Marcos, genera gastos ligeramente mayores. Sin embargo, la estación Tejocote, que prácticamente posee la misma área de Atenco, presenta escurrimientos entre tres y cuatro veces mayores, lo que indica un comportamiento hidrológico muy distinto al de las otras subcuencas. Por esto último, los datos de la estación Tejocote no se utilizaron en el análisis de regresión.

Por lo tanto, se determinaron los gastos máximos con una regresión potencial aplicada a los gastos máximos instantáneos de las estaciones: San Marcos, San Andrés, La Grande y Atenco, determinados para cada periodo de retorno. En la tabla 4.15 se muestran tanto los parámetros a y b calculados para los diferentes periodos de retorno, como los coeficientes de correlación correspondientes. Mientras que la tabla 4.16 presenta los resultados, es decir, los gastos obtenidos al aplicar la ecuación 4.6 con los coeficientes de la tabla 4.15.

En el anexo B se pueden observar las gráficas que ilustran el análisis de regresión para los diferentes periodos de retorno, comparando los gastos obtenidos con la función Gumbel con los que resultaron del análisis de regresión potencial.

Tabla 4.14. Gastos pico calculados con la función Gumbel por momentos

ESTACIÓN HIDROM.	ÁREA (km ²)	GASTO PICO (m ³ /s) PARA DIFERENTES T _r (años)							
		2	5	10	20	50	100	500	1000
San Marcos	131.42	16.50	27.05	34.04	40.74	49.41	55.91	70.92	77.38
San Andrés	64.8	18.54	30.14	37.82	45.18	54.72	61.87	78.38	85.48
La Grande	202.6	34.35	54.39	67.66	80.39	96.87	109.21	137.74	150.01
Atenco	54.0	6.97	11.21	14.02	16.71	20.20	22.81	28.85	31.44
Tejocote	55.2	20.73	36.88	47.58	57.83	71.11	81.06	104.06	113.94

Tabla 4.15. Análisis de regresión potencial

Tr (años)	A	b	R²
2	0.2964	0.8755	0.6753
5	0.4985	0.8665	0.6717
10	0.6329	0.8635	0.6705
20	0.7611	0.8617	0.6697
50	0.9285	0.8598	0.6687
100	1.0536	0.8589	0.6682
500	1.3432	0.8572	0.6674
1000	1.4668	0.8569	0.6672

Tabla 4.16. Gastos pico calculados a partir del análisis de regresión potencial

ESTACIÓN HIDROM.	GASTO PICO (m³/s) PARA DIFERENTES T_r (años)							
	2	5	10	20	50	100	500	1000
San Marcos	21.22	34.17	42.71	50.95	61.59	69.56	87.97	95.89
San Andrés	11.43	18.51	23.21	27.70	33.53	37.90	47.98	52.32
La Grande	31.00	49.71	62.1	73.99	89.36	100.88	127.5	138.95
Atenco	9.74	15.8	19.83	23.68	28.67	32.4	41.04	44.75

En la tabla 4.15 se puede observar que los coeficientes *a* aumentan conforme al periodo de retorno, mientras que el parámetro *b* se mantiene prácticamente constante en un valor cercano a 0.86.

El aumento del coeficiente *a* era esperado, dada su relación con el gasto; para entender mejor lo anterior se puede observar la tabla 4.17, que para diferentes periodos de retorno muestra: en la segunda columna, los valores del parámetro *a*; en la siguiente columna, la relación entre cada uno de los parámetros y el correspondiente a un periodo de retorno de diez años; a continuación, los gastos determinados para la estación San Marcos para un periodo de retorno de 10 años; y por último, la relación entre cada uno de los gastos y el correspondiente a un periodo de retorno de diez años. La tercera columna y la quinta son prácticamente iguales.

Tabla 4.17. Comparación entre el aumento de a y el gasto de la estación San Marcos

Tr (años)	A	a/a_{10}	Q (m ³ /s)	Q/Q ₁₀
2	0.2964	0.47	16.5	0.48
5	0.4985	0.79	27.05	0.79
10	0.6329	1.00	34.04	1.00
50	0.9285	1.47	49.41	1.45
100	1.0536	1.66	55.91	1.64
500	1.3432	2.12	70.92	2.08
1000	1.4668	2.32	77.38	2.27

La tabla 4.18 muestra los gastos obtenidos para cada una de las subcuencas del río San Francisco al aplicar la ecuación 4.6 y los parámetros de la tabla 4.15.

Tabla 4.18. Gastos obtenidos para las subcuencas del río San Francisco, a partir del análisis de regresión potencial

ESTACIÓN HIDROM.	ÁREA (km ²)	GASTO PICO (m ³ /s) PARA DIFERENTES T _r (años)							
		2	5	10	20	50	100	500	1000
Chihuahua 2	21.53	4.36	7.13	8.96	10.72	13.00	14.71	18.66	20.35
Texcahuey	11.78	2.57	4.23	5.32	6.37	7.74	8.76	11.13	12.14
Las Jícaras	6.05	1.43	2.37	2.99	3.59	4.36	4.94	6.28	6.86
El Olivar	19.68	4.03	6.59	8.29	9.92	12.04	13.62	17.28	18.84
Zoquiapan	17.30	3.60	5.90	7.42	8.88	10.77	12.19	15.47	16.87

Sin embargo, todos los coeficientes de correlación son relativamente bajos, por lo que se prefirió sólo considerar la similitud con la estación hidrométrica San Marcos, cuya cuenca de aportación comprende las cinco subcuencas de interés: Chihuahua 2, Texcahuey, Las Jícaras, El Olivar y Zoquiapan.

Por lo tanto se calculó la relación entre cada una de las subcuencas y la cuenca San Marcos, dividiendo el área de las primeras entre el área de la cuenca San Marcos. La relación entre las áreas se elevó a la potencia 0.86 (que es el valor que se mantuvo

contante en el análisis de regresión) para definir los factores mediante los cuales se obtuvieron los gastos máximos de cada subcuenca, al multiplicarlos por los gastos correspondientes a cada periodo de retorno.

La tabla 4.19 muestra el cálculo de los factores de ajuste, y la tabla 4.20, los gastos máximos para cada una de las subcuencas.

Tabla 4.19. Factores de ajuste para la estimación de los gastos de las subcuencas del río San Francisco

SUBCUENCA	ÁREA	ÁREA DE SAN MARCOS	A_c / A_{SM}	$(Rel A)^{0.86}$
	A_c (km ²)	A_{SM} (km ²)	Rel A	F. A.
Chihuahua 2	21.53	131.42	0.1638	0.211
Texcahuey	11.78	131.42	0.0896	0.126
Las Jícaras	6.05	131.42	0.0460	0.071
El Olivar	19.68	131.42	0.1497	0.195
Zoquiapan	17.30	131.42	0.1316	0.175
SUMA	76.34	-	0.5809	0.627

Tabla 4.20 Gastos máximos para diferentes periodos de retorno

SUBCUENCA	F. A	GASTO PICO (m ³ /s) PARA DIFERENTES T _r (años)							
		2	5	10	20	50	100	500	1000
<i>San Marcos</i>	1	16.50	27.05	34.04	40.74	49.41	55.91	70.92	77.38
Chihuahua 2	0.211	3.48	5.71	7.18	8.60	10.43	11.80	14.97	16.33
Texcahuey	0.126	2.07	3.40	4.28	5.12	6.21	7.02	8.91	9.72
Las Jícaras	0.071	1.17	1.92	2.41	2.89	3.50	3.96	5.02	5.48
El Olivar	0.195	3.22	5.28	6.65	7.96	9.65	10.92	13.85	15.12
Zoquiapan	0.175	2.89	4.73	5.95	7.12	8.64	9.78	12.40	13.53

4.4.3. Forma de las avenidas

Al igual que para el río Santo Domingo, para determinar la forma de las avenidas de los afluentes del río San Francisco se empleó el concepto del hidrograma triangular. Si el gasto para un periodo de retorno de 10 años, obtenido al ajustar la función de distribución Gumbel a los gastos máximos instantáneos de la estación de San Marcos, se sustituye en la ecuación 4.5, ésta queda:

$$V = \frac{34.04 (3600 t_b)}{2} = 61272 t_b$$

Donde:

V , volumen de la avenida, en m^3

t_b , tiempo base, en h

En la sección 3.2.3 se obtuvo el volumen medio diario para el mismo periodo de retorno de 10 años, el cual resultó de $338\,688\,m^3$. Al igualar este valor con el de la avenida y despejar el tiempo base, se obtiene que éste es de 5.53 h.

Al sustituir el tiempo base en la ecuación 3.6 y despejar el tiempo pico, se tiene:

$$t_p = \frac{5.53}{2.67} = 2.07\,h$$

En la tabla 4.21 se muestran los volúmenes de las avenidas correspondientes a los gastos pico que se muestran en la tabla 4.20, para cada una de las subcuencas del río San Francisco y los diferentes periodos de retorno.

