



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO
EN INGENIERÍA**

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**ESTIMACIÓN DE AVENIDAS DE DISEÑO EN LA ZONA
NORESTE DEL VALLE
DE MÉXICO**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL - HIDRÁULICA

PRESENTA :
FELIPE AGUILAR FLORES

TUTOR
Dr. RAMÓN DOMÍNGUEZ MORA



2009

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. OSCAR ARTURO FUENTES MARILES

Secretario: DR. JESÚS GRACIA SÁNCHEZ

Vocal: DR. RAMÓN DOMÍNGUEZ MORA

1^{er}. Suplente: DR. CARLOS AGUSTÍN ESCALANTE

SANDOVAL

2^{do}. Suplente: M. I. VÍCTOR FRANCO

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

Dr. Ramón Domínguez Mora

NOMBRE DEL DIRECTOR DE TESIS

AGRADECIMIENTOS

A mis padres: Por todo el amor, cariño, sacrificio y apoyo que me han brindado día con día, lo que ha contribuido para formar la persona que soy, así como la dedicación, motivación y sobre todo los valores que solo ellos podrían enseñarme los cuales me han ayudado para cumplir con cada una de mis metas. **Gracias**

A mi esposa: Por ser la esposa, amiga y compañera ideal para mí, le doy gracias por su apoyo incondicional, su paciencia y sobre todo por ser la mujer que yo siempre quise para mí.

A Pame y Gael: Son la razón por la cual seguiré adelante.

A mis hermanas: Por su apoyo, cariño y comprensión que me han brindado toda su vida.

Al Dr. Ramón Domínguez: Por los conocimientos transmitidos, por la oportunidad otorgada y las facilidades proporcionadas para la elaboración de la presente tesis.

Al Instituto de Ingeniería, UNAM: Por el apoyo recibido para la elaboración de esta tesis y sobre todo por permitirme realizar los estudios de Maestría y a los amigos que he conseguido durante mi estancia en este Instituto.

Y por último a la UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO que a través de la FACULTAD DE INGENIERÍA han forjado mi preparación académica.

ÍNDICE

	Página
1. INTRODUCCIÓN	1
2. ANTECEDENTES	5
2.1 Hidrología urbana	7
2.2 Criterios de riesgo	10
2.3 Diseño hidrológico	12
2.3.1 Tormentas de diseño	12
2.3.2 Características de los datos de precipitación	13
2.3.3 Relaciones generalizadas de precipitación-duración-periodo de retorno. Bell (1969)	14
2.4 Relaciones lluvia-escorrimento en zonas urbanas	19
2.4.1 Fases del proceso lluvia escurrimiento	19
2.4.2 Hidrograma de ingreso	21
2.4.3 Coeficiente de escurrimiento	25
2.4.4 Formula racional	25
2.5 Estudios en el Valle de México	28
2.5.1 Transformación de la lluvia en escurrimiento directo	30
2.5.2 Forma de los Hidrogramas	32

3. AVENIDAS EN LA ZONA NORESTE. ESTIMACIÓN PARA EL AÑO 2050	34
3.1 Breve descripción del sistema de drenaje del D. F.	34
3.2 Crecimiento estimado de la mancha urbana: efectos en la zona noreste	37
3.3 Metodología	43
3.3.3 Tormenta de diseño	43
3.4 Obtención de los hidrogramas de diseño	49
4. ZONAS DE REGULACIÓN	59
4.1 Lagunas de regulación en Texcoco	60
4.2 Sitios de regulación en la zona nororiente	63
4.2.1 Sitios propuestos	64
CONCLUSIONES	72
BIBLIOGRAFÍA	75

1 PROBLEMÁTICA ACTUAL (CRECIMIENTO DE LA POBLACIÓN E INFRAESTRUCTURA)

El valle de México tiene una extensión aproximada de 9600 km² y se ubica a 2240 msnm, en él se asienta la zona urbana más grande del país, también se concentra gran parte de la actividad industrial, comercial y política. Todas las características anteriores intervienen en la problemática del agua, con una creciente dificultad para satisfacer la demanda, así como un sistema de gran complejidad para desalojar las aguas negras y las pluviales.

El valle concentra aproximadamente 25 millones de personas a las cuales se les tiene que brindar los principales servicios públicos como son: agua, luz y un sistema de drenaje. Aunado a esto, año con año se tiene un crecimiento considerable en la población, lo que origina que la mancha urbana crezca también, y así mismo, en conjunto los servicios públicos.

Se presentan los efectos de la sobreexplotación de los mantos acuíferos, en donde ello ha ocasionado hundimientos diferenciales en la ciudad, se han tenido registros de aproximadamente 10 cm por año (SACM, 2006)

Actualmente, el sistema de drenaje en el Valle de México ha presentado varias dificultades, entre ellas la pérdida de pendiente, el cual, se ha convertido en un problema grave y de gran importancia para el gobierno local, éste ha mantenido en los últimos años, una gran inversión para contrarrestar esta dificultad.

En épocas de lluvias la región experimenta tormentas de gran intensidad y corta duración. Una sola tormenta puede producir hasta 70 mm de lluvia, lo que aproximadamente representa el 10% del total de la precipitación anual. Debido al patrón de lluvias y a lo irregular del terreno, el sistema de drenaje del valle de México fue diseñado para conducir aproximadamente 200 m³/s (CNA, 2006).

Unos de los objetivos principales del sistema de drenaje es evitar inundaciones, es por eso que desde el tajo de Nochistongo hasta el Gran Canal y el drenaje profundo han tenido que ampliarse periódicamente. También se ha dado mantenimiento y se ha construido nuevas plantas de bombeo (la del kilómetro 18+500 del Gran Canal con una capacidad de 40 m³/s, y la planta de Río Hondo con una capacidad de 20 m³/s), se ha trabajado en las presas del poniente, el interceptor poniente, en el túnel del emisor poniente y actualmente se construye el emisor oriente.

Quizá por esta razón, aunada al crecimiento desordenado de la urbe, en el que en general, primero se produjeron los asentamientos y después se realizó la implementación de servicios públicos, las aguas de lluvia se conducen por el sistema de drenaje sanitario.

La zona metropolitana es producto del proceso de urbanización del Distrito Federal sobre su periferia. La tasa de crecimiento poblacional depende del crecimiento natural y de la migración. Es así que durante décadas de crecimiento económico, comercial y cultural de la capital atrajo a la población de otras zonas de la república. Entre 1940 y 1970 la población del Distrito Federal se quintuplicó, pasando de 1.8 millones a 8.6 millones de habitantes (Negrete, 2000).

De esta forma, en 1950 la población del Distrito Federal era de 3 millones de habitantes y la de la zona metropolitana de 3.5 millones. Para 1980 ambas poblaciones crecieron hasta llegar a 8.8 y a 13 millones de habitantes respectivamente. Para el año 2000, la zona metropolitana tenía una población total de 18.4 millones de habitantes y el Distrito Federal contaba solo con 8.6 millones. En el año 2005, la población de la zona metropolitana llegó a 19.2 millones y la del Distrito Federal a 8.7 millones (INEGI, 2005).

En relación con la expansión de la mancha urbana, en 1950 la ciudad cubría un área de alrededor de 206 km², en 1970 creció a 708 km² y aproximadamente a 1574 km² en el 2000, es decir creció 6 veces en el lapso de 50 años. En las últimas décadas el ritmo de

expansión urbana declinó. En los municipios conurbados del Estado de México la mancha urbana creció entre 1950 y 1970 a una tasa de 17% promedio anual, pero entre 1990 y el 2000 dicha tasa bajo a 2.9%.

El aumento poblacional en las zonas urbanas representa varios problemas, se da un crecimiento urbano horizontal y de manera desordenada, mayor crecimiento de la red de agua potable así como también al de sistema de drenaje, y los cambios de uso de suelo agrícola a urbano.

Ante esto, se realizó un estudio en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, en el cuál se estimó que para el año 2050 la mancha urbana tendrá un crecimiento importante en la zona noreste del Valle México. Es por eso, que surgió la inquietud de elaborar este trabajo, el cual pretende estimar las avenidas de diseño en la zona nororiente del Valle.

Al cambiar el uso de tipo de suelo, se pierden extensiones de infiltración natural, lo que conlleva a que durante la época de lluvias se presenten inundaciones y encharcamientos, debido también al desordenado crecimiento de la mancha urbana, es por eso que se han determinado las tormentas de diseño en este trabajo, las cuales, son el principal parámetro para la elaboración de los anteproyectos del sistema de drenaje.

En el capítulo 2 de esta tesis se verán los antecedentes en los cuales está fundamentado el desarrollo de este trabajo; se describen las bases de temas como la hidrología urbana, diseño hidrológico, relaciones lluvia escurrimiento, y un resumen de los estudios realizados en el valle de México. Utilizando estos conceptos se estimaron los hidrogramas de diseño para las subcuencas ubicadas en la zona de estudio.

En el capítulo 3 inicia con una breve descripción del sistema de drenaje del Valle de México, posteriormente teniendo en cuenta la estimación del crecimiento de la mancha urbana en la zona de estudio se desarrollan los hidrogramas de diseño para esta zona. Con la obtención de los hidrogramas se hace la asignación de los gastos de salida para

cada colector, dren canal o río, teniendo en cuenta la proximidad de cada subcuenca con cada una de estas estructuras.

En el capítulo 4 se habla un poco de las zonas de regulación existentes en Texcoco y de los sitios propuestos en la zona de estudios, ya que como se verá posteriormente, los gastos máximos calculados en el capítulo 3 son demasiado grandes para desalojarlos directamente hacia los colectores, por lo que sería conveniente localizar y construir algunas zonas de almacenamiento temporal que permitan regular los hidrogramas de tal forma que los gastos máximos se reduzcan antes de ingresar al sistema de drenaje.

Por último, en el capítulo 5 se presentan las conclusiones de este trabajo.

2 ANTECEDENTES

El valle de México se encuentra dentro de una cuenca cerrada que se ubica en la altiplanicie de la República, por lo que está protegido de la acción directa de los ciclones tropicales.

Las lluvias más intensas se presentan en el verano provocadas generalmente por fenómenos de convección. Ellas son concentradas y de corta duración. Las lluvias de invierno, en cambio, son más extensas y de mayor duración, pero debido a su poca intensidad generalmente no producen inundaciones importantes.

La situación geográfica del Valle de México obligó a que la mayor parte del agua potable que requieren sus habitantes se obtenga de los acuíferos del propio Valle, cuya sobreexplotación ha generado hundimientos en el terreno que, además de causar problemas muy importante en las edificaciones, provocan el dislocamiento de los conductos de drenaje complicando las soluciones al problema de inundaciones.

La población continúa creciendo rápidamente y así mismo la urbanización, con lo que se generan demandas de servicios cada día mayores, y se tornan más complicados los sistemas de control de inundaciones.

Distribución espacial de las lluvias

En la Figura 2.1 se muestran las isoyetas medias anuales en el Valle, puede observarse que la magnitud de las lluvias aumenta del noreste hacia el suroeste y que este incremento se acentúa en las montañas del sur y oeste del Valle.

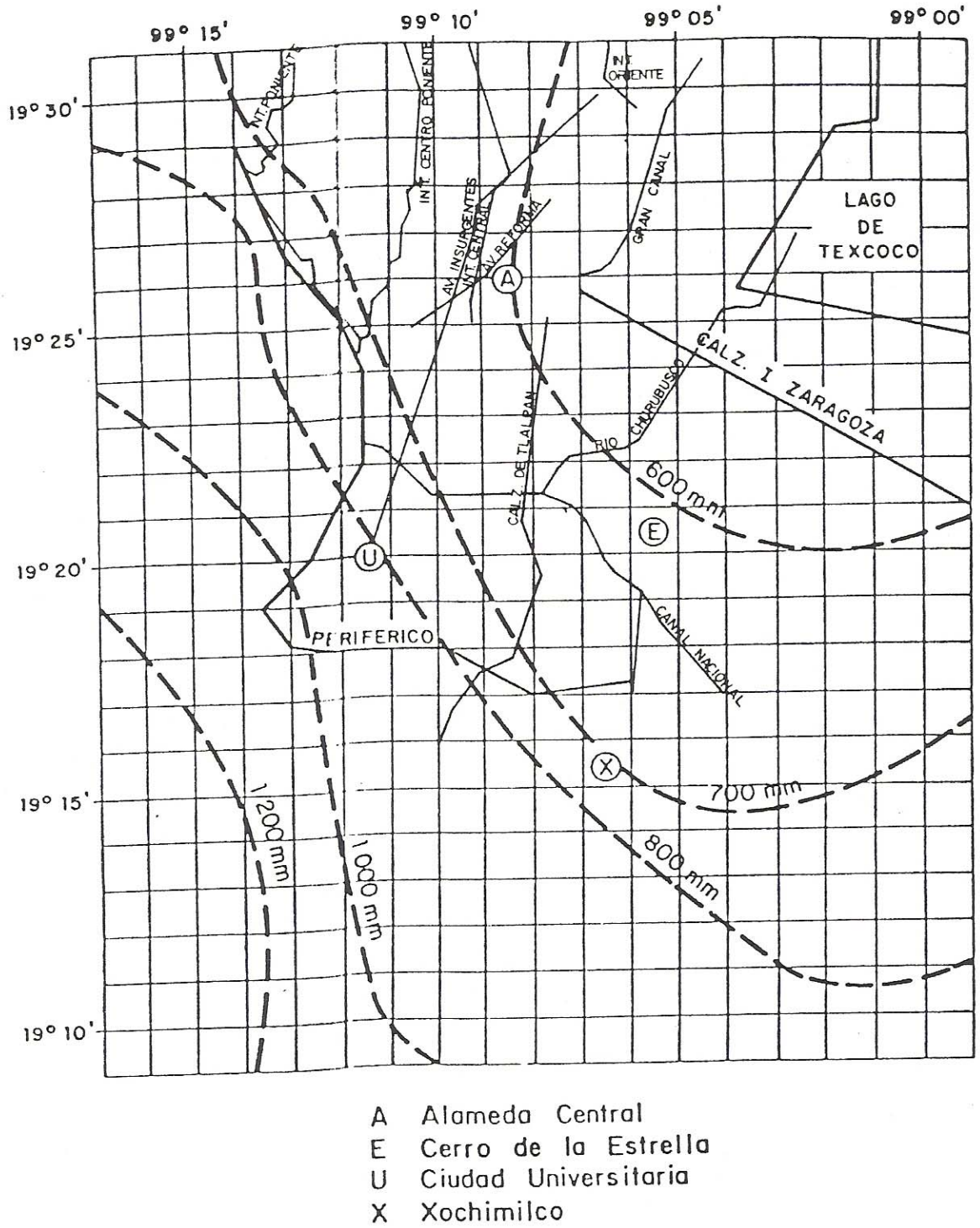


Fig. 2.1 Isoyetas medias anuales en el valle de México

2.1 Hidrología urbana

El crecimiento de las zonas impermeables en las cuencas urbanas modifica la magnitud y velocidad del escurrimiento que provocan las tormentas. Dicho fenómeno obliga a construir obras que permitan proteger personas y sus bienes ante posibles inundaciones.

Las obras de protección, que pueden ser mediante tuberías o canales de drenaje, lagunas de regulación o simplemente muros o diques que impidan la llegada del agua a las áreas en que podría causar daños considerables. Ellas modifican el escurrimiento, de manera que no deben diseñarse utilizando simplemente la historia de los valores registrados en el pasado, sino que es necesario cuantificar explícitamente el efecto causado por las obras mismas.

Por otra parte, la mayoría de las obras que garantizan totalmente que su capacidad no sea rebasada, resultan demasiado costosas, por lo que el diseño tiene que conciliar el grado de protección que se proporcione con el costo de la obra.

Los estudios previos al diseño de las obras de protección contra avenidas deben comprender los conceptos siguientes:

Determinación del grado de protección adecuado: Este aspecto es esencialmente económico, tradicionalmente se atiende a partir de experiencias empíricas utilizando tablas en las que se determina el periodo de retorno o la probabilidad de la avenida que debe manejar la obra.

Determinación de la tormenta de diseño: En cuencas urbanas generalmente se emplean lluvias y se determina una tormenta de diseño. A ella le corresponde un periodo de retorno para después con las características específicas que tendrá la cuenca ya urbanizada, obtener el hidrograma de diseño.

Se puede decir que existen tres formas convencionales para la determinación de la avenida de diseño.

- La primera es hacer uso de alguna fórmula para una zona geográfica en la que conociendo uno o varios parámetros de la cuenca, resulte sencillo el cálculo de las avenidas para distintos periodos de retorno.
- El segundo es disponer de aforos en los cursos fluviales que componen la red hídrica de la cuenca, con registros suficientemente grandes de los gastos diarios. De este modo, es posible tratar estadísticamente los datos y calcular el caudal circulante en diversos puntos y extrapolar a otros de la red fluvial.
- El tercero consiste en el uso de modelos hidrológicos, más o menos extensos, en los que el esquema conceptual consiste en asignar precipitaciones a los distintos elementos que componen la cuenca y conociendo las características físicas de la cuenca calcular los caudales generados en distintos puntos de la red hídrica.

En las cuencas urbanas, suelen modificarse sus condiciones con el tiempo, de manera que las características estadísticas de los escurrimientos no pueden ser determinadas directamente a partir de éstos y se tiene que recurrir a estimar:

- Primero, las características estadísticas de las tormentas
- Segundo, mediante un modelo lluvia-escurrimiento, determinar las avenidas, suponiendo que su probabilidad de ocurrencia es idéntica a la de la tormenta utilizada para generarla

Es común que no se cuente con registros adecuados de escurrimientos en el sitio de interés para determinar los parámetros necesarios para diseño y operación de obras hidráulicas. Normalmente, los registros de lluvia son más abundantes que los de escurrimiento.

Por ello, es conveniente contar con métodos que permitan determinar el escurrimiento en una cuenca mediante las características de la misma y la precipitación. Las características de la cuenca se conocen por medio de planos topográficos y de uso del suelo y la precipitación se determina a través de mediciones directas.

El cálculo de la avenida de diseño concluye con la transformación de la tormenta, en un hidrograma. Esta transformación deberá tomar en cuenta las características naturales de la cuenca en estudio (área, pendiente, longitud, etc.), por una parte, y por otra las derivadas de la urbanización (porcentaje de área impermeable, conexiones con el sistema de drenaje principal, etc).

2.2 Criterios de riesgo

La finalidad de las obras para controlar inundaciones en zonas urbanas es evitar o reducir los daños provocados por las crecientes, ya sea los daños directos a persona y propiedades o efectos indirectos que impiden el desarrollo de las actividades normales en la ciudad.

Para cumplir esa finalidad se diseñan obras de embalse o regulación, de protección o de conducción; sin embargo, por su costo, generalmente no se construyen de una magnitud tan grande como para evitar los daños que puedan causar todas las posibles crecientes. El problema de conocer el grado de protección adecuado, y por tanto, la magnitud de las obras de drenaje es en esencia un problema económico cuya solución consiste en obtener el máximo beneficio posible, esto es, disminuir al mínimo posible los riesgos de inundación provocados por las crecientes al menor costo.

Aunque el planteamiento del problema en términos de relaciones entre costos y beneficios es conceptualmente correcto, la determinación numérica de los valores de los conceptos que intervienen en estas relaciones resulta casi siempre imposible, por lo que ha sido necesario recurrir a otras metodologías para conocer la magnitud adecuada de las obras de drenaje.

La práctica usual consiste en asignar el riesgo aceptable en términos del periodo de retorno de la avenida máxima que puede manejar la obra sin causar daños, práctica que se ha generalizado debido a su sencillez y a que se han incorporado muchos años de experiencia subjetiva de los diseñadores a través de tablas, como la que se muestra a continuación, en las que se relaciona el tipo de obra con el periodo de retorno de la avenida de diseño.

Tabla 2.1 Periodos de retorno recomendados a estructuras (Apuntes de Hidrología urbana).

