



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**AVENIDAS DE DISEÑO DE LAS APORTACIONES
DEL TUNEL DEL RÍO DE LA COMPAÑÍA**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL-HIDRAULICA

P R E S E N T A

ROCIO SALINAS PRADO

DIRECTOR DE TESIS

DR. RAMÓN DOMÍNGUEZ MORA



JUNIO 2011

JURADO ASIGNADO

Presidente: Dr. Fuentes Mariles Oscar
Secretario: Dr. Escalante Sandoval Carlos
Vocal: Dr. Domínguez Mora Ramón
1er. Suplente: Dr. Gracia Sánchez Jesús
2do. Suplente: M.I. Franco Victor

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA DE LA UNAM

TUTOR DE TESIS:



Dr. Ramón Domínguez Mora

Agradecimientos

A Dios, por haberme permitido cumplir un sueño más.

A mi hermosa familia, por su apoyo incondicional, su confianza y cariño, gracias por ser el motor de mi vida.

A mis amigos: Karla, Alejandra, Cesar, Marco y Juan Carlos , por haber sido durante el tiempo que convivimos, mi segunda familia.

Al Dr. Ramón Domínguez, por el tiempo, la dedicación y los consejos que me brindo para la realización de esta tesis, sobre todo por haberme enseñado con su ejemplo que el hombre más grande es el más sencillo, por ser para mí un ejemplo de vida, mil gracias.

Índice

1. Introducción	
2. Características generales, problemática e infraestructura en el Valle de México	
2.1 Situación geográfica, topográfica y climática del Valle de México.....	7
2.2 Hidrografía del Valle de México.....	8
2.3 Efectos de la urbanización en el escurrimiento.....	9
2.4 Inundaciones en el Valle de México.....	10
2.4.1 Que es una inundación.....	10
2.4.1.1 Lluvias intensas y deslaves en las laderas.....	11
2.4.1.2 Encharcamientos.....	12
2.4.1.3 Grandes inundaciones.....	12

2.5 Infraestructura para control de inundaciones en la Ciudad de México.....	13
2.6 Combinación de acciones para disminuir los riesgos de inundación en el Valle de México.....	16
3. Problemática de inundación en la zona de estudio	
3.1 Antecedentes.....	18
3.2 Estudios previos.....	18
3.3 Objetivo del presente trabajo.....	23
3.4 Localización y delimitación de la zona de estudio.....	23
3.4.1 Planta de bombeo No.12.....	25
3.4.2 Planta de bombeo División del Norte.....	26

3.4.3	Planta de bombeo CAPUFE.....	27
3.4.4	Planta de bombeo Ayotla Oriente.....	27
3.4.5	Planta de bombeo Avandaro.....	28
3.4.6	Planta de bombeo Guadalupe Victoria.....	29
3.4.7	Planta de bombeo el Xico.....	30
3.4.8	Planta de bombeo Darío Martínez.....	31
3.4.9	Planta de bombeo San Juan Tlapizahuac.....	32
3.4.10	Planta de bombeo No. 1 Canal General.....	33
3.5	Características generales de la zona de estudio.....	34
3.5.1)	Topografía.....	34
3.5.2)	Tipo y uso del suelo.....	35

4. Estudio hidrológico

4.1 Conceptos básicos de hidrología superficial.....	39
4.1.1 Cuenca hidrológica.....	39
4.1.2 Precipitación.....	40
4.1.3 Escurrimiento.....	40
4.1.4 Pérdidas.....	44
4.1.5 Modelos lluvia escurrimiento.....	45
4.1.5.1 Modelos de parámetros concentrados y parámetros distribuidos.....	47
4.1.6 Periodo de retorno de diseño.....	48
4.1.6.1 Función de distribución de probabilidad.....	48
4.1.6.2 Función de densidad de probabilidad.....	49

4.1.6.1 Periodo de retorno.....	50
4.2 Características fisiográficas empleadas en el modelo lluvia escurrimiento.....	53
4.2.1 Área de la cuenca.....	53
4.2.2 Longitud del cauce principal.....	53
4.2.3 Pendiente media del cauce principal.....	54
4.2.4 Tiempo de concentración.....	56
4.3 Determinación de la altura de precipitación en la zona.....	57
4.3.1. Métodos utilizados para la determinación de la precipitación.....	58
4.3.1.1 Método de Bell y Chen.....	58
4.3.1.2 Curvas i-d-T.....	62
4.3.1.3 Método propuesto por Franco y Domínguez.....	66

4.3.1.4	Altura de precipitación en la zona de estudio.....	68
4.4	Coefficientes de escurrimiento.....	70
4.4.1	Metodología para el cálculo del coeficiente de escurrimiento....	70
4.4.2	Índice de urbanización.....	71
4.4.3	Determinación del coeficiente de escurrimiento no urbano.....	72
4.4.4	Cálculo del coeficiente de escurrimiento.....	76
4.5	Obtención de hietogramas para la zona de estudio.....	77
4.6	Obtención de Hidrogramas para la zona de estudio.....	81
4.6.1	Comportamiento de hidrogramas en el Valle de México.....	81
4.6.2	Calculo de hidrogramas para las aportaciones.....	82

5. Determinación de tirantes para prevención de inundación

5.1 Revisión de capacidades de conducción.....	90
5.2 Propuesta de medición de tirantes en la lumbrera 1.....	94
5.2.1 Captación 1 Río de la compañía (Descarga L1.1).....	94
5.2.2 Planta de bombeo No. 12 (Descarga L1.2)	99
5.3 Propuesta de medición de tirantes en la lumbrera L1-A.....	101
5.3.1 P.B. División del Norte, P.B. CAPUFE y P.B. Ayotla Oriente (Descarga L1A.1).....	101
5.3.2 P.B. Avándaro (Descarga L1A.2).....	107
5.4 Propuesta de medición de tirantes en lumbrera L-2.....	111
5.4.1 Planta de bombeo Guadalupe Victoria (Descarga L2.1).....	111
5.4.2 Planta de bombeo el Xico (Descarga L2.2).....	115

5.5 Propuesta de medición de tirantes en lumbrera 3.....	119
--	-----

5.6 Propuesta de medición de tirantes en la aportación Canal General No.1.....	123
--	-----

6. Conclusiones

7. Recomendaciones

Anexo A.....	129
---------------------	------------

Anexo B.....	134
---------------------	------------

Lista de figuras.....	139
------------------------------	------------

Lista de tablas.....	145
-----------------------------	------------

Bibliografía

1. Introducción

El problema de las inundaciones ha acompañado al hombre a partir de que éste dejara la vida sedentaria, como también lo ha acompañado la necesidad de hacer frente a los problemas que los excesos de lluvia conllevan. Sin embargo uno de los recursos más importantes con los que cuenta un país es el agua, cuya calidad influye directamente en la salud de sus habitantes, coadyuvando también a determinar gran parte de sus beneficios económicos y sociales, siempre que su explotación y regulación sea la adecuada.

En la antigüedad las civilizaciones más prolíferas eran aquellas que se asentaban a la orilla de los ríos, ya que en general las características climáticas de estas regiones posibilitaban el desarrollo de los asentamientos; múltiples culturas como es el caso de los habitantes de Mesopotamia, descubrieron que podían aprovechar el agua para sus cultivos, obteniendo así, grandes beneficios; sin embargo, los ríos Tigris y Éufrates se desbordaban con gran frecuencia, obligándolos a construir un sistema hidráulico que encauzara el caudal y evitara daños tanto en sus cultivos como en las zonas habitadas.

Tenochtitlán fue construida casi enteramente sobre chinampas. Su construcción alrededor del islote de México amplió la extensión de tierra disponible en medio del lago de Texcoco en diez veces. Desde entonces y hasta la fecha, la capital mexicana ha sido escenario de múltiples y severas inundaciones que han sido el motor para la construcción de obras de conducción para el drenaje de la ciudad de México. Sin embargo, el exponencial crecimiento de la población, las necesidades y demandas que su aumento generan y los hundimientos debido a la extracción desmedida de agua proveniente del acuífero, han convertido la planeación y construcción de las obras, en una problemática cada día más difícil de resolver.

El valle de México es actualmente la región con mayor densidad demográfica en nuestro país, cuya expansión hacia el oriente, debido a la topografía y los bajos costos de la tierra, se vieron incrementados a mediados del siglo XX, formando parte de los cinturones de miseria. Cabe

destacar que en el Área metropolitana del valle de México (AMVM), de la cual forman parte los municipios de Chalco, Valle de Chalco, Solidaridad e Ixtapaluca, se concentra cerca del 19% de la población mexicana. La zona que ocupan estos municipios es una de las más desprotegidas y padece por las inundaciones generadas cerca del río de la compañía, como la ocurrida la madrugada del 5 de Febrero de 2010 en la cual las aguas negras del ya mencionado canal inundaron partes del municipio de Valle de Chalco, con un saldo que ascendió a 20 000 damnificados, 1600 viviendas y 360 negocios afectados.

Ante la situación que aqueja a la población de esta zona, se han tomado medidas como el proyecto de la construcción de siete presas que regularan las aportaciones de las cuencas de los ríos San Francisco y Santo Domingo, la construcción de la laguna de regulación "La Gasera" cuyas aguas ya reguladas serán encausadas al inicio del Túnel del Río de la Compañía, al cual se le suman en su mayoría las aguas provenientes de las colonias cercanas, las cuales son captadas por los cárcamos de bombeo localizados en las márgenes del mismo.

Para la construcción del Túnel del río de la compañía es de vital importancia determinar la avenida de diseño para cada una de sus aportaciones localizadas posteriormente de la descarga de la laguna "La Gasera", estos gastos serán transitados a través de las diferentes estructuras que conforman los cárcamos hasta las lumbreras que descargan al túnel, para lo cual este trabajo pretende realizar mediante un estudio hidrológico la determinación de los gastos máximos generados por cada una de las cuencas, el volumen que estos representan, así como también la determinación de los tirantes asociados a la avenida de diseño con el fin de monitorear los gastos y tomar las precauciones necesarias con suficiente tiempo antes de la llegada de un evento extremo.

Después de la introducción, en el capítulo 2, se presentan los antecedentes y la problemática de inundaciones en el Valle de México, basada en su situación geográfica, topográfica, así como la combinación de diversos factores climáticos y de urbanización que han favorecido la presencia de las inundaciones desde tiempos remotos, se describe también a grandes rasgos la infraestructura con la que cuenta el Valle de México para hacer frente a estos problemas y la necesidad de combinación de la capacidad de descarga y la regulación de las crecientes.

El capítulo 3 presenta la zona de estudio y muestra un panorama amplio de la problemática, consecuencia del incremento de la urbanización y la pérdida de capacidad de las estructuras, la cual incrementa el riesgo al que la población está sujeta constantemente, finalmente, se citan algunos estudios previos realizados en la zona que han sido encaminados a la determinación de avenidas de diseño para las cuencas de los ríos San Francisco y Santo Domingo cuyo escurrimiento contribuye directamente al río de La Compañía y será regulado a través de la construcción de siete presas.

El capítulo 4 presenta el estudio hidrológico del caso de la zona, encaminado a la determinación de la avenida de diseño de cada una de las aportaciones al túnel del río de la compañía desde la Planta de Bombeo No. 12 hasta la Planta de Bombeo del Canal General justo antes de la descarga al Dren General del Valle, inicialmente se plantean los conceptos básicos de hidrología, se determinan las características fisiográficas de cada una de las cuencas en estudio, se presentan diversos métodos utilizados para la determinación de las precipitaciones y mediante un proceso lluvia escurrimiento se determinan las avenidas de diseño correspondientes a cada aportación.

Con la finalidad proporcionar un apoyo para operar correctamente las estructuras de descarga a las lumbreras ante la presencia de algún fenómeno extremo, en el capítulo 5 se presenta el cálculo de los tirantes asociados a las avenidas de diseño mediante la aplicación del programa Hec-Ras. Para cada aportación se realizan tres escenarios al 100%, 60% y 30% del gasto máximo calculado.

Finalmente al termino de este trabajo, el capitulo 6 y 7 respectivamente presentan las conclusiones y recomendaciones.

2. Características generales, problemática e infraestructura en el Valle de México

Dada la naturaleza de la cuenca cerrada del valle de México la cual no contaba con posibilidad de salida de agua por escorrentía, estaba ocupada por los lagos de Zumpango, Xaltocan, Texcoco, Xochimilco y Chalco, cuyas aguas tenían distintas características: los tres primeros eran salobres, mientras que las aguas de Xochimilco y Chalco eran de agua dulce, la característica endorreica de la cuenca pone en evidencia que la única salida del agua se diera a través de evaporación. Los niveles de el lago Texcoco fueron controlados con la construcción del albaradón de Nezahualcoyotl, que dividía la laguna en dos partes, al oriente se encontraban las aguas salobres de Texcoco y al poniente la aguas dulces provenientes de los lagos de Xochimilco y Chalco (fig. 2.1).

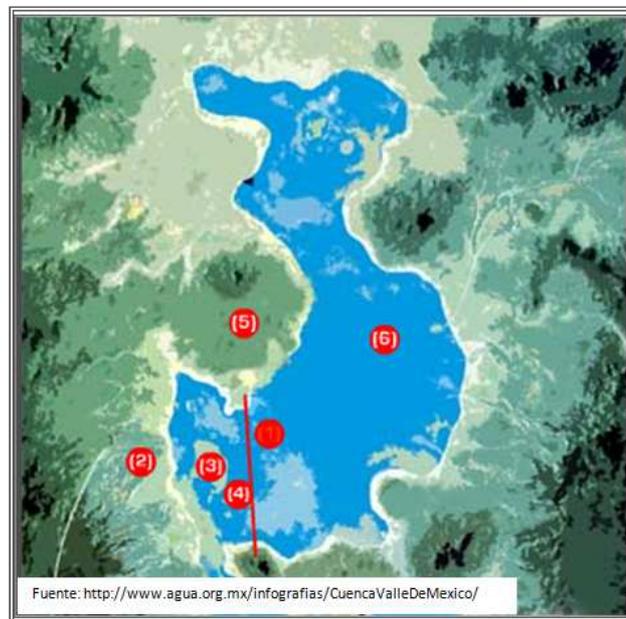


Figura 2.1 Albaradón de Nezahuacoyotl

Posterior a la conquista, la capital fue escenario de múltiples inundaciones como la de 1555 la cual motivo la planeación de un sistema de drenaje de las aguas del valle, sin embargo al bajar los niveles del agua la iniciativa fue abandonada, las inundaciones durante 1604 fueron el motor que puso en marcha la construcción del canal de Huehuetoca en 1607, el cual cruzo el parteaguas bajo el sitio llamado Tajo de Nochistongo descargando hacia al río Tula (*fig. 2.2*).

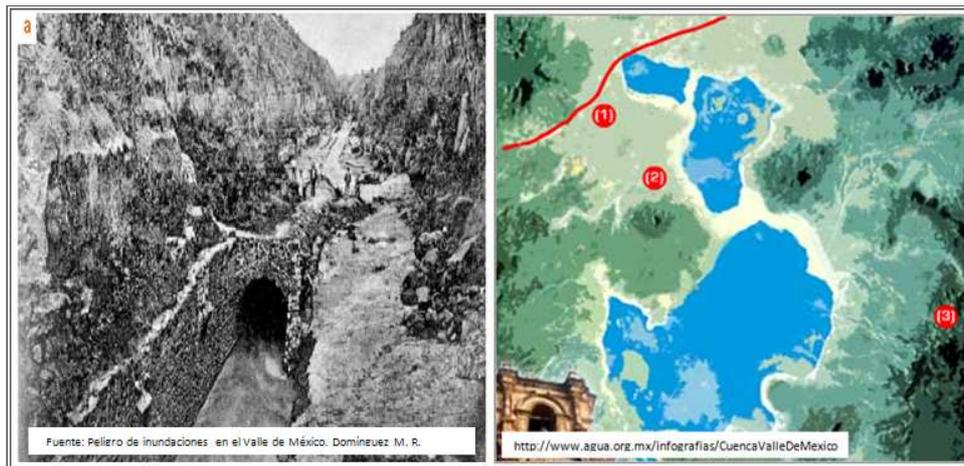


Figura 2.2 Canal de Huehuetoca

Alejandro de Humbolt en 1804 opinó que "La Ciudad correrá siempre muchos riesgos, mientras no se abra un canal directo al lago de Texcoco". En efecto, si bien se contaba ya con una obra que permitía derivar los escurrimientos de los principales ríos del norponiente, sobre todo el río Cuautitlán, evitando que la laguna de Zumpango se desbordara hacia el lago de Texcoco y éste hacia la ciudad, no se podían controlar las aportaciones de todas las demás cuencas situadas al sur y oriente de la obra concluida. El lago de Texcoco no tenía posibilidades de descargar fuera del valle, de tal forma que ya entonces se concibió la idea de construir el "Gran Canal de Desagüe" de 39.5 km de longitud el cual iniciaba en el lago de Texcoco y finaliza con el túnel de Tequixquiaq (Fig.2.3) (Dominguez, et. al. 2000).



Figura 2.3 Gran Canal y Túnel de Tequisquiác

Desde la época prehispánica hasta mediados del siglo antepasado, la Ciudad de México recibió agua de manantiales. En 1847, debido a que el caudal resultaba insuficiente comenzó la perforación de 20 pozos, para 1866 el número incremento a 1100 pozos, fue entonces que se apreciaron los primeros indicios de hundimiento de la ciudad de México cuyo registro es de 5cm (Domínguez, 1982).

El gran canal funcionó más o menos bien hasta 1925 año en el que la pérdida de pendiente en el sistema de colectores pone en evidencia nuevamente el hundimiento de la ciudad. A partir de 1930 se observó un fenómeno de crecimiento poblacional exponencial; durante este año se reporta un millón de habitantes, 30 años más tarde el padrón de población registró más de 5 millones.

En 1947 el doctor Nabor Carrillo explicó el fenómeno de inundación de la ciudad de México, enfatizó la relación entre la extracción del agua de pozos y los asentamientos diferenciales por el comportamiento elástico del suelo arcilloso del Valle de México.

En 1954 se suspenden permisos para perforar pozos en el centro de la ciudad, se continuó la extracción en zonas alejadas, sin embargo las nuevas perforaciones se llevaron a cabo en terrenos cuya geología era predominantemente arcillosa, lo que no mitigó el problema sino lo extendió hacia otra zona.

Durante 1954 se decide ampliar las secciones del Gran Canal y construir miles de colectores y plantas de bombeo, sin embargo para entonces el problema de hundimientos en la ciudad, agudizó la disminución de la pendiente y por ende la capacidad de conducción de los colectores, a partir de entonces se han construido diversos conductos como el Sistema de Drenaje Profundo de la ciudad de México (Domínguez, 1982).

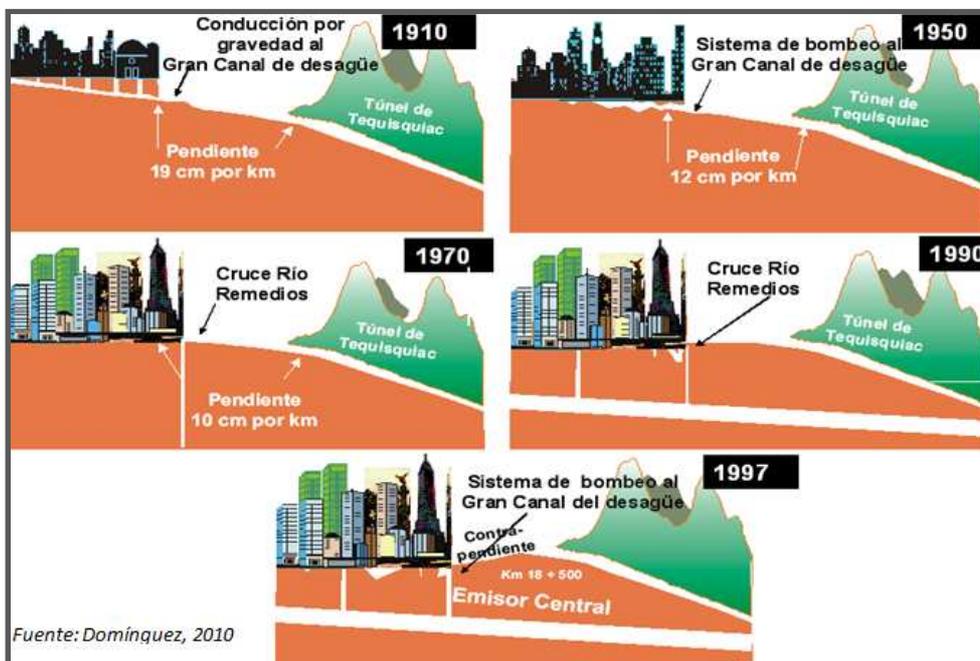


Figura 2.4 Hundimiento por zonas de la Ciudad de México

2.1 Situación geográfica, topográfica y climática del Valle de México

La Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) dividió el país en trece Regiones Hidrológico-Administrativas (RHA), cuyo límite coincide con el límite municipal; estas regiones a su vez están divididas en 37 Regiones Hidrológicas (RH), en particular la cuenca del Valle de México se encuentra al sureste de la región Hidrológica XIII, también contenida dentro de la Región Hidrológica 26, Panuco.

La Cuenca del Valle de México es una depresión cerrada de manera natural, que a fines del siglo XVIII fue modificada artificialmente para controlar las inundaciones en la ciudad. Se localiza en la parte central del Cinturón Volcánico Transmexicano y tiene un área aproximada de 9000 kilómetros cuadrados, cuyo parteaguas está definido por las sierras de Monte Alto, Monte Bajo, Las cruces, Pachuca, además de las sierras Nevada y de Chichinauhtzin (fig.2.5).

El valle, situado a una altitud cercana a los 2,400 metros sobre el nivel del mar, es el más alto de la región y se encuentra rodeado por montañas que alcanzan elevaciones superiores a los 5000 metros (N.R.C ,1995)



Figura. 2.5 Localización de la cuenca del Valle de México

La temperatura promedio anual es de 15 grados centígrados. La mayor parte de los 700 milímetros promedio de agua de lluvia que caen anualmente en la región se concentran en unas cuantas tormentas intensas, las cuales se presentan generalmente en verano; durante el resto del año las precipitaciones pluviales suelen ser escasas.

2.2 Hidrografía del Valle de México

Hoy los cauces naturales solamente se conservan en las zonas montañosas que rodean al valle de México. Los ríos que cruzan la zona urbana han sido entubados para evitar el contacto de la población con las aguas negras (Domínguez, 1997).

Domínguez, (1982), divide hidrológicamente la cuenca del Valle de México en once zonas cuyas características se describen a continuación:

La zona I corresponde a ríos San Gregorio, San Lucas, Santiago y San Buenaventura; estas corrientes bajan de la sierra Chichinautzin cuyo escurrimiento anual superficial solo alcanza el 1.2 millones de m³ debido a la permeabilidad de la roca basáltica.

Las zonas II y III comprenden el área urbanizada de la Ciudad de México sus principales aportaciones son las dadas por los ríos que bajan de las sierras del poniente: Río Magdalena, Mixcoac, Tacubaya y Hondo, los cuales tienen escurrimientos perenes.

Los ríos Cuautitlán y Tepoztlán, están contenidos dentro de la zona IV.

La zona V y VI están conformadas por las cuencas de los ríos de Pachuca y San Juan Teotihuacán.

Los ríos que descargan directamente al lago de Texcoco por el oriente conforman la llamada zona VII.

Los ríos San Francisco, Santo Domingo, río de la Compañía, Dren General del Valle y Milpa Alta, están contenidos dentro de la zona VIII en el oriente del Valle de México.

Finalmente las zonas IX, X y XI que abarcan desde la cuenca del río Tizar hasta las corrientes que alimentan a la laguna de Tecomulco.

2.3 Efectos de la urbanización en el escurrimiento

La creciente población siempre en búsqueda de mejores oportunidades de desarrollo económico, social, cultural y de mejores indicadores de salud y bienestar para sus familias, ha traído como consecuencia un incremento en la urbanización de las áreas tanto rurales como urbanas, sin embargo en las últimas décadas, paralelamente al crecimiento masivo de la población se ha presentado un fenómeno cada vez más acentuado de migración hacia los centros urbanos; como ejemplo se puede citar la Zona Metropolitana del Valle de México, en la cual, se asienta el 20% de la población total del país, es decir, aproximadamente 20 millones de personas, de quienes más del 50% vive en municipios aledaños al D.F.

Como consecuencia del incremento de la población se presenta la modificación en ciertas características (hidrológicas, climatológicas y ecológicas) de las cuencas, que modifican también su respuesta ante los diferentes fenómenos.

La disminución de áreas que antes contaban con vegetación o suelo natural sobre las cuales se han construido casas, calles, banquetas y estacionamientos que impermeabilizan el área, ha traído como consecuencia un decremento en el índice de infiltración y un incremento en los coeficientes de escurrimiento, impactando, por una parte en una disminución en la recarga de los acuíferos y la disponibilidad de agua para épocas de sequía, por otra parte se ha aumentado el volumen de escurrimiento superficial. La velocidad del flujo y los gastos máximos se incrementan, situación que obliga a la construcción de obras que protejan a los habitantes y a sus bienes de daños causados por una posible inundación.

La urbanización tiene efectos indirectos como son la invasión de cauces naturales, planicies de inundación y deforestación de cuencas aportadoras, lo cual intensifica y acelera el proceso lluvia-escurrimiento.

La tendencia a un uso de suelo cada vez más urbanizado ha alterado directamente el entorno, estableciendo las condiciones favorables para que se originen inundaciones cada vez más severas

y debido a que las zonas urbanas tienen mayor densidad de población y construcciones, generalmente sufren más daño por las inundaciones que las zonas rurales.