Tabla 4.20 Volúmenes de las avenidas de las subcuencas del río San Francisco

SUBCUENCA	ÁREA (km ²)	T _r (años)	GASTO PICO (m ³ /s)	VOLUMEN (m ³)
Chihuahua 2	21.53	2	3.48	34646.81
		5	5.71	56799.76
		10	7.18	71477.41
		20	8.60	85546.11
		50	10.43	103751.44
		100	11.80	117400.18
		500	14.97	148918.27
		1000	16.33	162483.02
Texcahuey	11.78	2	2.07	20626.73
		5	3.40	33815.33
		10	4.28	42553.56
		20	5.12	50929.26
		50	6.21	61767.67
		100	7.02	69893.35
		500	8.91	88657.42
		1000	9.72	96733.09
Las Jícaras	6.05	2	1.17	11629.34
		5	1.92	19065.07
		10	2.41	23991.68
		20	2.89	28713.89
		50	3.50	34824.58
		100	3.96	39405.83
		500	5.02	49985.01
		1000	5.48	54538.07
El Olivar	19.68	2	3.22	32070.59
		5	5.28	52576.33
		10	6.65	66162.60
		20	7.96	79185.20
		50	9.65	96036.83
		100	10.92	108670.70
		500	13.85	137845.22
		1000	15.12	150401.34
Zoquiapan	17.3	2	2.89	28705.49
		5	4.73	47059.61
		10	5.95	59220.30
		20	7.12	70876.47
		50	8.64	85959.90
		100	9.78	97268.12
		500	12.40	123381.42
		1000	13.53	134620.06

5. CONCLUSIONES

Es posible que una subcuenca presente un comportamiento similar al de una cuenca vecina a la que no pertenece, pero con la que comparte características físicas.

Mediante la descripción inicial de las características generales de la zona de estudio, se comprobó que la subcuenca del río Santo Domingo, perteneciente a la cuenca del río San Rafael, más que a esta última, se parece a la cuenca del río San Francisco.

El agua que forma el río San Rafael baja de las laderas del Iztaccíhuatl, desde una altitud superior a los 5000 m, mientras que las cuencas San Francisco y Santo Domingo tienen una altitud máxima entre los 3400 y los 3800 m, y forman corrientes casi paralelas que bajan de la Sierra Nevada.

Las cuencas San Francisco y Santo Domingo presentan tipos de suelo similares, incluso en su distribución. La cuenca San Rafael posee suelos diferentes, originados por la geología del volcán Iztaccíhuatl. Asimismo, el uso de suelo difiere en la zona montañosa baja, mientras que en las cuencas San Francisco y Santo Domingo esta zona está dedicada a la agricultura, la cuenca San Rafael aún posee diferentes tipos de bosque.

Entonces, los factores que marcan el comportamiento hidrológico de estas cuencas son la topografía, el tipo y el uso de suelo, características que aumentan su importancia mientras menor es el área de la cuenca.

Aun cuando un lugar de interés cuente con diferentes estaciones climatológicas e hidrométricas, no es posible emplear la información de todas ellas. Es necesaria, tanto la cuantificación de los datos faltantes en el registro, como la revisión del número de años de éste.

El porcentaje de datos faltantes, mucho mayor en las estaciones climatológicas que en las hidrométricas, demuestra que el mantenimiento de las primeras dista mucho de ser el adecuado. Esto último se reflejó de forma extrema en el caso de la estación Manuel Ávila Camacho, cuya inspección física arrojó la imposibilidad de ser considerada en el estudio, debido a las condiciones deplorables en las que se encontró.

En referencia a las estaciones hidrométricas, no basta con que se halle en el curso del río en estudio. Si existe una confluencia con otro río, la cuenca de ambos debe ser similar, o los resultados arrojados no serán los adecuados.

En el caso de los datos de precipitación de una zona, registrados por estaciones climatológicas cercanas, se espera que los resultados generados de un análisis estadístico sean similares, dado que las condiciones climatológicas varían gradualmente de un lugar a otro.

Por otro lado, los datos de estaciones hidrométricas ubicadas en una misma área, no tienen porque cumplir con lo anterior, dado que las corrientes en las que se localizan pueden ser por completo diferentes.

Al revisar los resultados obtenidos del análisis de frecuencia de los datos de precipitación, se observa que para los diferentes periodos de retorno, las alturas de lluvia son semejantes.

Los gastos resultantes del análisis de las estaciones hidrométricas varían de forma considerable, pero presentan cierta relación de proporcionalidad con el área de la cuenca que miden.

Es difícil definir un coeficiente de escurrimiento para una cuenca, dados los factores que influyen y la imposibilidad de cuantificarlos y reflejarlos directamente en una cifra.

Por lo anterior, existen diferentes métodos y recomendaciones para definirlo. Aunque con frecuencia, en la elección entre uno u otro, interviene el criterio y la experiencia del ingeniero.

Los factores de ajuste de precipitación pueden cambiar con el tiempo. Dado que aumenta el número de datos registrados, cada vez que se revisen con información actualizada se obtendrá una mejor estimación de ellos.

La revisión de los factores de ajuste por periodo de retorno, generó nuevos valores para dichos factores. Al comparar unos con otros se tiene que son iguales para los periodos de retorno: 2, 5 y 10 años. Para los periodos de retorno de 25, 50, 100, 500, 1000 y 10000 años, los factores aumentaron entre el uno y cuatro por ciento.

El método del hidrograma unitario triangular resulta útil cuando se carece de datos hidrométricos o se desconoce la forma de la avenida, debido a su simplicidad. La metodología a seguir para obtener las avenidas de diseño de una cuenca depende del tipo y calidad de información disponible.

Para las subcuencas ubicadas dentro de la cuenca del río Santo Domingo, no fue posible obtener las avenidas de diseño directamente debido a que se carece de una estación hidrométrica en el punto de salida de la cuenca. Por lo anterior, se definieron las tormentas de diseño en primer lugar, y a continuación se aplicó un modelo lluvia-escorrimento para determinar las avenidas de diseño.

El caso de la cuenca San Francisco fue muy distinto. Se disponía de información hidrométrica tanto de la cuenca, como de cuencas cercanas con características y comportamiento similar. Las avenidas de diseño se calcularon directamente, sin emplear las tormentas de diseño.

Por otro lado, el número de estaciones hidrométricas fue determinante para elegir el modelo mediante el cual se realizó el análisis de regresión, pues era un número pequeño en relación al número de parámetros que posiblemente se podrían haber considerado.

Es necesario observar el coeficiente de correlación de un análisis de regresión, pues un coeficiente bajo indica que el ajuste no es muy preciso, por lo que se debe buscar la forma de que la relación entre los valores calculados y los valores medidos sea más estrecha.

Los coeficientes de correlación de la regresión potencial resultaron relativamente bajos (aproximadamente 0.67). Por lo que los gastos máximos, aunque se calcularon mediante este método para tener un punto de referencia, no fueron considerados después.

Al realizar la regresión potencial, se observó que los exponentes de dicha regresión se mantenían en un valor casi constante. Se decidió aprovechar este valor y obtener los gastos pico a través de él y la relación entre las áreas de las subcuencas y el área de la estación San Marcos, en cuya cuenca se ubican las cinco subcuencas de interés.

De esta manera se obtuvieron los gastos máximos, que al ser comparados con los obtenidos a partir de la regresión, no distan mucho entre sí, siendo los primeros ligeramente menores a los últimos.

En resumen, los resultados obtenidos de un estudio hidrológico dependen en gran medida de dos factores, la calidad y cantidad de la información disponible; y la habilidad del ingeniero para buscar la manera de adecuarla al problema en cuestión.

ANEXO A. GRÁFICAS DE LA FUNCIÓN GUMBEL

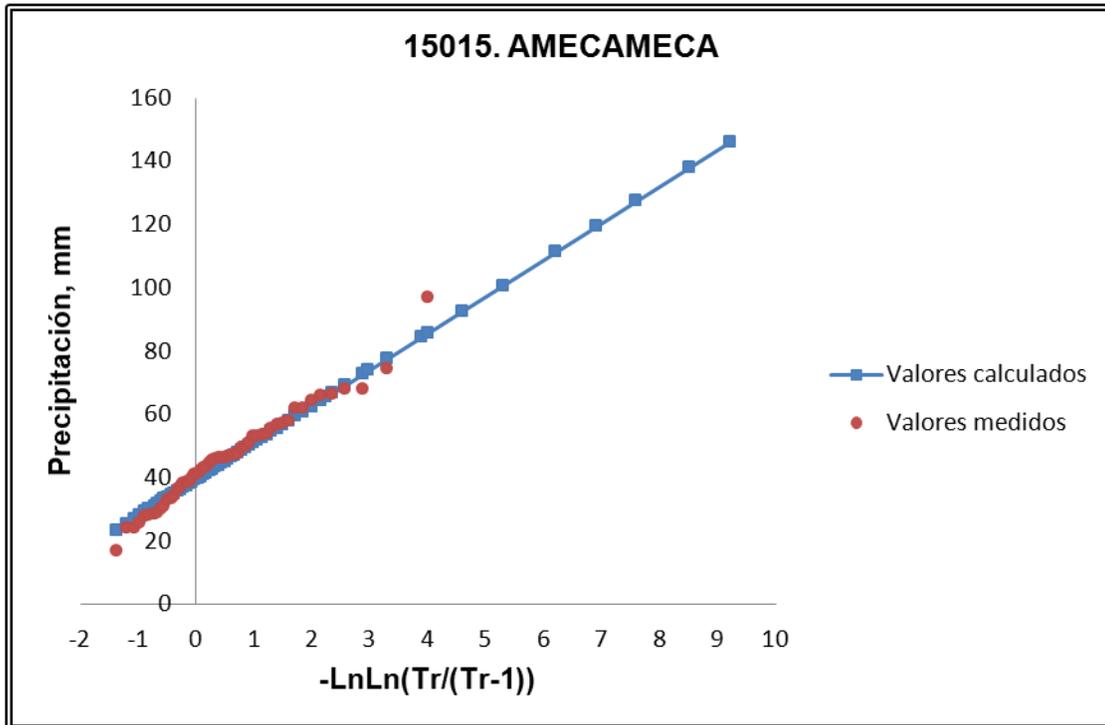


Figura A.1. Ajuste de la función Gumbel a los datos de la estación climatológica 15015