Periodos de retorno (Recomendados)		
Drenaje Pluvial		T (años)
Lateral libre en calle, donde se tolera encharcamientos		2
Zonas agrícolas		5
Zonas urbanas		2 - 5
	Poblados < 100 000 hab	5 - 10
	Población entre 100 000 y 1 000 000 hab	10 - 25
	Población > 1 000 000	25
Aeropuertos, ferrocarriles, autobuses		10
Estructuras de cruce		
Puentes carreteros		
	Caminos locales que comuniquen poblados pequeños	2.5 - 10
	Caminos regionales	50 -100
	Carreteras	500 - 1000
Puentes ferrocarrileros		
	Vías locales	50 - 100
	Vías secundarias regionales	100 - 500
	Vías primarias	500 - 1000
Puentes, canales o tuberías de conducción de agua		
	Riego menor a 1000 ha	10 - 25
	Riego entre 1000 y 10 000 ha	25 - 50
	Riego mayor a 10 000 ha	50 - 100
	Abastecimiento industrial	50 - 100
	Abastecimiento de agua potable	100 - 500
Puentes para tuberías de petróleo y gas		
	Abastecimiento local	25 - 50
	Abastecimiento regional	50 - 100
	Abastecimiento primario	100 - 500
Alcantarillado		
	Caminos locales	10 - 25
	Caminos regionales	25 - 50
	Caminos primarios	50 - 100
Encauzamientos en ríos		
	Agrícola menor a 100 ha	10 - 25
	Agrícola de 1000 < 10 000 ha	25 - 50
	Agrícola > 10 000 ha	50- 100
	Poblaciones pequeñas	50 - 100
	Poblaciones medianas	100 - 500
	Poblaciones grandes	500 - 1000

2.3 Diseño hidrológico

El diseño hidrológico es el proceso de evaluación del impacto de los eventos hidrológicos en un sistema de recursos hidráulicos y de escogencia de valores para las variables importantes del sistema para que este se comporte adecuadamente. Aparte de la hidrología, existen muchos factores que están envueltos en los diseños de sistemas de recursos hidráulicos; estos incluyen la seguridad y salud pública, la economía, la estética, los aspectos legales y factores de ingeniería tales como diseños geotécnicos y estructurales.

2.3.1 Tormentas de diseño

Una tormenta de diseño es un patrón de precipitación generalmente asociado a un periodo de retorno (ver subcapítulo 2.2) definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidráulico. Usualmente la tormenta de diseño conforma la entrada al sistema, y las avenidas resultantes a través de éste se calculan utilizando procedimientos de lluvia-escurremientos y transito de avenidas. Una tormenta de diseño puede definirse mediante un valor de altura de precipitación en un punto, mediante un hietograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta, o mediante un mapa de isoyetas que especifique el patrón espacial de la precipitación. Las tormentas de diseño pueden basarse en información histórica de precipitación en un sitio o pueden construirse utilizando las características generales de la precipitación en regiones adyacentes.

Se puede decir, que el problema de control de inundaciones en áreas urbanas y suburbanas, se ha enfocado tradicionalmente a estudios de drenaje, por lo que el estudio de las precipitaciones con fines de diseño se ha concentrado en la información relativa a áreas y duraciones pequeñas, y se ha inadvertido un poco la influencia que, tiene el tamaño de la cuenca, desde el punto de vista de diseño.

En términos generales, los métodos comúnmente usados para determinar tormentas de diseño tienen dos desventajas importantes. La primera deriva de que el análisis se basa, en ocasiones, en la información de una sola estación, generalmente la más cercana al sitio en estudio, y esto es porque no se cuenta con estaciones pluviográficas alrededor. Esto debido a que en México los datos históricos de estaciones pluviográficas son escasas y de mala calidad. La segunda se refiere a la falta de criterios de diseño para colectores que drenan cuencas relativamente grandes o estructuras de regularización cuyo diseño depende más del volumen de las avenidas que de su gasto pico.

Conocer la probabilidad de que se presente una tormenta de gran intensidad es un dato que se requiere para diversos propósitos ingenieriles, uno de ellos es la estimación de avenidas extremas en cuencas donde no se cuenta con corrientes adecuadamente instrumentadas. En general la precipitación asociada con la avenida extrema de corrientes grandes es de duración relativamente grande mientras que la precipitación asociada a las avenidas de corrientes más chicas es de duración corta.

Desafortunadamente los datos de precipitaciones de corta duración son deficientes en muchas partes del mundo ya que requiere de instrumentos que midan continuamente la información de los eventos. En muchas de los casos la información que se tiene es suficiente para estimar lluvias de gran intensidad para periodos de retorno de hasta 10 años; sin embargo generalmente se requieren valores de la precipitación para periodos de 50 años o más.

2.3.2 Características de los datos de precipitación

Los datos de lluvia en un punto se definen por tres variables, frecuencia, duración y la altura de lluvia (o intensidad).

Generalmente la frecuencia de una tormenta se expresa mediante su periodo de retorno, el cual puede ser definido como el intervalo de tiempo promedio en el cual la magnitud del evento puede ser igualada o excedida al menos una vez. Otra forma de

expresar la frecuencia es con la probabilidad de excedencia en una año cualquiera. Los análisis de frecuencia pueden ser llevados a cabo con series de datos anuales o series parciales.

Los datos de lluvia para zonas de gran extensión son difíciles de representar, sobre todo cuando interesan varias duraciones y periodos de retorno. A continuación se mencionan 3 métodos utilizados:

- Mapas de isoyetas. Cada uno relacionado con una duración y un periodo de retorno.
- Curvas precipitación-duración-periodo de retorno, para distintos puntos en el área de estudio.
- Ecuaciones empíricas o tablas, éstas dependen de la zona en estudio.

Cualquiera de los métodos que se cumple deberá permitir estimar la altura de precipitación cuando se conocen la duración y el periodo de retorno, y estimar el periodo de retorno cuando la duración y la precipitación son datos.

2.3.3 Relaciones generalizadas de precipitación-duración-periodo de retorno. Bell (1969)

Las precipitaciones asociadas con avenidas extremas de corrientes grandes son de duración relativamente grande mientras que la precipitación asociada a avenidas de corrientes más chicas, es de duración corta. Desafortunadamente los datos de precipitaciones de corta duración son deficientes en muchas partes del mundo ya que requiere de instrumentos que midan continuamente la información de los eventos. En muchos de los casos la información que se tiene es suficiente para estimar lluvias de gran intensidad para periodos de retorno de hasta 10 años, sin embargo, generalmente, se requieren valores de la precipitación para periodos de 50 años o más.

Bell (1969) trato de evitar la incertidumbre de los métodos de extrapolación usuales para conocer la precipitación de 50 o más años a partir de la de 10 años, aprovechando la gran cantidad de información relacionada con lluvias que se tiene en los Estados Unidos de América.

Utilizando datos del United States Weather Bureau (USWB) de 157 estaciones con más de 40 años de registros, Bell calculó la relación empírica entre la lluvia de 2 h de duración y la de 1 h y obtuvo un valor de 1.25, este valor representa la pendiente de la recta que pasa por los puntos mostrados en la Figura 2.2. La desviación estándar es de 0.8 y el error promedio de aproximadamente 6%.

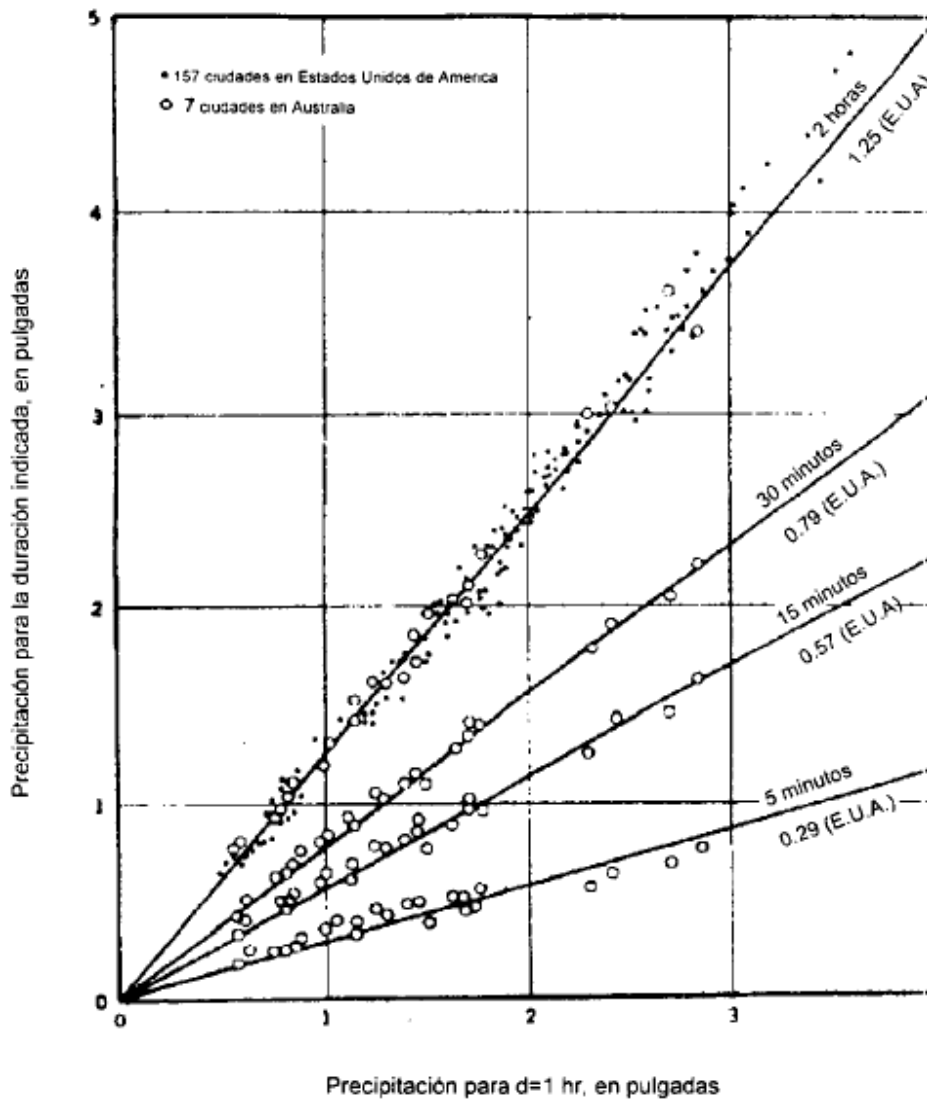


Fig. 2.2 Relaciones altura de lluvia duración para Estados Unidos y Australia

Reich (1963) sugiere que estas relaciones que son validas para Estados Unidos, pueden ser validas para otras partes del mundo, dado que encontró los mismos valores para datos de estaciones en Sudáfrica, este mismo planteamiento se maneja en 7 estaciones de Australia, con datos de más de 30 años.

Las relaciones de precipitación-periodo de retorno pueden ser combinadas con las de precipitación-duración descritas anteriormente (Franco, 1982), para dar una relación generalizada de precipitación-duración periodo de retorno. Para encontrar la ecuación que defina esta relación precipitación-duración en función de la duración, se hizo un análisis similar como el que se hizo anteriormente.

$$\frac{P_t^T}{P_{60}^T} = 0.54t^{0.23} - 0.50 \quad (2.1)$$

donde

P_{60}^T altura de precipitación para una duración de 60 min y un periodo de retorno T

P_t^T altura de precipitación para una duración t (min), y un periodo de retorno T

Esta ecuación es válida si $5 \leq t \leq 120$ minutos.

Relaciones entre tormentas de diferentes periodos de retorno

Una distribución de frecuencia es la relación entre la magnitud de un evento y su periodo de retorno. Puede ser expresada ya sea como una ecuación matemática o como una grafica sin forma específica. Aunque cuando los datos con los que se cuenta son pocos y es necesario extrapolar a periodos de retorno grandes, es convenientes ajustar estos valores a funciones de frecuencias específicas, por ejemplo Log-Normal y Gumbel.

La función Gumbel tiene alguna justificación teórica al describir las frecuencias de tormentas máximas, ya que esta función utiliza la distribución Fisher-Tippet tipo I la cual fue derivada originalmente para valores máximos con muestras de poblaciones sin

límite superior. En algunos estudios se ha visto con utilidad el calcular una relación que involucre la altura de precipitación y el periodo de retorno, al dividir la lluvia entre algunos periodos de retorno como 2 ó 5 años. Las relaciones a menudo son consistentes para cualquier periodo de retorno y para grandes extensiones geográficas por lo que pueden ser consideradas como formas generalizadas de distribución de frecuencia. Esta técnica ha sido usada para avenidas y lluvias en 24h, sin embargo Bell, no reporta aplicaciones previas a lluvias de duración corta.

En la Figura 2.3 se muestra para las 157 estaciones analizadas, las tormentas de $T=10$ años y $d=1$ h, contra las correspondientes en series parciales, para 1.001, 2, 5, 25, 50 y 100 años de periodo de retorno. Se observa que los puntos se ajustan bien, considerando errores de medición y de otro tipo, a las rectas para cada periodo de retorno. Cada una de estas líneas pasa por el origen y se aprecia que la desviación aumenta con la magnitud de la lluvia, apoyando la suposición de que estas simples relaciones pueden servir como formas apropiadas para generalizar la información. En la misma Figura también se aprecian los datos de Australia, Sudáfrica, Hawái y Puerto Rico.

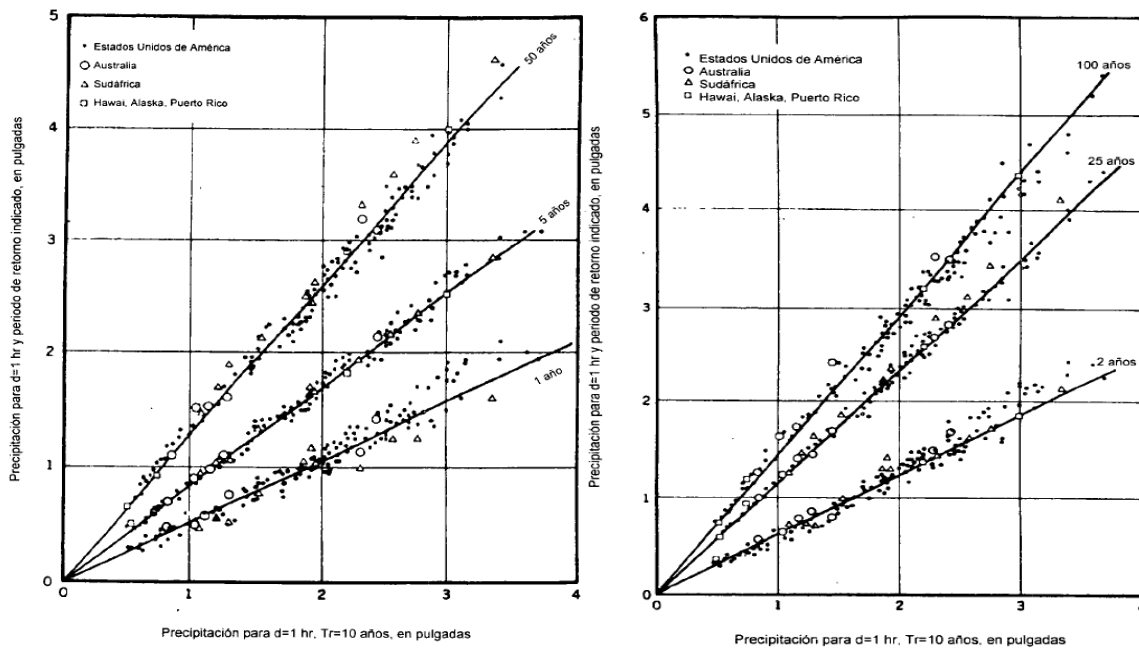


Fig. 2.3 Relación altura de lluvia-periodo de retorno, para 1.001, 2, 5, 10, 25 y 100 años. (Bell, 1969)

Distribución de frecuencia de las relaciones

Los valores de lluvia para los periodos de retorno de 50 y 100 años que fueron estimados por el USWB a través de extrapolaciones con la función Gumbel. A través de esta función fue posible obtener la ecuación siguiente:

$$\frac{P_T^t}{P_{10}^t} = 0.21 \ln T + 0.52 \quad (2.2)$$

donde

T periodo de retorno, en años

t duración, en min

P_T^t altura de precipitación para una duración t, y un periodo de retorno T

P_{10}^t altura de precipitación para una duración t, y 10 años de periodo de retorno

Ln logaritmo natural

Esta ecuación es válida si $2 \leq T \leq 100$ años, empleando series parciales

Ahora combinando las ecuaciones 2.1 y 2.2, se tiene:

$$P_T^t = (0.21 \ln T + 0.52)(0.54t^{0.23} - 0.50)P_{10}^t \quad (2.3)$$

La ecuación anterior permite estimar la lluvia para cualquier duración desde 5 min hasta 2 h y cualquier periodo de retorno de 2 a 100 años, una vez que se conoce la precipitación para 1 h y 10 años de periodo de retorno.

Chen (1983) consideró que las relaciones anteriores son un caso particular y propuso la siguiente relación para calcular la intensidad para cualquier duración y periodo de retorno:

$$R_T^x = \frac{a \cdot R_{10}^x \log(10^{b-T^{c-1}})}{(t+b)^c} \left(\frac{t}{10}\right) \quad (2.4)$$

donde

$x = R_{100}^x / R_{10}^x$ y a, b, c son parámetros obtenidos en función de la relación $K = R_1^x / R_{10}^x$.

La ecuación 2.4 es válida para $T \geq 1$ año y $5 \text{ min} \leq t \leq 24 \text{ h}$. Sin embargo, requiere 2 datos más que la ecuación propuesta por Bell. El hecho de que se requieran 2 valores más resulta principalmente de que la ecuación anterior tiene menos suposiciones en su derivación que las ecuaciones de Bell.

Chen considera que las relaciones X y K permiten describir el patrón geográfico de las lluvias, y que la formula de Bell es un caso particular de la ecuación anterior en que $K = 0.4$ y $X = 1.48$.

2.4 Relaciones lluvia-escurrimiento en zonas urbanas

A continuación se describe el proceso que sigue la lluvia cuando se precipita en una zona urbana y se establecen las ecuaciones que lo gobiernan. También se expondrán varios métodos que permiten modelar sus aspectos más significativos mediante diversas hipótesis.

2.4.1 Fases del proceso lluvia-escurrimiento

El proceso lluvia-escurrimiento en zonas urbanas, presenta características muy peculiares, se describe a continuación las fases más relevantes. (Figura 2.4)

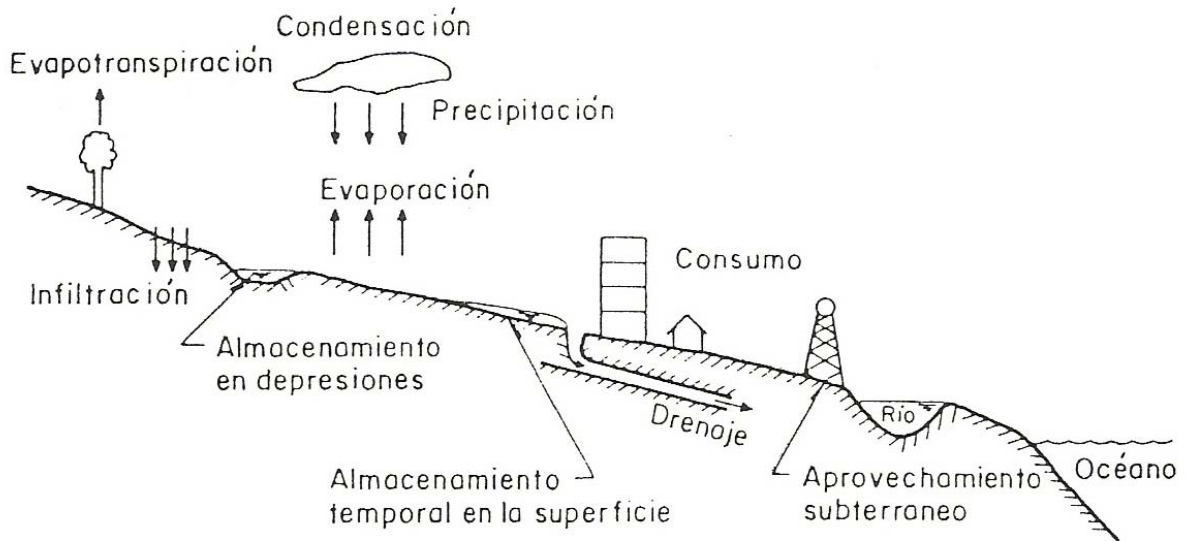


Fig. 2.4 Fases del proceso lluvia-escorrentía

1. La lluvia es interceptada parcialmente por la vegetación, principalmente por las ramas de los árboles, antes de llegar al suelo.
2. Al llegar la lluvia al suelo se presentan dos fenómenos simultáneos:
 - La lluvia se infiltra en el terreno.
 - Comienza a mojarse la superficie, llenando las depresiones.
3. Los procesos anteriores continúan hasta formarse un tirante suficiente que rompa la tensión superficial. Este hecho sucede cuando la intensidad de la lluvia es mayor que la capacidad de infiltración del terreno. Y en ella se inicia el escurrimiento superficial.
4. Al ocurrir el escurrimiento superficial se presentan varios procesos simultáneos:
 - El agua se infiltra con una velocidad variable (depende del grado de saturación del terreno, intensidad de la lluvia y volumen de agua almacenado sobre la superficie).