2.4 Inundaciones en el Valle de México

Desde tiempos remotos, las civilizaciones más prolíferas han sido aquellas ubicadas a las orillas de los ríos cuyas aguas eran aprovechadas como medio de transporte, fuente de abastecimiento para consumo y agricultura, sin embargo conforme la población crecía, crecían también sus necesidades y la infraestructura que antes se ubicaba en las partes altas, aumentaba hacia los cuerpos de agua, reduciendo con ello las planicies de inundación y en muchas ocasiones invadiendo cauces naturales que posteriormente eran reconocidos por las avenidas, incrementando el riesgo de inundaciones.

2.4.1 Que es una inundación

De acuerdo con el glosario internacional de hidrología (OMM/UNESCO, 1974), la definición oficial de inundación es: aumento temporal del agua por arriba del nivel normal del cauce lo cual en ocasiones llega a generar daños en terrenos aledaños. En este caso, "nivel normal" se debe entender como aquella elevación de la superficie del agua que no causa daños, es decir, inundación es una elevación mayor a la habitual en el cauce, por lo que puede generar pérdidas.

Específicamente inundación se puede entender como aquel evento que debido a la precipitación, oleaje, marea de tormenta, o falla de alguna estructura hidráulica provoca un incremento en el nivel de la superficie libre de aguas de los ríos, terrenos aledaños a los cauces o el mar mismo, generando invasión o penetración de agua en sitios donde usualmente no la hay, generando daños en la población, agricultura, ganadería e infraestructura (CENAPRED, 2004).

Es claro que las inundaciones no son ocasionadas por un mecanismo aislado, el tipo de precipitación, las características fisiográficas que determinan la respuesta de la cuenca, la urbanización y los sistemas de protección contra inundaciones son responsables en su conjunto del tipo de inundación que se presente en la zona.

El Centro Nacional para la Prevención de Desastres, clasifica las inundaciones de acuerdo con su origen y con el tipo de respuesta de la cuenca.

La clasificación por el origen de la inundación trata de identificar la causa de la misma, la cual puede ser del tipo pluvial, fluvial o por falla de la infraestructura hidráulica.

La respuesta hidrológica de una cuenca depende de sus características fisiográficas. Básicamente se clasifican en dos grupos por el tipo de respuesta de la cuenca: inundaciones lentas e inundaciones rápidas.

En el caso particular del valle de México la combinación de factores que ocasionan las inundaciones dan origen a tres tipos de problemas: lluvias intensas con presencia recurrente en las laderas, encharcamientos y grandes inundaciones (Domínguez, 2010).

2.4.1.1 Lluvias intensas y deslaves en las laderas

La precipitación predominantemente convectiva en combinación con las laderas ubicadas en las partes altas del Valle de México, son las responsables de la producción de flujos violentos debidos a las fuertes pendientes y la alta intensidad de la lluvia asociada a una duración muy corta, las velocidades que adquieren dichas corrientes permite que el flujo este acompañado de lodo, piedras y escombros. Este fenómeno es muy característico de las barrancas del poniente de la Ciudad de México, puede ocasionar la transformación de pequeñas corrientes en violentos torrentes y pone en peligro incluso la vida de las personas.

La causa que origina este tipo de inundaciones es predominantemente pluvial, la orografía favorece a que la mayor parte del agua que causa daños sea la que proviene de las lluvias ocurridas en la parte alta de la cuenca, no solamente de la zona afectada, lo que incrementa el volumen conforme aumenta el área donde ocurre la precipitación. En estas zonas se ha reducido la infiltración debido a la urbanización.



Figura 2.6 Barranca con urbanización, Delegación Magdalena Contreras

2.4.1.2 Encharcamientos

Los encharcamientos son otra problemática ocasionada principalmente por la precipitación, la cual al caer sobre una superficie suficientemente impermeable como lo es la calle, la adopta como sección transversal, ocasionando un estancamiento del agua y en ocasiones un considerable incremento del tirante, resultado también de la basura que obstruye los colectores para su drenado.



Figura 2.7 Encharcamiento en cruce de Reforma y Circuito José Vasconcelos

Como un caso particular podemos citar los encharcamientos provocados por las lluvias del 19 de agosto en la Ciudad de México, que dejaron un saldo de 82 afectaciones (N.S.E, 2010).

Por la frecuencia de su ocurrencia, el tiempo de duración del estancamiento del agua y los daños ocasionados de manera directa a la vida productiva, es uno de los problemas a los cuales la población de la Ciudad de México es más vulnerable.

2.4.1.3 Grandes inundaciones

Estadísticamente las inundaciones por insuficiencia de obras de almacenamiento y control en México han sido poco frecuentes. Probablemente los casos más importantes se dieron en 1976, cuando el huracán Liza produjo lluvias extraordinarias que hicieron fallar uno de los bordos del arroyo El Cajoncito, lo cual afectó gravemente a la ciudad de La Paz, Baja California Sur, y en el año de 1973 en el que la falla de la presa El Conejo y pequeñas represas provocaron una gran

inundación en la zona del Bajío (CENAPRED, 2004). Sin embargo las partes bajas de Valle de México tales como Chalco, Ejercito Oriente y Ecatepec, son víctimas constantes del fenómeno de inundación, atribuido principalmente a tormentas de larga duración en combinación con insuficiencias en el Sistema Principal de Drenaje y Control de Avenidas.

En los municipios citados anteriormente suelen presentarse tormentas que incrementan el nivel de la superficie libre de los ríos, ocasionando la presencia del agua en sitios donde comúnmente no la hay, el incremento en el tirante provoca afectación en la población y sus bienes y en ocasiones hasta la pérdida de vidas.

La principal causa de este tipo de inundaciones ha sido *la falla de la infraestructura hidráulica*, de acuerdo con el CENAPRED los factores que originan este problema son entre otros: un diseño con escasa información, una mala operación de las estructuras, falta de mantenimiento, término de la vida útil de la obra o que se tira grandes cantidades de basura en los ríos; a lo anterior se suma el hundimiento de la ciudad causa directa del cambio de pendiente en las estructuras destinadas a la protección.



Figura 2.8 Inundación en Ecatepec, Edo. de México

2.5 Infraestructura para control de inundaciones en la Ciudad de México

En el Valle de México la construcción de las obras de drenaje ha tomado la denominación de sistema para control de inundaciones, ya que tiene como objetivo principal evitar que las inundaciones causen daños directos o indirectos a la población, sus bienes o actividades.

El sistema General de Desagüe está formado por interceptores cuya orientación general es de sur a norte y por conductos que corren de poniente a oriente descargando generalmente en el lago de Texcoco, este sistema constituye el esqueleto de la infraestructura para evitar inundaciones en el Distrito Federal, desalojando las aguas residuales del Valle de México (*fig. 2.9*). La división de dicha infraestructura se presenta a continuación de acuerdo a la clasificación de Domínguez, 1997.

El sistema para control de inundaciones en la zona poniente está compuesta principalmente por el sistema de presas, el interceptor y el emisor poniente.

En lo que respecta al conjunto de presas localizadas en las partes bajas de la serranía del poniente; un primer grupo regula los ríos Magdalena, San Ángel, Tequilasco, Barranca del Muerto y Mixcoac cuyos gastos son descargados al interceptor poniente o al río Churubusco. Un segundo grupo descarga al río Hondo que conduce el gasto al vaso de Cristo y de aquí al emisor poniente.

El interceptor poniente inicia a la altura del río Magdalena, recibe 16 descargas la mayoría del sistema de interpresas.

El Vaso de Cristo es una de las estructuras más importantes del Sistema de Drenaje y Control de Avenidas ya que además de recibir las descargas del Interceptor Poniente, recibe también escurrimientos de los ríos Hondo y Chico de los remedios, descargando los gastos regulados hacia el Emisor Poniente ó al Río de los Remedios.

Un elemento que se suma al control de avenidas en esta zona es el Emisor Poniente, con 12.4 km de túnel. Inicia en el Vaso del Cristo y durante su trayectoria recibe las aportaciones de las cuencas de los ríos Tlalnepantla, San Javier y Cuahutitlan, al termino del túnel continua su recorrido por medio de un canal a cielo abierto hasta el tajo de Nochistongo.

El crecimiento de la población en la *zona oriente* durante el siglo XX, aunado a problemas de hundimiento que contribuyen al cambio de pendiente en el Gran Canal, han generado una fuerte problemática de drenaje en esa zona. Las principales estructuras que contribuyen al control de inundaciones drenan por bombeo hacia el Gran Canal, las más importantes son: el Dren General del Valle, la descarga del río de la compañía al Dren General, el río de los remedios, las descargas del Vaso de Cristo hacia el río de los Remedios y la del río Churubusco a la planta de bombeo Churubusco-Lago.

Dentro de la *zona sur* se consideraron cuatro colectores principales: el río de La Piedad, el río Churubusco, el río San Buenaventura y el Colector de Miramontes, así como las ciénegas Chica y Grande de Xochiilco, Domínguez, (1997). El principal elemento de drenaje de la zona sur es el río Churubusco, que puede descargar en los lagos de Texcoco mediante la planta de bombeo Churubusco-Lago o al Interceptor Oriente II.

En la confluencia del Canal General con el Río San Francisco finalizando en el Dren General del Valle se encuentra la zona *sur-oriente* cuya infraestructura la constituyen el Río de La Compañía, el cual drena los escurrimientos de la Sierra Nevada, del Volcán Iztaccihuatl y los generados en los municipios conurbados del oriente de la ciudad, tales como Chalco e Ixtapaluca. Con el objeto de contribuir a la regulación de las avenidas se cuenta con la llamada laguna La gasera y se prevé la construcción de otras siete lagunas sobre las cuencas de los ríos San Francisco y Santo Domingo, cabe mencionar que recientemente se construyó el Túnel del Río de la Compañía que permitirá incrementar la capacidad de descarga de esta zona.

Finalmente la *zona centro* está asociada al Sistema de Drenaje Profundo que incluye los Interceptores Central, Oriente, Central-Poniente, Oriente2, Oriente-sur, Centro-Centro, Iztapaluca, Canal Nacional, Canal de Chalco y Emisor Central. La zona centro se conecta con el resto de la infraestructura mediante la obra de toma del Gran Canal y el interceptor poniente.

2.6 Combinación de acciones para disminuir los riesgos de inundación en el Valle de México

El control de inundaciones en zonas de alto potencial de ocurrencia, debe estar basado en un conjunto de acciones integrales que permita brindar mayor seguridad a la población.

Las acciones estructurales para disminuir el peligro de inundaciones en una zona son principalmente tres: el incremento de la capacidad de descarga aguas abajo de la zona inundable, la regulación de las crecientes y la construcción de bordos para proteger zonas específicas que incrementen los gradientes hidráulicos y por tanto, la capacidad de drenaje (Domínguez et. al., 2010).

El llevar a cabo la construcción de infraestructura cuyo propósito sea el incremento en la capacidad de descarga para disminuir los daños provocados por una inundación es muy importante, sin embargo, el trabajo conjunto de esta acción con la regulación de las crecientes, permite contemplar un escenario donde las repercusiones de fenómenos extremos como las inundaciones sean menores.

La construcción de grandes conducciones para solucionar los problemas de inundaciones en el Valle de México ha sido fuertemente criticada; sin embargo, no se ha tomado en cuenta que las soluciones propuestas plantean la combinación de los grandes túneles con las obras de regulación, mismas que no pueden ser utilizadas como almacenamientos destinados al aprovechamiento del agua, ya que el permitir estas acciones colocaría a la población en un riesgo mucho mayor al que se tendría si no existieran las obras, debido a que ante la presencia de una avenida no se contaría con capacidad suficiente para su regulación; por el contrario, el incremento en los niveles por encima de los máximos podría ocasionar inundaciones por fallas estructurales, es entonces evidente la importancia que adquiere vaciar las estructuras destinadas a la regulación de avenidas después de cada tormenta, con el fin de poder regular la siguiente.

En el Valle de México se ha iniciado un programa para incrementar la capacidad de descarga en las zona suroriente, sur y Drenaje Profundo, mediante el Túnel Emisor Oriente y El túnel del río de La Compañía y el Túnel Emisor Poniente 2, pero es poco lo que se ha hecho para aumentar la capacidad de regulación como dos únicos casos se tienen las lagunas Casa Colorada y Las Gasera. Conviene enfatizar la necesidad de iniciar la construcción de las siete presas en los ríos San Francisco y San Rafael, así como el desazolve en el Vaso del Cristo (Domínguez et. al., 2010).

3. Problemática de la zona de estudio

3.1 Antecedentes

El fenómeno de inundación presentado en la ZMVM está asociado a las características tanto del acuífero, como del suelo lacustre donde se asienta la Ciudad de México. En sus orígenes la ciudad de Tenochtitlan abastecía su demanda mediante acueductos, llevando el agua de manantiales ubicados al sur de la cuenca hasta las partes más bajas de la misma (Academia de la Investigación Científica, 1995), los gradientes hidráulicos permitían que el agua ascendiera sobre los estratos arcillosos sin necesidad de bombeo, garantizando que todos los pozos del valle llevaran agua a la superficie.

En 1846 como consecuencia del descubrimiento del agua potable subterránea proveniente de los pozos artesianos, se inició la creciente y desmedida extracción de agua de los mismos, lo cual, aunado a los métodos artificiales de drenado, ocasionó la pérdida de presión de agua del subsuelo y la consecuente consolidación de las formaciones de arcilla lacustre sobre las que se asienta la ciudad de México (Academia de la Investigación Científica, 1995).

La extracción desmedida de agua del subsuelo, conjuntamente con el crecimiento marcado de la población y la construcción de infraestructura cada vez más robusta (cuya carga superaba los esfuerzos de fluencia del estrato lacustre), mostraron sus efectos mediante una excesiva deformación de los suelos del valle de México y los cambios de volumen con predominante consolidación, manifestada en los hundimientos del terreno que se agudizaban con el paso del tiempo; de acuerdo con la Academia de Investigación Científica de Washington, cerca de 1895 el hundimiento alcanzaba un promedio de cinco centímetros por año, agudizándose para 1953, año en el que el promedio registro 46 centímetros, consecuentemente se inició el cierre de un alto número

de pozos en la zona centro y *la construcción de otros nuevos en la zona del valle de Chalco y Xochimilco*. La Gerencia de Aguas del Valle de México informó que en los cien últimos años el subsuelo ha presentado un descenso acumulado de 7.5m.

Aunado a lo anterior, es necesario resaltar las transformaciones que ha sufrido la ZMVM, a partir de 1980 año en el que se presenta una expansión cuyo patrón tiende a ampliarse hacia las principales carreteras que conectan con las ciudades de Pachuca, Puebla y Querétaro (Aguilar, 2002). Como consecuencia de una migración centrifuga hacia una periferia expandida, se pueden observar a partir de este año fenómenos como:

-Redistribución demográfica con un crecimiento poblacional mayor en las periferias que en el centro del Valle de México.

-Incorporación de municipios cada vez más alejados a la Zona Metropolitana, cuya combinación de uso de suelo con tendencia a presentar mayor urbanización ocasiona también mayores escurrimientos superficiales que contribuyen a la inundación de planicies que antes eran predominantemente agrícolas y se han convertido en conjuntos urbanos.

Chalco, Valle de Chalco e Ixtapaluca, municipios donde se ubica la zona de estudio, han sido envueltos por el fenómeno de periferia expandida, con la paulatina transformación de antiguas áreas rurales a zonas donde el crecimiento urbano es ahora evidente.

El municipio de Ixtapaluca ofrecía una excelente ubicación debido a la cercanía al Distrito Federal. Al existir también la posibilidad de cambio de uso de suelo agrícola a un urbanizado, estas condiciones permitieron que de 1990 al 2000, se duplicará la tasa de crecimiento poblacional de un 5.62% a un 11.6%.

Por otro lado, durante el siglo XVIII Chalco fue considerado como principal productor de maíz por la fertilidad de sus terrenos, consolidándose también como la cuenca lechera más importante de la zona. A partir de 1979, en los terrenos desecados del lago de Chalco comienza el asentamiento más grande de Latinoamérica conocido como el Valle de Chalco, con más de 500,000 habitantes (Cruz, 2007).

Los asentamientos urbanos han impermeabilizado gran parte de los municipios mencionados contribuyendo a un mayor escurrimiento superficial, la población más vulnerable es la ubicada en la planicie que fuera ocupada por el extinto lago de Chalco y sobre la cual actualmente se asientan un gran número de colonias que se encuentran en los márgenes del Río de la Compañía. El oriente de la ZMVM no ha sido la excepción y los hundimientos han causado ya múltiples daños a

las estructuras como ejemplos podemos citar: el agrietamiento y deformación en el bordo izquierdo del Río de la Compañía, cuya falla se hizo más evidente en el año 2000 donde a causa de una avenida de $42\text{m}^3/\text{s}$, los municipios de Valle de Chalco e Ixtapaluca registraron una inundación de más de 80 hectáreas (Periodismo de ciencia y tecnología, 2000). Es importante citar el evento hidrometeorológico que ocasionó una avenida de $30\text{ m}^3/\text{s}$ ocurrida la madrugada del 5 de Febrero del 2010; el caudal que excedía la capacidad máxima del Canal reventó uno de los muros del Río de la Compañía ocasionando la inundación de más de 2500 viviendas ubicadas en Chalco y Valle de Chalco (Fernández, 2010).

La conjunción de factores como la expansión de zonas urbanas, la necesidad de una mayor extracción para satisfacer la demanda de agua potable, los hundimientos a causa de la consolidación de arcillas, la disminución en la capacidad de desalojo del Río de la Compañía por daños en su estructura y cambios de pendiente y la impermeabilización creciente de la zona en estudio, determinan la problemática de riesgo de inundaciones a la cual se enfrentan los municipios de Chalco, Valle de Chalco e Ixtapaluca.

3.2 Estudios previos

Ante la apremiante necesidad de construir obras que disminuyan y preferentemente mitiguen el peligro de inundaciones que constantemente enfrentan los habitantes de los municipios que rodean al Río de la Compañía, La Comisión Nacional del Agua y el Organismo de Cuenca Aguas del Valle de México, han promovido diversos estudios hidrológicos e hidráulicos de la zona, cuya finalidad es determinar la factibilidad de construir obras de conducción y regulación, dentro de estos estudios se puede citar a los más importantes como el realizado en 1999 en el cual se encomendó al Instituto de Ingeniería de la UNAM, un análisis integral para mejorar el funcionamiento hidráulico del Río de la Compañía; en el año 2000 la empresa HIME, con apoyo del Instituto de Ingeniería, elaboró las alternativas de control del cauce; a partir de su análisis se determinó como mejor opción la construcción de siete presas reguladoras que en conjunto con la laguna de regulación La Gasera permitirían disminuir los efectos de las crecientes, otra obra importante resultado del estudio anterior y que contribuirá a la protección de los habitantes de la zona es el Túnel del Río de la Compañía mismo que funcionará como un sistema de drenaje profundo en la zona oriente del Valle de México y ayudará a reducir los riesgos de sobrepasar la capacidad del canal a cielo abierto y sus consecuentes desbordamientos.

En el año 2009 el Instituto de Ingeniería realizó un estudio de revisión de funcionamiento hidráulico y capacidad de regulación de los siete almacenamientos, conjuntamente con la Laguna la Gasera.

En ese mismo estudio se llevo a cabo la revisión de las tormentas de diseño de las cuencas de los Río San Francisco y Santo Domingo incluyendo datos climatológicos de los últimos años actualizando así el estudio hidrológico.

La revisión del estudio realizado en el año 2000 permitió la obtención de gastos máximos y volúmenes de avenidas para diferentes periodos de retorno en los ríos San Francisco y Santo Domingo aplicando un modelo lluvia escurrimiento, mismo que en la revisión contempló modificaciones de algunos de los parámetros utilizados en el análisis previo; dentro de los cambios importantes se aprecia el incremento en las duraciones de tormentas de 2 a 8 horas, los coeficientes de escurrimiento no urbanos adoptaron valores más cercanos a las propuestas del Manual de Hidráulica Urbana, tomando en cuenta el comportamiento geológico de la zona. De esta manera se obtuvieron los nuevos gastos y formas de avenidas para diferentes periodos de retorno, información que sirvió de base para alimentar el tránsito de avenida de varios escenarios referentes al comportamiento hidráulico del conjunto formado por la las siete presas y la laguna de regulación La Gasera.

De acuerdo con el informe de la revisión del estudio del 2000, se analizó el comportamiento hidráulico del sistema bajo distintas condiciones tanto de operación como de construcción de estructuras, dentro de las conclusiones más sobresalientes de este documento destacan:

- El ingreso de una avenida con $Tr=50$ años sin haber construido las presas, ocasionará una descarga al Río de la Compañía de $33.561\text{m}^3/\text{s}$, rebasando las capacidades de regulación de la Gasera.

- Para un $Tr=100$ años y con la construcción de las presas Santo Domingo, Texcahuey, Zoquiapan y Chihuahua II cuyas tomas funcionen totalmente abiertas, el Río de la Compañía recibiría una aportación de $28.572\text{m}^3/\text{s}$.

- En el caso de la construcción de las siete presas funcionando ante una avenida de $Tr=100$ años, el gasto máximo descargado por la Laguna al Río de la Compañía es de $26.364\text{ m}^3/\text{s}$.

El estudio de la construcción del Túnel del Río de la Compañía determinó la posibilidad de elección entre dos opciones: la primera, su construcción hacia el norte del Valle de México conectándose al drenaje profundo actual o a una planta de bombeo en Casa Colorada, la segunda, la construcción del túnel con dirección sur hacia el Estado de Morelos.

La alternativa de construcción del túnel con descarga al norte del Valle de México contemplaba dos etapas, la primera, la construcción de 6.7 km de longitud cuya sección circular de 5m de diámetro que trabajando a tubo lleno tenga una capacidad total de $40\text{m}^3/\text{s}$. El túnel estará alimentado

mediante lumbreras adosadas a las cuales llegaran los escurrimientos recolectados por las plantas de bombeo ubicadas en la periferia del canal a cielo abierto, la segunda etapa consiste en prolongar el túnel 25 km hasta la confluencia del túnel del Río de los Remedios y el Dren General del Valle donde se ubicará la planta de bombeo Casa Colorada.

La segunda alternativa de desagüe en la zona proponía construir el túnel con descarga en dirección al sur del Valle de México, atravesando la sierra Chichinautzin hacia la cuenca alta del río Amacuzac.

La comparación de la longitud total requerida de túnel entre las dos alternativas ponía en desventaja la segunda ya que requería 6 kilómetros adicionales.

De acuerdo con el informe final de este estudio y con base en el análisis de aspectos tanto cuantitativos como cualitativos, se determinaron las ventajas y desventajas de cada una de las alternativas.

La construcción de la obra con desembocadura al Norte del Valle de México mostro que podía ser conectado a las salidas actuales de las aguas residuales pudiendo existir una posible regulación en Casa Colorada o en alguna parte del Lago de Texcoco. La desventaja era el incremento de caudal al sistema de drenaje existente al realizarse la conexión.

La opción de construir el túnel con salida al estado de Morelos habría sido independiente del drenaje actual del Aérea Metropolitana conurbada de la Ciudad de México, pero presentaba el inconveniente de requerir el tratamiento de aguas negras para no contaminar los cauces de Morelos, una regulación previa antes de descargar al túnel y la ampliación de algunos cauces naturales para el gasto pluvial.

La conclusión de este estudio fue la construcción del Túnel del Río de la Compañía con dirección de descarga hacia el Norte, a estas fechas la primera etapa se encuentra prácticamente terminada.

En este mismo estudio se concluye que el Túnel del Río de la Compañía puede ser incorporado al sistema de drenaje del Valle de México solo en caso de contarse con el Túnel Emisor Oriente el cual se encuentra en construcción, en caso contrario se habría requerido de plantas de bombeo de apoyo para regulación.

3.3 Objetivo del presente trabajo

Como parte de la solución al problema de inundación que aqueja la zona sur-oriente del Valle de México y debido a la disminución de capacidad del Río de la Compañía, la Comisión Nacional del Agua determinó la construcción del Túnel del Río de la Compañía, con la finalidad de captar a lo largo de sus casi siete kilómetros de longitud la mayor cantidad de aguas negras y pluviales provenientes de los municipios de Chalco, Valle de Chalco e Ixtapaluca. El caudal será conducido al túnel a través de lumbreras de descarga a las cuales se conectarán cárcamos de bombeo ubicados a lo largo del tramo comprendido entre las lumbreras L1-A y L4.

El objetivo principal de esta tesis es realizar un estudio hidrológico que permita obtener las avenidas de diseño de las captaciones de la primera etapa del Túnel del Río de la Compañía, aplicando la metodología basada en el uso de hidrogramas sintéticos trapeciales cuyas características corresponden al comportamiento hidrológico de las cuencas del Valle de México.

Con base en la información obtenida se realizará el cálculo hidráulico en las estructuras de descarga a las lumbreras para una avenida de diseño con periodo de retorno de 10 años, utilizando el programa Hec-Ras, con la finalidad de proponer sitios de aforo que permitan medir los tirantes asociados a dichas tormentas, para establecer medidas preventivas ante la presencia de condiciones meteorológicas severas.

3.4 Localización y delimitación de la zona de estudio

La zona de estudio se ubica al oriente del valle de México, comprende las cuencas que se desarrollan a lo largo del cauce del Río de la Compañía a partir de la lumbrera L-1 hasta su desembocadura en el Dren General del Valle, atravesando los municipios de Chalco de Díaz Covarrubias, Valle de Chalco e Ixtapaluca estado de México.