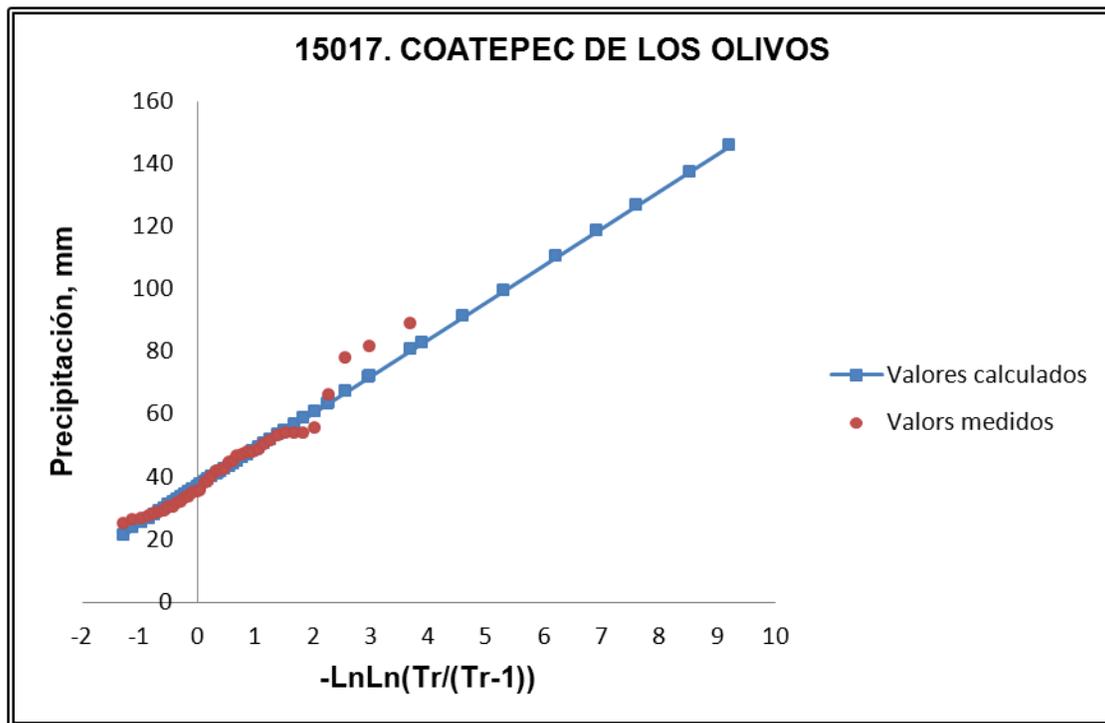


Figura A.2. Ajuste de la función Gumbel a los datos de la estación climatológica 15017

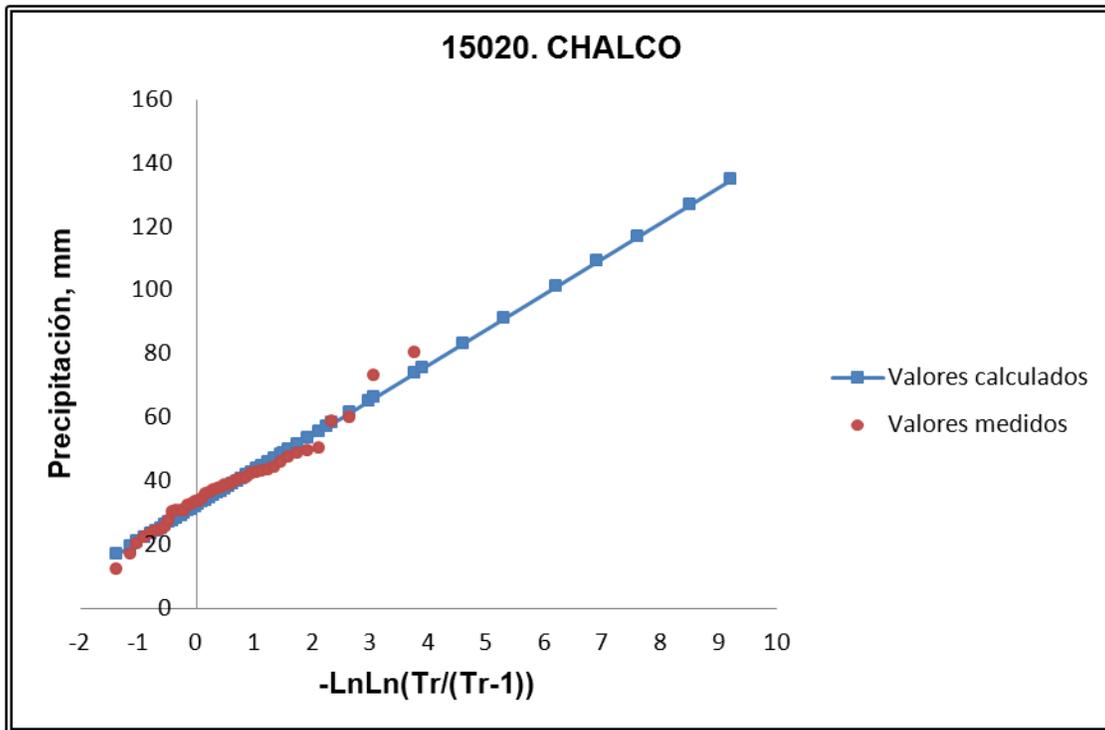


Figura A.3. Ajuste de la función Gumbel a los datos de la estación climatológica 15020

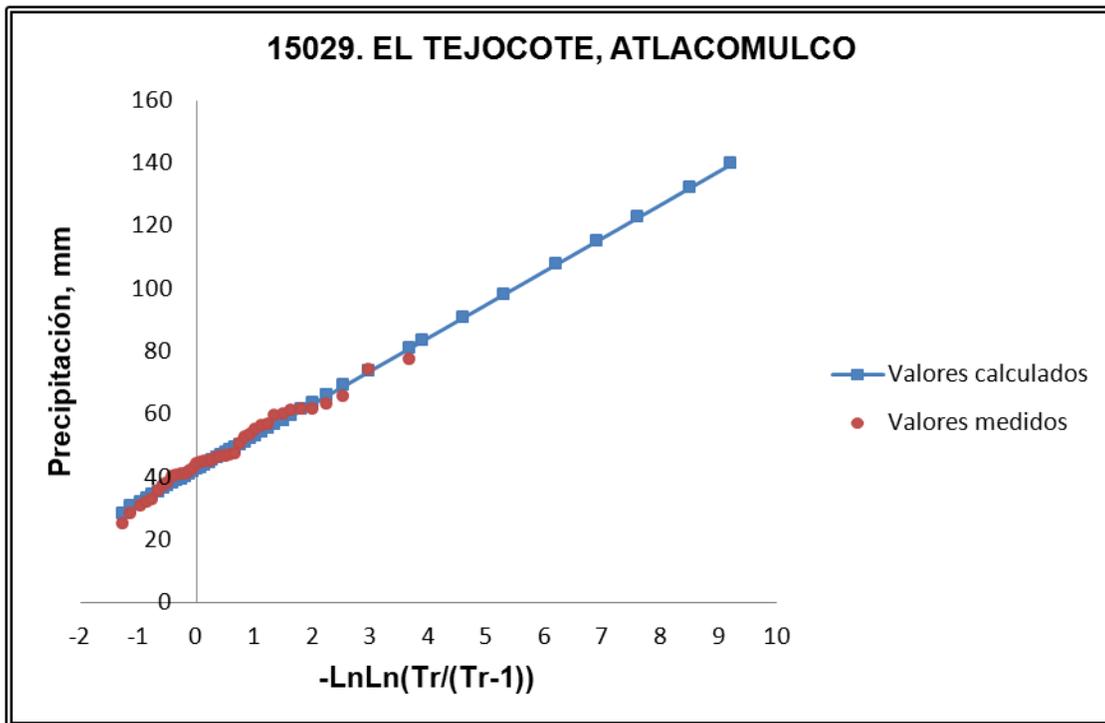


Figura A.4. Ajuste de la función Gumbel a los datos de la estación climatológica 15029