- Las depresiones más grandes del terreno continúan llenándose.
 - Se produce el escurrimiento en el cual los tirantes y las velocidades varían en forma continua y son gobernados por las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento. Este proceso es alimentado por la lluvia efectiva.
 - Inicialmente el escurrimiento es en superficie libre.
 - Después, cuando la capacidad de los conductos no es suficiente, el agua escurre y en ocasiones puede derramarse.
5. El agua que llega a las cunetas se acumula en ellas, hasta que se forma un tirante suficiente y escurre hacia las coladeras.
 6. El agua que llega a las coladeras ingresa al sistema de drenaje.
 7. El escurrimiento en los colectores de drenaje está gobernado también por las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento.

2.4.2 Hidrograma de ingreso

A diferencia de las cuencas naturales, en las zonas urbanas los hidrogramas de ingreso están formados por varios componentes básicos.

- Si la intensidad de lluvia (i) se multiplica por el área de la cuenca (A) de estudio, el fenómeno puede concebirse con un hidrograma de ingreso.
- En el hidrograma de ingreso una parte se pierde por los almacenamientos en las depresiones y por los volúmenes que se infiltran en el subsuelo y otra parte se regula por los almacenamientos temporales en las superficies, las cunetas y el sistema de alcantarillado.

- La Figura 2.5, indica en forma cualitativa la importancia relativa de cada uno de los componentes que interviene en el hidrograma de ingreso.

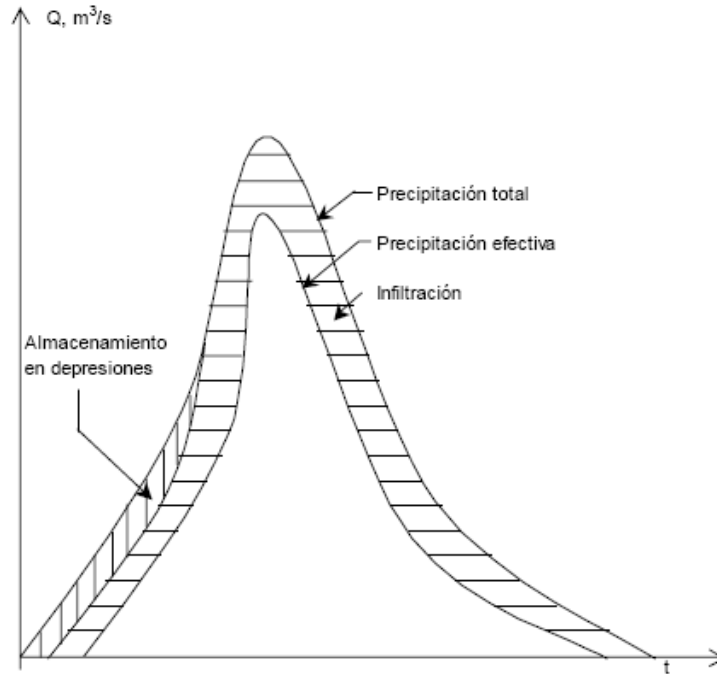


Fig. 2.5 Componentes básicos de un hidrograma de ingreso en zonas urbanas.

Estimación de los volúmenes de pérdidas

En la Hidrología Urbana se acostumbra denominar pérdidas a la parte del volumen precipitado que no escurre por la superficie de la cuenca y sus componentes son:

- Intercepción.
- Almacenamiento en depresiones.
- Infiltración.

La intercepción ocurre solamente en los primeros momentos del proceso y dado que en cuencas urbanas solo se da en un porcentaje mínimo de su área total, se puede despreciar.

Almacenamiento en depresiones

Con el objeto de facilitar la comprensión del proceso (Figura 2.6), en ella se representa el perfil de una superficie de escurrimiento y dos depresiones; una menor en el primer tramo y una mayor en el segundo. Si se presenta una lluvia con intensidad mayor que la capacidad de infiltración del terreno comienza una descarga (q) alimentada primero únicamente por el tercer tramo, mientras que las depresiones se empiezan a alimentar por sus tramos respectivos. A partir del momento en que se llena la depresión menor, la otra comienza a recibir la aportación de los tramos 1 y 2, pero la descarga sigue siendo alimentada únicamente por el tramo 3. Finalmente, también se llena la depresión mayor y los tres tramos empiezan a aportar la descarga.

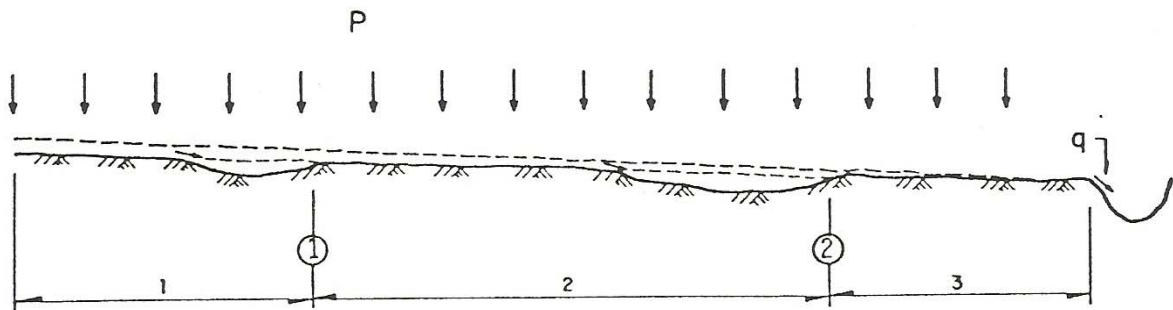


Fig. 2.6 Esquema donde se muestra el efecto de las depresiones.

Infiltración

La pérdida por infiltración depende de las características del suelo, condiciones de su superficie y de la distribución de la lluvia en el tiempo. Tradicionalmente se ha utilizado la fórmula de Horton

$$f = f_c + (f_e - f_c)e^{-k_e t} \quad (2.5)$$

donde

f capacidad de infiltración, mm/h

f_c capacidad de infiltración mínima, correspondiente al momento en que el suelo está completamente saturado.

f_o capacidad de infiltración inicial (para t=0)

t tiempo medido desde que se inicia la lluvia

En la práctica los componentes de las pérdidas son difíciles de separar y para efectos del cálculo del escurrimiento en problemas de drenaje urbano, se estiman en forma conjunta y se llama infiltración a la pérdida total.

Criterios para calcular las pérdidas

Volumen de pérdidas

$$V_P = V_{LL} - V_{ED} \quad (2.6)$$

donde

V_P volumen de pérdidas

V_{LL} volumen llovido

V_{ED} volumen de escurrimiento directo

El volumen llovido se obtiene al multiplicar el área de la cuenca por la altura de lluvia total de la tormenta analizada. Para estimar el V_{ED}, a partir del hidrograma de la tormenta de análisis, se procede a separar el escurrimiento base del directo.

2.4.3 Coeficiente de escurrimiento

La precipitación efectiva, es la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo. Después de fluir a través de la superficie de la cuenca, el exceso de precipitación se convierte en escurrimiento directo a la salida de la cuenca.

El criterio supone que las pérdidas son proporcionales a la intensidad de la lluvia. La constante de proporcionalidad es característica de cada tipo de cuenca drenada y se denomina coeficiente de escurrimiento. Se calcula con la expresión siguiente:

$$C = \frac{V_{ED}}{V_{LL}}$$

En la práctica por la diversidad de cuencas urbanas a drenar, el coeficiente de escurrimiento se estima relacionando los valores de la Tabla 2.2. Este tipo de valores se obtuvieron para tormentas asociadas a un periodo de retorno de 5 años.

El criterio es empírico y para su aplicación adecuada se necesita tener una amplia experiencia y de ser posible, contar con mediciones simultáneas de lluvia y escurrimiento, para tener una idea del valor del coeficiente de escurrimiento de la zona urbana de estudio.

2.4.4 Formula racional

En los estudios de drenaje pluvial, protección de márgenes contra la acción de ríos, proyectos de puentes, cruces subfluviales, y control de inundaciones es necesario conocer los caudales de creciente que se van a utilizar en los diseños de las obras civiles correspondientes. Estos caudales quedan definidos por los valores siguientes:

- Periodo de retorno
- Gasto Pico
- Hidrograma de entrada

Tabla 2.2 Valores típicos del coeficiente de escurrimiento. (Aparicio, 1988)

Tipo de área drenada	Coeficiente de escurrimiento	
	Mínimo	Máximo
Zonas comerciales		
Zona comercial	0.75	0.95
Zona mercantil	0.70	0.90
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		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
Cementerios y parques	0.10	0.25
Campos de juego	0.20	0.35
Patios de ferrocarril y terrenos sin construir	0.20	0.40
Zonas suburbanas	0.10	0.30
Calles		
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.80	0.95
Adoquinadas o empedradas, juntas con cemento	0.70	0.85
Adoquín sin juntar	0.50	0.70
Terracerías	0.25	0.60
Estacionamientos	0.75	0.85
Techados	0.75	0.95
Praderas		
Suelos arenosos planos (pendientes: 0.02 o menos)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02 - 0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 o más)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 o menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 o más)	0.25	0.35

Cuando existen registros confiables de limnógrafo en una estación hidrométrica localizada cerca al sitio determinado para el estudio entonces pueden hacerse análisis de hidrogramas para calcular picos de crecienta de diferentes períodos de retorno y

estimar sus correspondientes hidrogramas típicos. Si además se tienen registros adecuados de pluviógrafo se pueden relacionar hidrogramas con pluviogramas para determinar el Hidrograma Unitario y el Índice de Infiltración de la cuenca en estudio, y estimar por métodos probabilísticos los picos de creciente y sus correspondientes hidrogramas para diferentes períodos de retorno. Desafortunadamente la mayoría de las corrientes naturales no cuentan con información suficiente para aplicar esta metodología y por esa circunstancia está generalizado el uso de métodos empíricos, siendo uno de ellos la formula racional que tiene aplicación en micro cuencas homogéneas en cálculo de obras de drenaje. La fórmula es sencilla y por eso se explica la vigencia que ha tenido:

$$Q = CIA \quad (2.7)$$

donde

- Q Gasto pico (m^3/s)
- C coeficiente de escurrimiento de la cuenca (adimensional)
- i intensidad de lluvia asociada al tiempo de concentración (m/s)
- A Área de la cuenca (m^2)

Una cuenca homogénea se define como aquella que tiene cuatro características típicas: un cauce principal definido, pendiente uniforme del cauce, tipo y uso del suelo uniforme, y lluvias uniformemente repartidas sobre el área.

2.5 Estudios en el valle de México

Franco y Domínguez (1982), elaboraron un método de regionalización para determinar la lluvia de diseño empleando factores de ajuste por área, duración y periodo de retorno para la Ciudad de México y área metropolitana, apoyándose en registros de pluviómetros y pluviografos de estaciones operadas por la entonces Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del Departamento del Distrito Federal. (DGCOH).

Para encontrar los ajustes se construyeron dos planos de isoyetas, uno para $d=30$ min y $T = 5$ años dado que en las áreas urbanas las lluvias que provocan los gastos máximos generalmente tienen una duración menor de 2 h, y otro plano para $d = 24$ h y $T = 5$ años este ultimo para aprovechar la información de pluviómetros de la zona.

Los Factores de ajuste por duración que se obtuvieron tomando como base la duración de 30 min son **0.34, 0.60, 0.75, 0.87, 1, 1.2, 1.27, 1.30 y 1.33**, para duraciones de 5, 10, 15, 20, 30, 60, 80, 100 y 120 min respectivamente. Por otra parte los factores de ajuste por periodo de retorno utilizando en el denominador $T = 5$ años son: **0.60, 0.74, 1.00, 1.18, 1.60, 1.78 y 1.94** para periodos de retorno de 1.001, 2, 5, 10, 50, 100 Y 200 años respectivamente, de tal forma que el factor x de la ecuación 2.4 resultaría igual a 1.51 (ver Tabla 2.3), es decir, ligeramente mayor al propuesto por Bell.

Resumiendo los resultados por ajuste de duración de los autores mencionados anteriormente (Chen, Bell, Domínguez), se construyó la Tabla 2.4, en la que se observa que los factores propuestos por Bell y Chen son muy parecidos y también se asemejan a los obtenidos por Domínguez, aunque estos últimos presenta una pequeña variación conforme aumenta la duración.

Tabla 2.3 Comparación de factores de ajuste por duración. P_d^T / P_{30}^T

d (min)	Bell	Franco y Domínguez	Chen
5	0.29	0.28	0.28
10	0.45	0.5	0.5
15	0.57	0.63	0.63
20		0.73	0.73
30	0.79	0.83	0.83
45			
60	1	1	1
80		1.06	1.06
100		1.08	1.08
120	1.25	1.10	1.11

De la misma forma se construyó la Tabla 2.4, en ella se observa la variación de los factores de ajuste por periodo de retorno de 1 a 200 años.

Tabla 2.4 Comparación de factores de ajuste por periodo de retorno. P_d^T / P_d^{10}

Periodo de retorno (años)	Bell	Franco y Domínguez
1.001	0.54	0.51
2	0.63	0.63
5	0.85	0.85
10	1	1
25	1.17	
50	1.31	1.36
100	1.46	1.51
200		1.64

Tomando en cuenta la información disponible en la práctica y que además se ha demostrado que los factores por duración y por periodo de retorno son independientes entre sí, se considera que los estudios regionales deben enfocarse a la determinación del factor K de la ecuación 2.4 ya que en la mayoría de los casos se dispone de información suficiente para obtener la precipitación asociada a una duración de 24 h y

distintos periodos de retorno, de tal manera que la relación $\frac{R_T^{24}}{R_T^{1h}}$ puede obtenerse con facilidad a partir de los datos pluviométricos de la región que se estudia, para cualquier valor del periodo de retorno, en forma más precisa que utilizando el factor X que propone Chen.

Para determinar el factor K para el valle de México se usaron 49 estaciones ubicadas dentro de un área de 1 500 km². Se trabajó con precipitaciones máximas anuales en 24 h y también con los máximos anuales en 1 h. En ambos casos se obtuvieron los valores correspondientes a 5, 10, 50 y 100 años periodo de retorno para finalmente obtener el cociente.

$$K = \frac{R_T^{24}}{R_T^{1h}} \quad (2.8)$$

el cual resultó prácticamente independiente del periodo de retorno T. Para la zona medida en el Valle de México, los valores de K varían prácticamente en todas las estaciones en el rango $0.60 < K < 0.75$.

2.5.1 Transformación de la lluvia en escurrimiento directo

Para estimar el coeficiente de escurrimiento en las cuencas del Valle de México, se han realizado mediciones experimentales de las que se ha derivado la siguiente ecuación, según Domínguez (1997).

$$C_E = C_{NU} \frac{A_{NU}}{A_T} + 0.45 I_U \frac{A_U}{A_T} \quad (2.9)$$

donde

C_E Coeficiente de escurrimiento asociado a una cuenca con una área total A_T de la cual A_{NU} no está urbanizada y A_U área urbanizada

C_{NU} Coeficiente de escurrimiento para las áreas no urbanizadas, se obtiene de un mapa basado en estudios regionales que cubre todo el valle de México (Figura 2.7)

I_U Índice de urbanización que varía entre 0.6 y 1.0 según la densidad de urbanización del área urbanizada.

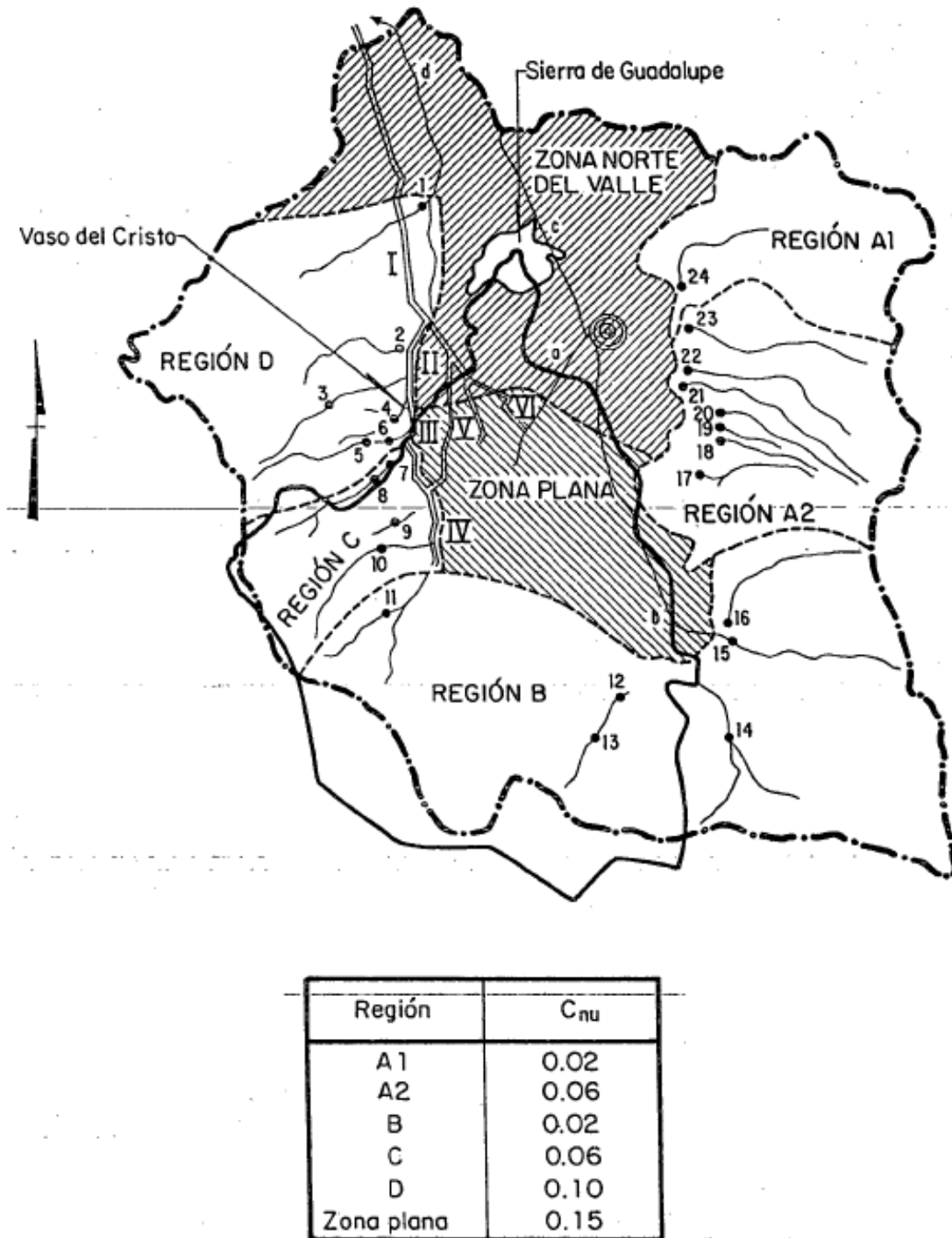


Fig. 2.7 Regionalización del coeficiente de escurrimiento no urbano.

Volumen de escurrimiento directo

El volumen de escurrimiento directo se calcula como:

$$V_{ED} = C_E P A$$

donde P es la precipitación asociada en metros a la duración que se seleccione, C_E es el coeficiente de escurrimiento y A es el área de la cuenca en metros cuadrados.

El hidrograma de ingreso al sistema de regulación o drenaje se determina mediante hidrogramas sintéticos triangulares o trapezoidales, según la relación entre el tiempo de concentración de la cuenca analizada y la duración de la lluvia.

En el Manual de Hidráulica Urbana (Domínguez, 1982) se recomienda que para estudios del sistema principal de drenaje se utilice una duración total de 8 h (para la que el valor de la lluvia coincide con el de 24h, en el caso del valle de México) con incrementos cada hora, a los que se asignan los porcentajes de lluvia que se muestran en la Tabla 2.5.

Tabla 2.5 Porcentajes de lluvia con duración de 8 horas.