Los límites geográficos de la zona se encuentran al norte en la latitud $19^{\circ}21'37.93''$ N y longitud $97^{\circ}57'32.38''$ O, al sur latitud $19^{\circ}14'22.57''$ N y $98^{\circ}51'43.94''$ O.

Físicamente la zona inicia justo en la descarga del Río de la Compañía a la lumbrera L-1, ampliando su extensión en dirección a los campos de cultivo de Chalco hasta la cima del cerro de Cocotitlan, al norte el límite de la zona de estudio está dado por la parte alta del volcán La Caldera, al oriente el parteaguas se desarrolla a partir de los puntos más altos del Cerro del Pino, finalmente los límites al poniente están marcados por la margen izquierda del canal Miraflores.

El sitio de estudio está dividido en varias cuencas cuyos escurrimientos alimentan las captaciones del túnel del Río de la Compañía, dichas cuencas son las responsables de la captación del flujo que es conducido por medio de colectores hasta las plantas de bombeo existentes para después continuar hasta la lumbrera de descarga correspondiente.

A lo largo del canal de la compañía en el tramo correspondiente al presente trabajo se prevé la construcción de 4 lumbreras principales y una adicional para el cruce del río de la compañía. Las cuencas en estudio toman el nombre de la planta de bombeo a la cual está conectado el colector principal de cada una de ellas; para fines de determinación de las avenidas de diseño de las aportaciones al río de la compañía se han delimitado las siguientes cuencas: Planta de bombeo No.12, Planta de bombeo División del Norte, Planta de bombeo Ayotla Oriente, Cárcamo Guadalupe Victoria, Cárcamo el Xico, Planta de bombeo Darío Martínez, Planta de bombeo San Juan Tlapizahuac y Planta de bombeo No.1 Canal General. En la figura 3.1 se muestra la ubicación general de la zona y la delimitación de cada una de las cuencas.

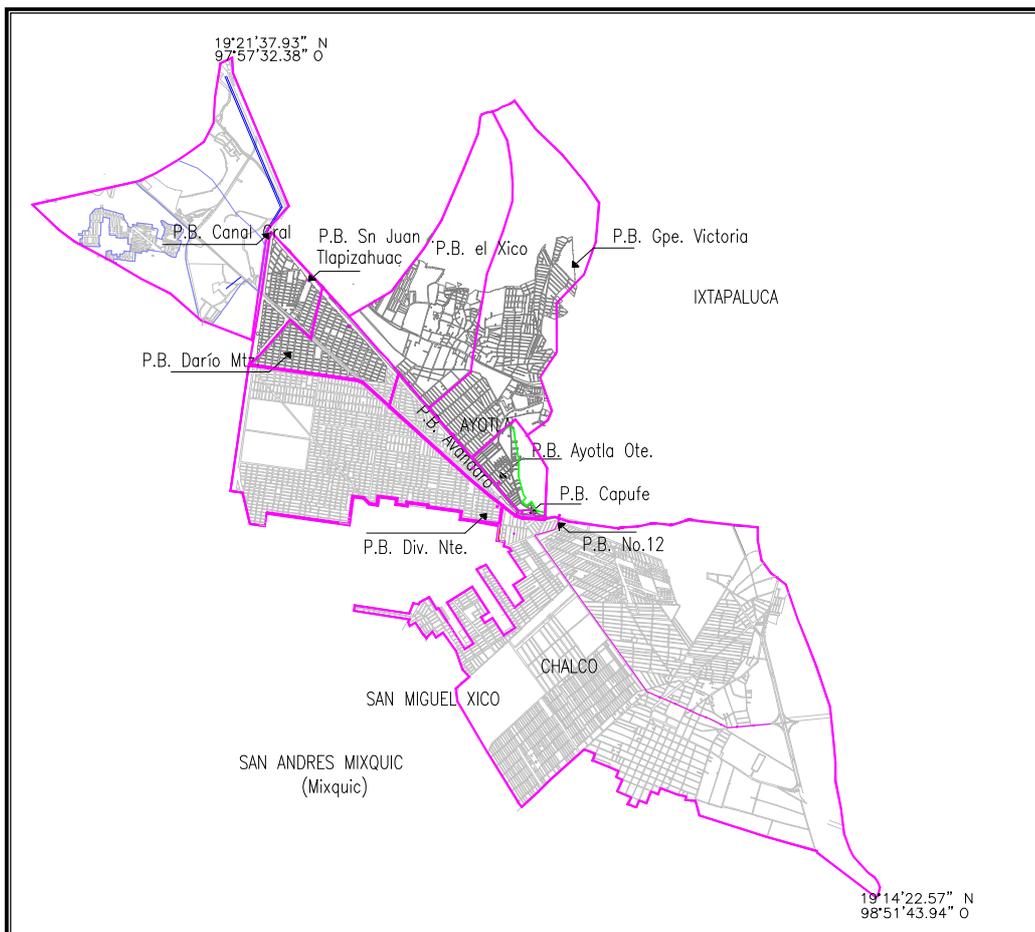


Fig. 3.1 Delimitación de la zona de estudio

3.4.1 Planta de bombeo No.12

La cuenca de la planta de bombeo No 12 se encuentra localizada en el municipio de Valle de Chalco, en la parte oriente el parteaguas de se desarrolla paralelamente a la carretera federal 115, partiendo del rio de la compañía hasta la llegada al cerro de Cocotitlan, al norte el límite corre paralelamente al canal del río de la Compañía en su trayecto de oriente a poniente hasta el punto donde el canal cambia de rumbo hacia el noroeste, a partir de este punto el parteaguas se extiende de manera irregular hasta los campos de cultivo ubicados a la llegada al cerro del Xico.

Geográficamente la cuenca está delimitada entre las siguientes coordenadas: al norte se tiene una latitud de $19^{\circ}17'26.17''$ N con una longitud de $98^{\circ}55'07.78''$ O, al suroriente el punto más alejado se encuentra en la latitud $19^{\circ}14'22.57''$ N y longitud $98^{\circ}51'43.94''$ O, al nororiente justo aguas abajo de la laguna de la gasera el punto que limita la cuenca se ubica en $19^{\circ}17'16.61''$ N y $98^{\circ}52'55.62''$ O, finalmente el vértice más representativo al poniente se encuentra en $19^{\circ}14'53.20''$ N y $98^{\circ}55'03.36''$ O, (Fig. 3.2).

La cuenca tiene una forma irregular cuyo ancho disminuye gradualmente de norte a sur, el área total de la cuenca es de 21.79km^2 .

La planta de bombeo No. 12 se encuentra ubicada en Prolongación Adolfo López Mateos y Sor Juana Inés de La Cruz, en el Municipio del Valle de Chalco; recibe las aportaciones de Chalco y Valle de Chalco por medio de tres colectores de 2.44, 1.52 y 0.91m, finalmente dichos escurrimientos serán derivados a la lumbrera L-1 la cual recibirá también las aportaciones directas del rio de la compañía.

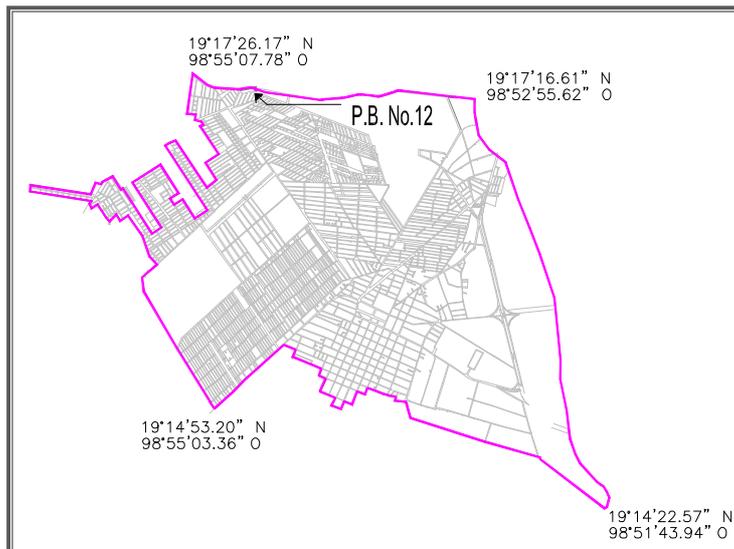


Fig. 3.2 Delimitación de la cuenca Planta de bombeo No. 12

3.4.2 Planta de bombeo División del Norte

La cuenca de la planta de bombeo División del Norte se localiza en el municipio de Valle de Chalco, su parteaguas corre paralelamente a la carretera México-Puebla hasta la calle José Guadalupe Posadas siguiendo el recorrido de la misma hasta su intersección con el canal Miraflores, a partir de este punto cambia de dirección y continua su recorrido hacia el suroeste paralelamente al canal Miraflores hasta llegar a la avenida Vicente Lombardo Toledano, extendiéndose entonces hacia el oriente con una trayectoria irregular a través de la colonia San Isidro finalizando en la calle División del Norte.

Geográficamente la cuenca se ubica entre las latitudes $19^{\circ}18'32.66''\text{N}$ y $19^{\circ}17'19.04''\text{N}$ cuyas respectivas longitudes son $98^{\circ}56'35.17''\text{O}$ y $98^{\circ}57'36.42''\text{O}$ (Fig. 3.3). La superficie total de la cuenca es 6.19km^2 .

La planta de bombeo encargada de recibir los escurrimientos de dicha zona recibe aportaciones de la colonia San Isidro a través de tres colectores: El Colector Solidaridad de 2.44 m de diámetro, el colector Adolfo López Mateos de 0.91 m de diámetro y el P.B. No. 16 de 1.52 m de diámetro, los cuales confluyen justo enfrente de la calle Sor Juan Inés de la Cruz. Esta planta trabaja solamente como alivio durante las tormentas. También recibe gasto de las rejillas pluviales de la autopista, se encuentra localizada en Av. Adolfo López Mateos y Sor Juana Inés de La Cruz en la colonia el Triunfo, en el municipio de Valle de Chalco, Estado de México, su descarga se hará hacia la lumbrera L1-A.

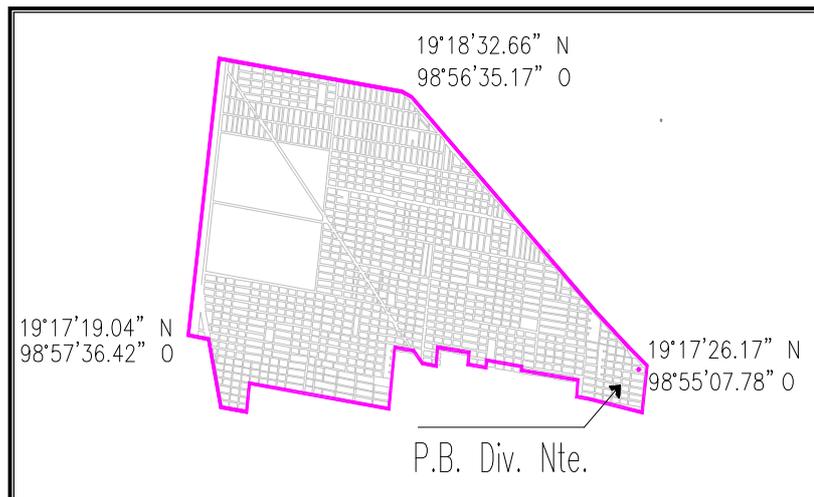


Fig. 3.3 Delimitación de la cuenca Planta de bombeo División del Norte

3.4.3 Planta de bombeo CAPUFE

La cuenca de la planta de bombeo CAPUFE está delimitada al norte por las coordenadas 19°17'49.78"N y 98°54'44.55"O, al sur se extiende hasta 19°17'17.22"N y 98°54'45.27"O, mientras que al poniente el punto más alejado se encuentra en 19°17'34.20"N y 98°55'08.86"O. Se encuentra ubicada en el municipio de Ixtapaluca, estado de México. La cuenca tiene una forma muy irregular y una extensión de 0.02629km².

La planta de bombeo CAPUFE se localiza en el km 28 de la autopista México-Puebla en la colonia Avándaro, Municipio de Valle de Chalco, en las coordenadas 19°17'27.11"N y 98°55'7.64"O. Recibe únicamente las aportaciones pluviales de la autopista nororiente mediante escurrimiento superficial y por medio de un colector de 61 cm los escurrimientos del suroeste, dichos gastos serán conducidos mediante un colector hasta la lumbrera L1-A.

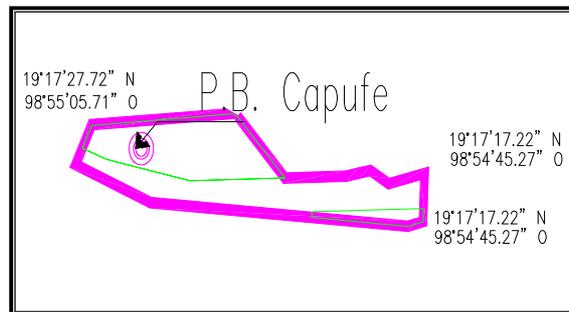


Fig. 3.4 Delimitación de la cuenca Planta de bombeo CAPUFE

3.4.4 Planta de bombeo Ayotla Oriente

La cuenca de la planta de bombeo Ayotla Oriente se encuentra en el municipio de Ixtapaluca, el parteaguas al oriente se extiende por las partes más altas del cerro del elefante desde el cruce con la autopista México-Puebla al sur de la cuenca hasta la calle Gardenia que marca su límite al norte; al poniente su parteaguas corre paralelo al río de la compañía.

Geográficamente esta cuenca se encuentra ubicada entre las siguientes coordenadas: al norte 19°18'17.95"N y 98°55'14.59"O, al sur 19°17'17.22"N y 98°54'45.27"O, en la parte alta del cerro del elefante el límite geográfico es 19°17'49.78"N y 98°54'44.55"O mientras que al poniente el punto

más alejado de la cuenca se encuentra en $19^{\circ}17'59.79''\text{N}$ y $98^{\circ}55'38.84''\text{O}$. La cuenca tiene una forma ligeramente trapezoidal cuya superficie total es de $.9490\text{km}^2$.

La Planta de Bombeo Ayotla Oriente recibe aportaciones únicamente de la colonia el Molino a través de un colector de 91cm de diámetro, dicha planta se encuentra ubicada en las calles de Floresitas y Flores de la colonia antes mencionada. Se prevé que los gastos enviados a esta planta de bombeo sean conducidos hasta la lumbrera L-1A por medio de un colector de 183 cm de diámetro.

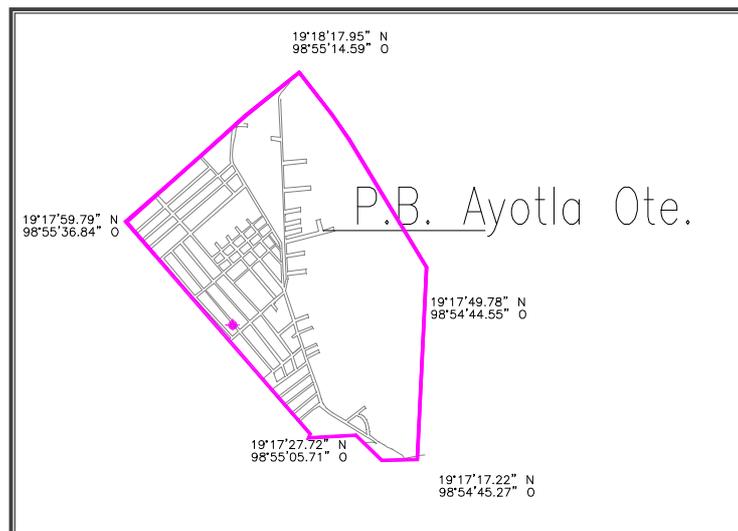


Fig. 3.5 Delimitación de la cuenca Planta de bombeo Ayotla Oriente.

3.4.5 Planta de bombeo Avándaro

La cuenca de la planta de bombeo Avándaro se ubica en el municipio de Valle de Chalco, su parteaguas corre paralelamente al canal de la Compañía, iniciando a la altura del kilometro 28.35 de la carretera México-Puebla, continuando hacia el noroeste hasta llegar a la calle Pirules.

Geográficamente su localización está definida por las siguientes coordenadas: al norte $19^{\circ}18'36.55''\text{N}$ y $98^{\circ}56'10.92''\text{O}$, al sur el punto más alejado de la cuenca se localiza en $19^{\circ}17'27.25''\text{N}$ y $98^{\circ}55'07.13''\text{O}$; finalmente al poniente en $19^{\circ}18'19.30''\text{N}$ y $98^{\circ}56'16.38''$.

La cuenca tiene una forma ligeramente triangular, ampliándose de oriente a poniente, cubre una extensión total de $.77\text{km}^2$.

La planta de bombeo que le da nombre a esta cuenca se ubica entre las calles Norte 23 y Oriente 17, en la latitud $19^{\circ}17'36.05''\text{N}$ y longitud $98^{\circ}55'17.02''\text{O}$. Tanto la planta de bombeo como la

lumbreira L1-A se encuentran en la margen izquierda del río de la compañía, por lo que la planta de bombeo descargará a la lumbreira antes mencionada mediante un colector de 152cm.

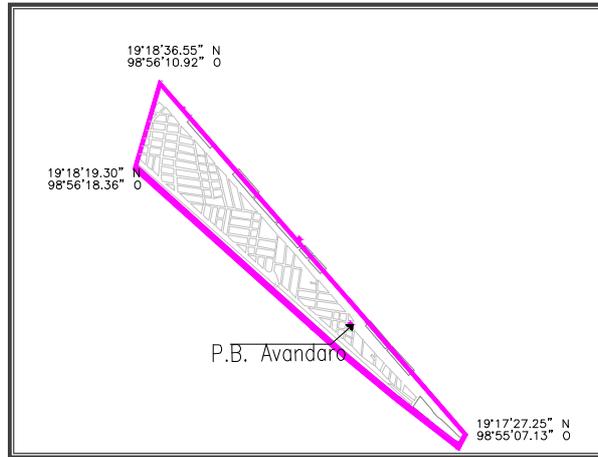


Fig. 3.6 Delimitación de la cuenca Planta de bombeo Avandaro

3.4.6 Planta de bombeo Guadalupe Victoria

El parteaguas de esta cuenca se extiende a partir de la parte alta del cerro del Pino cuya elevación es 2709 m.s.n.m. desde este punto la línea imaginaria continua por la margen derecha atravesando la zona llamada el contadero hasta las faldas del cerro del Elefante y por la marguen izquierda hasta la calle de Ejidal, al oriente el parteaguas sigue paralelamente al canal del Río de la compañía.

Las coordenadas que limitan la cuenca son: al norte $19^{\circ}20'51.75''N$ y $95^{\circ}55'08.92''$ y al sur $19^{\circ}17'59.79''N$ y $98^{\circ}55'36.84''O$.

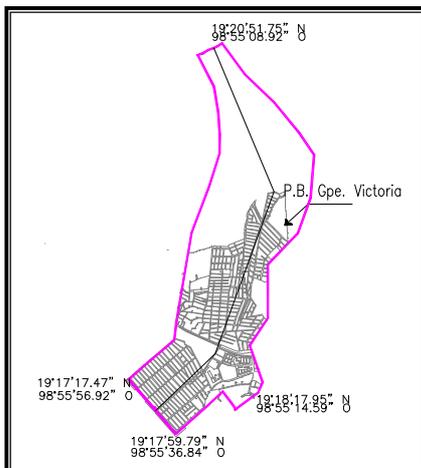


Fig. 3.7 Delimitación de la cuenca Planta de bombeo Gpe. Victoria

Físicamente la cuenca tiene una forma alargada. Su extensión total cubre 6.08km² del cerro del pino.

La planta de bombeo que captará los escurrimientos provenientes de dicha cuenca se encuentra localizada entre las calles Delfos y Guadalupe Victoria, en la margen izquierda del canal de la compañía, su descarga se realizara a la lumbreira L-2 mediante un conducto de 244 cm de diámetro.

3.4.7 Planta de bombeo el Xico

La cuenca cuyos escurrimientos serán captados por la planta de bombeo El Xico desarrolla su parteaguas a partir de una altura de 2691 m.s.n.m. en el cerro del Pino, por la margen derecha comparte su parteaguas con la cuenca de Guadalupe Victoria, desarrollándose por los puntos más altos en dirección hacia el suroeste hasta llegar a la calle Ejidal; por la margen izquierda a partir del punto más alto de la cuenca el parteaguas corre hasta la prolongación de la calle Roble en el cruce con el río de la Compañía, la parte poniente de la cuenca está delimitada por la margen derecha del mismo canal. Las coordenadas que limitan geográficamente a la cuenca se encuentran al norte en $19^{\circ}20'48.08''\text{N}$ y $98^{\circ}55'23.05''\text{O}$, al sur $19^{\circ}17'17.47''\text{N}$ y $98^{\circ}55'56.92''\text{O}$.

La cuenca tiene una forma irregular ligeramente triangular, su desarrollo se da de norte a poniente y la máxima concentración de urbanización se encuentra en la parte baja del cerro del pino ya que las pendientes del mismo dificultan los asentamientos en las partes altas, la cuenca cuenta con una superficie total de 4.59km^2 .

La planta de bombeo el Xico la cual da el nombre a la cuenca en estudio, es la responsable de captar los escurrimientos provenientes de esta zona y se encuentra ubicada entre la calle el Xico y Zaragoza. Los escurrimientos captados por dicha planta serán conducidos por medio de un colector de 213cm de diámetro y 643.77m de longitud hasta la caja de descarga libre a la lumbrera L-2, la cual recibe por el lado contrario las aportaciones de la planta de bombeo Guadalupe Victoria.

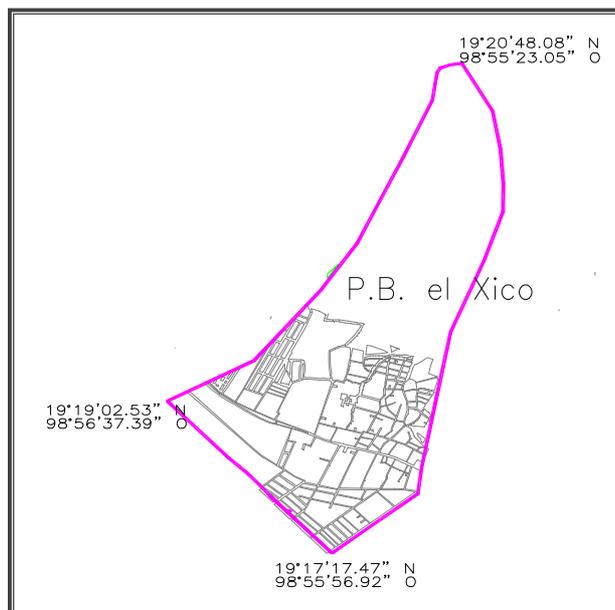


Fig. 3.8 Delimitación de la cuenca Planta de bombeo El Xico

3.4.8 Planta de bombeo Darío Martínez

Los límites del área que comprende la cuenca de la P.B. Darío Martínez están definidos al oriente por la margen izquierda del río de la Compañía, desde la calle de Pirules hasta Francisco Javier Mina en su cruce con la carretera México Puebla, continuando en la misma dirección hasta la calle Recursos Hidráulicos, la calle Norte 36 representa el límite sur de la cuenca. Las coordenadas geográficas que limitan el desarrollo de la cuenca son: al norte $19^{\circ}19'18.54''\text{N}$ y $98^{\circ}56'52.56''\text{O}$, al sur $19^{\circ}18'19.30''\text{N}$ y $98^{\circ}56'18.36''\text{O}$, al oriente $19^{\circ}18'36.55''\text{N}$ y $98^{\circ}56'10.92''\text{O}$, finalmente el punto más alejado al poniente se encuentra en latitud $19^{\circ}18'38.35''\text{N}$ y longitud $98^{\circ}57'24.12''$ (Fig 3.9).

La cuenca tiene una forma irregular cuya extensión total es de 1.60km^2 .

La planta de bombeo Darío Martínez se localiza en la calle Agustín Melgar, Segunda sección del Xico, Edo. De México, geográficamente en la latitud $19^{\circ}18'59.14''\text{N}$ y longitud $98^{\circ}56'33.87''\text{O}$. Esta planta será la responsable del caudal proveniente de esta zona, la conducción del flujo se realizará mediante un colector de 244cm hasta su desembocadura en la lumbrera L-3, este colector será compartido por las descargas de la planta San Juan Tlapizahuac y Darío Martínez a partir de la caja de deflexión CDF5 hasta la llegada a la lumbrera de descarga.

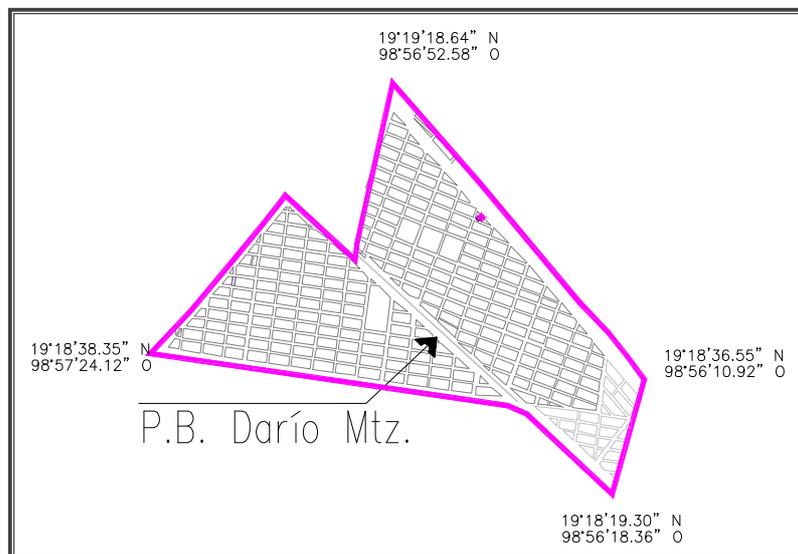


Fig. 3.9 Delimitación de la cuenca Planta de bombeo Darío Martínez

3.4.9 Planta de bombeo San Juan Tlapizahuac

La cuenca de San Juan Tlapizahuac se ubica en la 2ª sección del Xico, está delimitada por el canal de la compañía antes de su llegada a la lumbrera No.4, al sur el parteaguas se desarrolla siguiendo la trayectoria de las calles Francisco Javier Mina y Recursos Hidráulicos, el poniente el límite se encuentra marcado por la margen derecha del canal Miraflores. En general esta zona se desarrolla entre las siguientes coordenadas: al norte $19^{\circ}19'44.61''\text{N}$ y $98^{\circ}57'13.67''\text{O}$, al sur en $19^{\circ}18'38.35''\text{N}$ y $98^{\circ}57'24.12''\text{O}$, el punto más alejado al oriente se encuentra en latitud $19^{\circ}19'18.64''\text{N}$ y $98^{\circ}56'52.58''\text{O}$ (Fig. 3.10).