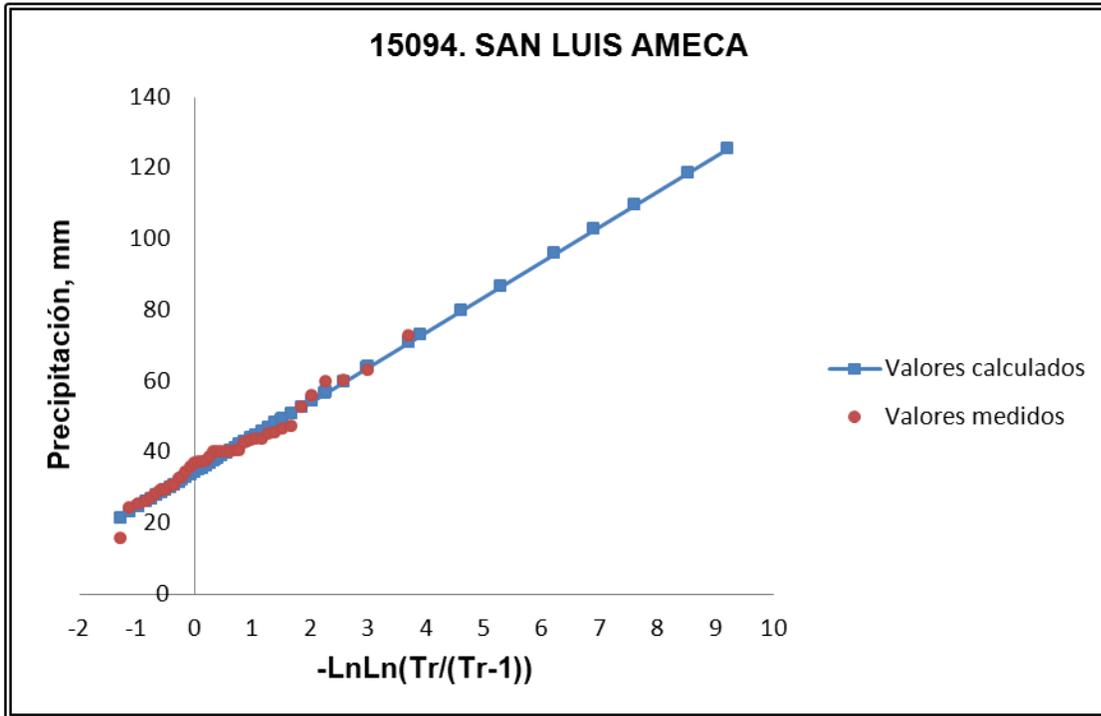


Figura A.5. Ajuste de la función Gumbel a los datos de la estación climatológica 15094

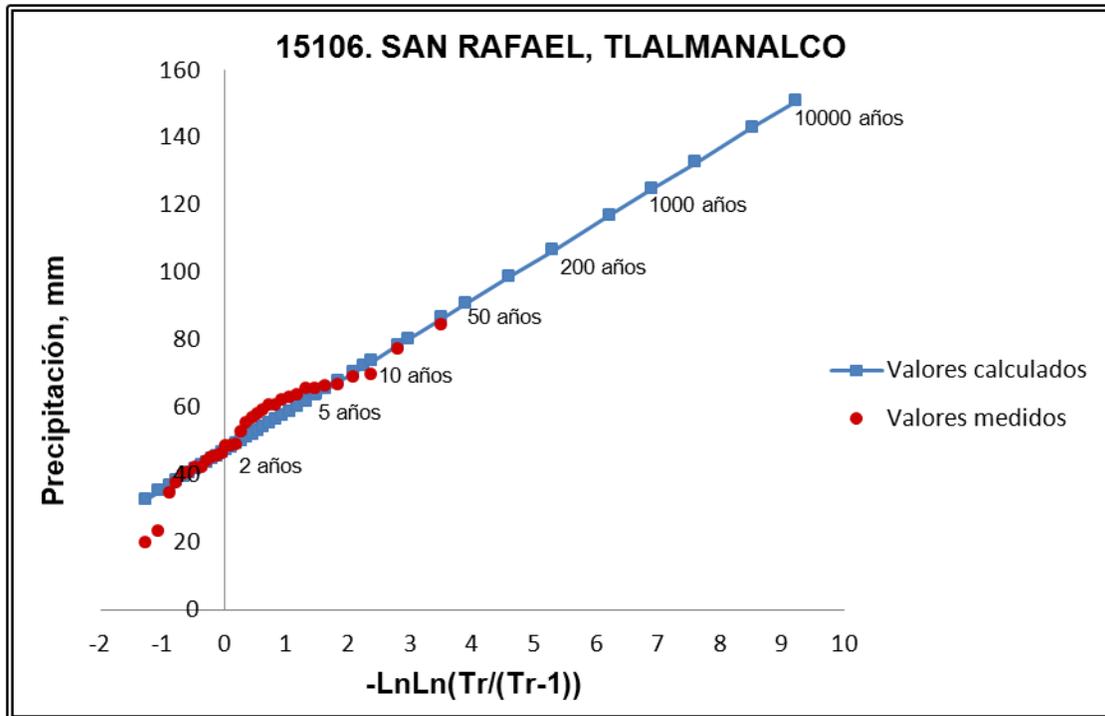


Figura A.6. Ajuste de la función Gumbel a los datos de la estación climatológica 15106

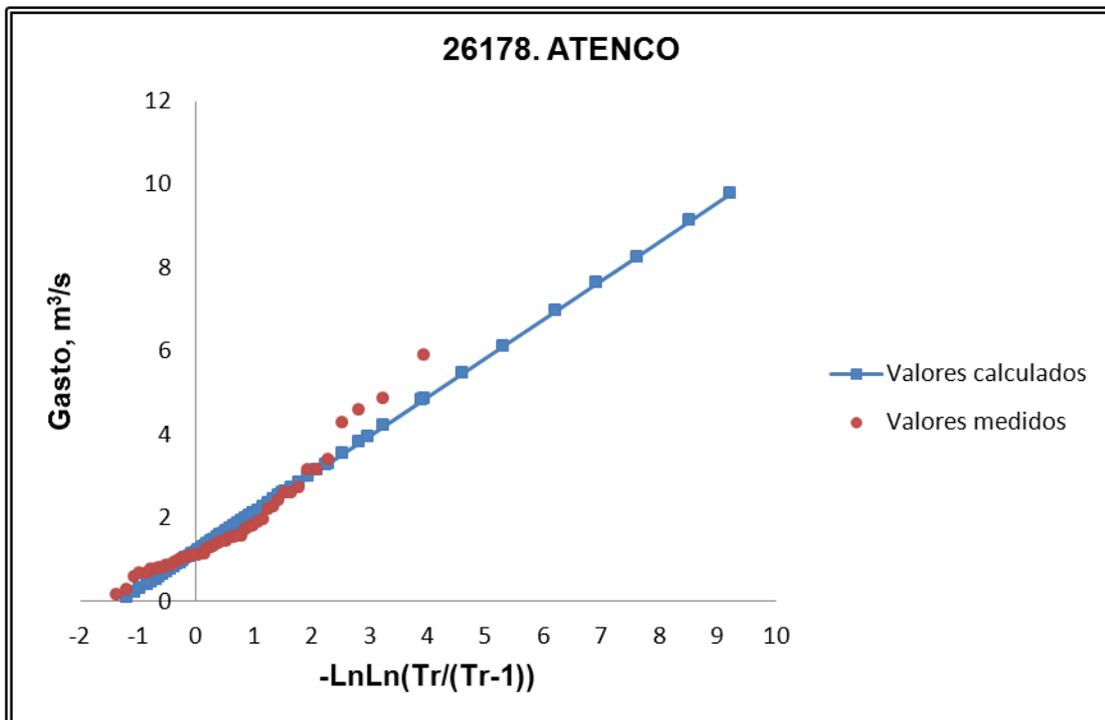


Figura A.7. Ajuste de la función Gumbel a los datos de la estación hidrométrica 26178

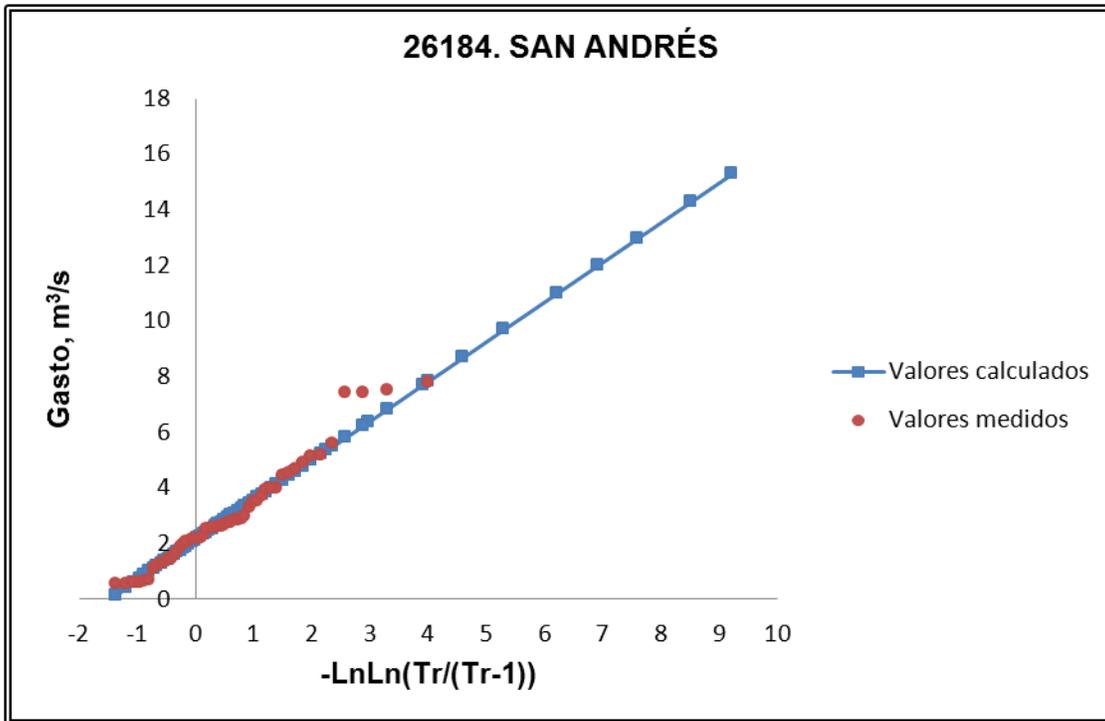


Figura A.8. Ajuste de la función Gumbel a los datos de la estación hidrométrica 26184