1	2	3	4	5	6	7	8
0.04	0.048	0.088	0.222	0.378	0.122	0.057	0.045

2.5.2 Forma de los hidrogramas

El hidrograma trapecial sube en un tiempo correspondiente al menor entre delta t (Δt) y el tiempo de concentración (t_c), se mantiene constante hasta el mayor de ellos y baja en 1.4 veces el tiempo de subida, como se muestra en la figura 2.8.

La altura del trapecio se obtiene igualando su área con el volumen de escurrimiento directo, esto es, en el caso de que $\Delta t < t_c$ (Fig. 2.8a)

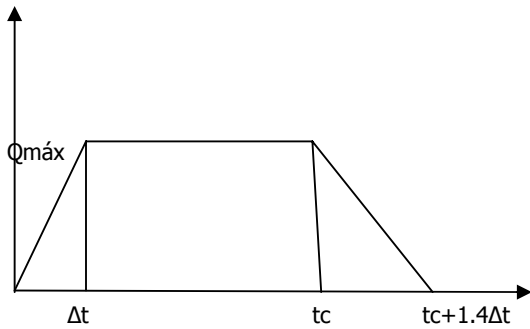


Fig. 2.8 a

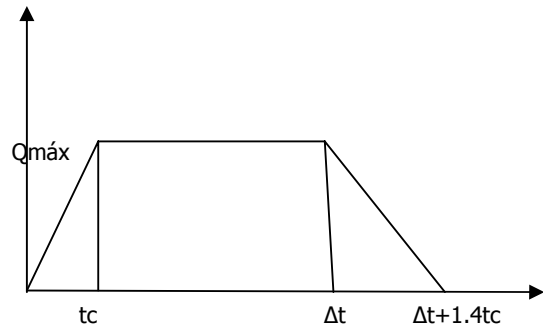


Fig. 2.8 b

Fig. 2.8 Obtención de los volúmenes de escurrimiento mediante la forma de los hidrogramas.

El volumen de escurrimiento directo es el área bajo la curva y ésta se obtiene como el área de un trapecio, entonces se tiene para el caso de la figura 10a:

El área de un trapecio es: $A = \frac{B+b}{2} h$

$$B = tc + 1.4\Delta t; \quad b = tc - \Delta t; \quad B + b = 2tc + 0.4\Delta t$$

Entonces el volumen de escurrimiento directo (Ved) es:

$$Ved = \frac{2tc + 0.4\Delta t}{2} Q_{máx}$$

pero, lo que se desea es conocer es el gasto máximo, que al despejar resulta:

$$Q_{máx} = \frac{2Ved}{2tc + 0.4\Delta t}$$

3 AVENIDAS EN LA ZONA NORESTE. ESTIMACIÓN PARA EL AÑO 2050

El propósito de un sistema de drenaje, es evitar o reducir las inundaciones que causen daños a la población o poner en peligro sus vidas, así como daños indirectos al desarrollo normal de las actividades humanas.

En el valle de México los cauces naturales solamente se conservan en las zonas montañosas que rodean la zona urbana. Los ríos que cruzan la zona urbana han sido entubados para evitar el contacto de la población con las aguas negras.

3.1 Breve descripción del sistema de drenaje del d. f.

Los principales aportadores fluviales al Valle de México son los ríos que bajan de las sierras del poniente; los más importantes son los ríos Magdalena, Mixcoac, Tacubaya y Hondo, que drenan hacia el sistema de presas del poniente que los intercepta descargando gastos regulados en el Interceptor del Poniente. Este conduce las avenidas hacia el norte y los descarga por la parte baja del río Hondo en el Vaso de Cristo, donde pueden ser reguladas nuevamente y descargadas en el Emisor del Poniente, hacia el norte, o en el río de los Remedios, hacia el oriente. (Fig. 3.1)

Al norte del Vaso de Cristo, el Emisor del Poniente, recibe las descargas de los ríos Tlalnepantla, San Javier, Cuautitlán y Hondo de Tepotzotlán, los cuales son regulados previamente por las presas Madín, San Juan, Las Ruinas, Guadalupe y la Concepción. El Emisor descarga las avenidas fuera del valle del por el Tajo de Nochistongo.

Aguas abajo del Interceptor del Poniente, los antiguos ríos ya entubados tienen una trayectoria aproximada de poniente a oriente; los principales, de sur a norte, son el río Churubusco, el río Mixcoac, el río de la Piedad y el Río consulado, que originalmente descargaban en el lago de Texcoco.

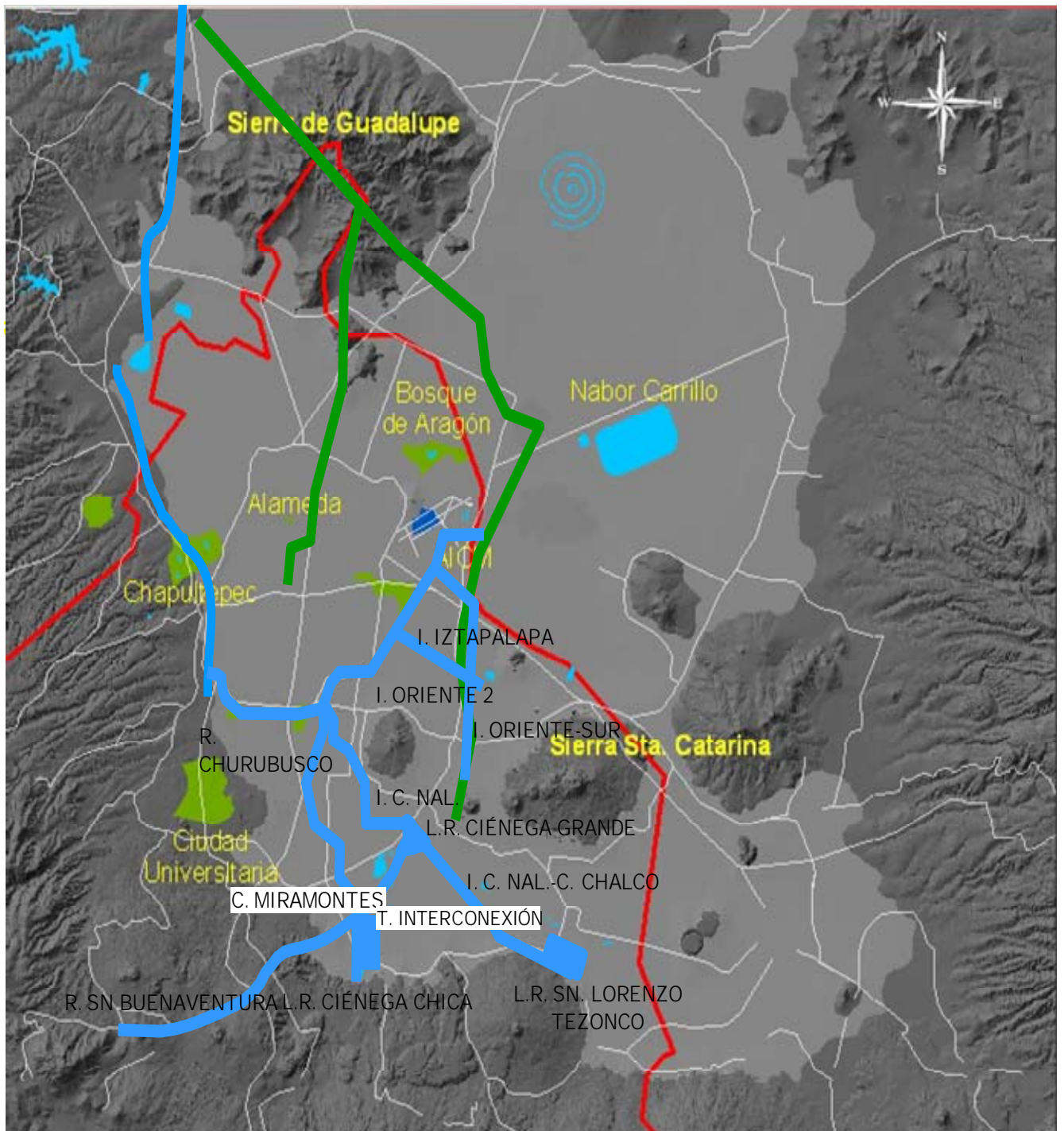


Fig. 3.1 Sistema de Drenaje del Valle de México

Actualmente, el río Churubusco constituye la infraestructura básica para el drenaje de las cuencas de la zona situada al sur de su trayectoria y descarga las crecientes en los nuevos lagos de Texcoco (el Churubusco y el de Regulación Horaria), que las regulan antes de descargarlas en el Dren General de Valle.

Los ríos Mixcoac, La Piedad y Consulado, y en general, toda la red primaria que conduce las avenidas con una trayectoria aproximada de poniente a oriente, son interceptados primero por el Sistema de Drenaje Profundo y después por el Gran Canal del Desagüe. Las descargas en el sistema profundo se realizan por gravedad y en el Gran Canal mediante bombeo.

El sistema de Drenaje profundo maneja los escurrimientos captados por los Interceptores Centro-Poniente, Central y Oriente, y los conduce por el Emisor Central fuera del Valle hasta el río El Salto. El interceptor Centro-Poniente puede auxiliar al Interceptor del Poniente recibiendo parte de los crecientes que conduce este último, y el Interceptor Oriente puede ayudar de la misma forma al Gran Canal.

El Gran Canal de desagüe, permite drenar las avenidas hacia fuera del valle de México. Recibe directamente las descargas de toda la zona urbana situada al oriente del Interceptor del Poniente y al norte del río Churubusco, con el agravante de que, por el hundimiento de la ciudad, dichas descargas tienen que efectuarse mediante bombes. Más adelante recibe al Dren General del Valle que conduce los escurrimientos del río Churubusco y del río de La Compañía, ya regulados en los lagos de Texcoco.

Aunque la construcción del Drenaje Profundo permitió reducir considerablemente las áreas de aportación al Gran Canal, los problemas de hundimiento han ocasionado que este último pierda pendiente, al grado de que en algunos tramos del canal su capacidad ya es prácticamente nula.

3.2 Crecimiento estimado de la mancha urbana: efectos en la zona noreste

En el Valle de México se asienta la zona urbana más grande del país con aproximadamente 20 millones de habitantes; en ella se concentra gran parte de la actividad industrial, comercial y política del país, lo que, como consecuencia, genera que la zona urbana aumente año con año.

Debido a esto en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, se realizó un estudio para determinar la mancha urbana al año 2050 (Capella, 2008). El estudio realizado mostró que habrá un crecimiento importante en la zona Noreste del Valle de México, por lo cual, el desarrollo de este trabajo comprende los estudios al análisis del Sistema de Drenaje y Control de Avenidas de esta zona.

En la Figura 3.2 se muestran las distintas regiones en las que está dividida el área metropolitana. En la figura 3.3 se muestran las mismas regiones, pero ya con el crecimiento que se estima tendrá de la mancha urbana al año 2050 (en color azul claro). La proyección encontrada al año 2050 abarca principalmente los siguientes municipios (Tabla 3.1)

Tabla 3.1. Principales municipios donde se tendrá un crecimiento urbano importante al año 2050

Atenco
Coacalco de Berrizabal
Coyotepec
Cuautitlan
Ecatepec de Morelos
Huehuetoca
Jaltenco
Nextlalpan
Tecamac
Teoloyucan
Teotihuacan
Tepotzotlan
Tlanepantla de Baz
Tultepec
Zumpango

El valle de México fue dividido en 250 subcuencas, y la zona de interés para este estudio (Noreste) comprende las subcuencas de la 201 a la 234, cuyas principales características se presentan en la Tabla 3.2



Figura 3.2. Valle de México, dividido en siete sistemas de drenaje.



Figura 3.3 Valle de México, con el crecimiento de la mancha urbana al año 2050 (azul claro).

Tabla 3.2. Subcuencas en las que se presentará un crecimiento urbano al año 2050.

Subcuenca	Nombre de la Subcuenca	Área de la Subcuenca km ²	Subcuenca	Nombre de la Subcuenca	Área de la Subcuenca km ²
201	Remedios Oriente	12.06	218	Santa Clara	15.14
202	Xalostoc	2.39	219	Río San Javier	29.24
203	Ixhuatepec	5.2	220	Cuatepec	11.07
204	San Miguel	2.44	221	Cartagena	146.54
205	Las Vegas	2.72	222	Chiconautla	29.2
206	Valle de Guadalupe	0.62	223	Ozumbilla	100.69
207	Chamizal	0.44	224	Tultepec	7.63
208	Vicente Guerrero	7.77	225	Teyahualco	40.92
209	Jardines de Xalostoc	1.53	226	Ixtacalco	37.39
210	Tepeyac	6.18	227	Melchor Ocampo	26.75
211	Aragon	1.1	228	Tepotzotlán	7.71
212	Ecatepec	6.12	229	Teoloyucan	15.13
213	Av. Central	1.24	230	Santiago	23.7
214	Sagitario	0.69	231	Jaltenco	10.25
215	Sauces	1.59	232	Nextlalpan	428.49
216	Río Tlalnepantla	11.29	233	Zumpango	133.49
217	Río de los Remedios	29.48	234	Temascalapa	286.37

En la Figura 3.4 se muestra al la zona noreste del Valle de México; dentro de la figura aparecen el numero de referencia de cada una de las subcuencas que están ubicadas en esta zona, se observa también el sistema de drenaje existente y en proceso de construcción (Drenes, colectores, canales y túneles). La sierra de Guadalupe y otras áreas verdes aparecen en color rojo, la urbanización actual en color gris y en amarillo su crecimiento esperado para el año 2050.

Como se observa en la figura, la mancha urbana que se tendrá al año 2050 abarca varias subcuencas, por lo fue necesario calcular el área de aportación para cada una de ellas. En algunas se encontró que el área urbana ya no crecerá más, porque están actualmente urbanizadas prácticamente en su totalidad (subcuencas 201-215); en las restantes se utilizó un Sistema de Información Geográfica para estimar las áreas de crecimiento correspondientes a cada subcuenca.

Tabla 3.3. Áreas totales, urbanas 2003 y 2050 para cada una de las Subcuencas.

SUBCUENCA	AREA SUBCUENCA km2	AREA URBANA 2003 km2	AREA URBANA 2050 km2
201	12.10	9.61	11.45
202	2.52	2.39	2.52
203	5.49	5.2	5.25
204	2.59	2.44	2.44
205	2.89	2.72	2.74
206	0.71	0.62	0.64
207	0.55	0.44	0.47
208	7.87	7.77	7.87
209	1.58	1.53	1.58
210	6.53	6.18	6.18
211	1.14	1.1	1.14
212	6.23	6.12	6.12
213	1.25	1.24	1.24
214	0.69	0.69	0.69
215	1.60	1.59	1.59
216	11.31	9.28	10.26
217	29.63	19.97	22.37
218	15.12	13.16	14.08
219	30.23	23.22	25.37
220	11.24	4.88	5.08
221	148.35	72.07	93.65
222	30.63	21.92	25.12
223	101.92	22.809	88.71
224	7.68	5.23	7.68
225	41.40	18.07	34.39
226	37.41	13.16	23.27
227	26.80	11.92	12.28
228	7.73	0.83	0.92
229	15.17	4.17	5.64
230	24.35	4.62	11.06
231	10.28		3.30
232	430.02	16.08	194.50
233	133.85	11.54	79.30
234	301.27	6.02	93.50

3.3 Metodología

La metodología utilizada en el análisis hidrológico e hidráulico del sistema para el control de avenidas proviene de estudios efectuados en el Instituto de Ingeniería, UNAM (Domínguez, 1997). En este apartado se presenta un resumen de dicha metodología.

3.3.3 Tormenta de diseño

Para el análisis del sistema de drenaje se consideró conveniente trabajar con una lluvia de duración total de 8h, valor que cubre sobradamente la duración de las tormentas típicas en el Valle de México.

Se utilizaron las isoyetas para un periodo de retorno de 10 años con una duración de 24 horas, que se muestran en la Figura 3.5.

Transformación de la lluvia en escurrimiento superficial

Del total de lluvia que se precipita durante una tormenta solo una parte escurre superficialmente, lo demás se pierde por infiltración o al formar encharcamientos. Para estimar el coeficiente de escurrimiento en las cuencas se tomo en cuenta la ecuación (Domínguez, 1997):

$$C_e = C_{nu} \frac{A_{nu}}{A_t} + 0.45 I_u \frac{A_u}{A_t} \quad (3.1)$$

donde

- C_e coeficiente de escurrimiento asociado a una cuenca
- C_{nu} coeficiente de escurrimiento para áreas no urbanizadas
- A_u área urbana de la cuenca (m²)
- A_{nu} área no urbana de la cuenca (m²)
- A_t área total de la cuenca (m²)

El índice de urbanización que varía entre 0.6 y 1 según la densidad de urbanización del área urbanizada

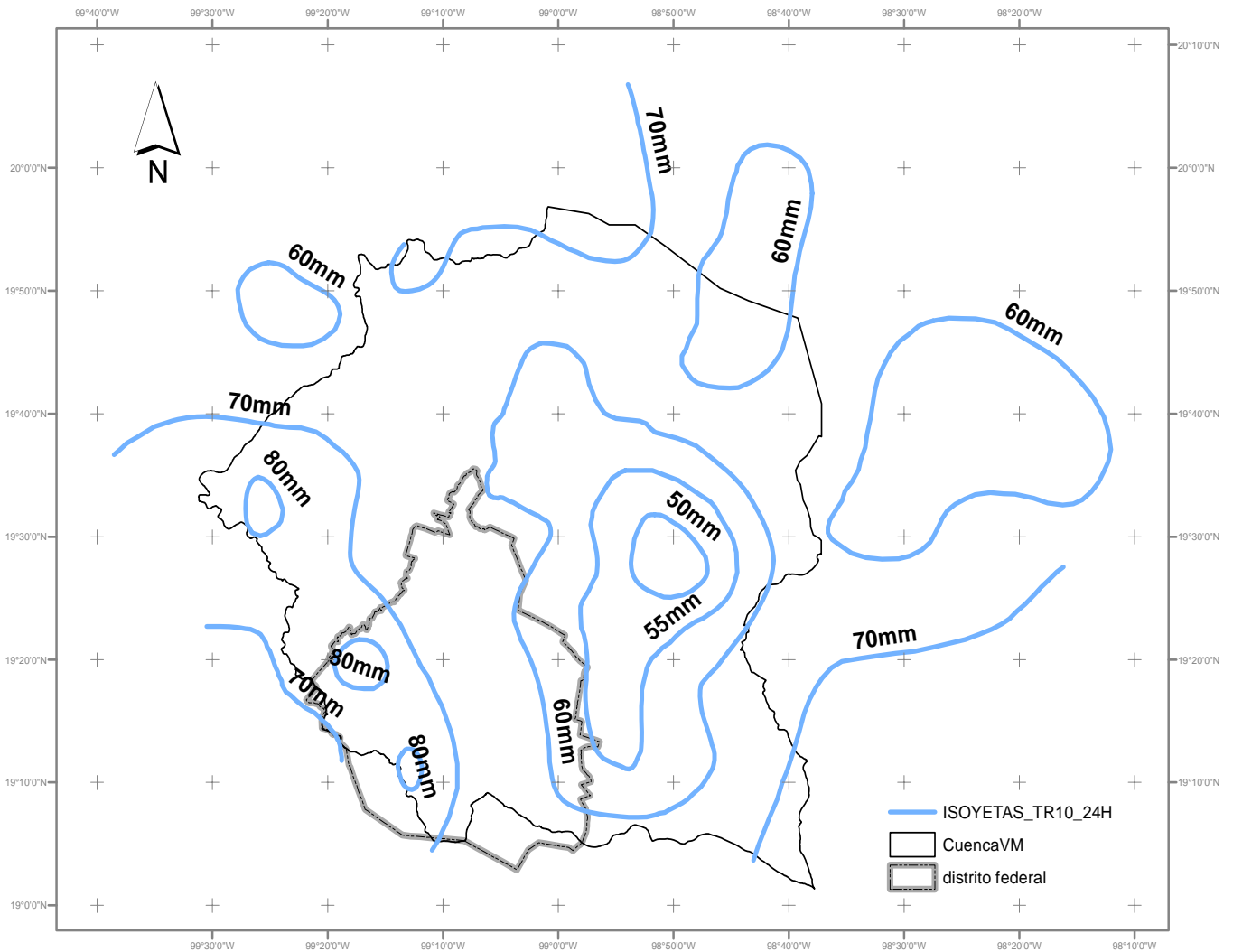


Figura 3.5. Isoyetas para el valle de México, para T=10 años y duración de 24 horas.