La cuenca tiene una forma irregular, abarca una superficie total de 1.07km^2 , la mayor parte de la cuenca se encuentra completamente urbanizada.

La planta de bombeo que captará los escurrimientos de dicha zona tiene su ubicación en la calle Mariano Matamoros, segunda sección Xico, Edo de México, sus coordenadas geográficas son: $19^{\circ}19'24.07''\text{N}$ y $98^{\circ}56'59.84''\text{O}$. Dicha planta enviará los escurrimientos captados a través de un colector de 152cm de diámetro hasta llegar a la caja de deflexión CDF5, a partir de la cual el colector conducirá los gastos conjuntos de esta planta y la P.B. Darío Martínez.

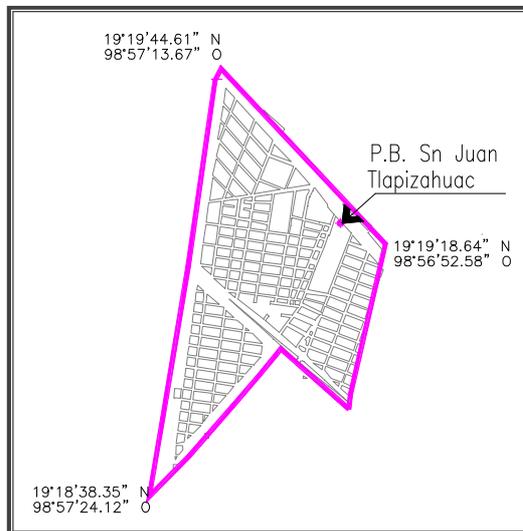


Fig. 3.10 Delimitación de la cuenca San Juan Tlapizahuac

3.4.10 Planta de bombeo No. 1 Canal General

La cuenca de la planta de bombeo No.1 es una cuenca irregular cuyo parteaguas al sur y oriente está definido por el canal de Miraflores y la continuación del río de la compañía respectivamente, la superficie que cubre dicha cuenca se extiende hasta el volcán La Caldera, abarcando al poniente la colonias Emiliano Zapata y parte de la colonia San Gregorio en el municipio de Iztapalapa, al sur de la cuenca se localiza la colonia ampliación Santa Catarina perteneciente ya al Distrito Federal.

Las coordenadas geográficas que marcan los vértices de la cuenca son: al norte $19^{\circ}21'37.93''\text{N}$ y $98^{\circ}57'32.38''\text{O}$, al sur $19^{\circ}18'49.19''\text{N}$ y $98^{\circ}57'23.83''\text{O}$, al oriente $19^{\circ}19'59.73''\text{N}$ y $98^{\circ}57'08.85''\text{O}$, finalmente al poniente $19^{\circ}20'00.31''\text{N}$ y $98^{\circ}59'31.92''\text{O}$. La superficie total abarcada por esta la cuenca es de 6.63km^2 . La planta de bombeo Canal General se ubica en la calle de Santos esquina con canal del Miraflores

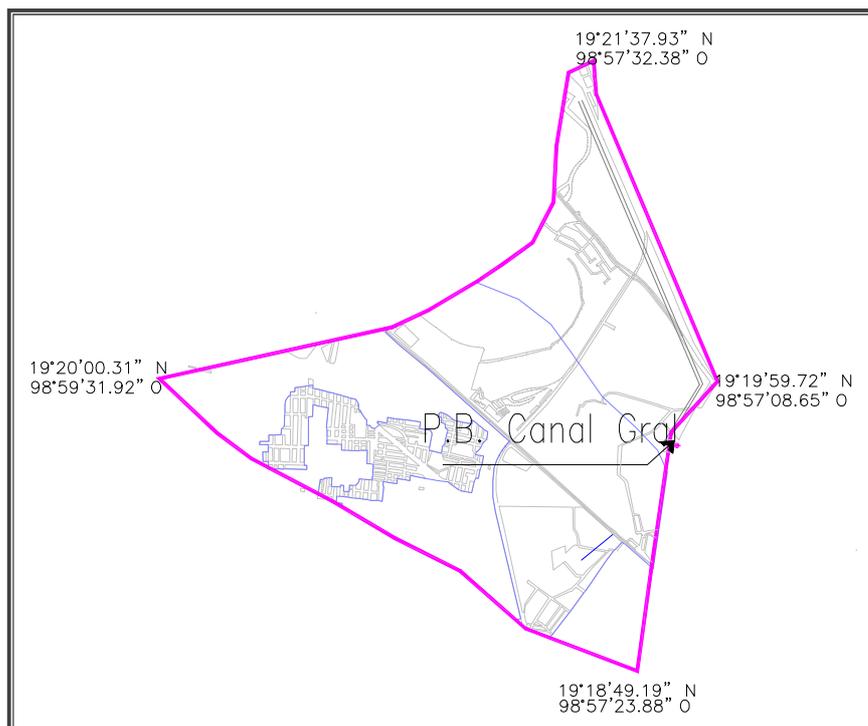


Fig. 3.11 Delimitación de la cuenca Planta de bombeo No.1 Canal General

3.5 Características generales de la zona de estudio

3.5.1 Topografía

Caracterizada por rocas volcánicas acumuladas en innumerables episodios ocurridos a mediados del terciario, la zona pertenece a la Sierra volcánica con estrato-volcanes aislados, dentro de la provincia de lagos y volcanes de Anáhuac, misma que se ubica en la faja llamada Eje Neovolcánico (INEGI, 2001).

En lo que respecta a la topografía delimitada por las cuencas en estudio, como se puede apreciar en la *Fig. 3.12*, la elevación más alta de la cuenca se ubica al noreste de la zona y pertenece al llamado Cerro del pino cuya cumbre alcanza los 2601 m.s.n.m., afectadas por las máximas pendientes del área objeto de este estudio se encuentran distribuidas en las faldas de dicho cerro las cuencas Guadalupe Victoria y el Xico.

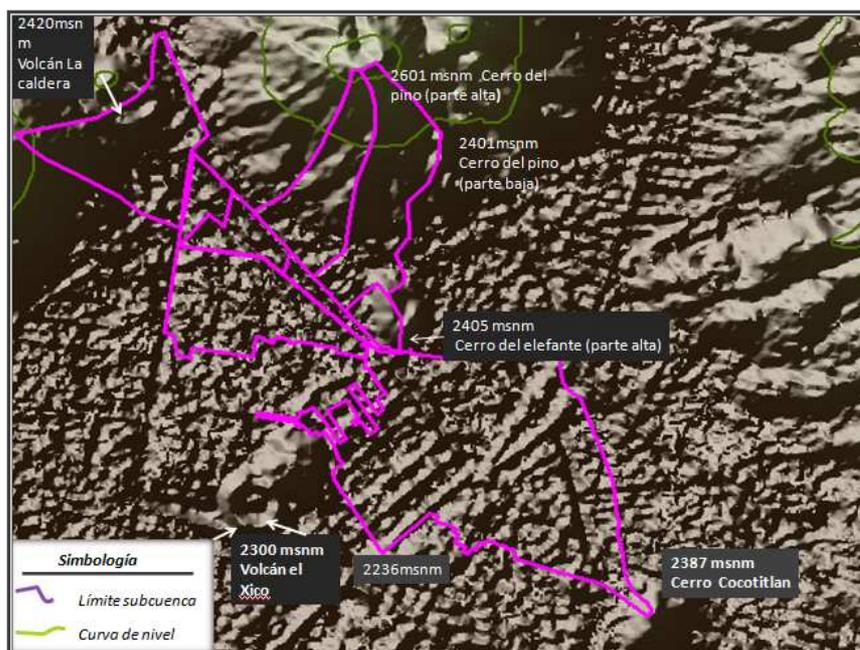


Fig. 3.12 Topografía de las cuencas en estudio

Al noroeste de la zona se encuentra ubicado el Volcán “La Caldera” cuya máxima elevación al borde del mismo es de 2420 m.s.n.m. en tanto que el fondo del cráter tiene una altitud de 2270 m.s.n.m., la parte sur de dicho volcán y la planicie que lo rodea al pie del mismo cubre el área de la cuenca Planta de bombeo No. 1.

Al centro de la zona y continuando en orden descendente de altitud podemos apreciar como accidente orográfico no menos importante: el cerro del elefante, cuya máxima altitud se encuentra a 2405 m.s.n.m., dicha formación topográfica abarca en su totalidad las cuencas de Ayotla Oriente y CAPUFE.

La parte alta del cerro de Cocotitlan es al sur, el límite de la zona en estudio, su altura máxima 2387 m.s.n.m. es uno de los vértices del parteaguas de la subcuenca Planta de bombeo No.12.

Como ya se menciono, el área de estudio está compuesta por elevaciones montañosas y volcánicas aisladas, sin embargo, al occidente de la zona se puede apreciar que existe también un área muy plana, misma que se extiende a partir de las faldas del cerro Cocotitlan y del elefante hasta los campos de cultivo que se encuentran a la llegada al cerro del Xico, hacia el norte la planicie abarca el área comprendida entre los límites con el canal de Miraflores y el inicio del cerro del pino, la zona plana abarca las cuencas: Planta de bombeo No. 12, División del Norte, Avandaro, Cárcamo Darío Martínez y San Juan Tlapizahuac, conservando una altitud entre 2236 y 2240 m.s.n.m.

3.5.2 Tipo y uso de suelo

La provincia de Eje Neovolcánico que cubre en su mayoría la superficie en estudio, está compuesta geológicamente por rocas volcánicas cenozoicas que datan del Terciario y del Cuaternario, sin embargo se observa una importante presencia de depósitos lacustres y aluviales que rellenan antiguos lagos existentes en la región y que son características del periodo cuaternario, gran parte de la distribución geológica que encontramos en la zona se debe a la conformación de la sierra Chichinautzin, lo que significo el inicio de depósito de sedimentos fluvio-lacustres junto a materiales arrojados por intensa actividad volcánica (INEGI, 2001).

La presencia de vulcanitas básicas e intermedias del tipo fenobasalto, las cuales son características de la sierra Chichinautzin se ubican también en la parte norte de del área en estudio, abarcando más del 50% de la superficie total de la cuenca de la planta de bombeo No.1, la totalidad del cerro del elefante y la cumbre del cerro del pino.

La zona plana muestra una imperante presencia de depósitos lacustres (Q1) (sedimentos de grano fino) predominantemente arcillas y limos con alto contenido de materia orgánica, el área plana favoreció la formación de dichos suelos ubicados sobre parte de la planicie inundable del antiguo lago de Texcoco. Cabe mencionar que el cauce del Río de la compañía se localiza sobre acillas altamente compresibles que como gran parte del suelo del Valle de México han sufrido hundimientos debido a la sobreexplotación de mantos acuíferos; lo anterior puede explicar en gran

medida las contrapendientes que se observan en su trayecto y el incremento de las mismas a lo largo del tiempo.

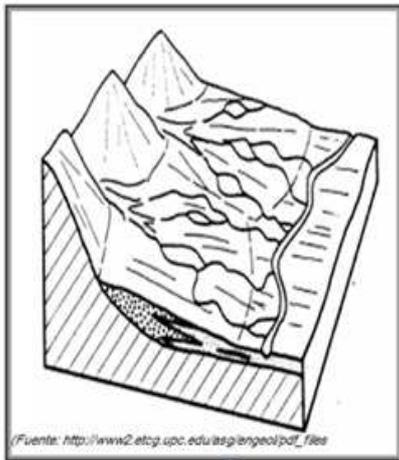


Fig. 3.13 Abanicos aluviales

Como se puede apreciar en la distribución geológica (Fig. 3.14) un porcentaje pequeño de la zona plana está constituida por depósitos aluviales (Qal) que generalmente son transportados y depositados por el agua, característicos de climas templados, valles fluviales y llanuras. Este tipo de suelo abarca las zonas bajas de las cuencas Guadalupe Victoria y el Xico, la consolidación del mismo se debe a la ubicación en la parte baja de los conos de deyección de origen torrencial o también llamados abanicos aluviales que se forman al pie del cerro del pino (Fig. 3.13), el tipo de suelo antes mencionado se encuentra también en las partes bajas de las cuencas Planta de bombeo No. 1 y No.12.

Presencia de vulcanitas intermedias y básicas (Qiv) se puede observar en la parte occidental del cerro del pino, dicha consolidación de suelo cubre la mayor parte de las zonas altas de las cuencas Guadalupe Victoria y el Xico siendo considerada como zona de transición hacia la parte más alta del cerro, la roca volcánica predominante en esta zona es la riolita producto de la violenta salida del magma al exterior de la tierra.

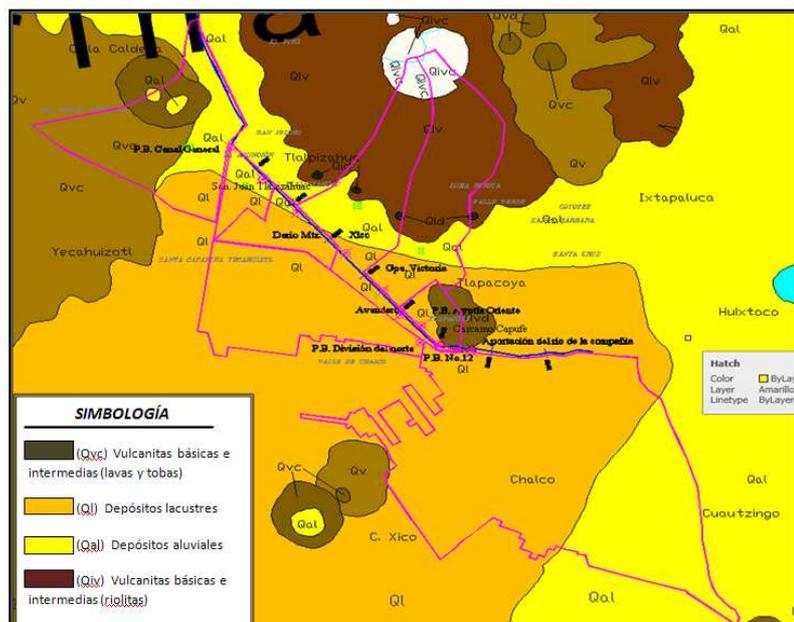


Fig. 3.14 Distribución geológica de la zona en estudio

En cuanto al uso del suelo, comenzando por la planta de bombeo No. 12, el 70% de la superficie total esta urbanizada, la mayor concentración de este fenómeno se da al norte y poniente de la cuenca, el 30% del área está constituida en su gran mayoría por terrenos dedicados a la agricultura y en una menor proporción por áreas verdes y campos destinados al deporte.

La planta de bombeo División del Norte cuenta con un 90% de área urbanizada la cual equivale a 5.5km², el 10% restante está destinado a áreas deportivas y terrenos donde se prevé exista futura urbanización.

El 41.80% de la superficie de la planta de bombeo CAPUFE está cubierta por mancha urbana concentrada principalmente al poniente de la misma, mientras que .01530km² de la superficie pertenece a las zonas aledañas a la autopista México-Puebla y un tramo al margen del canal del río de la compañía.

En lo referente a la planta de bombeo Ayotla Oriente cuya superficie es cercana a 1km², 74.90% de la misma esta urbanizada, el resto pertenece a las inmediaciones y partes altas del cerro del elefante cuyas pendientes pronunciadas dificultan la utilización del suelo ya sea con fines urbanos o agrícolas.

Sobre el 72% de la superficie total de Avandaro, principalmente al norte de la cuenca, se aprecia una mancha urbana muy concentrada, el resto del área está cubierto por campos deportivos y áreas verdes, sin embargo en un futuro se prevé que al sur de la misma se puedan desarrollar asentamientos humanos ya que actualmente se tiene presencia ligera y muy dispersa de ellos en esta zona.

Guadalupe Victoria al igual que el Xico, son cuencas caracterizadas por ser alargadas hacia las partes altas del cerro del pino, gran parte de su área se encuentra en las zonas altas a partir de la zona llamada el Contadero cuyas pendientes dificultan la utilización del suelo con fines agrícolas o urbanos. Guadalupe Victoria cuenta con 4.46 km² de superficie cubiertos totalmente por urbanización lo cual representa un el 73.35% del área total, mientras que en el Xico 3.20km² corresponden a la zona urbanizada y 1.39km² a zonas deportivas y partes altas de la orografía del lugar.

Las cuencas Darío Martínez y San Juan Tlapizahuac tienen un porcentaje de urbanización del 97% y 96% respectivamente, la ubicación de las mismas sobre la zona plana de estudio favorece y explica que sean las áreas con mayor densidad de población de las cuencas en estudio.

El uso de suelo de la cuenca Canal General comprende un 42% del área total (correspondiente a 2.81km²) cubierto por urbanización medianamente concentrada, en tanto que el 58% del la

superficie se encuentra totalmente despoblada, este ultimo porcentaje comprende el volcán la Caldera y los campos que se encuentra al occidente, mismos que en un futuro debido a sus características como planicie y la cercanía con el Distrito Federal pudieran ser ocupados por asentamientos humanos.

4. Estudio hidrológico

Debido a que la precipitación y el escurrimiento varían ampliamente año con año, es antieconómico diseñar un proyecto para proporcionar protección contra la avenida mas desastrosa, o para asegurar un abastecimiento adecuado de agua durante la sequia más severa que pudiera presentarse, el diseño del proyecto debe sustentarse en un riesgo de daño o de abastecimiento insuficiente admisible, producto de un adecuado análisis hidrológico (Escalante y Reyes, 2008).

4.1 Conceptos básicos de hidrología superficial

El objetivo principal de este apartado es plantear los conceptos básicos de hidrología y estadística que serán mencionados a lo largo de la metodología y el cálculo. También se pretende también resaltar la importancia del proceso lluvia escurrimiento y los factores que lo afectan.

4.1.1 Cuenca hidrológica

Así como el ciclo hidrológico es el concepto fundamental de la hidrología, la *cuenca hidrológica* es la unidad básica de estudio la cual está delimitada por el parteaguas, que es una línea imaginaria formada por los puntos de mayor elevación topográfica y la separa de otras cuencas (Escalante y Reyes, 2008).

Dependiendo del tipo de salida de los escurrimientos, existen dos tipos de cuencas (CENAPRED, 2006):

Exorreicas: El punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca y está en otra corriente o en el mar.

Endorreicas: La cuenca no tiene salida, y por lo general es un lago, un ejemplo de este tipo de cuencas es el valle de México.

4.1.2 Precipitación

La *precipitación* es la fuente primaria del agua de la superficie terrestre, y sus mediciones forman el punto de partida de la mayor parte de los estudios concernientes al uso y control del agua (Aparicio, 2009).

Las gotas de lluvia constituyen el estímulo al que la cuenca responde mediante el escurrimiento en su salida. El origen de la precipitación requiere que una parte de la atmósfera se enfríe hasta que el aire se sature con el vapor de agua, originándose la condensación. El enfriamiento de la atmósfera se logra por la elevación del aire. De acuerdo con la condición que provoca dicha elevación la precipitación puede ser por convección, orográfica y ciclónica (Springal, 1970).

4.1.3 Escurrimiento

Durante la precipitación existen diversos factores que atenúan el proceso lluvia-escurrimiento, parte del agua de lluvia al caer es interceptada por casas, edificios y vegetación, este proceso ocasiona que solo un porcentaje de la lluvia escurra y otro se infiltre en el terreno. En general la respuesta de la cuenca ante los diferentes fenómenos depende de las características propias de la misma como son su tipo y uso de suelo, vegetación existente, arreglo de corrientes naturales, longitud de sus cauces y topografía, la interacción de los factores antes mencionados ocasiona la disminución o el aumento del escurrimiento superficial.

Cuando la lluvia es de tal magnitud que sobrepasa la capacidad de infiltración o retención del terreno y la vegetación, el excedente produce un escurrimiento sobre la superficie del terreno, que se mueve por efecto de la gravedad hacia las partes bajas de la cuenca, llenando depresiones hasta adquirir las condiciones que le permitan fluir sobre el terreno hacia los cauces (Domínguez, et. al, 2009).

Aparicio (2009), define *al escurrimiento* como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente, o la que fluye dentro de los cauces de los ríos.

El escurrimiento puede ser superficial, subsuperficial y subterráneo. De acuerdo con el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE), el escurrimiento superficial y subsuperficial rápido constituyen el llamado escurrimiento directo que es el resultado de la lluvia efectiva o en exceso; en lo que respecta al flujo subsuperficial lento y subterráneo generalmente conforman el llamado escurrimiento base, mismo que no depende de una tormenta en particular.

Derivado de la localización y grado de urbanización de la zona en estudio del presente trabajo, es importante enfatizar el comportamiento del escurrimiento producido sobre una zona urbana. Según Domínguez (1982) una vez que se desarrolla el escurrimiento sobre una cuenca urbanizada ocurren varios procesos simultáneos: al producirse el flujo los tirantes y velocidades varían, el escurrimiento en la sección de las cunetas es conducido hacia las coladeras ingresando al sistema de drenaje, una vez superada la capacidad de conducción de los colectores el escurrimiento a superficie libre se convierte en flujo a presión lo que en muchos de los casos es causante de derrames.

La medición del gasto que escurre por una sección determinada durante un periodo de tiempo definido proporciona un hidrograma (Fig. 4.1). Chow en 1959, definió al hidrograma como la expresión integral de las características fisiográficas y climáticas que rigen las relaciones entre la lluvia y el escurrimiento de una cuenca.

Independientemente de la forma que el hidrograma adopte, es posible identificar elementos comunes entre dos hidrogramas que han sido generados por diferente tormenta y fisiografía, de acuerdo con Aparicio, 2006 los principales elementos de un hidrograma son:

(A): Punto de levantamiento. En este punto, el agua proveniente de la tormenta bajo análisis comienza a llegar a la salida de la cuenca y se produce inmediatamente después de iniciada la tormenta, se presenta durante la misma o incluso algún tiempo después que cesó de llover.

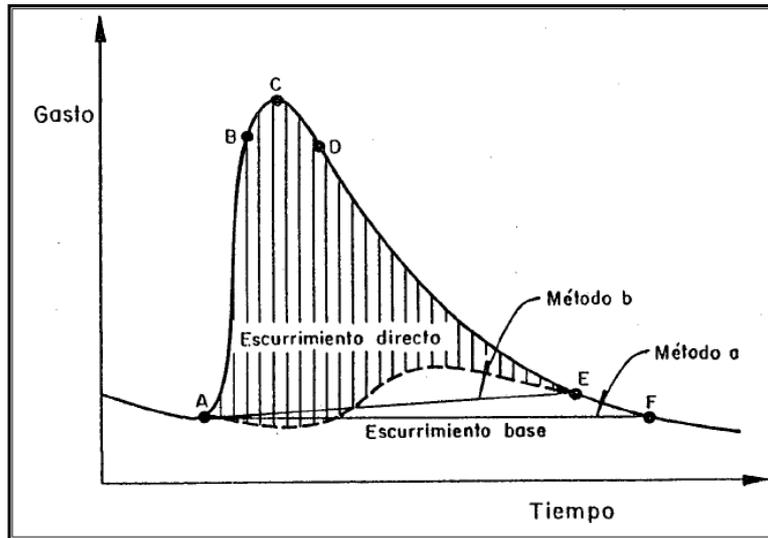


Fig. 4.1 Hidrograma aislado

(C): *Pico*. Es el punto más alto producido por la tormenta. El más importante en un hidrograma para fines de diseño.

(D): Punto de inflexión. Este punto se presenta cuando termina el flujo sobre el terreno, de aquí en adelante el escurrimiento ocurre por canales y subterráneo.

(E): Fin del escurrimiento directo. De este punto en adelante el escurrimiento solo es de origen subterráneo, normalmente se considera como el punto de mayor curvatura de la curva de recesión.

T_p: Tiempo de pico: Es el tiempo que transcurre desde el tiempo de levantamiento hasta el pico del hidrograma.

T_b: Tiempo base: Tiempo que dura el escurrimiento directo desde el punto base hasta el final del escurrimiento directo. El tiempo base puede abarcar desde unos minutos hasta varias horas.

El objetivo principal del estudio de un hidrograma es determinar los gastos que corresponden a escurrimiento directo y al escurrimiento base. Estrictamente esta separación depende del comportamiento del escurrimiento subterráneo, el cual es prácticamente imposible de conocer, lo anterior ha dado lugar a que existan diferentes métodos de separación, todos ellos aproximados, cuya selección depende de consideraciones subjetivas y de la experiencia de quien realiza el análisis (Domínguez, et. al. 2009), a continuación se presentan dos metodologías para la obtención del escurrimiento directo.