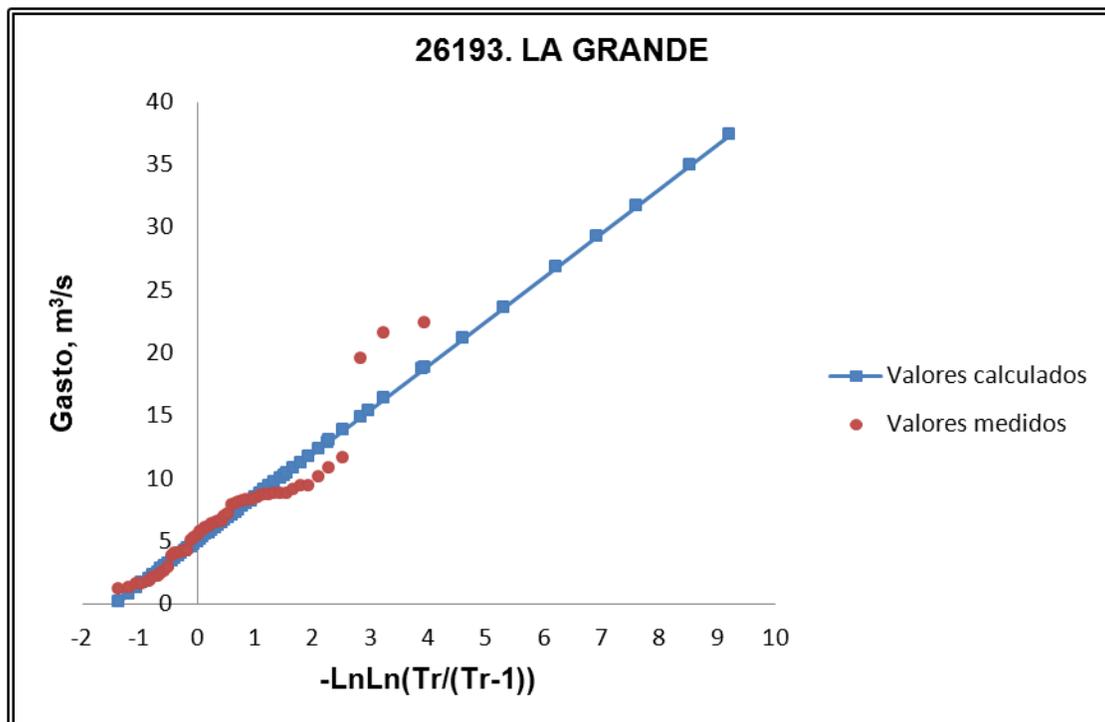


Figura A.9. Ajuste de la función Gumbel a los datos de la estación hidrométrica 26193

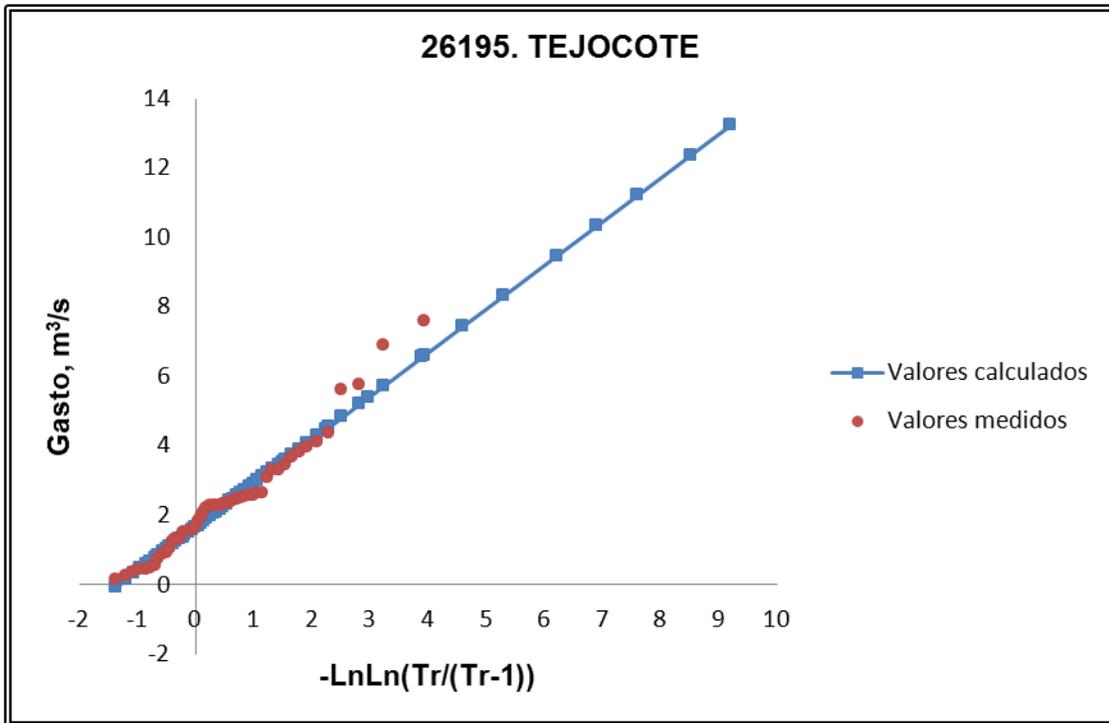


Figura A.10. Ajuste de la función Gumbel a los datos de la estación hidrométrica 26195

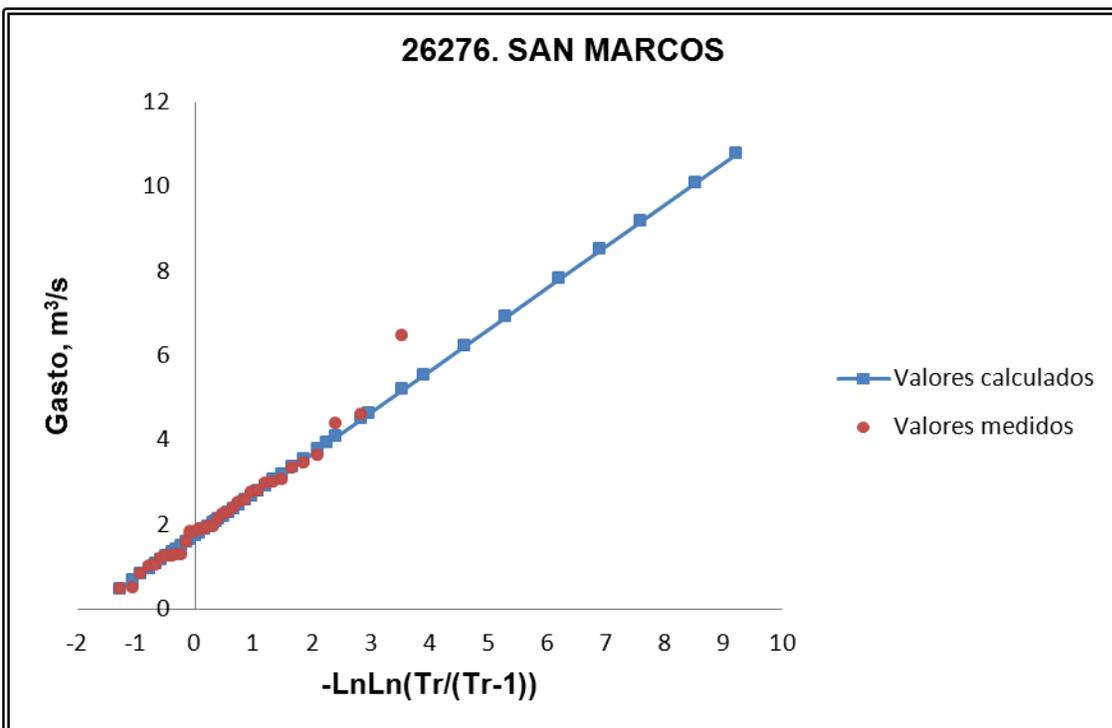


Figura A.11. Ajuste de la función Gumbel a los datos de la estación hidrométrica 26276