El volumen de escurrimiento directo se calculó como:

$$V_{ED} = C_e P A_t \quad (3.2)$$

donde

V_{ED} volumen de escurrimiento directo (m^3)

P precipitación total (m)

A_t área total de la cuenca (m^2)

Para la obtención de los volúmenes se tomó una precipitación homogénea para la zona noreste de 60mm, a partir de las Isoyetas mostradas en la figura 3.5, el índice de urbanización I_u se tomó como 1 y el coeficiente de escurrimiento no urbano C_{nu} como 0.06 (Domínguez, 1997)

Adicionalmente, se tomó en cuenta un factor de reducción por área (Tabla 3.4, Franco, 1998), que permite transformar precipitaciones puntuales en precipitaciones medias, a partir de las áreas de las cuencas.

Tabla 3.4. Factores de reducción por área para el Valle de México.

Área (km ²)	FRA
1	1
135	0.86
143	0.84
323	0.74
676	0.64
1352	0.58
2400	0.49
4800	0.45
9600	0.41

Se consideró un factor de reducción por área de 0.74, por lo que la precipitación media resultó de 0.44 mm

Con la ecuación 3.2 y a partir de los coeficientes de escurrimiento calculados anteriormente, se estimaron los volúmenes de escurrimiento asociados a cada subcuenca; los resultados se muestran en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5. Coeficientes de escurrimiento para cada subcuenca y volumen de escurrimiento estimado para cada una de ellas.

Subcuenca	Área Subcuenca (Km2)	Área Urbana (Km2)	Área No Urbana (Km2)	CE	Vol (m3)
201	12.10	11.45	0.65	0.42	223311
202	2.52	2.52	0.00	0.44	48876
203	5.49	5.25	0.24	0.42	102194
204	2.59	2.44	0.15	0.42	47551
205	2.89	2.74	0.15	0.42	53441
206	0.71	0.64	0.07	0.40	12586
207	0.55	0.47	0.08	0.39	9308
208	7.87	7.87	0.00	0.44	152288
209	1.58	1.58	0.00	0.44	30651
210	6.53	6.18	0.35	0.42	120577
211	1.14	1.14	0.00	0.44	22064
212	6.23	6.12	0.11	0.43	118779
213	1.25	1.24	0.01	0.44	24034
214	0.69	0.69	0.00	0.44	13358
215	1.60	1.59	0.01	0.44	30801
216	11.31	10.26	1.05	0.40	201353
217	29.63	22.37	7.26	0.35	452213
218	15.12	14.08	1.04	0.41	275313
219	30.23	25.37	4.86	0.38	504039
220	11.24	5.08	6.16	0.23	114567
221	148.35	93.65	54.70	0.30	1957528
222	30.63	25.12	5.51	0.37	500879
223	101.92	88.71	13.21	0.39	1752307
224	7.68	7.68	0.00	0.44	148656
225	41.40	34.39	7.01	0.38	684276
226	37.41	23.27	14.14	0.30	487858
227	26.80	12.28	14.52	0.23	276125
228	7.73	0.92	6.81	0.11	35793
229	15.17	5.64	9.52	0.20	134414
230	24.35	11.06	13.29	0.23	249224
231	10.28	3.30	6.98	0.18	82325
232	430.02	194.50	235.52	0.23	4387286
233	133.85	79.30	54.55	0.29	1679264
234	301.27	93.50	207.77	0.18	2358681

En una primera estimación se calcularon gastos máximos para cada subcuenca considerando un hidrograma como el que se muestra en la figura, en la que se supone un tiempo de concentración de 1.5 h y una duración de lluvia efectiva de 1.0 h (Figura 3.6), por lo que, al igualar el volumen de lluvia efectiva (última columna de la tabla 3.5) con el área del hidrograma, se obtiene que:

$$V = \frac{(3h+0.5h)Q_{m\acute{a}x}}{2} \quad (3.3)$$

Y, despejando $Q_{m\acute{a}x}$,

$$Q_{m\acute{a}x} = \frac{2V}{3h+0.5h} \quad (3.4)$$

donde

V volumen asociado a cada subcuenca (m^3).

$Q_{m\acute{a}x}$ gasto máximo estimado para cada subcuenca (m^3/s).

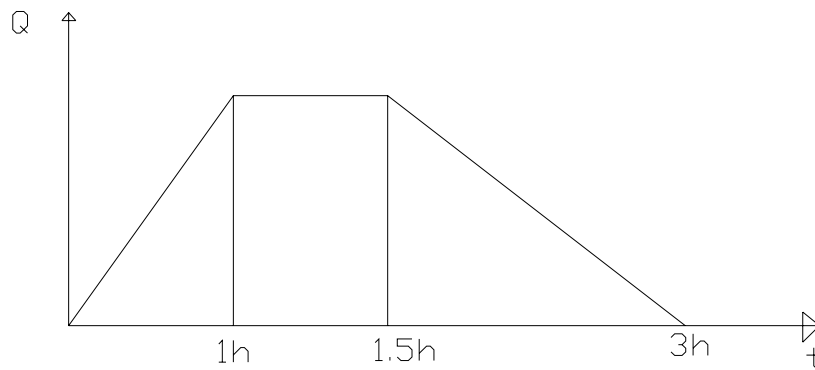


Fig. 3.6. Hidrograma supuesto para la obtención de los gastos para cada subcuenca.

A partir de los volúmenes obtenidos en la tabla 3.5, y utilizando la ecuación 3.4, se calcularon los gastos asociados a cada subcuenca que se muestran en la tabla 3.6.

Cabe señalar que estos gastos son aproximados y solo se estimaron para tener un criterio de comparación. Más adelante se muestra el cálculo detallado de los gastos, los cuales fueron obtenidos utilizando un software elaborado en el Instituto de Ingeniería, considerando los hidrogramas producidos por lluvias horarias.

Tabla 3.6. Gastos asociados a cada subcuenca.

Subcuenca	Área Subcuenca (Km2)	Área Urbana (Km2)	Área No Urbana (Km2)	CE	Q (m3/s)
201	12.10	11.45	0.65	0.42	35
202	2.52	2.52	0.00	0.44	8
203	5.49	5.25	0.24	0.42	16
204	2.59	2.44	0.15	0.42	8
205	2.89	2.74	0.15	0.42	8
206	0.71	0.64	0.07	0.40	2
207	0.55	0.47	0.08	0.39	1
208	7.87	7.87	0.00	0.44	24
209	1.58	1.58	0.00	0.44	5
210	6.53	6.18	0.35	0.42	19
211	1.14	1.14	0.00	0.44	4
212	6.23	6.12	0.11	0.43	19
213	1.25	1.24	0.01	0.44	4
214	0.69	0.69	0.00	0.44	2
215	1.60	1.59	0.01	0.44	5
216	11.31	10.26	1.05	0.40	32
217	29.63	22.37	7.26	0.35	72
218	15.12	14.08	1.04	0.41	44
219	30.23	25.37	4.86	0.38	80
220	11.24	5.08	6.16	0.23	18
221	148.35	93.65	54.70	0.30	311
222	30.63	25.12	5.51	0.37	80
223	101.92	88.71	13.21	0.39	278
224	7.68	7.68	0.00	0.44	24
225	41.40	34.39	7.01	0.38	109
226	37.41	23.27	14.14	0.30	77
227	26.80	12.28	14.52	0.23	44
228	7.73	0.92	6.81	0.11	6
229	15.17	5.64	9.52	0.20	21
230	24.35	11.06	13.29	0.23	40
231	10.28	3.30	6.98	0.18	13
232	430.02	194.50	235.52	0.23	696
233	133.85	79.30	54.55	0.29	267
234	301.27	93.50	207.77	0.18	374

3.4 Obtención de los hidrogramas de diseño

Anteriormente se hizo una aproximación de los volúmenes de escurrimiento que se pueden generar en la zona de estudio, a continuación se obtienen a detalle los hidrogramas, con la ayuda de software que se desarrollo en el Instituto de Ingeniería y basándose en la forma de los hidrogramas vista en el capítulo anterior.

El software utilizado es el "Análisis de tormentas en el Valle de México, TVM, (Garcés, 2008)", básicamente la finalidad de este programa es facilitar el análisis de tormentas históricas en el Valle de México, así como la estimación de eventos de diseño. Dentro de las actividades que pueden llevarse a cabo en el programa, se encuentran las siguientes:

- Cálculo de precipitación media en la cuenca
- Cálculo de hietogramas de precipitación
- Generación de mapas de distribución espacial de la lluvia
- Cálculo de precipitación media en subcuencas
- Estimación de avenidas en subcuencas y en nudos de ingreso al sistema principal de drenaje de la zona metropolitana del Valle de México.
- Estimación de tormentas de diseño a partir de eventos históricos

Ya con ayuda de este programa, fue posible obtener los hidrogramas de diseño, para las aportaciones de la zona nororiente. Se consideraron las subcuencas 221 a 234, cuya descripción se muestra en la Tabla 3.7; en ella se muestran los municipios que abarca cada subcuenca así como el área total por subcuenca y las áreas urbanas y no urbanas para la proyección del año 2050.

Tabla 3.7 Subcuencas de aportación para la zona nororiente proyectadas al año 2050.

Subcuencas de aportación para la zona nororiente				
Subcuenca	Municipio	Área Subcuenca (Km2)	Área Urbana (Km2)	Área No Urbana (Km2)
221	Cuautitlan	148.35	93.65	54.70
	Tultepec			
	Jaltenco			
	Tultitlan			
	Coacalco de Berriozabal			
	Ecatepec de Morelos			
	Gustavo A. Madero			
Tlalnepantla de Baz				
222	Tecamac	30.63	25.12	5.51
	Acolman			
	Ecatepec de Morelos			
223	Tecamac	101.92	88.71	13.21
	Nextlalpan			
	Jaltenco			
	Tultitlan			
	Coacalco de Berriozabal			
	Ecatepec de Morelos			
224	Cuautitlan	7.68	7.68	0.00
	Cuautitlan Izcalli			
225	Nextlalpan	41.40	34.39	7.01
	Cuautitlan			
	Tultepec			
	Tultitlan			
226	Teoloyucan	37.41	23.27	14.14
	Cuautitlan			
	Cuautitlan Izcalli			
	Melchor Ocampo			
227	Tultepec	26.80	12.28	14.52
	Cuautitlan			
	Melchor Ocampo			
228	Cuautitlan Izcalli	7.73	0.92	6.81
	Tepotzotlan			
229	Tepotzotlan	15.17	5.64	9.52
	Teoloyucan			
	Coyotepec			
230	Teoloyucan	23.86	11.06	13.29
	Cuautitlan			
231		10.28	3.30	6.98
232	Nextlalpan	430.02	194.50	235.52
	Tultitlan			
	Zumpango			
	Jaltenco			
	Tecamac			
	Zumpango			
233	Teotihuacan	133.85	79.30	54.55
	Zumpango			
	Coyotepec			
	Teoloyucan			
234	Huehuetoca	301.27	93.50	207.77
	Zumpango			

A continuación se presentan los hidrogramas de salida para cada una de las subcuencas:

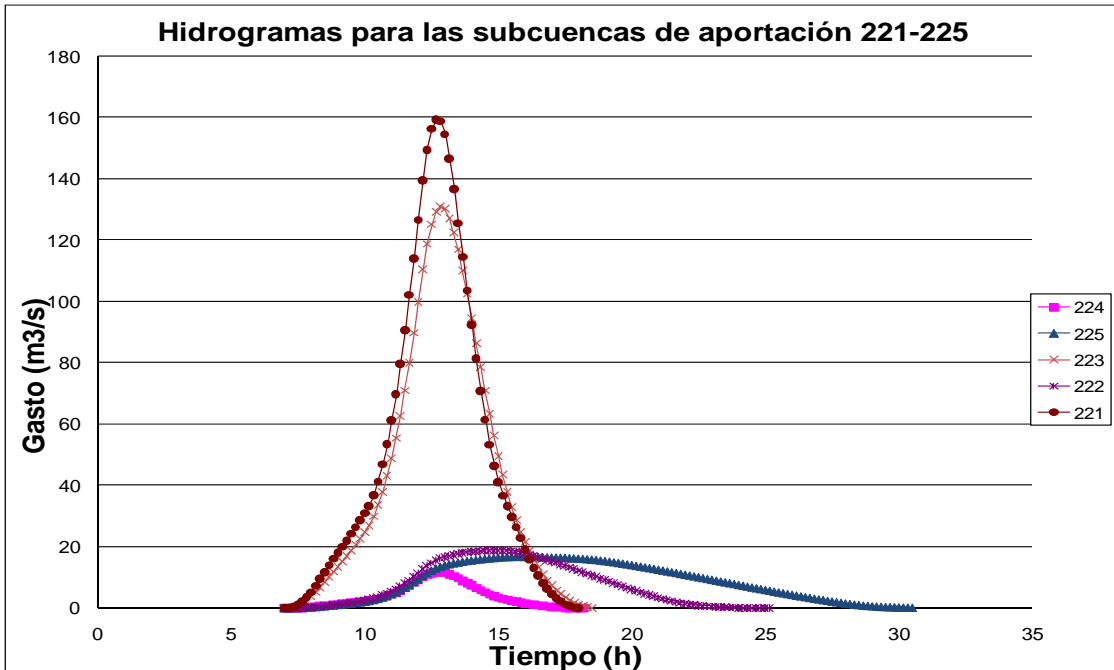


Fig. 3.7. Hidrogramas para la subcuencas 221-225

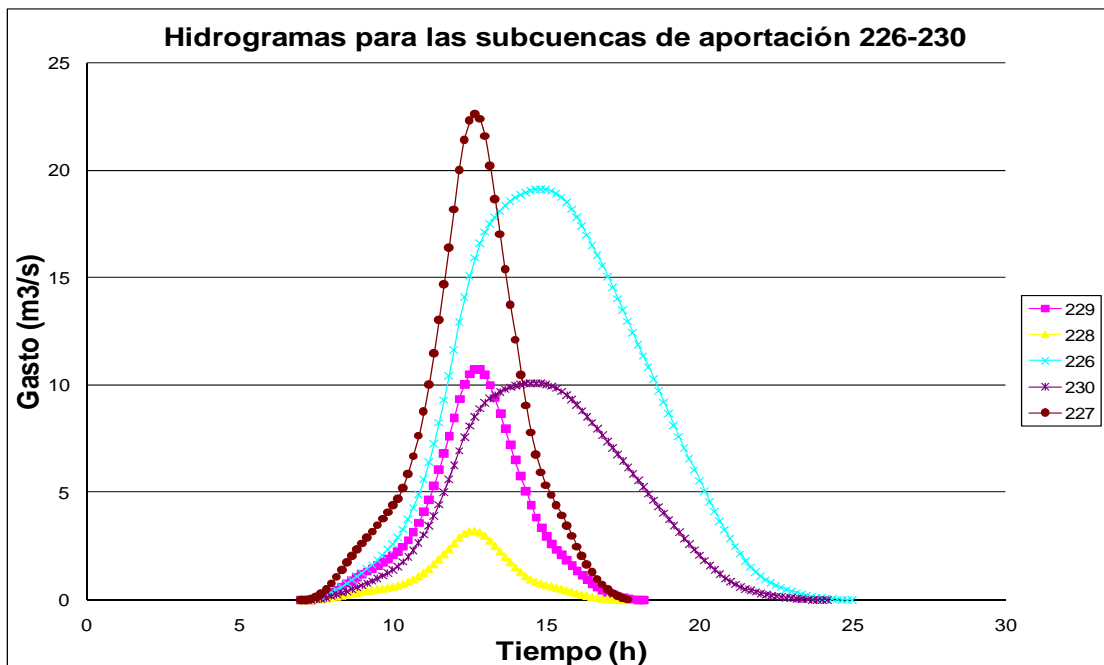


Fig. 3.8. Hidrogramas para la subcuencas 226-230

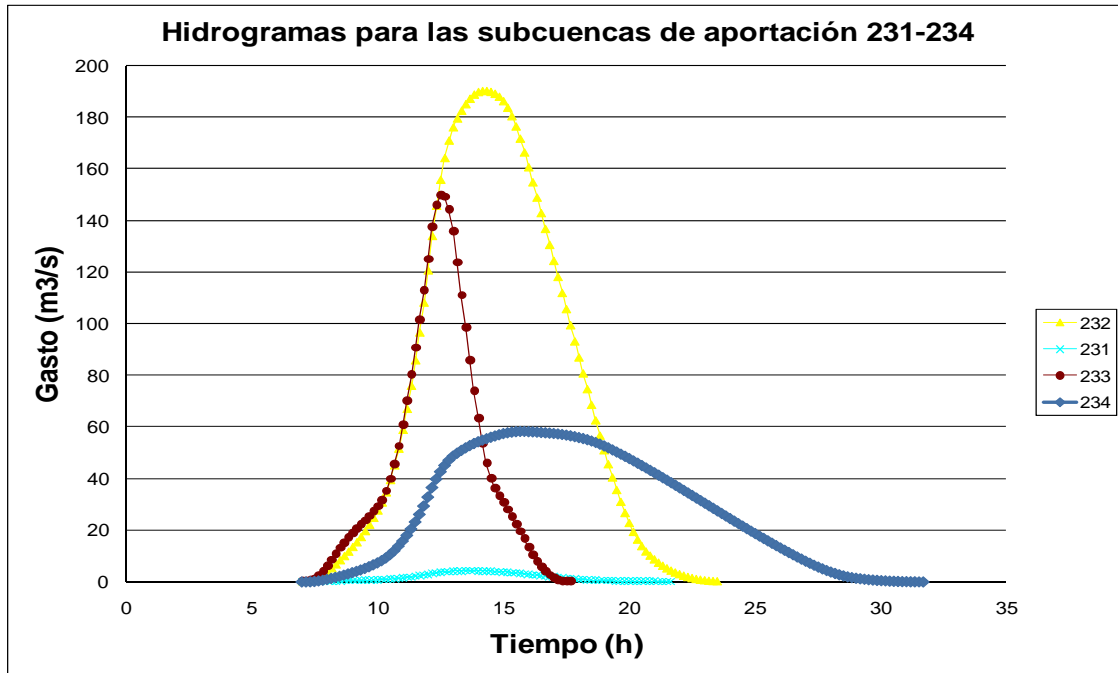


Fig. 3.9. Hidrogramas para la subcuencas 231-234

Ya identificadas las subcuencas que están dentro de la zona nororiente se hizo su análisis, que consistió en la repartición de los caudales, para ver hacia que colector, túnel o dren descargaría cada una. Para esta asignación se tomó en cuenta la proximidad de la subcuenca con el dren, túnel o colector. A continuación se presenta la tabla con la asignación de subcuencas por colector:

Tabla 3.8. Colectores ubicados en la zona nororiente

Colectores	Subcuencas
Colector Ozumbilla	222 y 223
Dren San Diego	223 y 232
Dren Cartagena	221
Colector Tultepec	224 y 225
Colector Melchor Ocampo	226, 227 y 228
Canal Santo Tomas	229 y 230
Dren Nextlalpan	232
Rio de las Avenidas	233 y 234
Gran Canal	231

Cuando en un colector tiene más de una subcuenca de aportación se hizo un análisis de repartición del gasto, tomando en cuenta la proximidad de colector, dren o canal.

Para el colector Ozumbilla se tomó en cuenta el total de la subcuenca 222 y un 45 % de la subcuenca 223, a continuación se presenta el hidrograma para este colector.