Método 1: Se dibuja una recta horizontal que parte del punto de inflexión que muestra el escurrimiento directo (punto A de la fig. 4.1) hasta que corte la curva de recesión del hidrograma (punto F de la fig. 4.1, Fuentes y Franco, 1999).

Método 2: Se dibuja una línea horizontal a partir del inicio del escurrimiento directo (punto A de la fig. 4.2) hasta la proyección que corresponde al gasto máximo y se designa como el punto C'.

Se calcula el tiempo de vaciado del escurrimiento directo como:

$$M = 0.827A^2 \quad (4.1)$$

Donde:

M Tiempo de vaciado del escurrimiento directo, en días.

A Área de la cuenca, en km^2

A partir de C' se toma la distancia horizontal igual a la magnitud obtenida de M y se levanta una línea vertical que corta el hidrograma, este punto será el punto E, finalmente la línea A-C'-E delimita el escurrimiento directo del escurrimiento base.

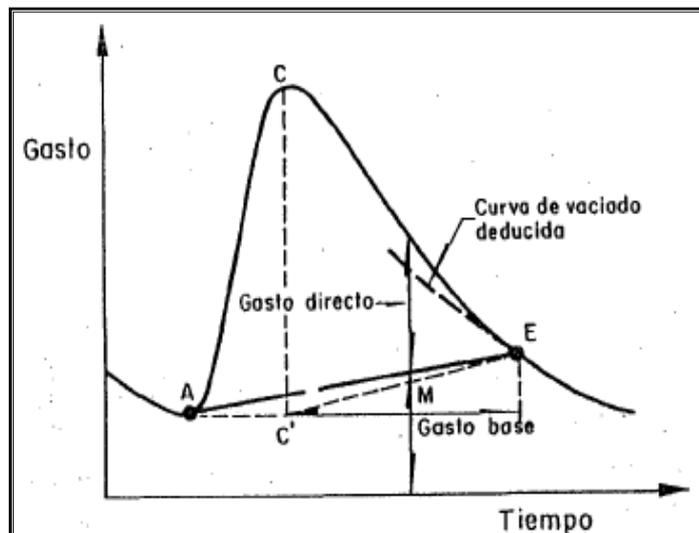


Fig. 4.2 Separación del escurrimiento base y directo, usando la curva de vaciado

El volumen total de escurrimiento se puede obtener como el área bajo la curva del hidrograma, es decir $\int_{t_0}^t Q dt$, el volumen de escurrimiento directo es entonces $\int_{t_0}^t (Q - Q_b) dt$ (Aparicio, 2006).

4.1.4 Pérdidas

La intercepción, retención, evaporación e infiltración, constituyen lo que se conoce como *pérdidas* y representa el diferencial del volumen de agua que llueve en la cuenca y el que escurre por su salida.

El porcentaje de pérdidas más importante es la infiltración ya que puede llegar a representar más del 50% del volumen llovido.

La infiltración se define como el movimiento del agua, a través de la superficie del suelo y hacia adentro del mismo, producido por la acción de las fuerzas gravitacionales y capilares (Aparicio, 2009), en ocasiones su volumen supera al del escurrimiento sobre todo en cuencas cuya urbanización es escasa. La velocidad de infiltración es decreciente con el tiempo debido a la saturación que el suelo va adquiriendo, al inicio del fenómeno se presenta una velocidad muy alta que posteriormente tiende a valores constantes.

La medición de la infiltración puede ser realizada mediante distintos métodos entre los que destacan: *la capacidad de infiltración media, coeficiente de escurrimiento y número de curva*. Los procedimientos antes mencionados no consideran las variaciones en las características de la cuenca, sino que les asigna un valor único.

El *criterio de infiltración media* supone que el suelo tiene una capacidad constante de infiltración durante toda la tormenta, la lluvia con intensidad menor a la capacidad de infiltración se infiltrará por completo, cuando la intensidad supere la capacidad de infiltración se producirá el escurrimiento. La manera de obtener el índice de infiltración (Φ) mediante este método es un procedimiento iterativo: se resume en calcular la altura de lluvia en exceso (volumen de escurrimiento directo entre área de la cuenca), se supone un valor de índice de infiltración constante en el hidrograma y a partir de este se obtiene la lamina de lluvia en exceso, si este valor es igual al obtenido inicialmente, el valor de (Φ) es correcto, de otra manera se repite el cálculo.

El *coeficiente de escurrimiento* es otro método para la determinación de pérdidas, este parámetro considera una relación directamente proporcional entre las pérdidas y la intensidad de la precipitación, su magnitud es el cociente del volumen de escurrimiento directo entre el volumen llovido.

De acuerdo con Domínguez, et. al. (2009), *el criterio del número de curva* relaciona la precipitación total y la efectiva mediante la siguiente ecuación

$$PE = \frac{\left(P - \frac{508}{CN} + 5.08\right)^2}{P + \frac{2032}{CN} - 20.32} \quad (4.2)$$

Donde:

P Precipitación total, en cm

Pe Precipitación efectiva, en cm

CN Número de curva

Si se dispone de varias tormentas y se conocen simultáneamente las precipitaciones totales y efectivas, el número de curva puede obtenerse mediante la siguiente expresión.

$$CN = \frac{2540}{25.4 + 5P + 10Pe - 5\sqrt{Pe*(4Pe + 5P)}} \quad (4.3)$$

4.1.5 Modelos lluvia escurrimiento

La relación que existe entre la precipitación y el escurrimiento dentro de una cuenca es de vital importancia ya que partiendo de un modelo que represente adecuadamente este fenómeno es posible obtener tormentas de diseño que permitan construir obras hidráulicas más confiables.

Dooge, define un sistema como “*cualquier estructura, mecanismo, esquema o procedimiento real o abstracto que correlaciona en un eje de tiempos una entrada, causa, estímulo, energía o información y una salida*”. En hidrología el sistema está constituido por la cuenca de estudio; la entrada es la precipitación y la salida es el gasto que forma el hidrograma (Fig. 4.3).



Fig. 4.3 Proceso lluvia escurrimiento

Debido a que los registros de precipitación son más abundantes que los de escurrimiento, es necesario contar con modelos que permitan determinar los escurrimientos sobre la superficie tomando como punto de partida la información disponible de precipitación. La mayoría de los modelos que permiten la conversión de lluvia a escurrimiento utilizan parámetros como: área de la cuenca, altura total de precipitación, pendiente, forma, tipo de suelo y distribución de la lluvia en el espacio.

La complicación de los métodos que relacionan la lluvia con el escurrimiento aumenta a medida que toman en cuenta más parámetros de los citados anteriormente. En este sentido también aumenta su precisión, pero los datos que se requieren son más y de mejor calidad (Aparicio, 2009). Debido a que no siempre se dispone de la misma cantidad y calidad de la información y que la exigencia en la precisión de resultados no es la misma de un análisis a otro, se han desarrollado diversos modelos para la determinación del escurrimiento con base en los datos geomorfológicos y de precipitación disponible.

Un modelo es la representación simplificada de la realidad que; sin embargo, considera las componentes más relevantes para solución del problema específico que se estudia (Domínguez, 1990).

Los modelos se pueden clasificar en: *modelos a escala físicos, analógicos y matemáticos*. Los modelos más utilizados en hidrología son los matemáticos ya que simulan el caso en estudio mediante ecuaciones que relacionan variables de entrada y salida.

La combinación de componentes físicas y estocásticas son la principal característica de los modelos matemáticos, dependiendo de la componente de la variable en análisis, los modelos matemáticos se dividen a su vez en:

-**Modelos determinísticos:** no consideran aleatoriedad de las variables que intervienen, asignan un valor fijo a cada variable, de esta manera se conoce un valor único de salida por cada valor de entrada.

-**Modelos estocásticos:** Las variables que intervienen en el modelo son aleatorias, generalmente se utilizan para la realización de predicciones.

-**Modelos paramétricos:** Este tipo de modelos integra una componente física y una estocástica por lo que la representación de la realidad es aun mejor. Son los más utilizados en hidrología debido a que en la mayoría de los casos de análisis hidrológico se tienen componentes tanto aleatorias como deterministas. Este tipo de modelos pueden ser de parámetros concentrados o distribuidos.

4.1.5.1 Modelos de parámetros concentrados y parámetros distribuidos

Los modelos de *parámetros concentrados* consideran que las características de la cuenca y la precipitación se mantienen constantes durante el tiempo que dura la tormenta. Al no contemplar la variación espacial en las tormentas, estos modelos resultan ser una caja negra que al estímulo de la lluvia que provoca una respuesta de escurrimiento, supone que la cuenca es un sistema lineal invariante.

Los modelos de parámetros concentrados tratan la cuenca como si fuese una sola entidad, con una única entrada de lluvia (lluvia promedio), donde el caudal de salida se reproduce a partir de una dinámica global del sistema (Martínez, 2010). Ejemplos de este tipo de modelos son el hidrograma unitario (tradicional o instantáneo) y la fórmula racional.

Generalmente el empleo de los hidrogramas unitarios requiere por lo menos la medición de un hidrograma de salida en la cuenca, adicionalmente de los registros de precipitación; sin embargo la presencia de una estación hidrométrica y un pluviógrafo en la zona de estudio no es muy común, por lo que es necesario recurrir a métodos que permitan la obtención de hidrogramas unitarios a partir de las características generales de la cuenca, estos métodos son llamados sintéticos como lo son el Método de Chow, el hidrograma unitario triangular y el hidrograma unitario adimensional.

El presente trabajo está basado en la aplicación de un modelo lluvia escurrimiento de parámetros concentrados que utiliza el *hidrograma sintético trapecial* recomendado por el Manual de Hidráulica Urbana para la zona del Valle de México. La explicación detallada de este modelo se muestra en el punto 4.6 de este capítulo.

Los modelos de parámetros distribuidos son una mejor aproximación a la realidad, contemplan la variabilidad espacial y temporal de las características de la cuenca y la tormenta. Este tipo de modelos divide la cuenca en unidades discretizadas llamadas celdas y a cada una les asigna parámetros uniformes como tipo de suelo y pendiente, que sirven de base para simular los procesos físicos que ocurren en cada elemento como: infiltración y escurrimiento superficial.

Un ejemplo de modelos distribuidos es el MPE (Modelo para Pronóstico de Escurrimiento) del Instituto de Ingeniería de la UNAM, el cual analiza al escurrimiento tomando como modelo base el método propuesto por el USSCS (U.S. Soil Conservation Service) con la modificación que permite considerar el secado del suelo después de que se presenta la lluvia (Domínguez, et. al. 2009).

4.1.6 Periodo de retorno de diseño

El comportamiento aleatorio de las variables climatológicas imposibilita la aplicación de leyes de la mecánica o la física para obtener modelos que permitan la inferencia de eventos a largo plazo. Sin embargo, la aplicación de la estadística basada en principios matemáticos toma en cuenta la variación aleatoria de los fenómenos y permite relacionar la magnitud de los eventos con su frecuencia de ocurrencia.

Dada la característica aleatoria de las variables hidrológicas, las obras de protección, control y almacenamiento se construyen asociadas a periodos de retorno establecidos para cada una de ellas, los cuales toman en cuenta el daño que pueda producir una falla.

Debido a la importancia de determinar la probabilidad el gasto máximo de una avenida exceda una determinada magnitud, este apartado presenta conceptos fundamentales en los que se basa la utilización del concepto de periodo retorno.

4.1.6.1 Función de distribución de probabilidad

La función de distribución asociada a una variable aleatoria u , que puede tomar valores en el campo de los números reales, se define como la probabilidad de que dicha variable tome valores

menores o iguales que un valor fijo x para toda x comprendida entre los reales (Domínguez, et al, 2009).

$$F_u(x) = Prob\{u \leq x\} \quad u, x \in R \quad (4.4)$$

Las propiedades de las funciones de distribución son las siguientes:

$$1. F(\infty) = 1 \quad (4.5)$$

$$2. F(-\infty) = 0 \quad (4.6)$$

$$3. F(x + \Delta x) \geq F(x) \quad \text{Si } \Delta x > 0 \quad (4.7)$$

La probabilidad de que la variable se encuentre entre un intervalo de valores (a, b) se calcula como:

$$Prob(a \leq u \leq b) = F_u(b) - F_u(a) \quad (4.8)$$

La función de distribución adquiere la forma de un histograma de frecuencias acumuladas (Fig. 4.4)

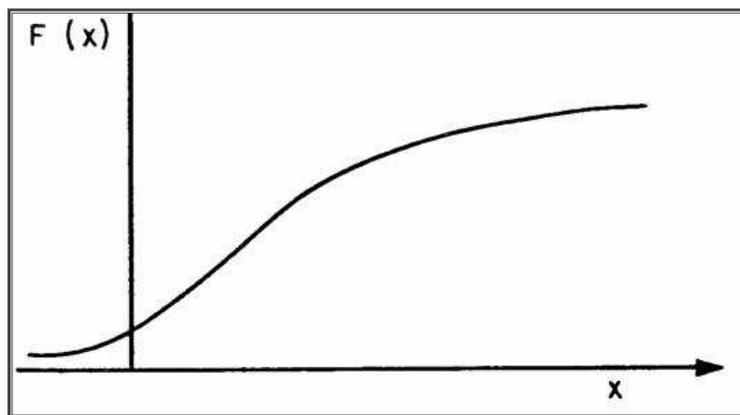


Fig. 4.4 Función de distribución

4.1.6.2 Función de densidad de probabilidad

La función de densidad de probabilidad se define como la derivada parcial de la función de distribución respecto de x .

$$f(x) = \frac{dF(x)}{dx} \quad (4.9)$$

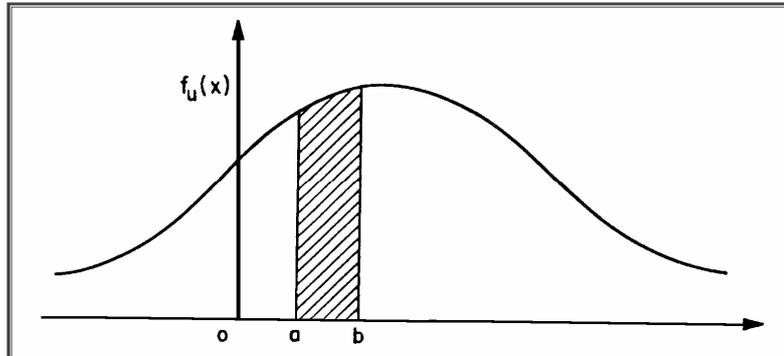


Fig. 4.5 Función de densidad de probabilidad

Dentro de las propiedades más importantes de la función de densidad podemos mencionar:

$$1. \quad f(x) \geq 0 \quad (4.10)$$

$$2. \quad \int_{-\infty}^{\infty} f(x) dx = 1 \quad (4.11)$$

$$3. \quad \text{prob}(a < x = u < b) = \int_{-\infty}^b f_u(x) dx - \int_{-\infty}^a f_u(x) dx = \int_a^b f(x) dx \quad (4.12)$$

4.1.6.1 Periodo de retorno

Cuando se habla de avenidas de diseño es más común referirse al periodo de retorno que a la probabilidad de excedencia, Existen varias ecuaciones para relacionar ambos conceptos, de esta manera la *probabilidad de excedencia* de un evento máximo anual está dada por:

$$p(X \geq x) = \frac{1}{T_r} \quad (4.13)$$

El *periodo de retorno* se define como el número de años que transcurren en promedio para que un evento de magnitud dada X sea *igualado o excedido* por lo menos una vez en lapso (Escalante y Reyes, 2008).

$$Tr = \frac{1}{p(X \geq x)} = \frac{1}{1-p(X \leq x)} = \frac{1}{1-F(x)} \quad (4.14)$$

Cuando se cuenta con una serie de valores medidos $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$, es posible determinar el periodo de retorno de estos datos a partir de la aplicación de la formula de Weibull cuyo procedimiento se describe a continuación:

-Se ordenan los valores en orden descendente de magnitud y se les asigna un numero de orden "m", m=1 corresponde al máximo valor.

-Se aplica la formula de Weibull

$$Tr = \frac{n+1}{m} \quad (4.15)$$

Donde:

n *número de años de registro*

Tr *Periodo de retorno estimado para el valor x que ocupa el lugar m en la secuencia ordenada*

Los eventos hidrológicos tienen como característica que la magnitud esta inversamente relacionada con su frecuencia de ocurrencia, es decir: los eventos cuyas magnitudes son más severas se presentan con menor frecuencia que aquellos cuyas magnitudes no rebasan las normales climatológicas.

La elección del periodo de retorno de diseño, en un sistema de alcantarillado pluvial, influye en el nivel de protección contra inundaciones y por consiguiente en la capacidad del sistema y el riesgo o probabilidad de falla de la obra (MAPAS, 2003).

Los diseños de obras de protección contra inundaciones no pueden garantizar un cien por ciento de la seguridad ya que no resultaría económicamente factible. Los costos de una obra se incrementan conforme aumenta el nivel de seguridad, sin embargo a partir de cierto punto existe un crecimiento en el costo que no contribuye a una mayor protección.

La determinación del periodo económico o también llamado periodo de diseño depende de factores como: costo de la obra, los daños e inconvenientes al presentarse una falla y el riesgo de pérdidas de vidas humanas.

El nivel de protección se acostumbra expresar en función del periodo de retorno del evento de diseño.

El diseño de las obras hidráulicas en particular el de drenaje urbano, se basa en periodos de retorno que garanticen un buen funcionamiento de las mismas, lo cual no evita totalmente la presencia de encharcamientos e inundaciones que provoquen ligeros daños y molestias a la población durante la presencia de lluvias extraordinarias.

La comisión Nacional de Agua a través del Manual de Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado "MAPAS" recomienda para el caso de drenaje urbano (considerado como estructuras menores), adoptar periodos de retorno de 2 a 10 años (*Tabla 4.1*), ya que de esta manera la obra no es muy costosa y se garantiza un nivel de protección adecuado. Para el caso de la determinación de avenidas de diseño de las aportaciones al Túnel del Río de la compañía se consideró un $T_r=10$ años.

TIPO DE ESTRUCTURA	T(años)
Alcantarillas en caminos secundarios, drenaje de lluvia o contracunetas	5 a 10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde pueden tolerarse encharcamientos causados por lluvias de corta duración	1 a 2

Tabla 4.1 Periodos de retorno para diseño de estructuras menores

4.2 Características fisiográficas empleadas en el modelo lluvia escurrimiento

La mayor parte de los modelos lluvia escurrimiento requieren que la región sea de alguna manera cuantificable, es decir que se conozcan las características fisiográficas de las mismas. Hoy en día la obtención de dichas características se facilita gracias a la aplicación de los Sistemas de Información Geográfica (SIG). A continuación se describen algunas de las características fisiográficas requeridas para la aplicación del modelo lluvia escurrimiento que se presenta en este trabajo.

4.2.1 Área de la cuenca

El área drenada de una cuenca es la superficie medida en km² y delimitada en proyección horizontal por el parteaguas, y tiene como punto de salida una estación de aforo o un sitio de interés (Escalante y Reyes, 2008).

La zona de estudio (Aportaciones del Túnel del Río de la compañía) comprende una superficie total de 49.696 km², para su estudio esta superficie ha sido dividida en diez subcuencas cuyas áreas se presentan en la tabla 4.2.

Cuenca	Area (km ²)
P. B. No.12	21.79
P.B. División del Norte	6.19
Capufe	0.026
Ayotla	0.95
Avandaro	0.77
Guadalupe Victoria	6.08
El Xico	4.59
Dario Martínez	1.6
San Juan Tlapizahuca	1.07
Canal General	6.63

Tabla 4.2 Áreas de subcuencas en estudio

4.2.2 Longitud del cauce principal

La corriente principal de una cuenca es aquella que pasa por la salida de la misma, por lo que esta definición solo aplica para cuencas exorreicas, toda cuenca tiene una y solo una corriente principal.

En cuencas rurales las pendientes y los cauces definen el escurrimiento, en cambio en cuencas urbanas el modelo natural es modificado por los asentamientos humanos, las calles e incluso por el alcantarillado. Por lo anterior se hace necesaria la obtención de longitudes superficiales y longitudes de colectores u obras de encauzamiento.

La longitud del cauce principal se ha obtenido a partir de datos topográficos que describen la trayectoria que siguen los cauces superficiales. En lo que respecta a las longitudes de colectores cabe aclarar que no fue posible la obtención para todas las cuencas por lo que en los casos donde se carece de esta información se omite su aplicación en el cálculo del tiempo de concentración.

Cuenca	L. Superficial (m)	L. colector (m)
P. B. No.12	1580	2500
P.B. División del Norte	2260	1073.21
Capufe	443	----
Ayotla	141	850
Avandaro	1704	----
Guadalupe Victoria	5664.02	----
El Xico	4400	----
Dario Martínez	1640	----
San Juan Tlapizahuca	1000	----
Canal General	1558	----

Tabla 4.3 Longitud del cauce principal

4.2.3 Pendiente media del cauce principal

Uno de los indicadores más importantes del grado de respuesta de la cuenca a una tormenta es la pendiente del cauce principal, dado que está pendiente varia a lo largo del cauce, es necesario definir una pendiente media (Aparicio, 2009).

La pendiente media de la cuenca puede obtenerse como el desnivel entre los extremos conocidos de la corriente entre la longitud medida en planta. Conforme la longitud crece es común incurrir en errores ya que no se consideran posibles cambios de pendiente.

Una estimación adecuada se logra con la técnica de Taylor y Schwarz, la cual considera que el río está compuesto por una serie de canales con pendiente uniforme, cuyo tiempo de recorrido es igual al del cauce principal.

$$S = \left[\frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{s_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{s_2}} + \frac{l_3}{\sqrt{s_3}} + \dots + \frac{l_m}{\sqrt{s_m}}} \right]^2 \quad (4.16)$$

Donde:

S Longitud del cauce principal (adimensional)

m Numero de segmentos en los que se dividió el tramo en estudio

$S_i, i=1,2,3,\dots,m$ Pendiente de cada segmento i , adimensional

$L_i, i=1,2,3,\dots,m$ Longitud del cada segmento i en km

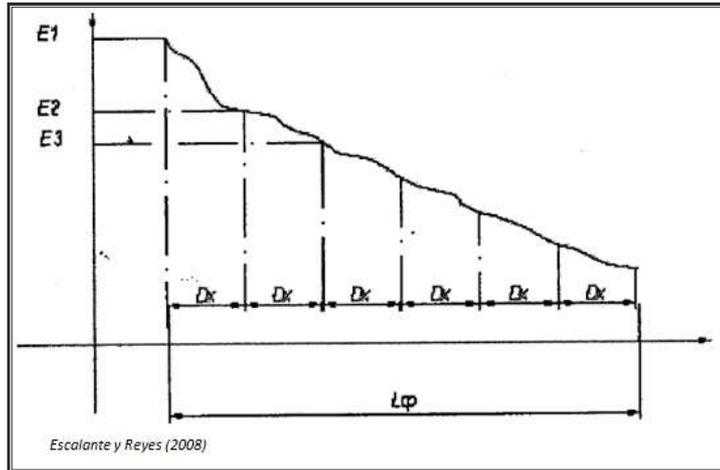


Fig. 4.6 Estimación de la pendiente media del cauce principal

A continuación se presentan las pendientes medias obtenidas para los cauces principales en la zona de estudio (Tabla 4.4).

Cuenca	Pendiente media cauce principal
P. B. No.12	0.00150
P.B. División del Norte	0.00181
Capufe	0.02367
Ayotla	0.01418
Avandaro	0.00176
Guadalupe Victoria	0.05510
El Xico	0.07998
Dario Martínez	0.00122
San Juan Tlapizahuca	0.00100
Canal General	0.0002

Tabla 4.4 Pendiente media del cauce principal de cada cuenca

4.2.4 Tiempo de concentración

El tiempo de concentración es el tiempo que tarda una partícula en su recorrido por la superficie desde el punto más distante de la cuenca hasta la salida de la misma. En el caso de cuencas urbanizadas como las cuencas en estudio, en donde existe una combinación de escurrimiento superficial y a través de un colector, este tiempo se calcula aplicando las siguientes expresiones:

$$T_c = T_{c_s} + T_t \quad (4.17)$$

Donde

T_c *Tiempo de concentración total en una cuenca urbana (hrs)*

T_{c_s} *Tiempo de concentración superficial (hrs)*

T_t *Tiempo de traslado dentro del colector (hrs)*

El tiempo de concentración superficial se calcula con base en la fórmula de Kirpich

$$T_{c_s} = 0.0003245 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77} \quad (4.18)$$

Donde

L *Longitud del cauce principal (m)*

S *Pendiente media del cauce principal (adimensional)*

El tiempo de traslado a través del colector se calcula con base en la siguiente fórmula:

$$T_t = \left(\frac{L}{V} \right) \left(\frac{1}{3600} \right) \quad (4.19)$$

Donde

T_t *Tiempo de recorrido a través del colector (s)*

L *Longitud del colector principal (m)*

V Velocidad del agua en el colector (m^3/s)

Nota: Por ser colectores principales se consideró una velocidad de (1 m/s)

Con base en la información disponible de las longitudes de colectores y de cauces principales superficiales, se procedió al cálculo aplicando la metodología anterior para la obtención del tiempo de concentración, el cual se aproximó a los quince minutos inmediatos, los datos empleados y los resultados obtenidos se muestran a continuación.