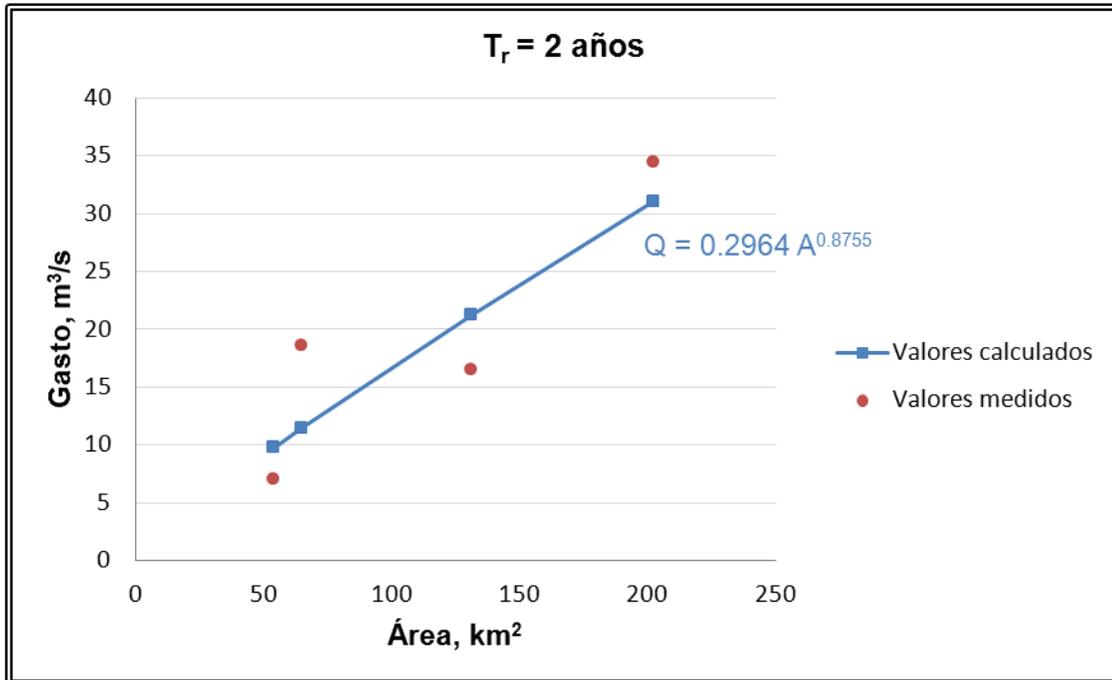
ANEXO B. GRÁFICAS DEL ANÁLISIS DE REGRESIÓN POTENCIAL APLICADO A LAS ESTACIONES HIDROMÉTRICAS

Figura B.1. Resultados de la aplicación de la regresión potencial a un $T_r = 2$ años

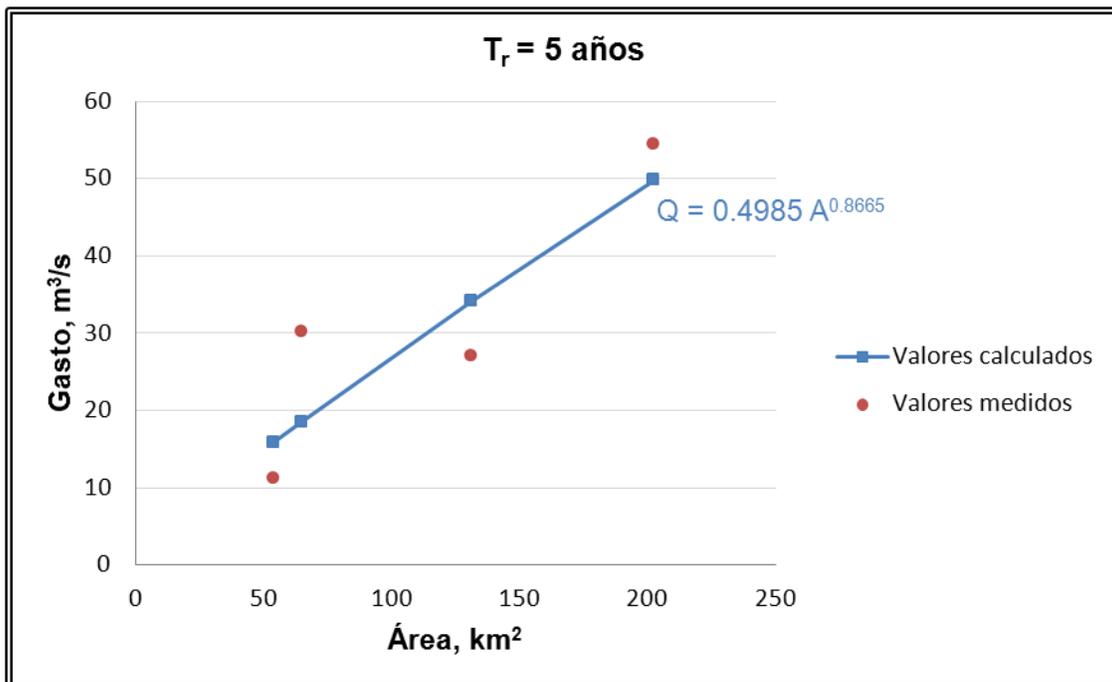


Figura B.2. Resultados de la aplicación de la regresión potencial a un $T_r = 5$ años

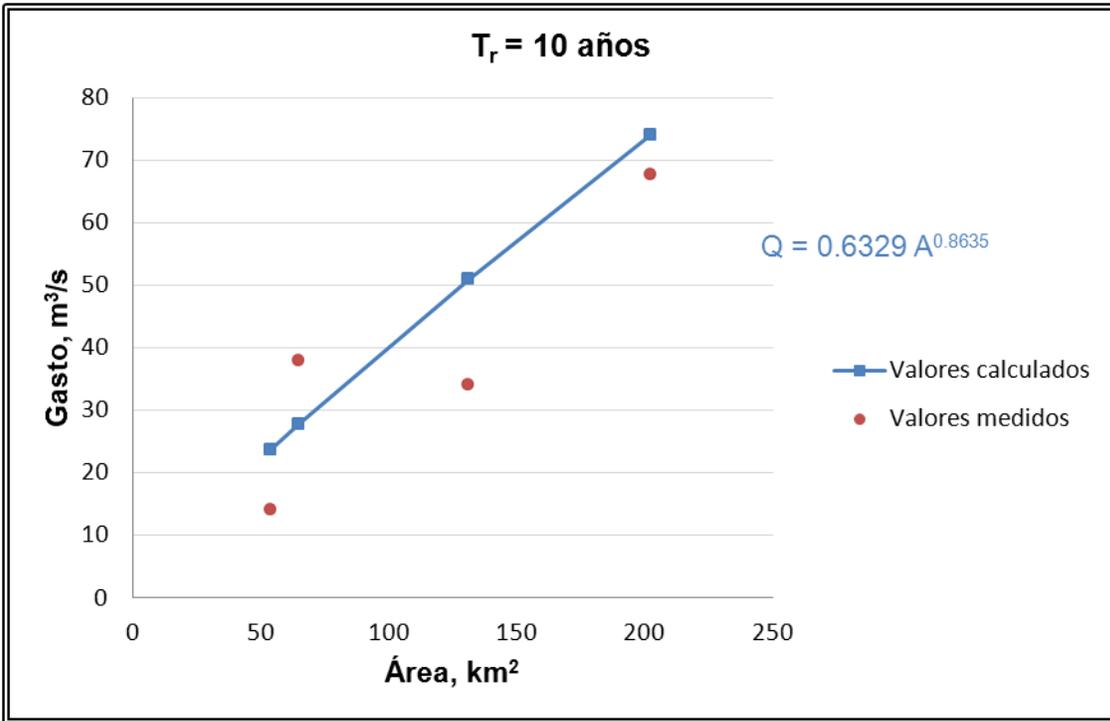


Figura B.3. Resultados de la aplicación de la regresión potencial a un $T_r = 10$ años

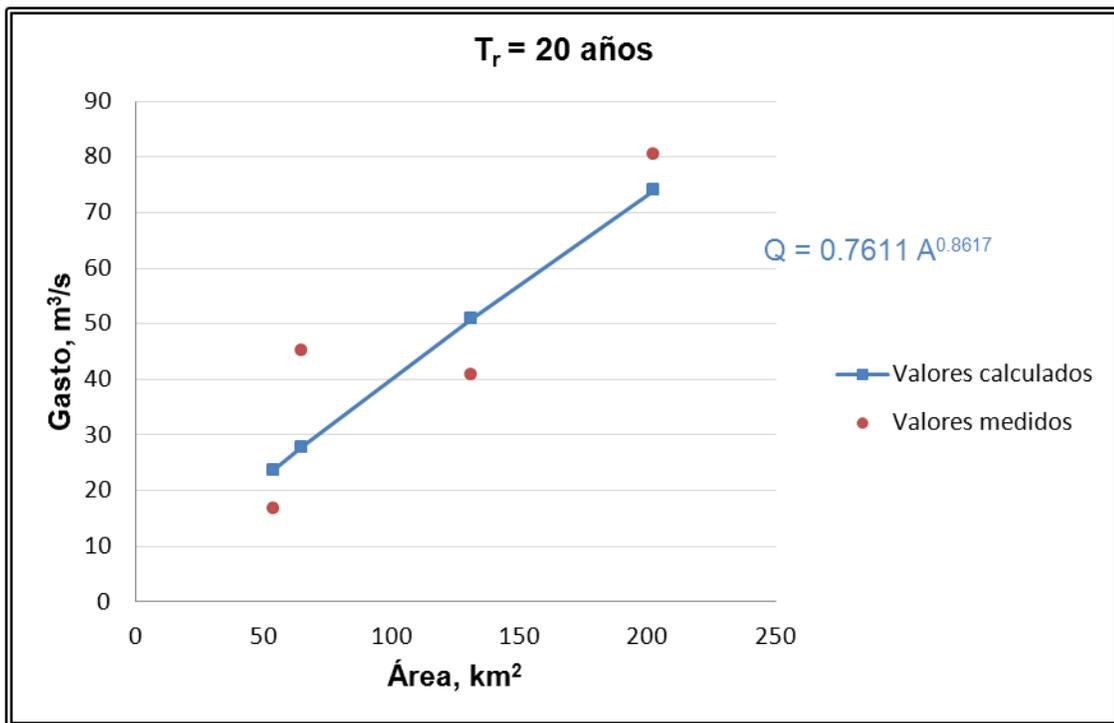


Figura B.4. Resultados de la aplicación de la regresión potencial a un $T_r = 20$ años