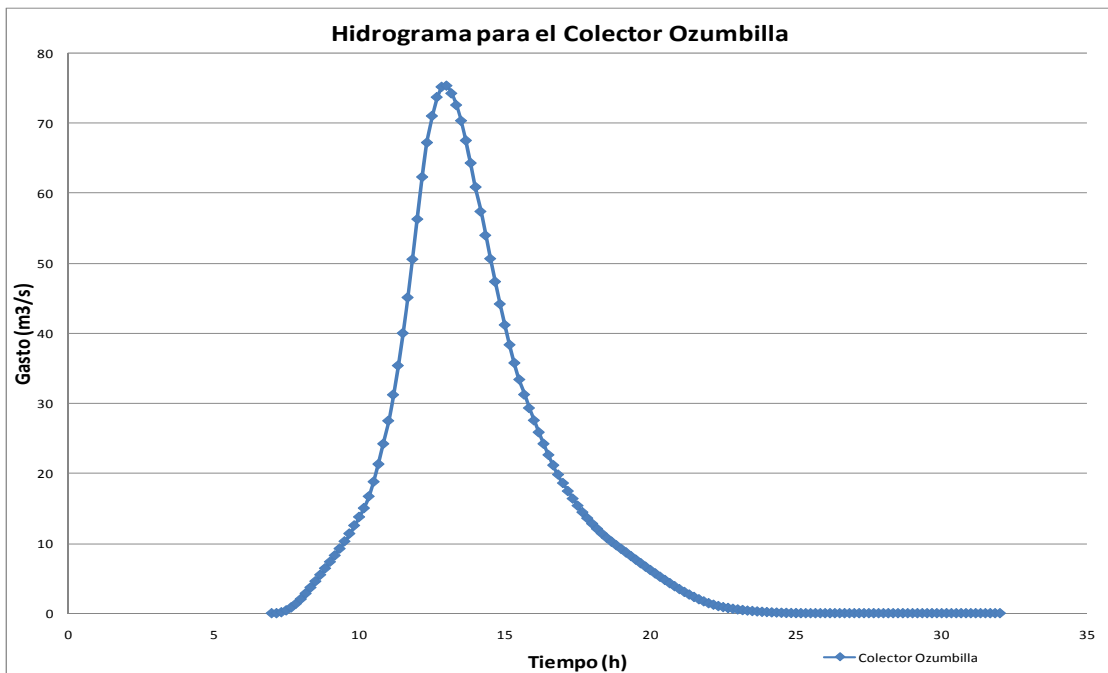


Fig. 3.10. Hidrograma para el colector Ozumbilla

Para el colector San Diego se tomaron las subcuencas 223 y 232, para la subcuenca 223 se tomó un 55% y para la subcuenca 232 un 40%, a continuación se presenta el hidrograma para este colector.

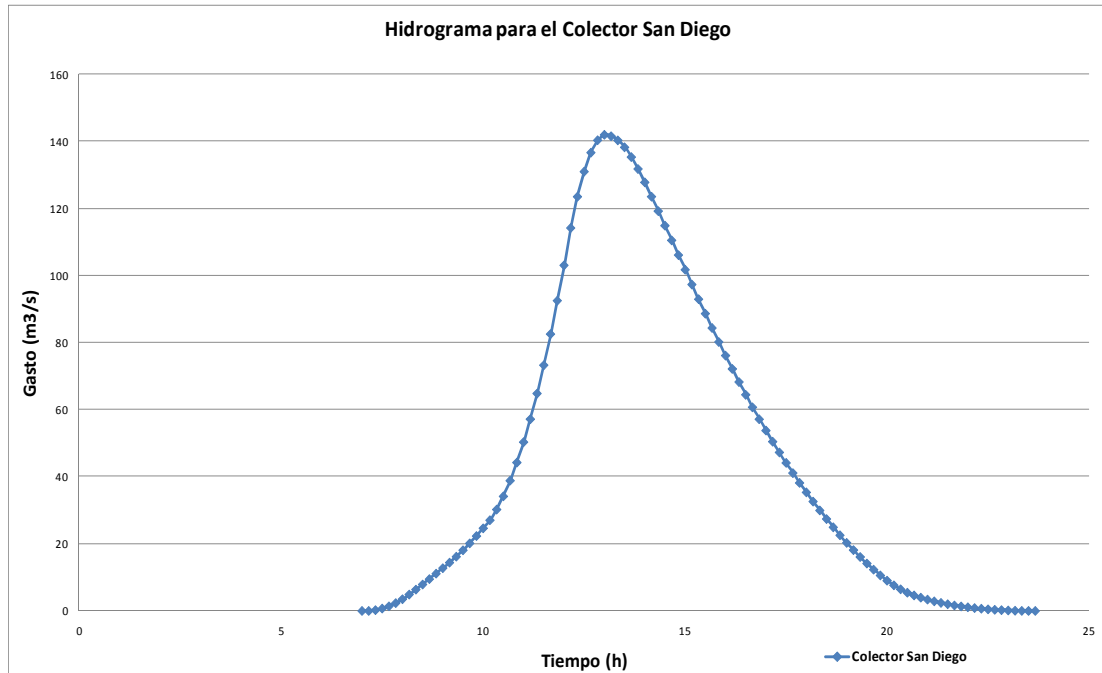


Fig. 3.11 Hidrograma para el colector San Diego

Para el Dren Cartagena se tomó en cuenta la subcuenca 221 de la cual solo el 70% descarga al Dren Cartagena, a continuación se presenta el hidrograma para este colector.

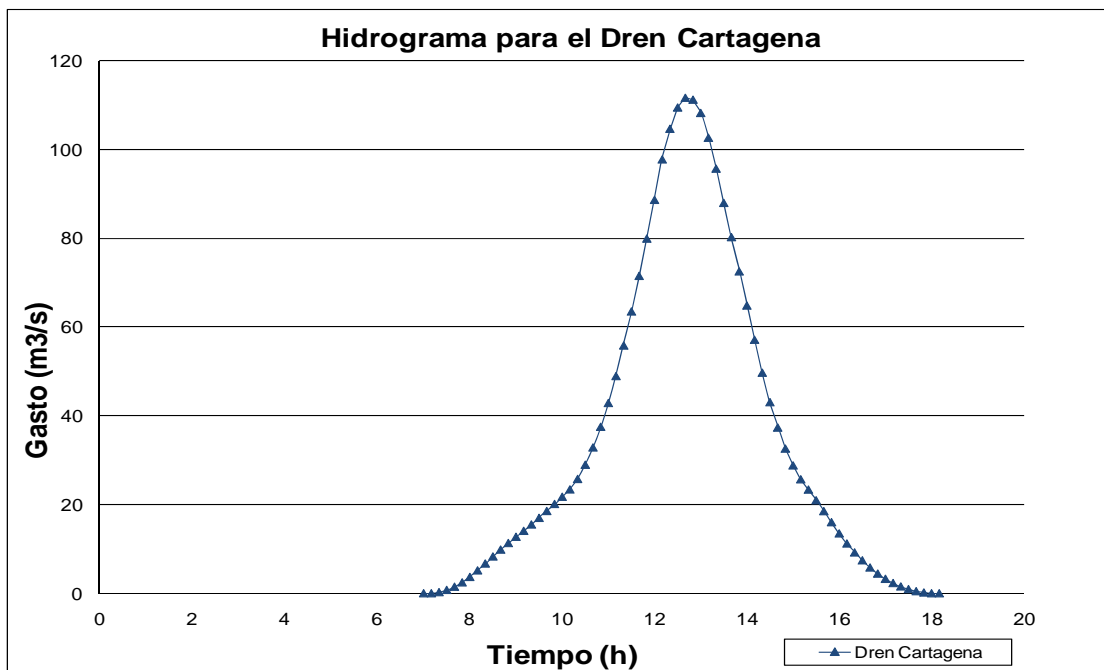


Fig. 3.12. Hidrograma para el Dren Cartagena

Para el colector Tultepec se tomó el 100% de las subcuencas 224 y 225, a continuación se presenta el hidrograma para este colector.

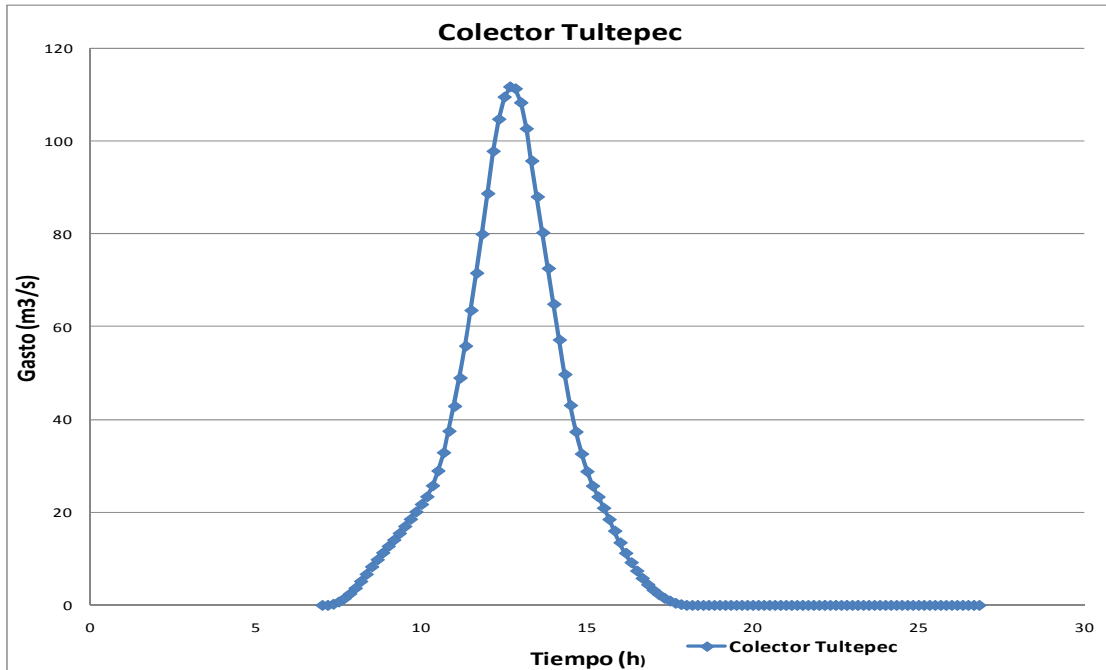


Fig. 3.13. Hidrograma para el colector Tultepec

Para el colector Melchor Ocampo se tomó el 100% de las subcuencas 226 y 227 y 228, a continuación se presenta el hidrograma para este colector.

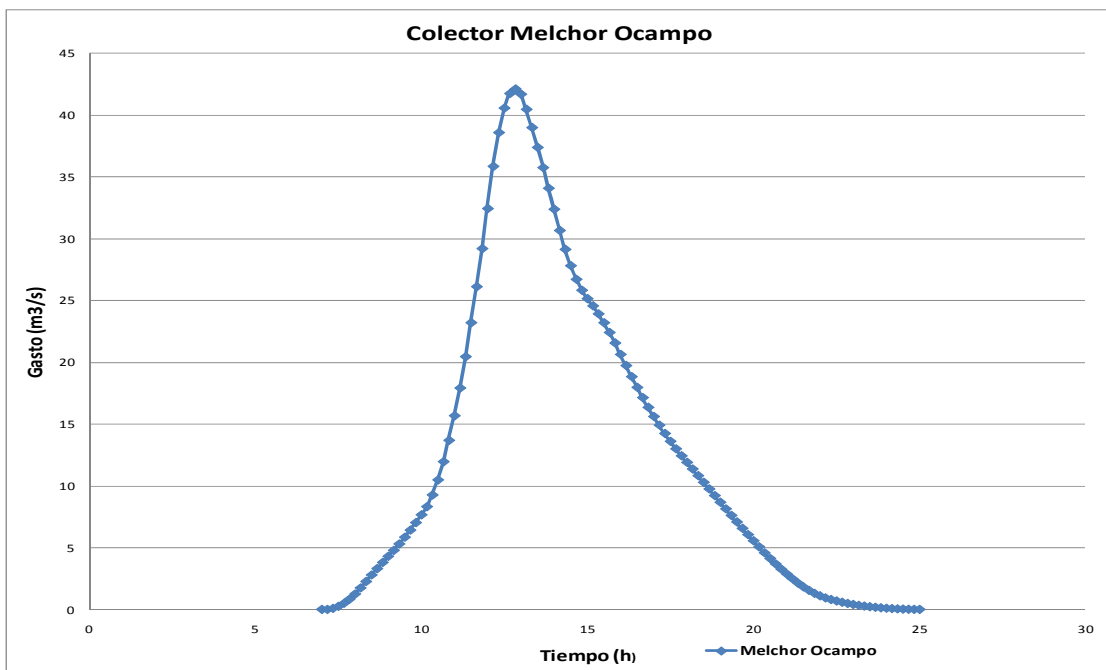


Fig. 3.14. Hidrograma para el colector Melchor Ocampo

Para el colector Santo Tomás se tomó el 100% de las subcuencas 229 y 230, a continuación se presenta el hidrograma para este colector.

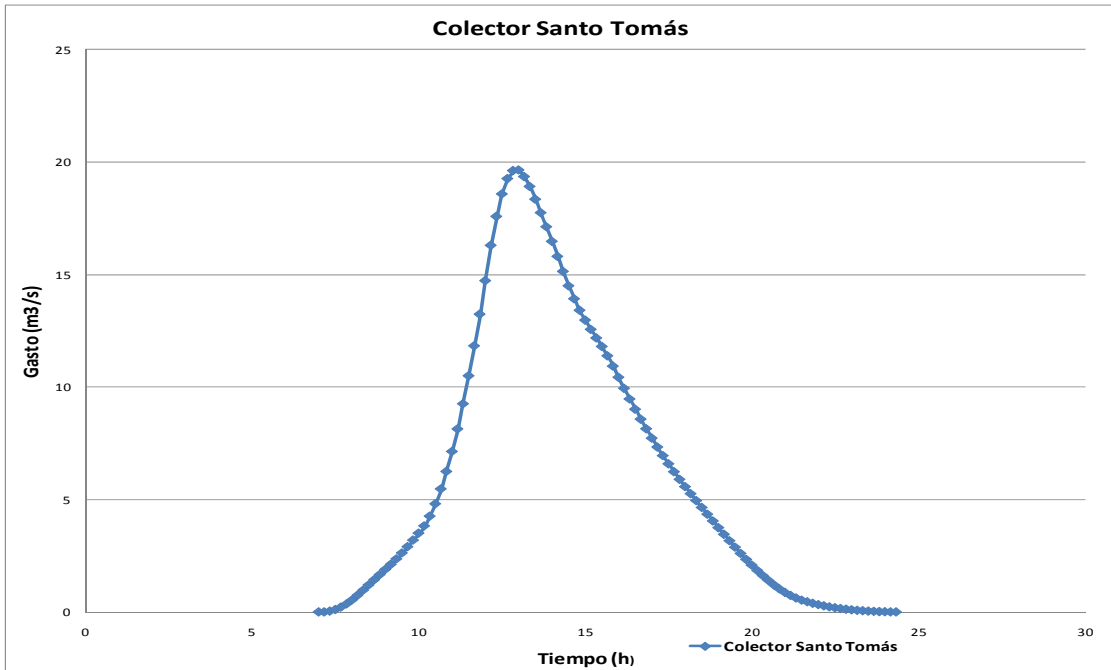


Fig. 3.15. Hidrograma para el colector Santo Tomás

Para el colector Nextlalpan se tomó el 60% de la subcuenca 232, a continuación se presenta el hidrograma para este colector.

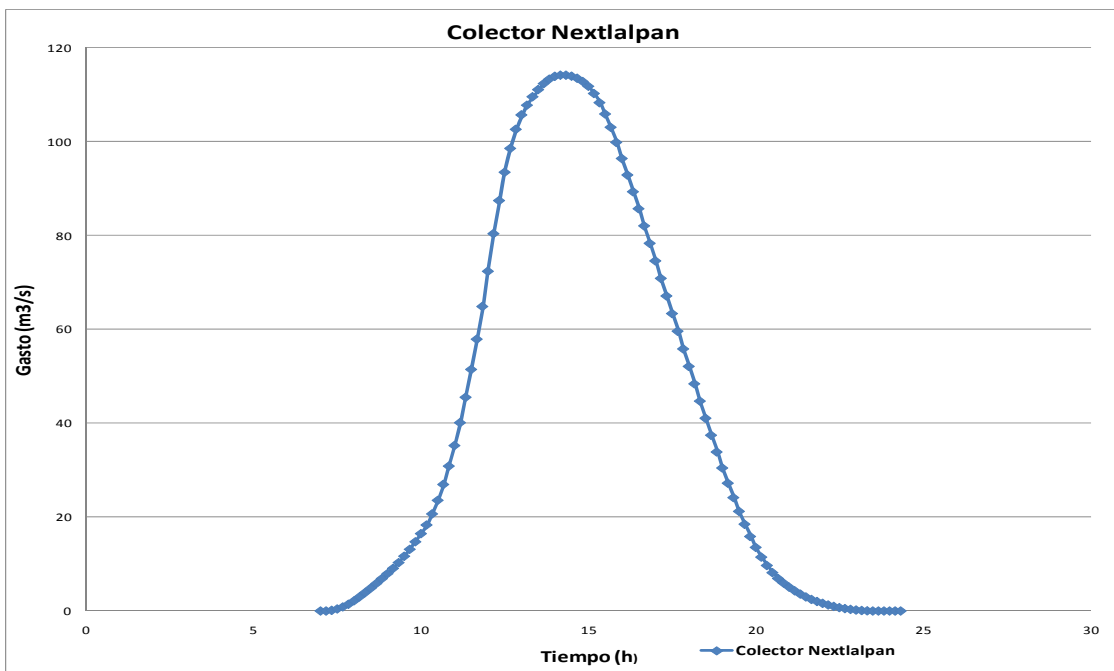


Fig. 3.16. Hidrograma para el colector Nextlalpan

Para el colector Río de las Avenidas se tomó el 100% de las subcuencas 233 y 234, a continuación se presenta el hidrograma para este colector.

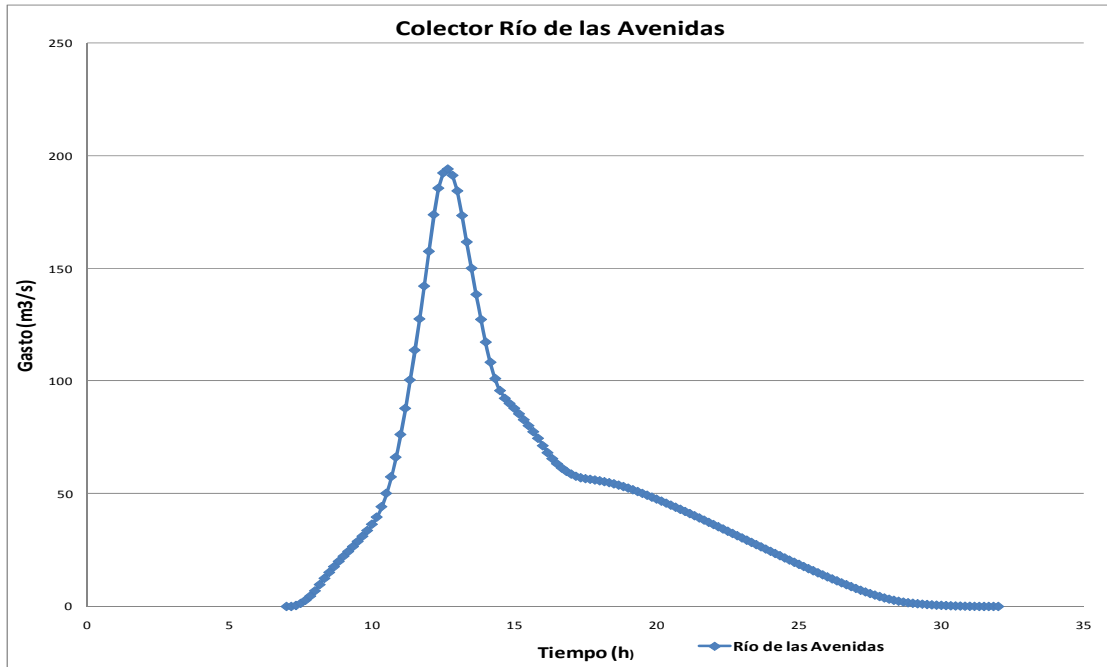


Fig. 3.17. Hidrograma para el colector Río de las Avenidas

Para el Gran Canal se tomó el 100% de la subcuenca 231, a continuación se presenta el hidrograma para este colector.