Captación	Tcs	Tt	TC	Tiempo de concentración ajustado a los 15 minutos inmediatos (hrs)	TC (min)
	(hrs)	(hrs)	(hrs)		
P. B. No.12	1.151822408	0.694444444	1.85	2	120
P.B. División del Norte	1.412485096	0.29811389	1.710598985	1.75	105
Capufe	0.149574609		0.149574609	0.25	15
Ayotla	0.075451213	0.23611111	0.311562324	0.5	30
Avandaro	1.147811033		1.147811033	1.25	75
Guadalupe Victoria	0.768724516		0.768724516	1	60
El Xico	0.548314693		0.548314693	0.75	45
Dario Martínez	1.283697801		1.283697801	1.5	90
San Juan Tlapizahuca	0.946705066		0.946705066	1	60
Canal General	2.475113346		2.475113346	2.5	150

Tabla 4.5 Tiempos de concentración (Tcs en h) de la zona de estudio

4.3 Determinación de la altura de precipitación en la zona

La importancia de la determinación de la altura de precipitación en una cuenca radica en que: al ser la precipitación el estímulo que la cuenca recibe para su transformación en escurrimiento, una mala determinación de altura de precipitación que alimente a un modelo lluvia escurrimiento ocasionaría un error en la determinación de las avenidas y por consecuencia las dimensiones de las obras hidráulicas podrían estar sobre o subestimadas.

Si se considera que la altura de lluvia que cae en un sitio dado difiere de la que cae en los alrededores, independientemente de que estos sean sitios cercanos, es importante contar con métodos de interpolación de lluvias que permitan determinar la precipitación media de la cuenca en el sitio de interés.

En el caso de modelos lluvia escurrimiento, es necesario contar no solo con la precipitación media, sino con una precipitación asociada a características como: diferentes duraciones de tormenta y periodos de retorno.

4.3.1. Métodos utilizados para la determinación de la precipitación

4.3.1.1 Método de Bell y Chen

En los intentos por obtener una fórmula generalizada que relacione altura de precipitación, duración y el periodo de retorno, diversos autores han proporcionado modelos matemáticos que representan de manera adecuada la relación entre las variables que intervienen en el proceso lluvia escurrimiento.

Estudios como el de Bell y Chen revelan también los rangos de variación en las relaciones entre altura de precipitación –duración y altura de precipitación-periodo de retorno.

Previo al estudio realizado por Bell en 1969, el United State Bureau (USWB) desarrolló una relación empírica entre la altura de lluvia y su duración, el análisis fue basado en duraciones cortas, mostrando que la duración tiene una relación consistente con la duración de 1h y es independiente del periodo de retorno. Los resultados de las relaciones para duraciones cortas de 5min, 10min, 15min y 30 min fueron 0.29, 0.45, 0.57 y 0.79 respectivamente. Sin embargo la intención de Bell era desarrollar una relación que permitiera incluir duraciones hasta de 2 hrs.

Apoyado en el registro del TP25 de 157 estaciones, Bell en 1969 calculó la relación de la precipitación de 2hrs respecto de la de 1h, lo que dio como resultado un valor de 1.25. A partir del mismo estudio Bell determinó las relaciones de tormentas de $Tr=10$ años y $d=1hr$ contra las correspondientes para 1, 2, 5, 25, 50 Y 100 años, los valores de las relaciones calculadas fueron 0.54, 0.63, 0.85, 1.17, 1.31, 1.46.

Reich (1963), basado en un estudio realizado en Sudáfrica y Australia en el cual obtuvo valores de las relaciones de altura de lluvia-duración semejantes a los obtenidos por Bell, sugiere que los valores para Estados Unidos, pueden ser validos para otras partes del mundo.

Adicionalmente el estudio Bell reveló (erroneamente) que: en dos sitios distintos de Estados Unidos donde se presentará una lluvia de $d=1\text{hr}$ y $Tr=10\text{años}$ se tendría la misma distribución de frecuencias para cualquier periodo de retorno (Chen, 1983).

La distribución de frecuencia resultante de estas relaciones se representa adecuadamente por la ecuación 4.21, la cual es válida si $2 \leq T \leq 100$.

$$\frac{P_T^t}{P_{10}^t} = 0.21 \ln T + 0.52 \quad (4.20)$$

Donde:

T *Periodo de retorno, (años)*

t *Duración, (min)*

P_{10}^t *Altura de precipitación para una duración t , y un periodo de retorno 10*

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

\ln *Logaritmo natural*

La relación entre la altura de precipitación y la duración constituía el siguiente paso en la investigación de Bell, quien después de haber estudiado el modelo de Sherman publicado en 1930, desarrolló un modelo valido para duraciones entre 5min y 2 hrs que omitía los parámetros de tormenta propuestos por Sherman. La ecuación propuesta por Bell que relaciona la altura de precipitación y la duración se muestra a continuación:

$$\frac{P_T^t}{P_T^{60}} = 0.54t^{0.25} - 0.50 \quad (4.21)$$

Donde:

P_T^{60} *Altura de precipitación en pulgadas, para una duración de 60min y un periodo de retorno T*

La combinación de las ecuaciones 4.21 y 4.22 dio origen a la ecuación de Bell (*Ec.4.23*), misma que permite calcular la lluvia para $5\text{min} \leq d \leq 2\text{hrs}$ y $2 \leq Tr \leq 100$ a partir de conocer la lluvia con duración de 1 hr y $Tr=10$ años.

$$P_T^t = (0.21 \ln T + 0.52)(0.54t^{0.25} - 0.50)P_{10}^{60} \quad (4.22)$$

Donde:

P_T^t *Altura de precipitación para $5\text{min} \leq d \leq 2\text{hrs}$ y $2 \leq \text{Tr} \leq 100$*

Mediante la utilización de tres mapas de isoyetas del USWB Technical Paper No. 40 (TP40), en 1983 Chen presentó un método similar al desarrollado por Bell, sin embargo, la fórmula generalizada para la obtención de la intensidad-duración-periodo de retorno propuesta por Chen permitía describir el patrón geográfico de las lluvias para cualquier sitio en Estados Unidos.

El método propuesto por Chen requiere de tres alturas de precipitación; para $d=1\text{h}$ y $\text{Tr}=10$ años (R_1^{10}), para $d=24\text{h}$ y $\text{Tr}=10$ años (R_{24}^{10}) y para $d=1\text{h}$ y $T=100$ años (R_1^{100}).

A través del desarrollo del método Chen demuestra que la relación: altura de lluvia-duración (R_1^T) / (R_{24}^T) es independiente del periodo de retorno y la variación en la relación toma valores desde un 10% al oeste de Estados Unidos, hasta un 60% en el suroeste de Arizona, en general la mayor parte del oeste de Estados Unidos tiene una relación menor del 40%, mientras que el este supera el 40%. Por otra parte la relación altura de lluvia periodo de retorno (R_t^{100}) / (R_t^{10}) no depende de la duración, sino de la ubicación geográfica, y su relación varía entre 1.33 y 1.63 (Chen, 1983).

Durante su investigación, Chen calculó valores de la relación de altura de lluvia para diferentes duraciones menores de una hora, en función de la relación propuesta por TP40 para 30 min cuyo valor es de 0.790, obteniendo para duraciones de 5, 10, 15, 30, 60 min valores de 0.292, 0.450, 0.569, 0.790 y 1 respectivamente.

Finalmente el resultado del modelo que Chen propone para generalizar la precipitación-duración-periodo de retorno (Ec.4.24), es válida para $T \geq 1\text{año}$ y $5\text{min} \leq t \leq 24\text{h}$.

$$R_t^T = \frac{a_1 R_1^{10} \log(10^{2-x} T^{x-1})}{(t+b)^c} \frac{t}{60} \quad (4.23)$$

Donde:

R_1^{10} Precipitación, en pulgadas para $d=1h$ y $Tr=10$ años

X $(R_t^{100}) / (R_t^{10})$

(R_1^{100}) Precipitación, en pulgadas para $d=1h$ y $Tr=100$ años

T Periodo de retorno, en años

t duración, en h

a, b, c Parámetros de tormenta, obtenidos de la figura 4.9

Al comparar los modelos desarrollados por Bell y por Chen podemos apreciar que la fórmula de Bell está basada en relaciones de $(R_1^T) / (R_{24}^T) = 40\%$ y $(R_t^{100}) / (R_t^{10}) = 1.48$, al asumir estos porcentajes los parámetros de tormenta de la ecuación de Chen adoptan los valores de: $a_1=22.57$, $b_1=7.48$, y $c_1=0.738$.

$$R_t^T = \frac{22.57 R_1^{10} \log(10^{0.52} T^{0.48})}{(t+7.48)^{0.738}} \frac{t}{60} \quad (4.24)$$

Por lo anterior se puede considerar que la ecuación de Bell es una forma particular de la de Chen, cuyo único dato de precipitación utilizado en el modelo (R_1^{10}) no refleja el comportamiento geográfico de las variaciones de lluvia.

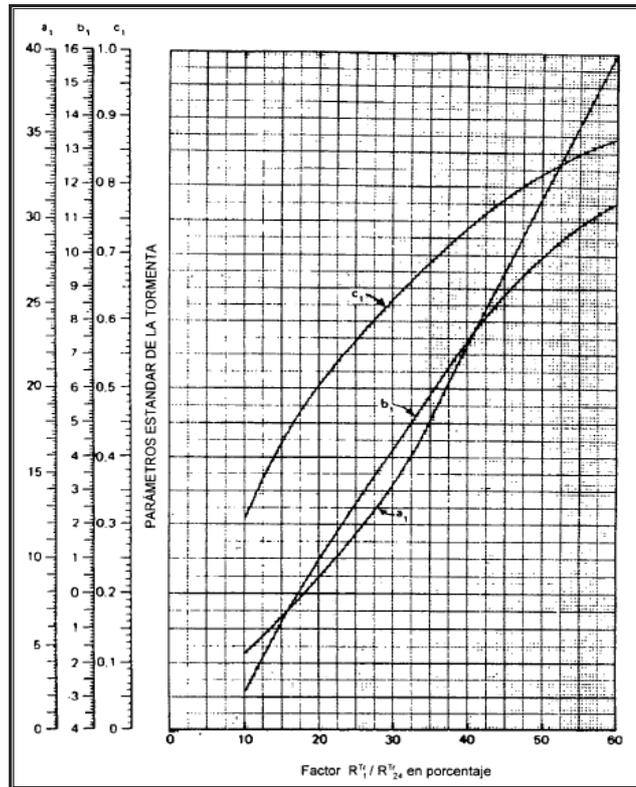


Fig. 4.7 Parámetros estándar de tormenta a_1 , b_1 , c_1 (Según Chen, 1983)

Ambos métodos expuestos tienden a generalizar demasiado, aunque el de de Chen ya considera aspectos geográficos para las relaciones entre duraciones.

En lo referente a las relaciones entre periodos de retorno se puede concluir que: al no depender de la duración, no hacen falta relaciones universales ya que generalmente se cuenta con pluviómetros suficientes (como en el Valle de México) para ajustar la función de distribución más adecuada, por lo anterior es preferible calibrar la relación $k = \frac{Hp_{1h}}{Hp_{24h}}$ y utilizar la función de distribución para 24h que se obtiene directamente en cada sitio.

4.3.1.2 Curvas i-d-T

Con base en la información disponible de precipitación proveniente de pluviógrafo o pluviómetro es posible construir o estimar las curvas intensidad-duración-periodo de retorno (IDT). Cuando se analizan probabilísticamente los registros de un pluviógrafo y se presentan los resultados o

predicciones en un gráfico logarítmico con las duraciones en las abscisas, las intensidades en las ordenadas y el periodo de retorno definido por cada curva, se están construyendo las curvas IDT. Por otra parte cuando a partir de datos de lluvia máxima diaria anual, se obtienen sus predicciones con duración 24 horas y tales datos se utilizan conjuntamente con una fórmula empírica que representa a las curvas IDT, se está en un proceso de estimación de éstas (Campos, 2010).

Cuando la información disponible es de pluviómetro y se cuenta con la precipitación acumulada en 24 horas la determinación de las curvas i-d-T es posible aplicando el siguiente procedimiento:

- a) Se obtienen las lluvias máximas diarias multiplicando la lluvia acumulada en 24 horas por un factor igual a 1.13.
- b) A la serie obtenida en el inciso "a" se le ajustan las diferentes distribuciones de probabilidad, la que resulte seleccionada como el mejor ajuste nos proporciona el mejor estimador.

$$\widehat{H}p^{24} \quad \text{Para } T=2, 5, 10, 100, \dots, 10000 \text{ años}$$

- c) A partir del registro de lluvias acumuladas en 24 horas se obtiene el valor del número de días con lluvia apreciable en el año, esto es $H\rho > 1mm$.
- d) Con apoyo de la figura 4.8 se determina $Hp_{T=2}^{1hr}$, para lo cual es necesario contar con los datos de lluvia media de la serie obtenida en el inciso a, y del número de días con lluvia apreciable en el año.
- e) Se obtiene el parámetro R como el cociente de la lluvia de 1 hora entre la de 24 horas, ambas para periodo de retorno de 2 años.

$$R = \frac{Hp_{T=2}^{1hr}}{Hp_{T=2}^{24hr}} \quad (4.25)$$

- f) Las precipitaciones $Hp_{T=2}^{1hr}$ y $Hp_{T=2}^{24hr}$ se dibujan sobre la figura 4.8, sobre esta misma gráfica se marcan los valores de las precipitaciones de 24 horas para los distintos periodos de retorno, con ayuda del parámetro R se obtienen los valores de las precipitaciones con duración de una hora para cada uno de los periodos de retorno.
- g) Para duraciones menores es importante considerar la relación mostrada en la siguiente tabla.

	10 min	20 min	30 min	40 min	50 min	60 min
$\frac{Hp^d}{Hp^{1hr}}$	0.32	0.54	0.71	0.82	0.92	1

Tabla 4.6 Tiempos de concentración

- h) Con lo anterior, se obtienen las graficas Hp-d-T.
- i) Finalmente para obtener las graficas de i-d-T dividimos los valores de la tabla hp-d-T entre la duración, lo cual nos permite obtener una curva por cada periodo de retorno.

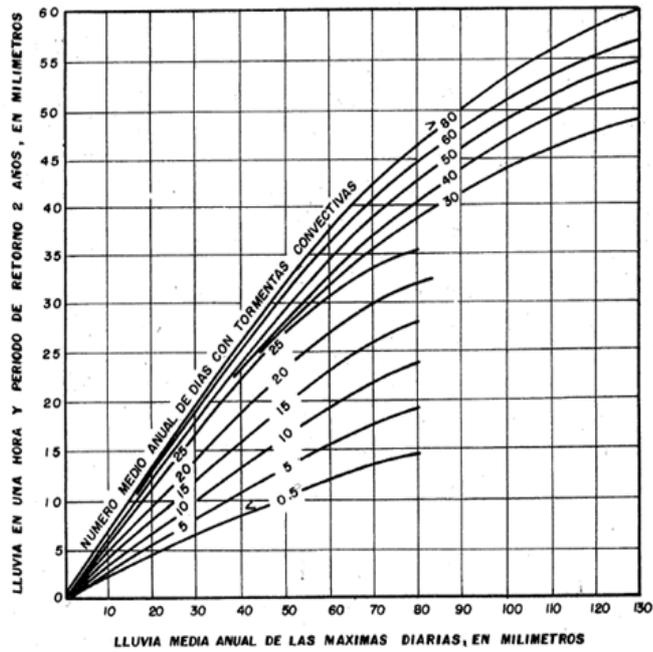


Fig. 4.8 Relación empírica para estimar la lluvia de una hora y periodo de retorno de 2 años, en ausencia de pluviografos

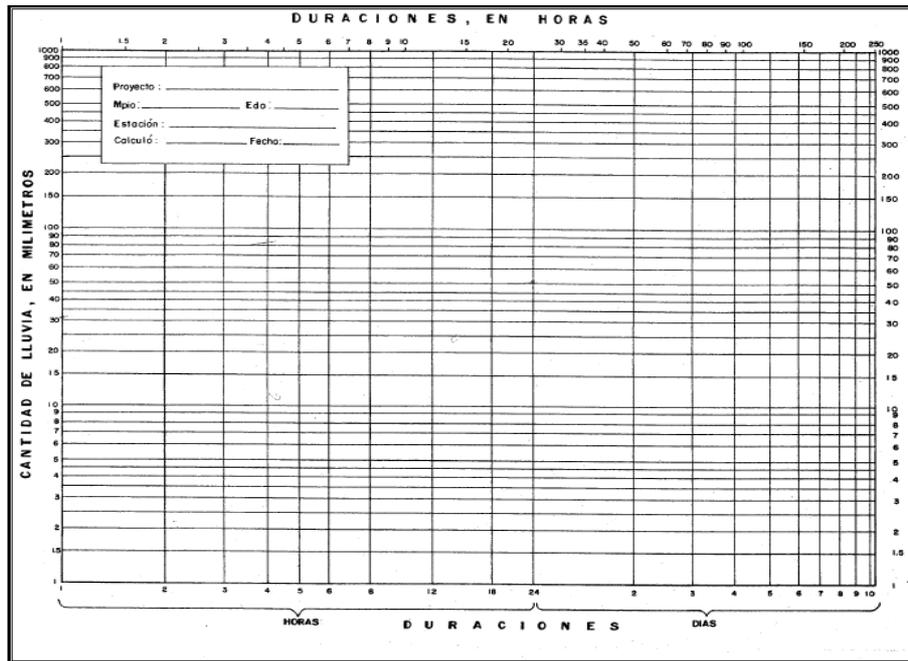


Fig. 4.9 Papel logarítmico para construcción de curvas Hp-d-T

El método antes descrito fue propuesto por Campos, 1990, sin embargo es muy empírico lo cual disminuye la calidad de los resultados obtenidos, por lo que es preferible calibrar el factor k con la información pluviográfica disponible.

En el Valle de México, gracias a la buena instrumentación con que se cuenta, ha sido posible llevar a cabo estudios para determinar con mayor precisión la convectividad de la zona, de igual manera para el resto de la república se cuenta con resultados de regionalización de factores de convectividad como el que presenta Baeza, 2007.

Una vez calibrada k es posible obtener las curvas i-d-T al aplicar los resultados obtenidos por Chen (1983) (tabla 4.12) y la altura de precipitación Hp_{24}^T como se presenta en las ecuaciones 4.26 y 4.27.

$$Hp_d^T = \frac{Hp_d^T}{Hp_{60}^T} * K * Hp_{24}^T \quad (4.26)$$

Donde:

$\frac{Hp_d^T}{Hp_{60}^T}$ = Resultado obtenido de la tabla de Chen (1983) para convectividad calibrada, adimensional

K= Convectividad calibrada de la zona en estudio, adimensional

Hp_{24}^T =Precipitación con duración de 24 horas y un cierto periodo de retorno, (mm)

$$i_d^T = \frac{Hp_d^T}{d} \quad (4.27)$$

i_d^T =Intensidad asociada a una duración y un periodo de retorno, mm/h

4.3.1.3 Método propuesto por Franco y Domínguez

El Valle de México es una cuenca meteorológicamente homogénea, particularmente en relación con las lluvias convectivas. Existen diferencias debido a atributos específicos de cada área como topografía, orientación respecto de los vientos dominantes, etc (Domínguez et, al., 1982).

Franco y Domínguez en 1982, basados en la conveniencia de utilizar un estudio regional que permita aprovechar las características comunes de las precipitaciones en el Valle de México, desarrollaron un método para determinar la precipitación de diseño.

Esta investigación partió de la hipótesis de que los atributos que diferencian un área de otra se reflejan indirectamente en un mapa de isoyetas de precipitación media anual (Domínguez et, al., 1982). Se construyeron dos planos de isoyetas, uno con base en información pluviográfica para $d=30\text{min}$ y $Tr=5\text{años}$ que se utiliza para diseños asociados a tormentas convectivas, y el segundo para $4\text{h} \leq d \leq 24\text{h}$ y $Tr= 5\text{años}$ construido a partir de información pluviométrica que será utilizado para grandes extensiones donde las tormentas son por lo general de larga duración.

Para obtener información equivalente a la proporcionada por las curvas i-d-T a partir de la utilización de los planos de isoyetas para duraciones y periodos de retorno diferentes, además de asociar la magnitud obtenida a una determinada área, Franco y Domínguez determinaron los factores de ajuste correspondientes.

Se calculó el factor de reducción por duración tomando en cuenta las lluvias convectivas y las lluvias con larga duración. Los resultados obtenidos del estudio mostraron que el valor promedio de los factores de ajuste para distintas duraciones es prácticamente el mismo en toda el área de la cuenca.

Para las lluvias de corta duración, Las precipitaciones obtenidas tomando como base la duración de 30min fueron: 0.34, 0.60, 0.75, 0.87, 1.00, 1.20, 1.27, 1.30 y 1.33, para duraciones de 5, 10, 15, 20, 30, 60, 80, 100 y 120 min.

El factor de ajuste por duración obtenido para lluvias $4 \leq d \leq 24h$ fue: 0.84, 0.92, 0.95, 0.97, 0.99 y 1, para duraciones de 4, 8, 12,16 ,20 y 24 horas.

Por otra parte el factor de ajuste que relaciona el periodo de retorno es independiente de la duración de la tormenta y de la localización de la estación, lo cual fue comprobado en estudios previos tales como el de Bell o Chen, los valores de ajuste obtenidos para el valle de México, que utilizan como denominador $T_r=5$ años son: 0.60, 0.74, 1.00, 1.18, 1.60, 1.78, y 1.94 para periodos de retorno de 1, 2, 5, 10, 50,100 y 200 años.

Finalmente el factor de reducción por área se obtuvo a partir de la combinación de la metodología para obtener factores de reducción para áreas fijas y otro desarrollado por el Instituto de Ingeniería a partir de un análisis de las tormentas más importantes en el Valle de México de 1968 a 1973. Se decidió proponer para el distrito Federal, mediante la combinación de ambos métodos los siguientes factores: 0.96, 0.87, 0.77, 0.70, 0.60, 0.47, 0.30 para áreas de 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1000 km².

En 1998 se realizo una actualización de la regionalización del Valle de México, aprovechando información pluviométrica de más de 23 años de registros (CNA) y los datos pluviográficos de 14 años (DGCOH). A través de este estudio se determinaron nuevos factores de ajuste por duración, periodo de retorno y área, al aplicar las metodologías de Bell (1969) y Chen (1983) se obtuvieron resultados satisfactorios lo cual permite confiar plenamente en los resultados obtenidos en este estudio (Fig. 4.10).

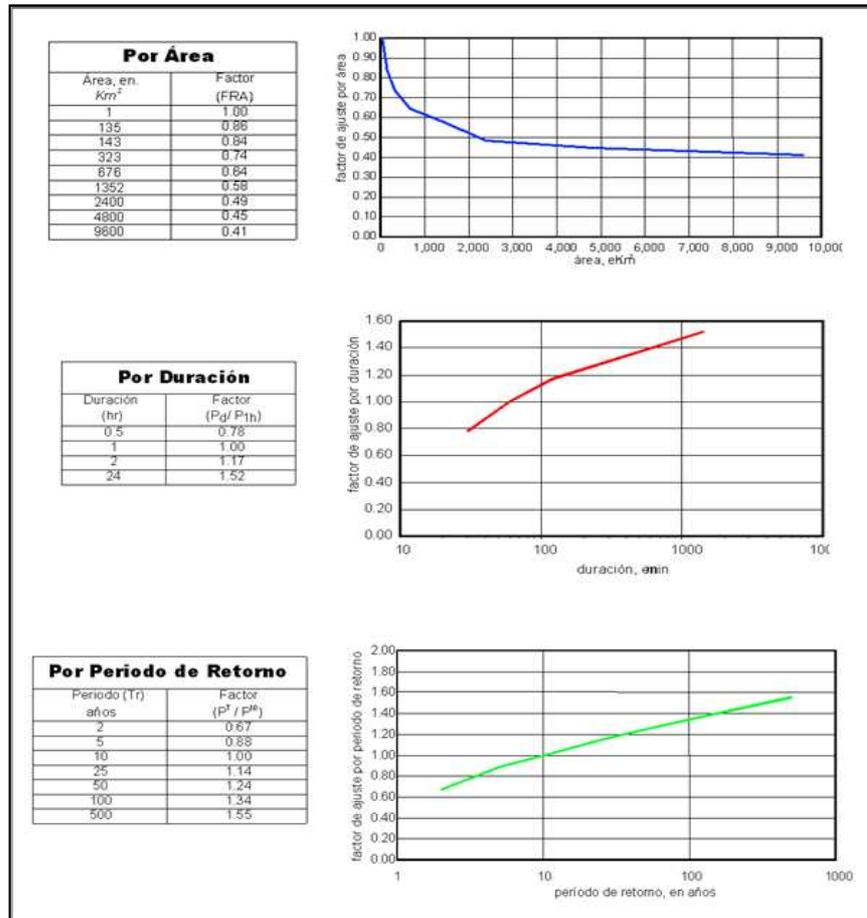


Fig. 4.10 Factores de ajuste del Valle de México para diferentes duraciones, periodos de retorno y áreas, Franco (1998)

4.3.1.4 Altura de precipitación en la zona de estudio

La determinación de la altura de precipitación para la zona de estudio se realizó aplicando la metodología presentada en Franco y Domínguez (1982), utilizando los factores de ajuste actualizados en Franco (1998).

La altura de precipitación de duración 1hr y periodo de retorno de 10 años fue obtenida a partir de la lluvia regionalizada para el valle de México, la cual como se muestra a en la *figura 4.10* tiene un valor de **40 mm** para la zona en estudio.