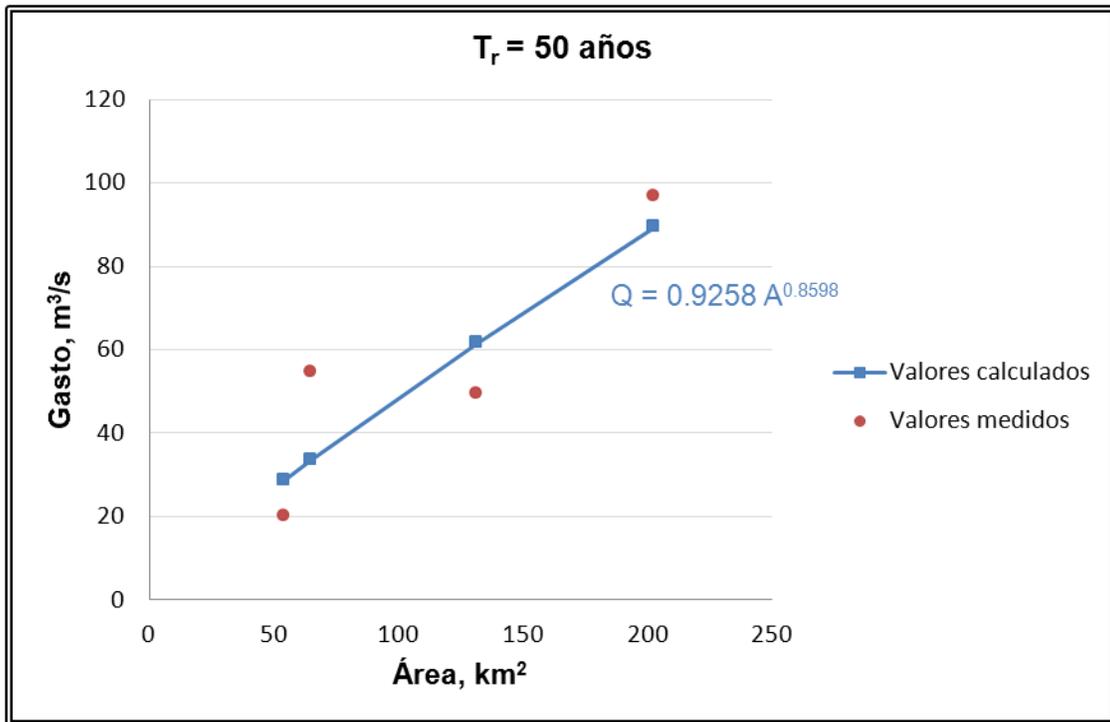


Figura B.5. Resultados de la aplicación de la regresión potencial a un $T_r = 50$ años

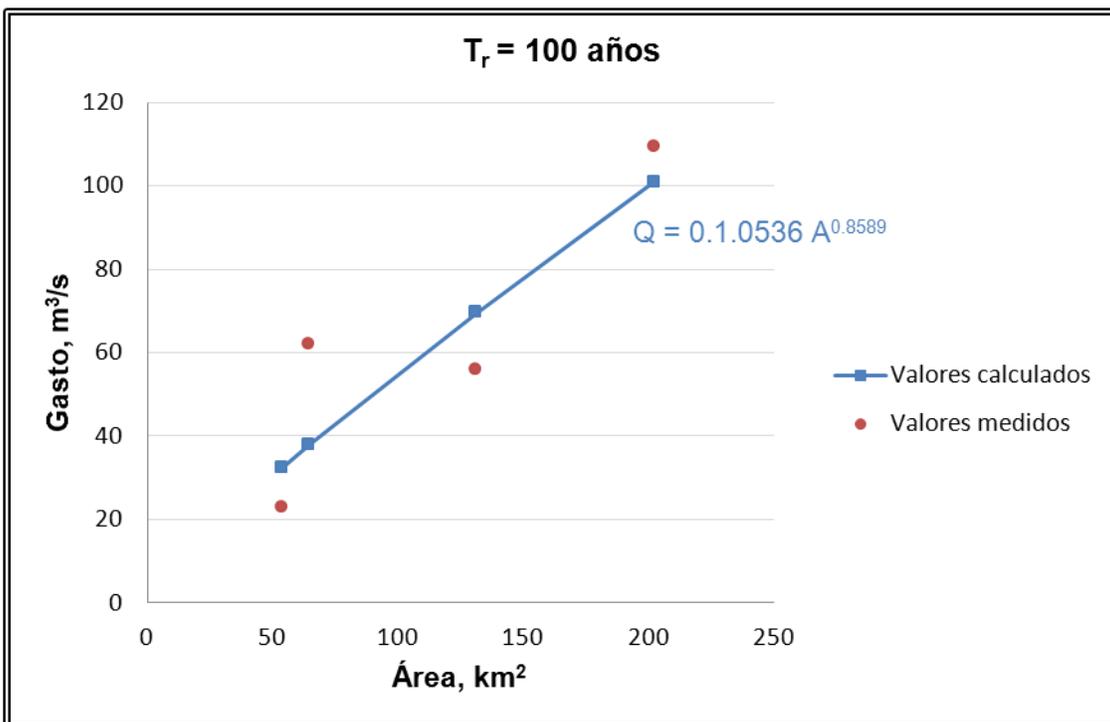


Figura B.6. Resultados de la aplicación de la regresión potencial a un $T_r = 100$ años

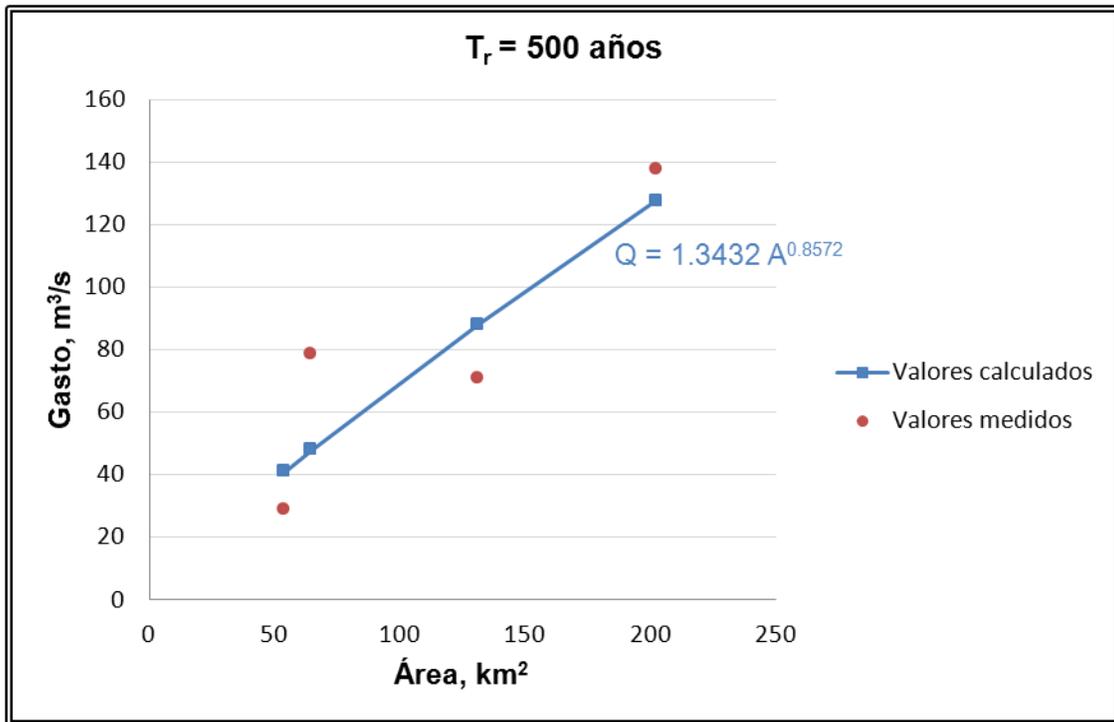


Figura B.7. Resultados de la aplicación de la regresión potencial a un $T_r = 500$ años