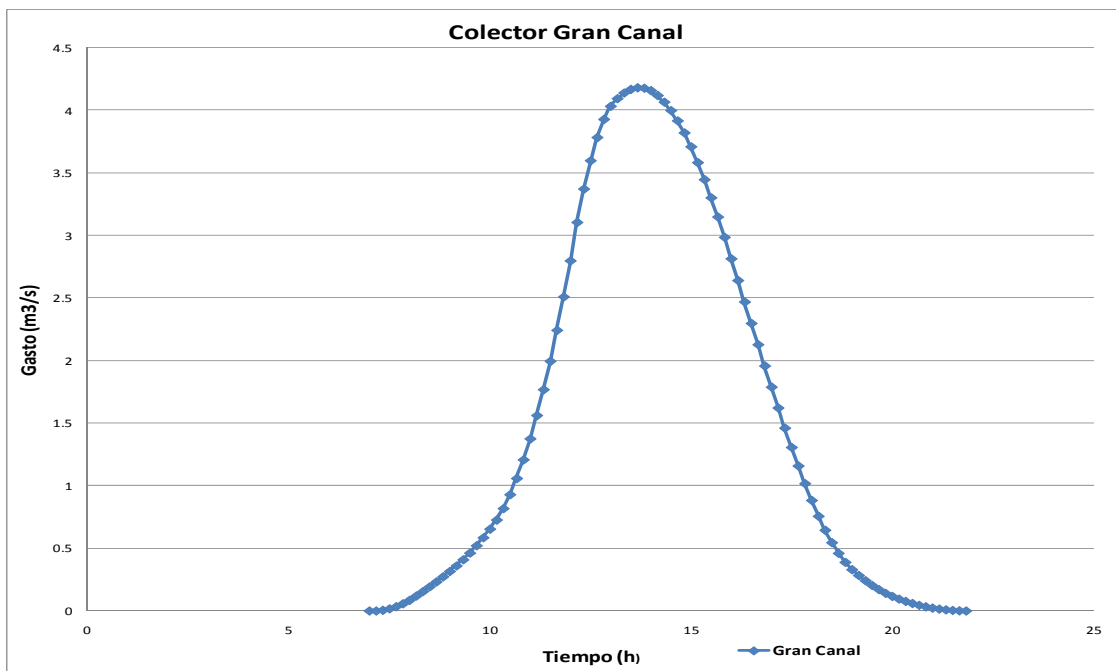


Figura 3.18 Hidrograma para el colector Gran Canal

Los resultados anteriores muestran que para el año 2050 se esperarían gastos máximos que pondrían en grandes dificultades al Sistema Principal de Drenaje cuyos principales elementos en la zona de estudio son el Gran Canal (que debería descargar solamente aguas tratadas) y el Emisor Oriente. Por ello se recomienda que antes de que se produzca el crecimiento urbano se haga un levantamiento topográfico detallado (probablemente con el sistema denominado "LIDAR" del inglés Light Detection and Ranging o Laser Imaging Detection and Ranging) cuya tecnología permite determinar la distancia desde un emisor láser a un objeto o superficie utilizando un haz láser, para definir y reservar zonas de regulación que permitan disminuir drásticamente los gastos máximos de descarga.

En el siguiente capítulo se verán las posibles zonas de regulación así como también algunas ya existentes en la zona del Lago de Texcoco.

4 ZONAS DE REGULACIÓN

Como se menciona en el capítulo anterior, con la generación de los hidrogramas para el año 2050 se esperarían gastos máximos que pueden poner en muchas dificultades el Sistema Principal de Drenaje. Es por eso, que es conveniente definir zonas de regulación, las cuales permitirían disminuir los gastos máximos de descarga.

Actualmente, ya existen algunas zonas de regulación en el valle de México, las más importantes se localizan en la zona del ex-lago de Texcoco ubicada al oriente del Dren General del Valle, donde se regulan las avenidas de los nueve ríos de la vertiente oriente del Valle de México, desde San Juan Teotihuacán en el norte, hasta el Coatepec, en el extremo sur.

Dicha regulación se logra mediante las lagunas de Xalapango y Texcoco Norte y una serie de "encharcamientos" en la zona baja; el agua que se almacena en esos sitios se evapora en su mayor parte y sólo ocasionalmente descarga caudales al Dren General del Valle, por lo que no compromete la capacidad de dicho Dren, que constituye un conducto importante para conducir las crecientes generadas en las zonas sur y sureste de la Ciudad de México que descargan a dicho Dren por los ríos Churubusco y La Compañía.

Se debe tener en cuenta el crecimiento previsible de la zona urbana existente en ésta zona, la cual continuará su desarrollo y provocará un incremento importante en los volúmenes escurridos durante tormentas debido principalmente a la pavimentación, la cual también contribuirá a reducir los tiempos de concentración.

Los volúmenes escurridos (en tiempos más cortos) provocarán avenidas que deberán ser conducidas y reguladas por el sistema de conducciones (canales y conductos cerrados), y por lagunas de regulación diseñadas ex profeso.

Un aspecto importante a considerar en el diseño de las obras mencionadas es la salinidad de los suelos y del escurrimiento subsuperficial. Deberá cuidarse que los canales de conducción hacia las lagunas de regulación y en general todos los sistemas de drenaje no capten agua salada en exceso que pueda alterar la calidad de los escurrimientos que conduzca el Dren General del Valle. Se requiere diseñar y construir un sistema hidráulico que no incremente los problemas de inundaciones ni de salinidad y de preferencia contribuya a reducirlos.

4.1 Lagunas de regulación en texcoco

Las zonas disponibles propicias para la regulación de las crecientes son las siguientes, estas ubicadas en la zona de Texcoco (Fig. 4.1):

- Laguna Caracol Sur, con un área total disponible de 300 ha
- Laguna San Bernardino, con un área estimada de 1,000 ha
- Laguna Chimalhucan, con 800 ha
- Lago Nabor Carrillo, de 940 ha, ya existente, que podría utilizarse parcialmente para la regulación de avenidas, en coordinación con la comisión del Lago de Texcoco.

Para evitar problemas ambientales derivados del almacenamiento de aguas negras, dichas lagunas deberán recibir solo aguas provenientes del escurrimiento natural de las cuencas o bien aguas tratadas. Esto implica la construcción de colectores en ambas márgenes de los ríos, para captar las aguas residuales de los poblados evitando que lleguen a los cauces, y de plantas de tratamiento en los extremos de aguas abajo de los colectores, (Domínguez, 2002).

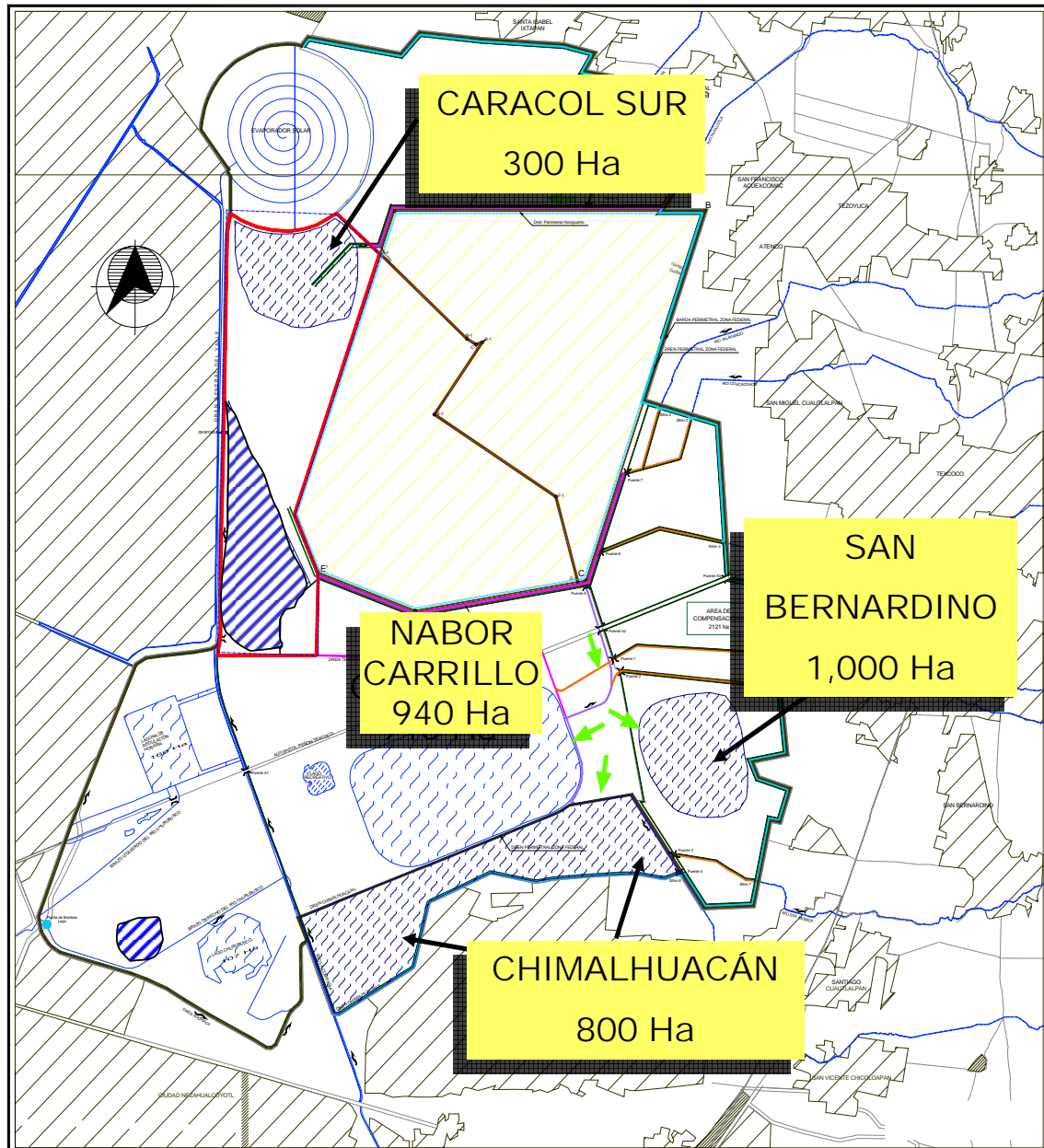


Fig. 4.1. Áreas para regulación

Las obras propuestas para regular las avenidas que se generen en los ríos del oriente son:

Laguna Caracol Sur. Esta laguna se utilizará para regular sistemáticamente las crecientes del río San Juan Teotihuacan y en ocasiones las del río Papalotla. Deberá construirse en terrenos situados inmediatamente al sur del Caracol. Se prevé ocupar alrededor de 300 ha, construyendo en el perímetro bordos máximos de 2.3 m de altura

para que la diferencia de niveles mínimo y máximo del agua sea de 1.80 m, conservando un bordo libre de 0.50 m.

La laguna constará de dos cuerpos de agua escalonados con 2 m de diferencia, de tal forma que se cuente con el cuerpo de la parte alta para recibir las primeras crecientes, en caso de requerirse se empleara el cuerpo inferior, el cual contara con su descarga al Dren General del Valle y un vertedor de excedencias a la zona más baja de lago, donde puede evaporarse directamente o bien después de ser conducida al Caracol. La capacidad disponible en las dos lagunas, considerando un bordo libre de 50 cm., es de 4.2 millones de m³ por lo que la probabilidad de tener que emplear el vertedor de excedencias y derramar hacia la zona encharcada es muy baja.

Laguna San Bernardino. Se ubicará cerca de la descarga del río del mismo nombre en el ex-lago ocupando un área de 1,000 ha, junto con la laguna de Chimalhuacan servirá para regular los escurrimientos de los 7 ríos, desde el Xalapango hasta el Coatepec. En algunas ocasiones podrá auxiliar a la laguna Caracol Sur para el manejo de las avenidas del río Papalotla. Para la regulación de las avenidas contará con una capacidad de almacenamiento de 22 millones de m³, considerando un bordo libre de 80 cm. Descargara hacia el Dren General del Valle a través del Dren Texcoco Norte.

Laguna de Chimalhucán. Trabajara en conjunto con la de San Bernardino, como se menciona antes. Deberá estudiarse la posibilidad de separar parte de la laguna para regular crecientes provenientes del río de la Compañía. Su capacidad para regulación de avenidas será de 14 millones de m³, considerando un bordo libre de 80 cm. y su descarga se realizara a través del Dren Texcoco Norte.

Lago Nabor Carrillo. Este lago, ya existente y en operación, deberá poder operar simultáneamente con Las Lagunas Sen Bernardino y Chimalhuacán, de forma que pueda contribuir a la regulación de las avenidas; se estima que 9.4 millones de m³ de su capacidad total (30 millones de m³ considerando una profundidad media de 3 m). pueden utilizarse para regulación. Hasta ahora su descarga ha sido preferentemente la evaporación pero es conveniente aprovecharla en riego y otros usos en la zona.

La total de regulación de las lagunas caracol Sur (4.2 millones de m³), San Bernardino (22 millones de m³) y Chimalhuacán (14 millones de m³) rebasa considerablemente las necesidades globales de la zona (15 millones de m³ según el estudio hidrológico). De esta forma será posible un manejo flexible de las crecientes incluso absorber un posible crecimiento del área urbana después del año 2030.

4.2 Sitios de regulación en la zona nororiental

En lo que se refiere a la zona nororiental del valle de México, la empresa HIME realizó un estudio para identificar sitios para la regulación de las aguas pluviales. En la realización del estudio la empresa se apoyó en las cartas topográficas del Instituto Nacional de Geografía y Estadística (INEGI), con una escala de 1:50000, que cubren totalmente la superficie de la cuenca del valle de México, en las que se identifican boquillas desde el punto de vista topográfico, para las cuales se pudo estimar el área de aportación de la cuenca (CNA; 2008).

Se encontraron 46 sitios iniciales y se profundizó en 22 de ellos. De estos, solo se consideran ocho, para los cuales se estimó un gasto de escurrimiento de mayor magnitud. De estos últimos sitios se determinó el potencial hidrológico.

Los siguientes ocho sitios estudiados con gasto de escurrimiento mayor a 100 l/s pertenecen al lado oriente de la Ciudad de México, (Tabla 4.1)

Tabla 4.1. Sitios con gastos de escurrimiento mayor a 100 l/s, ubicados al oriente de la Ciudad.

Sitio	Nombre	Localización Carta Inegi	
1	Avenidas de Pachuca	Zumpango	E14-A19
2	El manantial	Tizayuca	E14-B11
3	Tezontepec	Tizayuca	E14-B11
4	Atocha	Apan	E14-B22
5	Tenango	Amecameca	E14-B41
6	Atipac	Tizayuca	E14-B11
7	Ayapango	Amecameca	E14-B14
8	Tlanalapa	Cd. Sahagun	E14-B12

Los sitios 1, 2, 3, Y 8 pertenecen a la cuenca del río de las Avenidas de Pachuca, y los sitios 5 y 7 estas ubicados en la cuenca del río Amecameca.

El propósito del estudio que se realizó fue utilizar los sitios para la regulación de avenidas, por lo tanto no influye en gran medida la calidad de agua y el caudal que pudiera regularse no depende del gasto de aprovechamiento que pueda generar.

En el estudio que se mencionó anteriormente no se encontraron detalles de los volúmenes que se piensan regular en cada uno de los sitios mencionados, tampoco fue posible conocer el sitio exacto de ubicación, ni las características de operación para cada uno de los sitios.

A continuación se muestran las Figuras 4.2, 4.3 y 4.4 para las zonas de Tizayuca, Apan y Amecameca. En cada una de ellas se localiza los posibles sitios de regulación en color azul.

4.2.1 Sitios propuestos

Atocha: De los sitios propuestos el de Atocha es el único con posibilidades de utilizarse. El sitio de Atocha cuenta con una cuenca de 523 km², y se trata de una formación lacustre natural, es una cuenca de tipo endorreica. El agua dentro de la cuenca se aprovecha mediante pequeñas derivaciones que aprovechan los escurrimientos.

Con el fin de incorporar un mayor volumen anual se propone que a base de presas derivadoras que inician en canales de conducción para llevar el agua hasta la laguna de San Antonio Atocha. En el recorrido el canal podrán presentarse entradas de agua de los escurrimientos que se cruzan.

Este sitio tiene ventaja de que una vez transferido el gasto a la cuenca de la laguna, ahí se podrá aprovechar para riego o dejarlo que se evapore. No será necesario regresarlo al drenaje del valle de México.

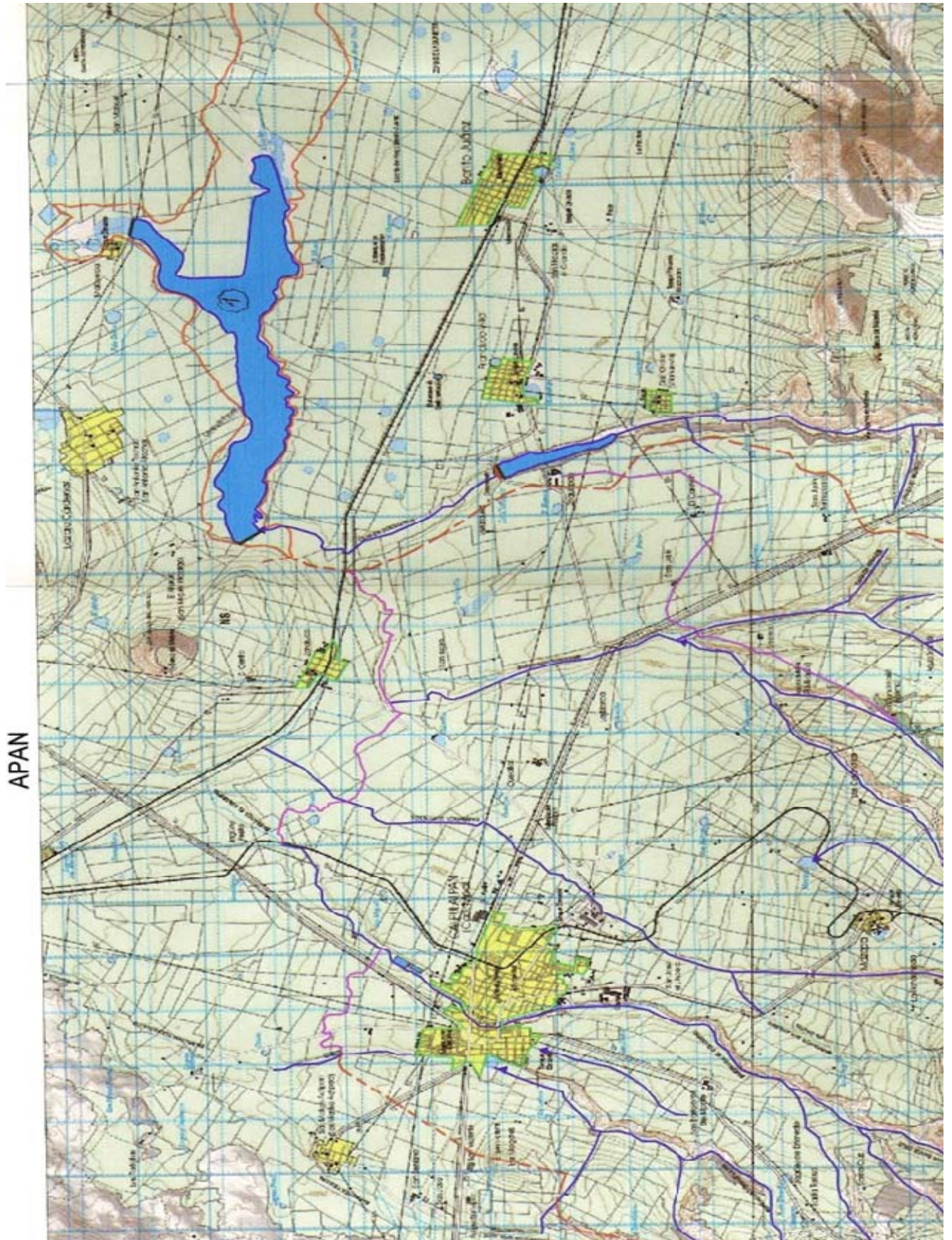


Fig. 4.2 Sitios de regulación para la zona de Apan

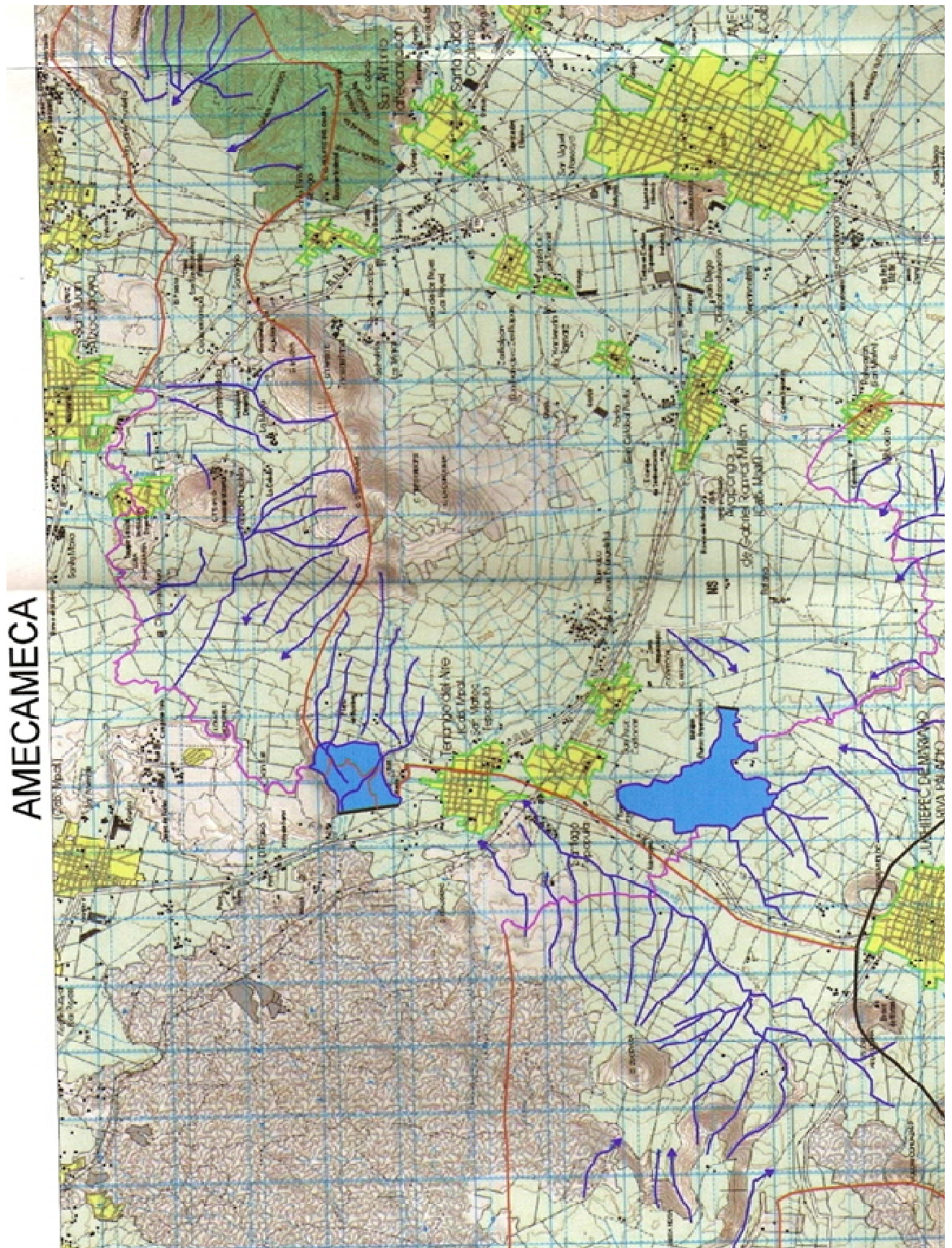


Fig. 4.3 Sitios de regulación para la zona de Amecameca

San Bartolo Atocpan: Se localizó un sitio posible para el almacenamiento de gasto, en las proximidades de la ladera del cerro Verde y el cerro de Buenavista, proponiendo una presa. Al no estar localizado en un sitio de gran cuenca, es posible incrementar el volumen del almacenamiento a través de una presa derivadora localizada en el río de las Avenidas de Pachuca, una distancia hacia aguas abajo del sitio denominado Atipac, mencionado anteriormente.