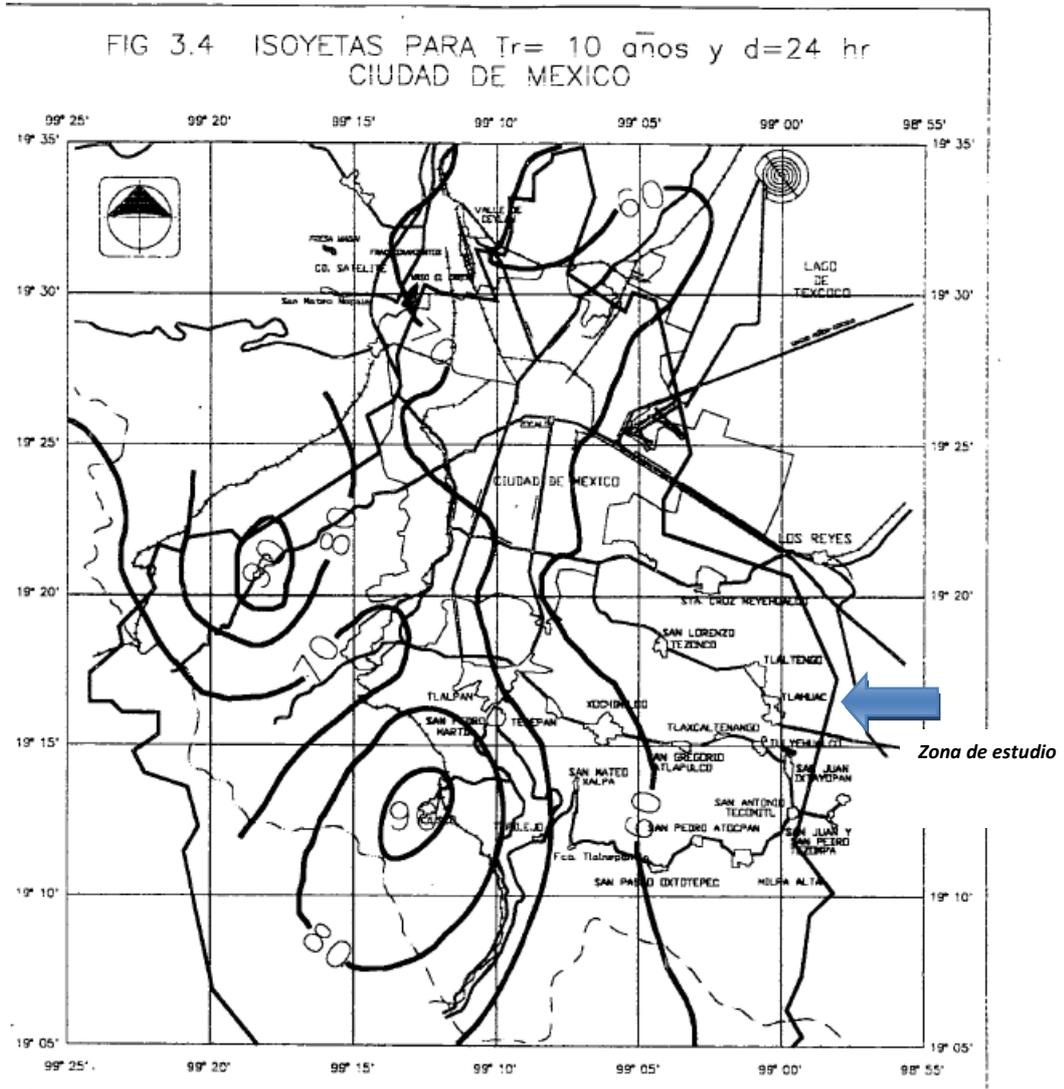


Fig. 4.11 Alturas de precipitación del Valle de México para $D=60$ min y $T_r=10$ años

A la precipitación obtenida a partir de las isoyetas se le aplicaron factores de ajuste empleados en el Valle de México para el área, duración y periodo de retorno analizado, los cuales fueron obtenidos a partir de Franco (1998).

Para obtener la altura de precipitación asociada a cualquier área, duración y periodo de retorno se aplico la siguiente fórmula.

$$hp_T^d = (hp_{10}^{60})(Fr_d)(Fr_T)(Fr_A) \quad (4.27)$$

Donde

hp_T^d *Altura de precipitación asociada a una duración, periodo de retorno y área en estudio (mm)*

hp_{10}^{60} *Altura de precipitación (mm) para $d=1hr$ y $Tr=10años$*

Fr_d *Factor de ajuste por duración (adimensional)*

Fr_T *Factor de ajuste por periodo de retorno (adimensional)*

Fr_A *Factor de ajuste por área (adimensional)*

A continuación se presentan los resultados de la obtención de las alturas de precipitación para cada una de las cuencas en estudio asociadas a su área en particular, un periodo de retorno de 10 años y una duración de 24 horas.

Captación	HP(60,10)	Fr_d	Fr_T	Fr_A	HP(24,10)
P.B. 12	40	1.52	1	0.98	59.584
P.b.Division del N.	40	1.52	1	0.99	60.192
Carcarmo CAPUFE	40	1.52	1	1	60.8
P.B. Ayotla Oriente	40	1.52	1	1	60.8
Avandaro	40	1.52	1	1	60.8
Guadalupe Victoria	40	1.52	1	0.99	60.192
Xico (Ayotla)	40	1.52	1	1	60.8
Darío Martínez	40	1.52	1	1	60.8
San Juan Tlapizahuac	40	1.52	1	1	60.8
P.B. Canal General	40	1.52	1	0.99	60.192

Tabla 4.7 Alturas de precipitación HP (24,10) en las captaciones

4.4 Coeficiente de escurrimiento

4.4.1 Metodología para el cálculo del coeficiente de escurrimiento

El coeficiente de escurrimiento de la zona se obtuvo con base en el método del Instituto de Ingeniería, el cual engloba componentes tanto del área urbana como de la no urbana, la fórmula que se utilizó para el cálculo de la misma es la que se muestra a continuación:

$$C_{ep} = 0.45 \frac{A_u}{A_T} I_u + C_{nu} \frac{A_{nu}}{A_T} \quad (4.28)$$

Donde:

C_{ep} *Coeficiente de escurrimiento ponderado*

A_u *Área urbana de la subcuenca, km²*

A_T *Área total de la subcuenca, km²*

A_{nu} *Área no urbana de la subcuenca, km²*

I_u *Índice de urbanización*

C_{nu} *Coeficiente de escurrimiento no urbano*

Para el empleo de la fórmula anterior fue necesario obtener los índices de urbanización y coeficientes de escurrimiento no urbano de acuerdo con las características de cada una de las cuencas en estudio.

4.4.2 Índice de urbanización

El índice de urbanización es un parámetro que determina la densidad del área urbana de una cuenca, es decir, en ocasiones los desarrollos urbanos tienen cierta dispersión o cuentan con una gran cantidad de áreas verdes, conforme estos parámetros aumentan el índice de urbanización disminuye; por el contrario, cuando la mancha urbana es muy concentrada y las áreas destinadas a jardines son muy escasas, su valor es más alto, el rango en el que se puede encontrar este valor es de 0.6 a 1.

El procedimiento con el cual se obtuvo el índice de urbanización se expone a continuación:

-Una vez determinados los contornos del parteaguas correspondiente a cada una de las cuencas, se colocaron sobre fotografías aéreas de la zona de manera que se pudiera observar la urbanización existente y las áreas que no cuentan con ella.

-Una vez identificadas las áreas urbanas sobre la fotografía aérea, se observó su concentración y se asignó el valor correspondiente al índice de urbanización dentro del rango antes mencionado.

-A continuación se presenta el resultado de los índices de urbanización, las figuras a partir de las que se obtuvieron dichos valores con base en la concentración de urbanización en cada cuenca pueden ser apreciadas en el anexo A del presente trabajo.

Cuenca	Índice de urbanización
P. B. No.12	0.80
P.B. División del Norte	0.85
Capufe	0.60
Ayotla	0.85
Avandaro	0.90
Guadalupe Victoria	0.64
El Xico	0.63
Dario Martínez	0.90
San Juan Tlapizahuca	0.90
Canal General	0.70

Tabla 4.8 Índice de urbanización de las cuencas en estudio

4.4.3 Determinación del coeficiente de escurrimiento no urbano

Otro de los parámetros importantes para el cálculo del coeficiente de escurrimiento es el *coeficiente de escurrimiento no urbano*. Se puede observar en la siguiente figura que el sitio de proyecto se localiza en los límites entre la zona plana y la Región A2 del mapa de regionalización del coeficiente de escurrimiento no urbano para el Valle de México, por lo que sus valores varían entre 0.15 y 0.06 respectivamente (*Fig. 4.12*). Dado que las captaciones se distribuyen en los límites de las zonas mencionadas anteriormente, fue necesario determinar estos coeficientes con base en el comportamiento geológico de las áreas que comprenden cada una de las captaciones.

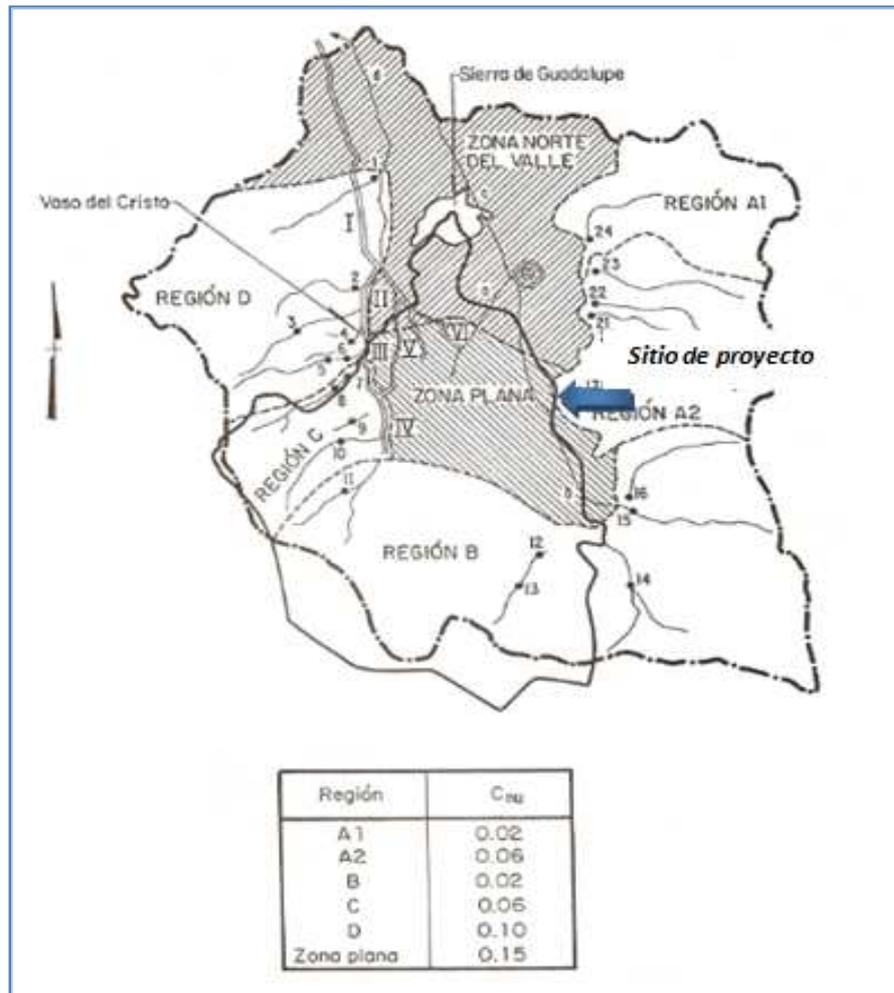


Fig. 4.12 Regionalización del coeficiente de escurrimiento no urbano

La mayor parte de las rocas y materiales que forman el subsuelo son permeables. Los materiales que constituyen el subsuelo del Valle de México corresponden a una intercalación de productos volcánicos tales como lavas, tobas y cenizas que incluyen materiales granulares transportados por ríos y arroyos provenientes de las partes topográficamente altas que circularon hacia los valles. Cubriendo a dichos materiales y en espesores variables, se encuentran arcillas y arenas finas que son el producto del sedimento de antiguos lagos (SEMARNAP, 2002).

Con base en la geología determinada por Mooser, se obtuvieron las áreas correspondientes a las unidades estratigráficas comprendidas dentro de cada una de las cuencas. Como se puede apreciar en la *figura 4.13* la zona plana está constituida principalmente por arcillas lacustres del cuaternario (QL), con ligera presencia de depósitos aluviales que contienen limos y gravas (Qal),

Unidad Hidrogeológica	Unidad Litoestratigráfica	Simbología	Grado de permeabilidad
Acuitardo superior	Arcillas lacustres del cuaternario	Qla	2
Acuitardo principal	Depósitos aluviales del cuaternario (gravas y arenas)	Qal	5
	Rocas volcánicas basálticas del cuaternario (derrames lávicos, lapilli y cenizas)	Qb	7
	Formación Tarango (tobas, brechas y aglomerados volcánicos)	TQp	4
	Rocas volcánicas andesíticas del Plió-Cuaternario (Derrames lávicos, tobas y brechas volcánicas fracturadas)	TQv	6
	Roca volcánica basáltica y andesítica.	Tpba	3
Acuífero inferior	Secuencia estratificada del plioceno inferior (tobas, brechas y aglomerados volcánicos andesíticos)	Tppc	4
	Rocas volcánicas andesíticas del Plioceno inferior	Tpv	4
Basamento hidrogeológico	Depósitos lacustres del Plioceno inferior (arcillas y limos)	Tpla	1
	Rocas volcánicas andesíticas del Mioceno (tobas, brechas y aglomerados fracturados)	Tmv	1
	Rocas volcánicas riolíticas y basálticas del Oligoceno (tobas, brechas y aglomerados)	Tov	1
7=mayor permeabilidad 1=impermeable			
<i>Fuente: DGCOH (Lesser y Asociados, 2000)</i>			

Tabla 4.9 Grados de permeabilidad de la roca de acuerdo con la unidad estratigráfica

De acuerdo con las características geológicas, el grado de permeabilidad y los límites para dichos valores respecto del mapa de regionalización del coeficiente de escurrimiento no urbano se determinaron los valores para cada una de las cuencas en estudio (*Tabla 4.10*).

Determinación del coeficiente de escurrimiento no urbano de acuerdo al tipo de suelo			
Aportación	Código	Tipo de suelo	Ce(nu)
P.B. No.12	Ql y Qal	70% Arcillas y 30% depósitos aluviales que contienen arcillas y limos	0.12
P.B. División del Norte	Ql	Arcillas	0.15
Cárcamo Capufe	Qvd	80% arcilla y 20% lavas y tobas	0.13
P.B. Ayotla Oriente	Ql y Qvd	Arcillas con presencia de lavas y tobas	0.12
Avandaro	Ql	Arcillas	0.15
Guadalupe Victoria	Ql, Qal, Qiv	Arcillas, ligera presencia de limos y mayor presencia de vulcanitas intermedias y basicas	0.08
El Xico	Ql, Qal, Qiv	Arcillas, ligera presencia de limos y mayor presencia de vulcanitas intermedias y basicas	0.07
Dario Martínez	Ql, Qal	Arcilla predominante y ligera presencia de limos	0.12
San Juan Tlapizahuca	Ql, Qal	50% arcilla y 50% limos	0.10
Canal General	Ql, Qal, Qvc y Qvd	20% arcilla, 30% limos y 50% lavas y tobas	0.08

Tabla 4.10 Coeficientes de escurrimiento no urbano en base al comportamiento geológico

4.4.4 Cálculo del coeficiente de escurrimiento

Una vez conocidos los valores tanto del índice de urbanización como del coeficiente de escurrimiento no urbano, se aplico la *Ec.4.28* a partir de la cual se obtuvieron los valores de los coeficientes de escurrimiento (Tabla 4.11).

Captación	Ce
P.B. 12	0.29
P.b.Division del N.	0.36
Carcamo CAPUFE	0.19
P.B. Ayotla Oriente	0.32
Avandaro	0.33
Guadalupe Victoria	0.23
Xico (Ayotla)	0.22
Darío Martínez	0.40
San Juan Tlapizahuac	0.39
P.B. Canal General	0.18

Tabla 4.11 Coeficientes de escurrimiento

4.5 Obtención de hietogramas para la zona de estudio

El cálculo de los hietogramas para cada una de las captaciones fue realizado para una duración de 8 horas, con intervalos de 15 minutos para cada barra del mismo, el procedimiento que se aplicó se describe a continuación:

Una vez que se cuenta con la altura de precipitación $H_p(24, 10)$ se utilizó la tabla de Chen (Tabla 4.12), la cual nos permite calcular el factor que indica el comportamiento acumulado de la lluvia durante una tormenta.

Para la aplicación de la tabla de Chen es necesario conocer el porcentaje de lluvia total de 24 horas que se concentra en 1 hora; para el caso en estudio el factor $k=H_p(1, Tr)/H_p(24, Tr)$ en el valle de México es aproximadamente del 65%.

Con el valor anterior se entra a la tabla de Chen la cual muestra los valores asociados a una duración y un factor k, para obtener el porcentaje de lluvia acumulado a través del tiempo los valores que se encuentran debajo de $k=.65$ fueron multiplicados por 0.65 .

Tabla original de Chen											Factor para
No	d(min.)	d (hrs)	0.15	0.2	0.3	0.35	0.4	0.6	0.65	0.7	k=.65
1	5	0.083	0.25	0.27	0.29	0.29	0.29	0.3	0.3	0.3	0.195
2	10	0.167	0.36	0.4	0.43	0.44	0.45	0.47	0.475	0.48	0.30875
3	15	0.25	0.46	0.49	0.54	0.55	0.56	0.59	0.595	0.6	0.38675
4	30	0.5	0.67	0.7	0.74	0.755	0.77	0.8	0.805	0.81	0.52325
5	60	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.65
6	120	2	1.49	1.41	1.32	1.285	1.25	1.18	1.17	1.16	0.7605
7	240	4	2.23	1.99	1.72	1.625	1.53	1.34	1.32	1.3	0.858
8	360	6	2.81	2.44	2	1.715	1.72	1.43	1.4	1.38	0.91
9	480	8	3.32	2.81	2.23	1.86	1.86	1.49	1.46	1.43	0.949

Tabla. 4.12 Tabla original de Chen y Factor calculado para $k=0.65$

Una vez calculado el factor de comportamiento de la lluvia para $k=.65$ para las duraciones mostradas en la tabla, se interpolaron los valores para duraciones desde 15 minutos hasta 8 horas (duración para la cual se realizó el cálculo) en incrementos de 15 minutos (tiempo de duración de cada barra del hietograma).

A partir de los valores anteriores se obtienen las diferencias entre los valores $n-n_{-1}$, con la finalidad de obtener los porcentajes de incremento de lluvia cada 15 minutos.

Habiendo encontrado los incrementos, se aplicó el método de bloques alternos el cual consiste en ordenar los valores de manera que estos reproduzcan la forma de la avenida. Para su aplicación se toma el valor más grande y se coloca al centro, los siguientes dos valores mayores son colocados uno a la derecha y el otro a la izquierda del mas grande, este procedimiento se repite hasta haber concluido de ordenar todos los valores de esta manera (Tabla 4.13).

Ordenados los incrementos por bloques alternos, se multiplicaron por la precipitación H_p (24,10), obteniendo la altura de precipitación para cada barra del hietograma, reproduciendo su comportamiento a lo largo de la duración de la tormenta.

Obtención de incrementos por bloques alternos			
D(min)	Factor acumulacion de lluvia	Incrementos	Incrementos por bloques alternos
15	0.38675	0.38675	2.69725E-06
30	0.52325	0.1365	2.88657E-06
45	0.597393997	0.074143997	3.10447E-06
60	0.65	0.052606003	3.35796E-06
75	0.685573054	0.035573054	0.00570084
90	0.714638356	0.029065302	0.00625723
105	0.739212719	0.024574363	0.006934001
120	0.7605	0.021287281	0.007774973
135	0.777067688	0.016567688	0.009704728
150	0.791887989	0.014820302	0.011259029
165	0.805294583	0.013406594	0.013406594
180	0.817533844	0.012239261	0.016567688
195	0.828792873	0.011259029	0.024574363
210	0.839217105	0.010424232	0.035573054
225	0.848921833	0.009704728	0.052606003
240	0.858	0.009078167	0.1365
255	0.865774973	0.007774973	0.38675
270	0.873105413	0.00733044	0.074143997
285	0.880039414	0.006934001	0.038978947
300	0.886617665	0.006578251	0.029065302
315	0.892874895	0.00625723	0.021287281
330	0.898840984	0.005966089	0.014820302
345	0.904541824	0.00570084	0.012239261
360	0.91	0.005458176	0.010424232
375	0.910003358	3.35796E-06	0.009078167
390	0.910006584	3.22625E-06	0.00733044
405	0.910009689	3.10447E-06	0.006578251
420	0.91001268	2.99156E-06	0.005966089
435	0.910015567	2.88657E-06	0.005458176
450	0.910018356	2.7887E-06	3.22625E-06
465	0.910021053	2.69725E-06	2.99156E-06
480	0.949	0.038978947	2.7887E-06

Tabla. 4.13 Obtención de incrementos por bloques alternos

A continuación se presentan los datos obtenidos del cálculo de los hietogramas asociados a la precipitación de cada captación. Los hietogramas resultantes pueden apreciarse en el *anexo B* del presente trabajo.

Calculo de hietogramas											
		PB No.12	PB. Division del norte	Carcamo capufe	PB Ayotta oriente	Avandaro	Guadalupe Victoria	Xico	Dario Martinez	San Juan Tlapizahuac	PB Canal generall
Tc		120	105	15	30	75	60	45	90	60	150
Tr		10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Area		21.79	6.19	0.026	0.95	0.77	6.08	4.59	1.6	1.07	6.63
Ce		0.29	0.36	0.19	0.32	0.33	0.23	0.22	0.40	0.39	0.18
		Precipitación	Precipitación	Precipitación	Precipitación	Precipitación	Precipitación	Precipitación	Precipitación	Precipitación	Precipitación
Hp Isoyetas		40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
Frd de 60min a 24 hrs		1.52	1.52	1.52	1.52	1.52	1.52	1.52	1.52	1.52	1.52
Hp de isoyetas		60.8	60.8	60.8	60.8	60.8	60.8	60.8	60.8	60.8	60.8
FRA		0.98	0.99	1	1	1	0.99	1	1	1	0.99
		Hp(24,10)	Hp(24,10)	Hp(24,10)	Hp(24,10)	Hp(24,10)	Hp(24,10)	Hp(24,10)	Hp(24,10)	Hp(24,10)	Hp(24,10)
D(min)	Incrementos por bloques alternos	59.58	60.19	60.80	60.80	60.80	60.19	60.80	60.80	60.80	60.19
15	2.69725E-06	0.0001607	0.0001624	0.0001640	0.0001640	0.0001640	0.0001624	0.0001640	0.0001640	0.0001640	0.0001624
30	2.88657E-06	0.0001720	0.0001737	0.0001755	0.0001755	0.0001755	0.0001737	0.0001755	0.0001755	0.0001755	0.0001737
45	3.10447E-06	0.0001850	0.0001869	0.0001888	0.0001888	0.0001888	0.0001869	0.0001888	0.0001888	0.0001888	0.0001869
60	3.35796E-06	0.0002001	0.0002021	0.0002042	0.0002042	0.0002042	0.0002021	0.0002042	0.0002042	0.0002042	0.0002021
75	0.00570084	0.3396788	0.3431450	0.3466111	0.3466111	0.3466111	0.3431450	0.3466111	0.3466111	0.3466111	0.3431450
90	0.00625723	0.3728308	0.3766352	0.3804396	0.3804396	0.3804396	0.3766352	0.3804396	0.3804396	0.3804396	0.3766352
105	0.006934001	0.4131555	0.4173714	0.4215873	0.4215873	0.4215873	0.4173714	0.4215873	0.4215873	0.4215873	0.4173714
120	0.007774973	0.4632640	0.4679912	0.4727184	0.4727184	0.4727184	0.4679912	0.4727184	0.4727184	0.4727184	0.4679912
135	0.009704728	0.5782465	0.5841470	0.5900475	0.5900475	0.5900475	0.5841470	0.5900475	0.5900475	0.5900475	0.5841470
150	0.011259029	0.6708580	0.6777035	0.6845489	0.6845489	0.6845489	0.6777035	0.6845489	0.6845489	0.6845489	0.6777035
165	0.013406594	0.7988185	0.8069697	0.8151209	0.8151209	0.8151209	0.8069697	0.8151209	0.8151209	0.8151209	0.8069697
180	0.016567688	0.9871691	0.9972423	1.0073154	1.0073154	1.0073154	0.9972423	1.0073154	1.0073154	1.0073154	0.9972423
195	0.024574363	1.4642388	1.4791800	1.4941212	1.4941212	1.4941212	1.4791800	1.4941212	1.4941212	1.4941212	1.4791800
210	0.035573054	2.1195849	2.1412133	2.1628417	2.1628417	2.1628417	2.1412133	2.1628417	2.1628417	2.1628417	2.1412133
225	0.052606003	3.1344761	3.1664605	3.1984450	3.1984450	3.1984450	3.1664605	3.1984450	3.1984450	3.1984450	3.1664605
240	0.1365	8.1332160	8.2162080	8.2992000	8.2992000	8.2992000	8.2162080	8.2992000	8.2992000	8.2992000	8.2162080
255	0.38675	23.0441120	23.2792560	23.5144000	23.5144000	23.5144000	23.2792560	23.5144000	23.5144000	23.5144000	23.2792560
270	0.074143997	4.4177959	4.4628755	4.5079550	4.5079550	4.5079550	4.4628755	4.5079550	4.5079550	4.5079550	4.4628755
285	0.038978947	2.3225216	2.3462208	2.3699200	2.3699200	2.3699200	2.3462208	2.3699200	2.3699200	2.3699200	2.3462208
300	0.029065302	1.7318269	1.7494986	1.7671704	1.7671704	1.7671704	1.7494986	1.7671704	1.7671704	1.7671704	1.7494986
315	0.021287281	1.2683814	1.2813240	1.2942667	1.2942667	1.2942667	1.2813240	1.2942667	1.2942667	1.2942667	1.2813240
330	0.014820302	0.8830529	0.8920636	0.9010743	0.9010743	0.9010743	0.8920636	0.9010743	0.9010743	0.9010743	0.8920636
345	0.012239261	0.7292641	0.7367056	0.7441471	0.7441471	0.7441471	0.7367056	0.7441471	0.7441471	0.7441471	0.7367056
360	0.010424232	0.6211175	0.6274554	0.6337933	0.6337933	0.6337933	0.6274554	0.6337933	0.6337933	0.6337933	0.6274554
375	0.009078167	0.5409135	0.5464330	0.5519525	0.5519525	0.5519525	0.5464330	0.5519525	0.5519525	0.5519525	0.5464330
390	0.00733044	0.4367769	0.4412338	0.4456907	0.4456907	0.4456907	0.4412338	0.4456907	0.4456907	0.4456907	0.4412338
405	0.006578251	0.3919585	0.3959581	0.3999577	0.3999577	0.3999577	0.3959581	0.3999577	0.3999577	0.3999577	0.3959581
420	0.005966089	0.3554834	0.3591108	0.3627382	0.3627382	0.3627382	0.3591108	0.3627382	0.3627382	0.3627382	0.3591108
435	0.005458176	0.3252200	0.3285385	0.3318571	0.3318571	0.3318571	0.3285385	0.3318571	0.3318571	0.3318571	0.3285385
450	3.22625E-06	0.0001922	0.0001942	0.0001962	0.0001962	0.0001962	0.0001942	0.0001962	0.0001962	0.0001962	0.0001942
465	2.99156E-06	0.0001782	0.0001801	0.0001819	0.0001819	0.0001819	0.0001801	0.0001819	0.0001819	0.0001819	0.0001801
480	2.7887E-06	0.0001662	0.0001679	0.0001696	0.0001696	0.0001696	0.0001679	0.0001696	0.0001696	0.0001696	0.0001679

Tabla 4.14 Cálculo de hietogramas

4.6 Obtención de hidrogramas para la zona de estudio

A diferencia de las cuencas urbanas, las cuencas rurales generalmente se encuentran instrumentadas a la salida, lo que permite la obtención de datos hidrométricos que facilitan la construcción de hidrogramas de diseño.