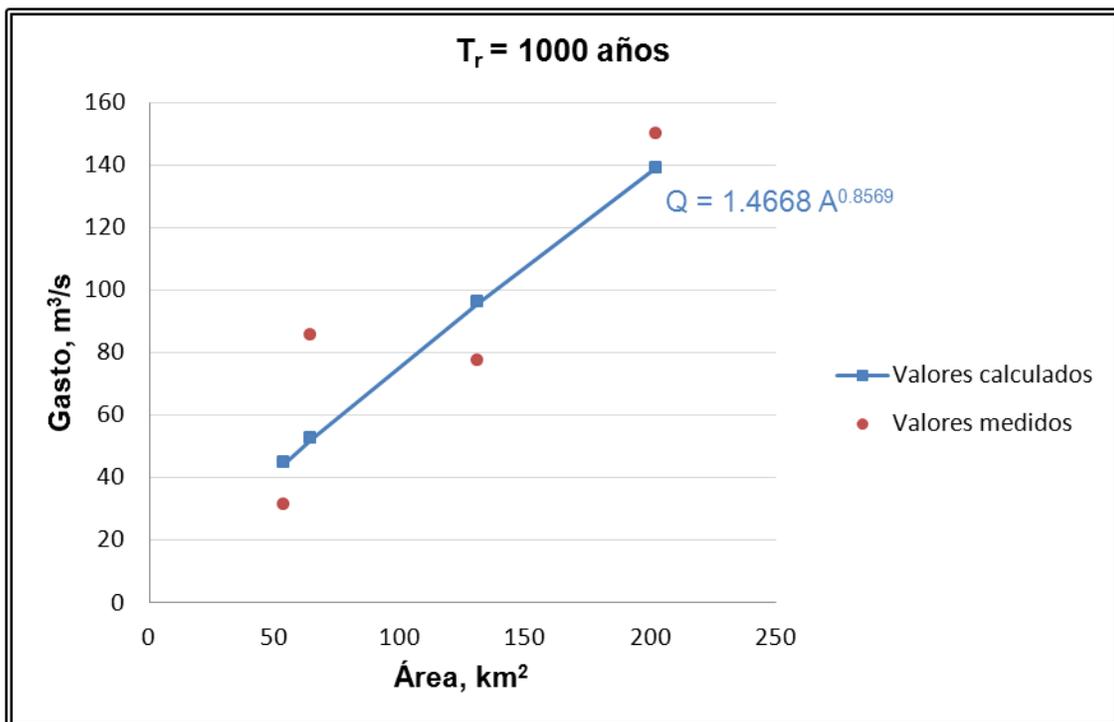


Figura B.8. Resultados de la aplicación de la regresión potencial a un $T_r = 1000$ años

BIBLIOGRAFÍA

- Aguilar, A. G. (2002) *Las mega-ciudades y las periferias expandidas*. EURE (Santiago) [online]. Vol. 28, n.85 [citado 2009/11]. pp. 121-149. Disponible en: <http://www.scielo.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0250-71612002008500007&lng=es&nrm=iso>. ISSN. doi: 10.4067/S0250-71612002008500007.
- Aparicio M., F. J. (2007). *Fundamentos de hidrología de superficie*. Capítulos II, III, VI, VII y VIII. 304 p.p. ISBN 978-968-18-3014-4. México.
- Canavos, G. C. (1988) *Probabilidad y estadística, aplicaciones y métodos*. Capítulos XIII y XIV. 651 p. p. ISBN 0-316-12778-7. México
- Comisión Nacional del Agua (1992). *Boletín Hidrológico 45, Datos del valle de México correspondientes al año 1992*. 392 p. p. México.
- Comisión Nacional del Agua (2006). *Documentos Temáticos del IV Foro Mundial del Agua*. Manejo de riesgos. 367 p.p. ISBN 968-817-746-6. México.
- Comisión Nacional del Agua (2008). *Estadísticas del agua en México 2008*. Capítulo I. 228 p.p. ISBN 978-968-817-895-9. México.
- Cruickshank G., G. (2003). *La cosecha del agua, Proyecto del Lago de Texcoco*. Publicación de la Comisión Nacional del Agua. 40 p.p. México
- Cruz M., L. A. (2007). *Chalco de Covarrubias, evolución de su espacio geográfico (1980-2000)*. Tesis de licenciatura, Facultad de Filosofía y Letras, UNAM. Capítulo III. 101 p.p. México.
- Chow, V. T, Maidment, D. R., Mays, L. W. (1994) *Hidrología aplicada*. Capítulos V y XI. 584 p.p ISBN 0-07-010810-2. Colombia.
- Domínguez M., R., et. al. (1982) *Manual de Hidráulica Urbana, Tomo 1. Teoría General*. Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, Departamento del Distrito Federal. México.

-
- Domínguez M., R. (1997). *Sistema para el control y drenaje de las avenidas en el Área Metropolitana del Valle de México*. Capítulo II. Serie azul, No. 593. Instituto de Ingeniería, UNAM. 129 p.p. México.
 - Domínguez M. R., Jiménez C. A. A., Hinojosa M. J. (2000). *Estudio de factibilidad de alternativas de control del río La Compañía en el Valle de México*. Comisión Nacional del Agua, Instituto de Ingeniería, UNAM.
 - Domínguez M., R., Gracia S., J., Esquivel G. G., Carrizosa E., E., Arganis J., M. *Manual de diseño de obras civiles de la CFE, Sección A, Tema 1, Capítulo 4*.
 - Ezcurra, E. (1990). *De las chinampas a la megápolis. El medio ambiente de la cuenca de México*. Capítulo I. 76 p.p. ISBN 968-16-3478-0. México.
 - Franco D., C. G. (1998) *Análisis regional de lluvias convectivas, aplicación al Valle de México*. Tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM. 173 p.p. México.
 - Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (2001). *Síntesis de información geográfica del Estado de México*. Capítulos III - VIII. 139 p.p. ISBN 970-13-3444-2. México.
 - Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, Secretaría de Desarrollo Social, Consejo Nacional de Población (2004). *Delimitación de las zonas metropolitanas de México*. Capítulo V. 169 p.p. México.
 - Linsley, R. K., Kohler, M. A., Paulus, J. L. H. (1988). *Hidrología para ingenieros*. Capítulo XIV. 386 p.p. ISBN 968-451-245-7. México.
 - Marengo M., H. (2007). *Presas de almacenamiento y derivación*. Apuntes para maestría a distancia, Módulo 1, Estudios preliminares. Facultad de Ingeniería, UNAM. México.
 - Maya P., E., Cervantes B., J. F. (compiladores) (2005). *La producción de vivienda del sector privado y su problemática en el municipio de Ixtapaluca*. Capítulo II. ISBN 970-722-407-X. México.
 - Miranda A., S., Benítez P., V., Flores Z., R. H. Una herramienta para el manejo de los datos climatológicos del país [online]. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua [citado 2010/02]. pp. 6 Disponible en:

http://www.uaemex.mx/Red_Ambientales/docs/congresos/MORELOS/Extenso/CB/EO/CBO-42.pdf

- Periodismo de ciencia y tecnología, Investigación y desarrollo (Agosto, 2000). *Las enseñanzas del Valle de Chalco*. [online] [citado 2009/11]. Disponible en; <http://www.invdes.com.mx/activacioncathistorial.asp?YearID=3&Year=2000&MesID=8&Mes=Agosto&SubCategorialID=503&CategorialID=1>
- Ruiz U., M. del R. (2002). *Programa de automatización de los métodos estadísticos en hidrología*. Capítulo I. Facultad de Ingeniería, UNAM. 23 p. p. México.
- Salas S., M. A., Jiménez E., M. (2004) Inundaciones. Serie Fascículos, Centro Nacional de Prevención de Desastres, Coordinación de Investigación. 53 p.p. México.
- Salinas M., V. (1998) *Actualización y manejo de la base de datos de precipitación y temperatura para el estado de Michoacán. Capítulo V*. Tesis de licenciatura. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. 66 p. p. México. Disponible en: http://www.oikos.unam.mx/laboratorios/geoecologia/PDF/Tesis_de_Vicente.pdf
- Soto, M., Gama, L., Gómez, M. (2001) *Los climas cálidos subhúmedos del estado de Veracruz, México* [online] *Foresta Veracruzana*, Vol. 3, No. 2 [citado 2009/11]. pp. 31-40. Disponible en: <http://redalyc.uaemex.mx/redalyc/pdf/497/49703206.pdf>.
- Springall G., R. (1970). *Hidrología, Primera parte*. Capítulos II-V. Facultad de Ingeniería, UNAM. 210 p.p. México.
- Springall G., R. (1986). *Apuntes de análisis estadístico y probabilístico de datos hidrológicos*. Facultad de Ingeniería, UNAM. 140 p. p. México.
- Vázquez A., J. L (2006). *Datos climáticos de la República Mexicana: panorama actual y requerimientos inmediatos* [online] 1er. Foro del Medio Ambiente Atmosférico en el Estado de Veracruz [citado 2010/02]. pp. 1-14. Disponible en: http://www.csva.gob.mx/foro_medioambiente/MA/pdf/ForoMA%209%20Datos.pdf
- Ydirín P., M. M (2004). *Construcción de un Data Warehouse de datos del medio ambiente para la toma de decisiones: aplicación a los datos hidrológicos*. Tesis de licenciatura. Introducción, Anexo A. Información General del BANDAS. Universidad de las Américas Puebla. Disponible en: http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lis/ydirin_p_mm/