En la presa derivadora iniciaría un canal que llega hasta el sitio del almacenamiento. En su recorrido, el canal podrá contar con entradas de agua que captarían los escurrimientos que serían conducidos hacia el almacenamiento.

San Felipe Teotitlán: En las inmediaciones y al noreste de la localidad de San Felipe Teotitlán existe otro sitio que es posible utilizar y que no se ubica en un cauce principal por lo que para aprovechar su vaso hay necesidad de la construcción de dos diques en la boquilla de una presa derivadora y un canal alimentador. El sitio cuenta con dos boquillas que habrá necesidad de obturar y topográficamente presenta un área indicada en la carta topográfica como una depresión natural.

Con el fin de incrementar su cuenca de aportación es posible la construcción de un segundo canal de alimentación que intercepte las cuencas ubicadas hacia el sur-oriente del vaso del almacenamiento y que conduzcan sus aguas al vaso de aprovechamiento. Ambos sitios el de San Bartolo Atocpan y el de San Felipe Teotitlán cuentan con arroyos que permitan la instalación del vertedor de excedencia y de una obra de toma para incorporar el gasto almacenado nuevamente al río de las Avenidas de Pachuca.

Santa Lucía: Al norte del aeropuerto militar de Santa Lucía existe una depresión que se presenta en las cartas topográficas del INEGI como una zona de inundación. A esta área concurre únicamente gasto pluvial pues no existe ningún escurrimiento notorio. En la misma carta se puede observar que es posible que le lleguen aguas del drenaje de las tierras agrícolas que lo rodea.

Como es importante definir zonas de regulación en la zona nororiente del valle de México, se hizo un análisis de los volúmenes que se tendrían que regular para así disminuir los gastos que entrarían al Sistema Principal de Drenaje. Los gastos que se consideraron para ser regulados fueron los correspondientes a los hidrogramas en los que el gasto máximo resultó mayor a 50 metros cúbicos por segundo.

El procedimiento para obtener los volúmenes a regular fue el siguiente:

- Se obtuvo el volumen total generado por la Avenida y el tiempo en que ésta transcurrió.
- Se propusieron gastos de salida de 20, 30 y 40 m³/s
- Se hizo una interpolación para conocer el tiempo de salida para cada uno de los gastos propuestos.
- Posteriormente, se calculó el volumen de regulación necesario para cada uno de los gastos propuestos (Figura 4.4)

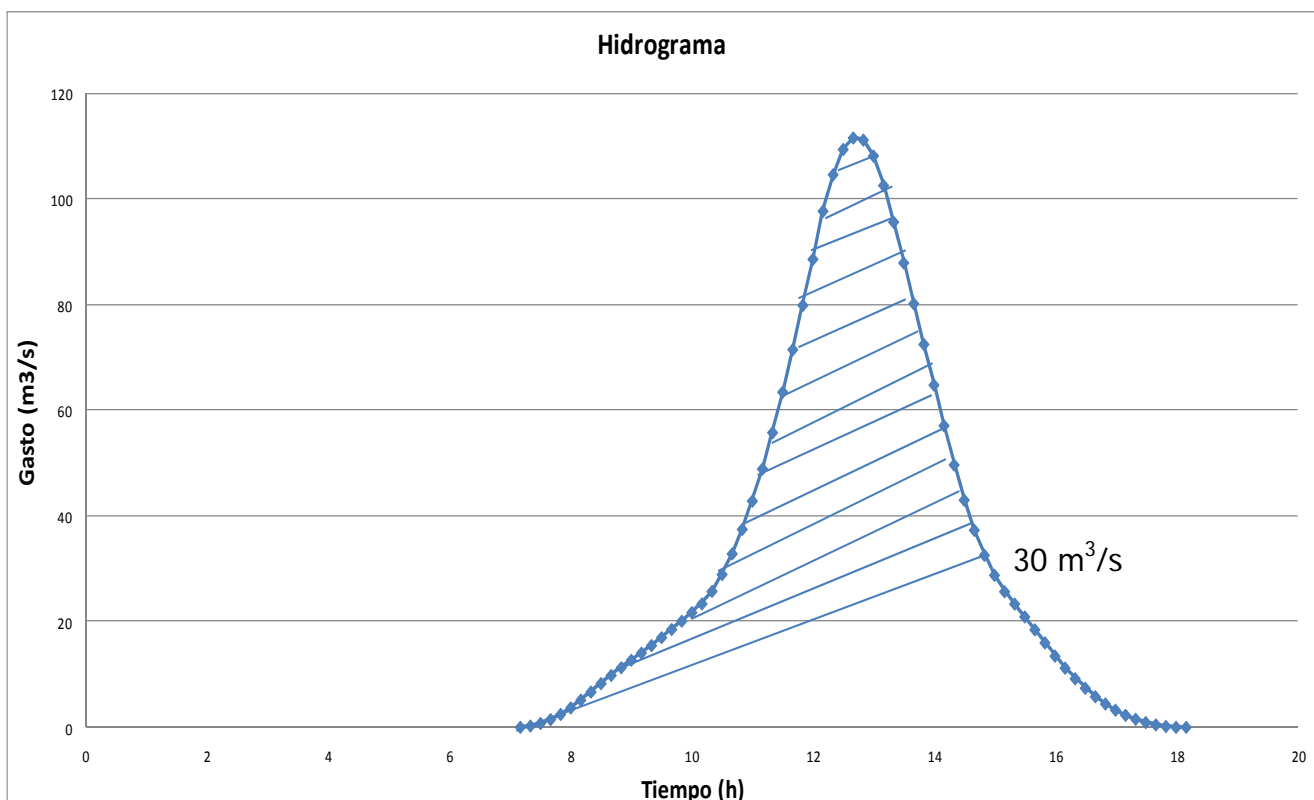


Fig. 4.4. Volumen que debe ser regulado para un gasto de salida de 30 m³/s

Este ejercicio se hizo para los siguientes colectores: Ozumbilla, San Diego, Cartagena, Nextlalpan y Río de las Avenidas. En la tabla 4.2 se muestra un resumen de los resultados correspondientes.

Tabla 4.2 Volúmenes a regular en cada uno de los colectores, en m³.

Colector		Gasto Pico m ³ /s	Volumen Total m ³	Volumen a regular		
				Gasto Salida 20 m ³ /s	Gasto Salida 30 m ³ /s	Gasto Salida 40 m ³ /s
Ozumbilla	Volumen a regular miles de m ³	70	2756	1749	1443	1138
San Diego	Volumen a regular miles de m ³	135	1019	573	387	223
Cartagena	Volumen a regular miles de m ³	110	1398	1035	864	710
Nextlalpan	Volumen a regular miles de m ³	115	2663	2143	1901	1659
Río de las Avenidas	Volumen a regular miles de m ³	60	2415	1636	1255	875
Volumen total	m³		10250	7136	5849	4605

Se debe mencionar que las zonas de regulación mencionadas anteriormente se pudieron localizar en la zona de lomeríos, en donde es posible apreciar las curvas de nivel, entonces para seleccionar mas sitios en la zona de estudio se requieren levantamientos topográficos más finos con curvas de nivel de por lo menos a cada 50 cm.

Los sistemas LIDAR registran datos de posición (x, y) y de elevación (z) en intervalos predefinidos. Los datos resultantes dan lugar a una red de puntos muy densa, típicamente a intervalos de 0.5 a 3 metros. Una ventaja significativa de esta tecnología, con respecto a otras, es que los datos pueden ser adquiridos en condiciones atmosféricas en las que la fotografía aérea convencional no puede hacerlo.

Obteniendo curvas de nivel más estrechas (por lo menos a cada medio metro) sería posible determinar sitios para la regulación en la zona de estudio. Es importante mencionar que entre más se regulen las crecientes, el sistema de drenaje trabajaría más eficientemente y no se saturaría durante la época de lluvias.

CONCLUSIONES

La zona urbana del valle de México crece año con año, por lo que es importante el diseño y la construcción oportuna de la infraestructura pública urbana, para el desarrollo de las actividades cotidianas de la población. Entre esta infraestructura se encuentra la del sistema de drenaje del Valle de México. Dado el crecimiento esperado los próximos años, se considera necesario recomendar actividades de mantenimiento y, sobre todo, realizar una fuerte inversión en el incremento de la capacidad del sistema principal de drenaje y control de avenidas del Valle; además de tomar en cuenta la pérdida de pendiente que se seguirá presentado en el futuro.

Ante el crecimiento de la población que se tendrá en la zona noreste del Valle de México es importante la toma de decisiones que ayuden a mitigar los problemas que se avecinan, (agua potable y el sistema de drenaje, entre los más importantes), como se vio en el desarrollo de este trabajo, en el que se estudió el del sistema de drenaje.

Para ello se calcularon las avenidas de diseño con base en datos históricos, procesados por medio de un programa desarrollado en el Instituto de Ingeniería, UNAM que estima los hidrogramas de las avenidas de diseño. Para el cálculo de las avenidas, también se tomó en cuenta el crecimiento esperado de la población y del área urbana al año 2050, con base en los resultados que se presentan en "Programa a largo plazo para el abastecimiento de agua potable a la zona metropolitana del valle de México, (Capella, 2008)", los cuales se resumen en el capítulo 3 de esta tesis. El procedimiento usado para la obtención de las avenidas de diseño, fue comprobado por el Instituto de Ingeniería, UNAM en el estudio realizado por Domínguez en 1997, y consiste esencialmente en utilizar tormentas de diseño con una duración total de 8 h para que el valor de la lluvia coincida con el de 24 h, para el caso del valle de México, con incrementos a cada hora.

La asignación de los gastos que se conducirían por cada dren, colector, túnel o río de hizo de manera empírica, tomando en cuenta la cercanía de cada subcuenca con cada uno de estos drenes que se muestran en la figura 5.1.

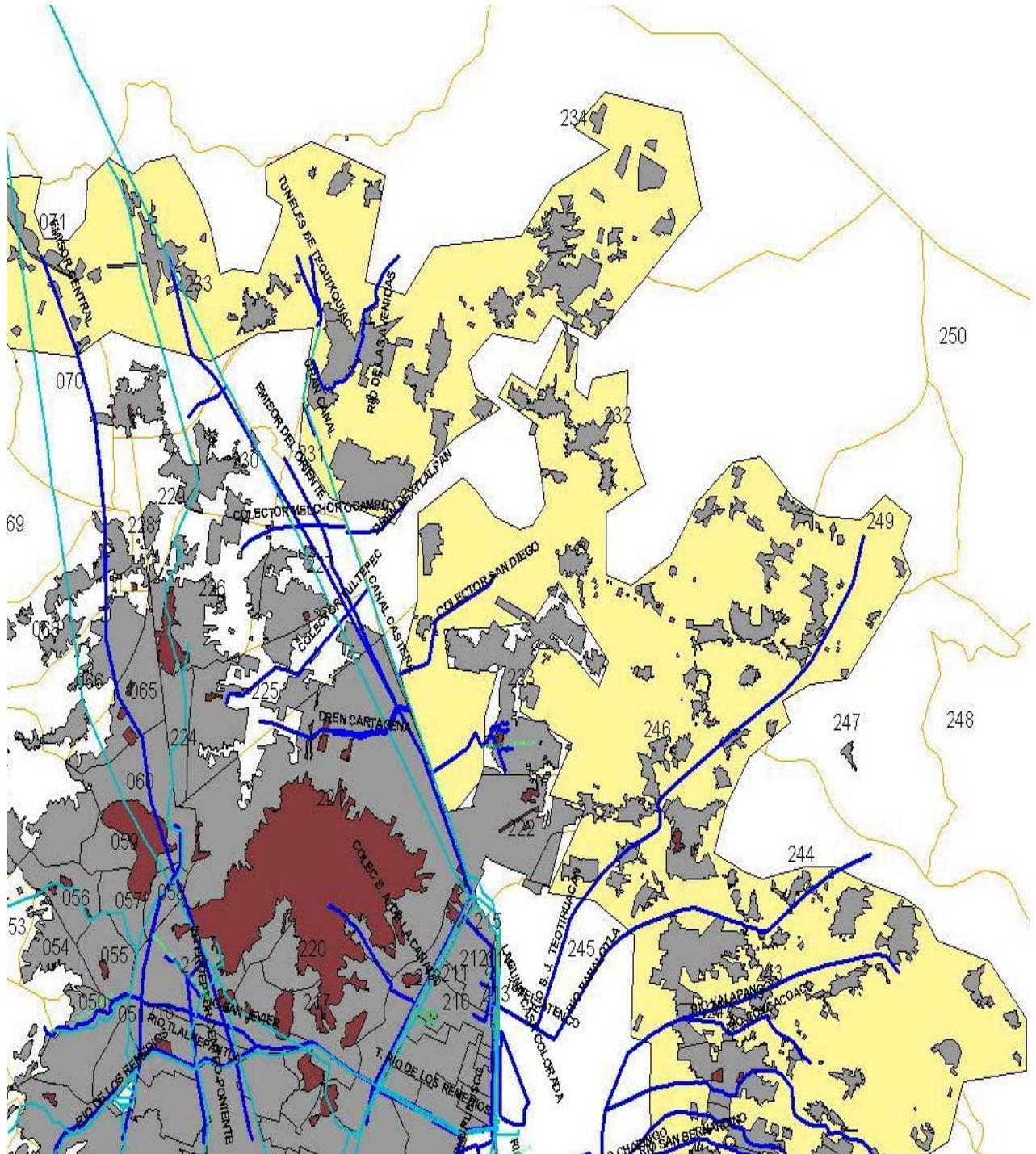


Fig. 5.1 Noreste del valle de México, con el crecimiento urbano al año 2050.

Como se describe al final del trabajo, al considerar en desarrollo urbano que se espera para el año 2050, se obtuvieron gastos pico grandes, como los que se muestran en las figuras 3.11 y 3.17, por lo que se recomienda localizar y proponer sitios de regulación que ayuden a mitigar los efectos de inundación y que contribuyan a prevenir problemas serios en el sistema de drenaje.

Debido a lo plano del terreno, para la localización de estos sitios es importante obtener una topografía (curvas de nivel) del terreno a por lo menos cada medio metro, con esto se podrían localizar los sitios naturales de regulación. Los cálculos aproximados que se presentan en el capítulo 4 de este trabajo muestran que se requerirá desarrollar una capacidad de regulación del orden de 7000 miles de m³.

Es importante mencionar también la necesidad de que las construcciones nuevas de unidades habitacionales e industrias que se vayan a localizar en la zona noreste implanten un sistema separado de drenaje de las agua pluviales y las aguas residuales, para que las primeras se conduzcan a las zonas de regulación, y las últimas a una planta de tratamiento que las purifique para su reuso posterior.

BIBLIOGRAFÍA

Aparicio, F., "Fundamentos de hidrología de superficie", Ed. Limusa. 1988.

Bell, F. C., "Generalized Rainfall-Duration-Frecuency Relationships" Journal of the Hydraulics Division, Vol. 95, No. HYI, January 1969.

Capella, V. A., Herrera, A. J., "Programa a largo plazo para el abastecimiento de agua potable a la zona metropolitana del Valle de México", Instituto de Ingeniería, UNAM 2008

Comisión Nacional del Agua (CNA) "Saneamiento del Valle de México". IV Foro Mundial del Agua. México. 2006

Comisión Nacional del Agua (CNA) "Identificación de sitios factibles para nuevos aprovechamientos hidráulicos superficiales en el Valle de México". Elaborado por HIME Ingenieros consultores. México. 2008

Chen, Ch., "Rainfall Intensity-Duration-Frequency Formulas". Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 109, No. 12, December 1983.

Domínguez, M. R., Jiménez, B., Carrizosa, E., Cisneros, H., "Estudio para el diagnostico de la situación de abastecimiento de agua y control de inundaciones en el Valle de México", Instituto de Ingeniería, UNAM. Diciembre 2006.

Domínguez, M. R., Carrizosa, E. E., "Estudio y anteproyecto de las obras requeridas en el lago de Texcoco para la regulación y control de los escurrimientos de los ríos del oriente y de la zona metropolitana de la Ciudad de México.", Instituto de Ingeniería, UNAM 2002.

Domínguez, M. R., Aguilar, F., "Drenaje y control de avenidas de la zona ubicada al norte de la Sierra de Guadalupe y de la ubicada al oriente de los lagos de Texcoco", Instituto de Ingeniería, UNAM 2008.

Domínguez, M. R., "Sistema para el control y drenaje de las avenidas en el área metropolitana del Valle de México", Instituto de Ingeniería, UNAM 1997.

Domínguez, M. R., Franco, V., "Manual de Hidráulica Urbana, Tomo 1", Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, septiembre 1982.

Franco, C., Domínguez, M. R., "Análisis regional para la obtención de precipitaciones de diseño asociadas a duraciones menores que 2h.", XX Congreso Latinoamericano de Hidráulica, 2002.

Franco, D. C., "Análisis regional de lluvias convectivas aplicación al Valle de México", Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM 1998.

Garcés, H. A., Luna, C. F., "Análisis de tormentas en el Valle de México, TVM", Instituto de Ingeniería, UNAM 2008.

Instituto Nacional de Estadística Geográfica e Informática (INEGI) Censo Nacional de Población. 2005. www.inegi.com.mx

Negrete, M. E. "Dinámica demográfica". En la Ciudad de México en el fin del segundo milenio. 2000. El Colegio de México –GDF. México.

Reich, B. M., "Short Duration Rainfall Intensity Estimates and other Design Aids for Regions of Sparse Data", Journal of Hydrology, Vol. 1, No. 1, March 1963.

Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACM). Informe 2006.