En las cuencas urbanas la falta de aforos y la necesidad de contar con avenidas de diseño ya sea para el diseño y construcción de obras de drenaje o regulación hace recurrir a métodos basados en las características fisiográficas de las cuencas como los son los hidrogramas unitarios sintéticos.

4.6.1 Comportamiento de hidrogramas en el Valle de México

La Zona Metropolitana de la Ciudad de México y el área conurbada (que forman parte de la cuenca del Valle de México) son áreas predominantemente urbanizadas cuyas necesidades inherentes de obras de conducción, drenaje y protección hacen imperante que los métodos utilizados para la estimación de datos hidrológicos sean confiables.

Debido a que la red primaria de drenaje se diseña generalmente para un periodo de retorno mayor que el considerado para la red secundaria, es probable que esta última llegue a trabajar llena, en cuyo caso la capacidad de descarga se limita, lo que da origen a hidrogramas cuya forma se asemeja más a un trapecio que a un triángulo (Díaz, A., 1977).

Bajo la consideración anterior y tomando en cuenta que el final del escurrimiento es un proceso paulatino que se desarrolla de manera más lenta que el escurrimiento al inicio de la tormenta, la rama descendente del hidrograma sintético trapecial sería más larga que la de ascenso. De acuerdo con Domínguez, et. al. (1982) si el hidrograma resultara triangular el tiempo que tardaría en finalizar el escurrimiento a partir del gasto pico será el equivalente a 1.4 veces el tiempo pico.

De acuerdo con el Manual de Hidráulica Urbana si el gasto pico calculado es menor que el gasto máximo que puede conducir el sistema, entonces se presentaría un hidrograma triangular, si por el contrario el gasto pico es mayor que el gasto máximo de conducción del sistema es necesario obtener un factor $F = \frac{Q_p}{Q_s}$ para determinar la capacidad teórica (Q_p') y la forma del hidrograma (Fig. 4.14).

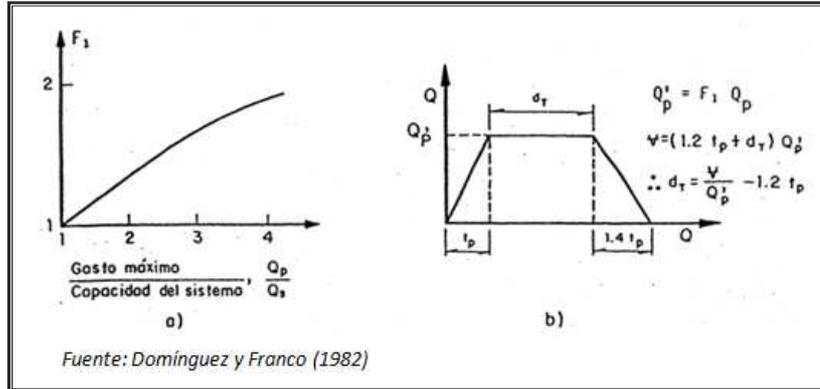


Fig. 4.14 Hidrograma sintético cuando la capacidad del sistema es menor que el gasto máximo

4.6.2 Cálculo de hidrogramas para las aportaciones

La obtención de los hidrogramas se hizo con base en la construcción de hidrogramas sintéticos empleados para el Valle de México, mismos que tienen una forma trapecial con las siguientes características.

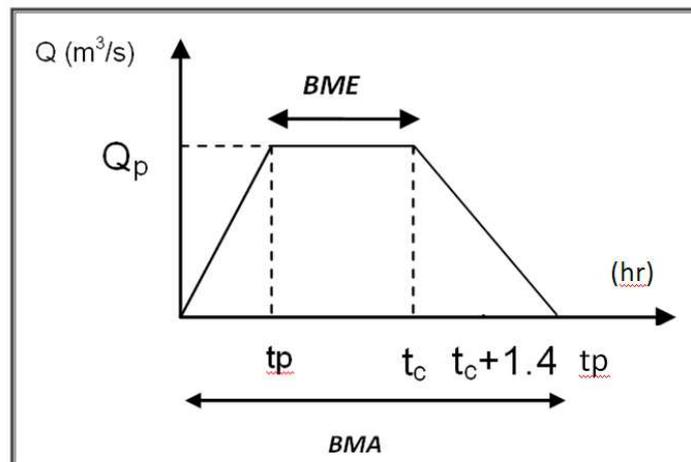


Fig. 4.15 Hidrograma sintético para el Valle de México

Donde

t_p tiempo pico igual a la duración de cada barra del hietograma, siempre menor o igual que el t_c (hrs)

t_c tiempo de concentración (hrs)

BMA $t_c + 1.4t_p$ (hrs)

BME $t_c - t_p$ (hrs)

QP Gasto pico (m³/seg)

Una vez obtenido el comportamiento de la precipitación a lo largo del tiempo se procede a determinar la precipitación efectiva

$$P_e = C_e P \quad (4.29)$$

Donde

P_e Precipitación efectiva (mm)

C_e Coeficiente de escurrimiento (adimensional)

P Altura de precipitación (mm)

El volumen de escurrimiento producido por el hidrograma resulta ser el área bajo el trapecio así como también la precipitación efectiva (P_e) multiplicada por la superficie que ocupa cada captación, bajo estas premisas se puede obtener el gasto pico para cada hidrograma sintético de acuerdo con el siguiente procedimiento.

$$V_e = (P_e A) \quad (4.30)$$

$$V_e = \left(\frac{2t_c + 4t_p}{2} \right) Q_p \quad (4.31)$$

Donde

V_e Volumen de escurrimiento (m3)

Q_p Gasto pico (m3/seg)

A partir de los datos de las ecuaciones anteriores el gasto pico para cada hidrograma sintético resulta a partir de la siguiente ecuación:

$$Q_p = \left(\frac{2V_e}{2t_c + 0.4t_p} \right) \quad (4.32)$$

Se realizó el cálculo de un hidrograma sintético para cada barra del hietograma, hasta una duración de 8 horas y posteriormente se realizó una superposición de los mismos cada vez que se llega al tiempo pico.

La superposición de los hidrogramas de cada barra del hietograma permitió la obtención de los gastos a través del tiempo hasta la duración deseada, el gasto pico de este hidrograma final resulta ser el valor más grande de la suma de ordenadas y el volumen de escurrimiento que ocasionará dicho hidrograma se obtiene como el área bajo la curva del mismo. El hidrograma final es el resultado de la suma de las ordenadas de los hidrogramas superpuestos.

Gastos pico y volúmenes de escurrimiento		
Captación	Gasto pico (m3/seg)	Ve (m3)
P.B. 12 (Escenario con 21.79km2)	39.94	357,314.87
P.B.Division del N.	15.74	127,291.13
Carcarmo CAPUFE	0.12	285.03
P.B. Ayotla Oriente	5.02	17,540.56
Avandaro	2.31	14,661.37
Guadalupe Victoria	14.70	79,879.70
Xico (Ayotla)	13.06	58,264.65
Darío Martínez	5.10	36,927.49
San Juan Tlapizahuac	4.43	24,077.88
P.B. Canal General	6.42	68,169.64

Tabla. 4.15 Gasto pico de cada aportación

A continuación se muestra la forma de los hidrogramas obtenidos para cada una de las captaciones.

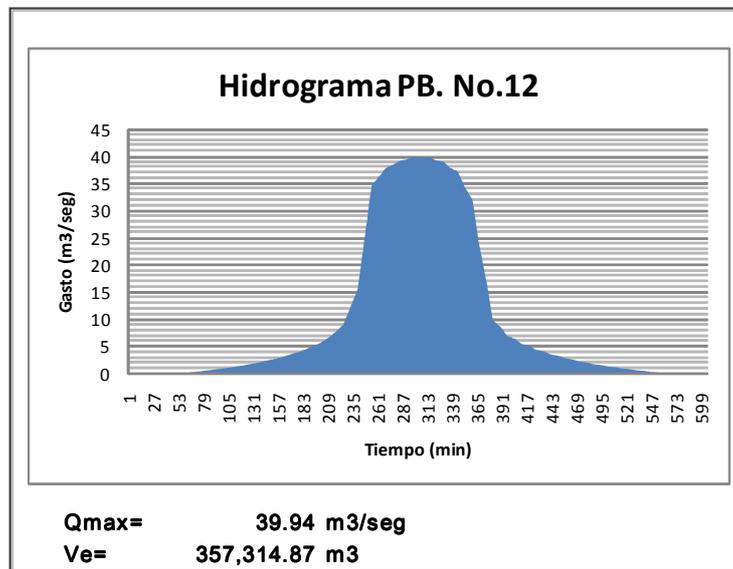


Fig. 4.16 Hidrograma Planta de bombeo No. 12

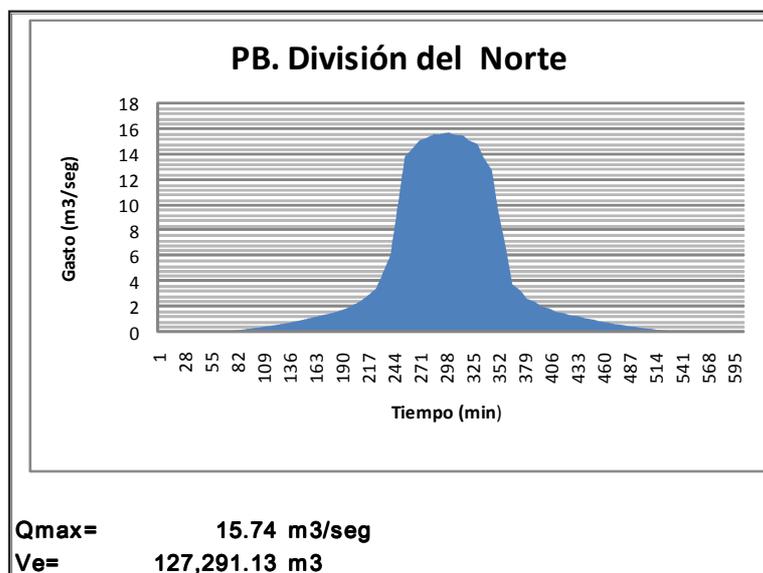


Fig. 4.17 Hidrograma Planta de bombeo División del Norte

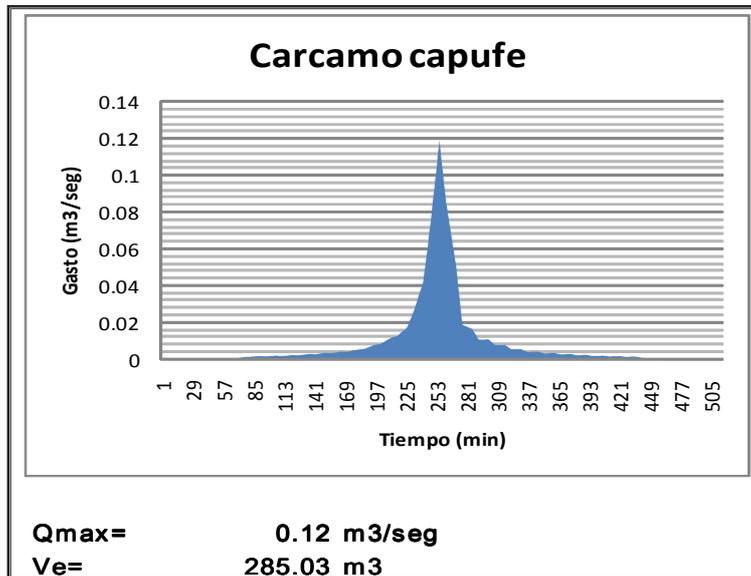


Fig. 4.18 Hidrograma Cárcamo CAPUFE

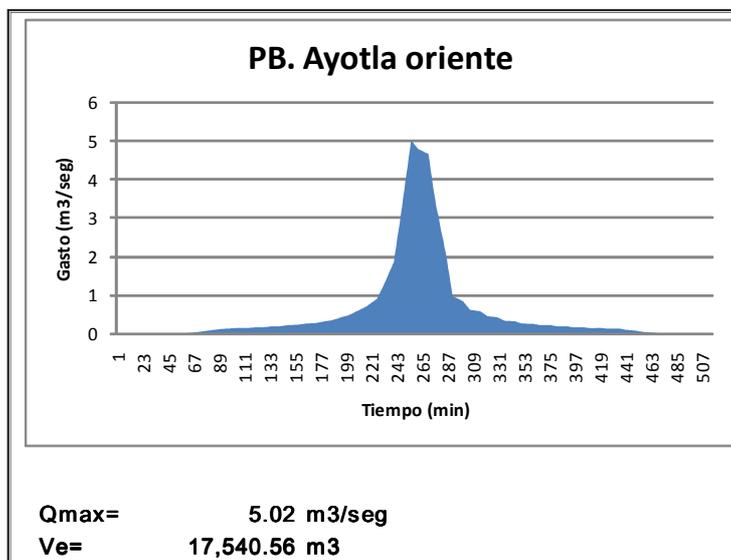


Fig. 4.19 Hidrograma Planta de bombeo Ayotla Oriente

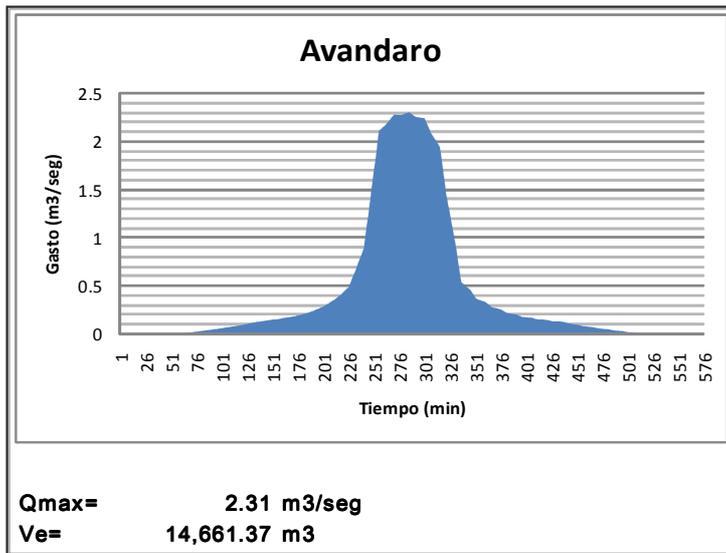


Fig. 4.20 Hidrograma Planta de bombeo Avándaro

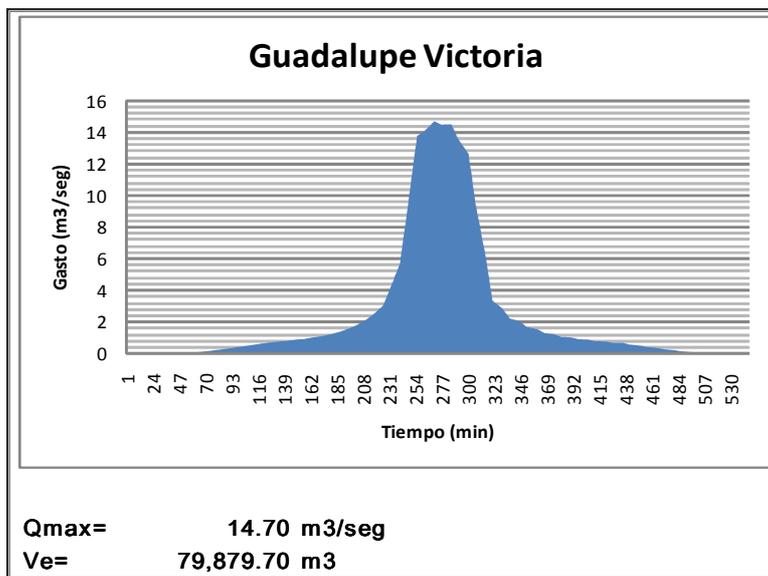


Fig. 4.21 Hidrograma Planta de bombeo Guadalupe Victoria

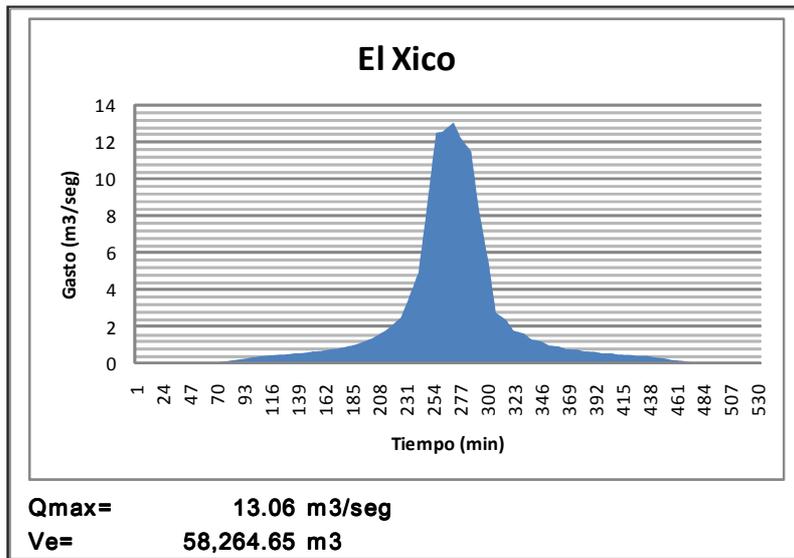


Fig. 4.22 Hidrograma Planta de bombeo El Xico

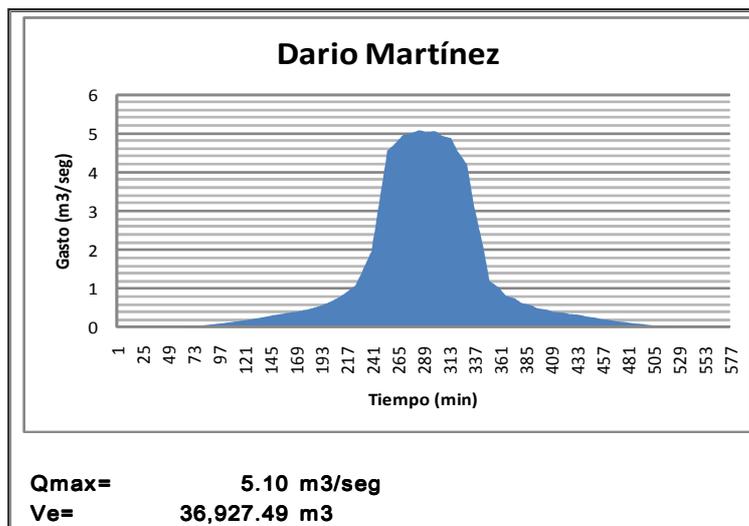


Fig. 4.23 Hidrograma Planta de bombeo Dario Martínez

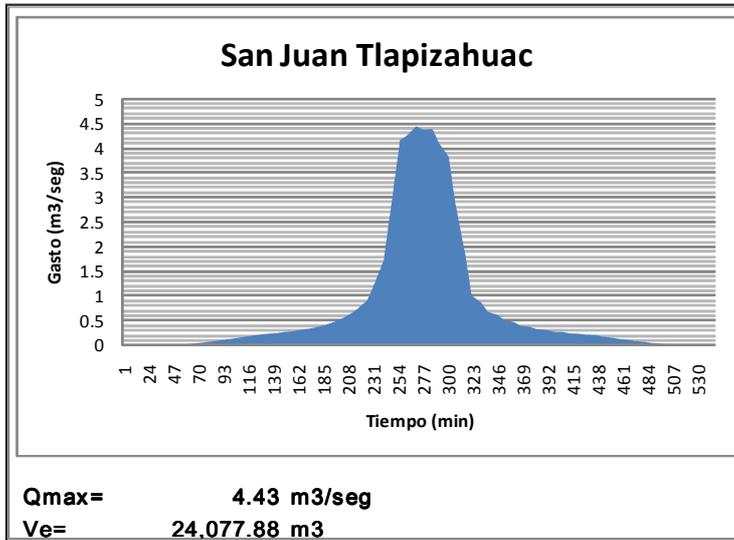


Fig. 4.24 Hidrograma Planta de bombeo San Juan Tlapizahuac

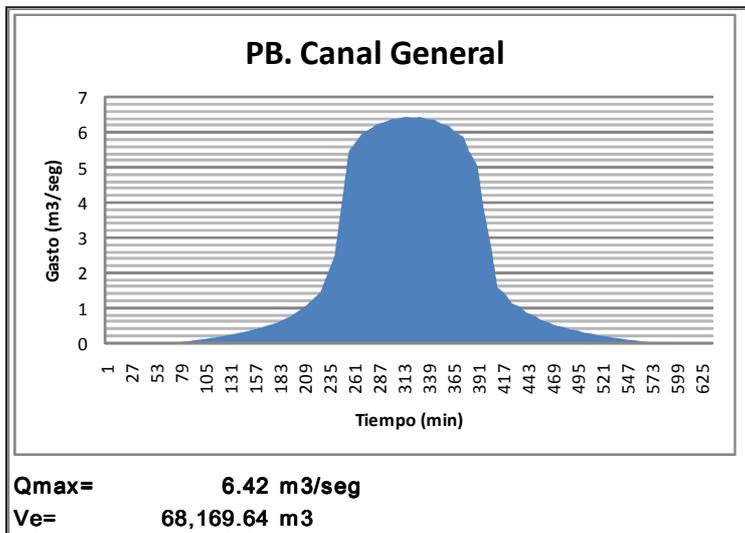


Fig. 4.25 Hidrograma Planta de bombeo Canal General

5. Determinación de tirantes para prevención de inundación

5.1 Revisión de capacidades de conducción

Una vez obtenidos los hidrogramas de diseño, es necesario comparar el gasto máximo calculado ($Q_{\text{máx}}$) contra el gasto máximo que admite el colector ($Q_{\text{cmáx}}$), si éste último es mayor que $Q_{\text{máx}}$, la capacidad hidráulica del colector es la adecuada para transitar el caudal sin ningún problema; por el contrario, si el gasto máximo que admite el colector es menor que el obtenido en el cálculo del hidrograma, será necesario modificar la forma del hidrograma obtenido, y a partir de este procedimiento se observa que la duración total del mismo aumenta, con mayores tiempos de inundación.

En la revisión de capacidades máximas de conducción de las tuberías responsables del desalojo de las avenidas, se encontró que: en más del 50% de los casos los colectores no cuentan con la capacidad hidráulica suficiente para transitar el gasto máximo sin modificar, lo que implica la necesidad de modificar su forma (Tabla 5.1).

Aportación	Diámetro de tubería (m)	Q máximo calculado (m^3/s)	$Q_{\text{máx}}$ a tubo lleno (m^3/s)	Resultado
Planta de Bombeo No. 12	2.44	39.34	11.570	Diámetro insuficiente
Planta de Div. Nte	1.83	15.74	8.494	Diámetro insuficiente
Capufe	0.91	0.12	2.283	Diámetro suficiente
Ayotla ote	1.83	5.02	5.372	Diámetro suficiente
Avandaro	1.52	2.31	4.011	Diámetro suficiente
Gpe Victoria	2.44	14.7	11.570	Diámetro insuficiente
El xico	2.13	13.06	8.05	Diámetro insuficiente
Dario Martinez	2.44	5.1	11.56987726	Diámetro suficiente
San Juan Tlapizahuac	1.52	4.43	3.66151195	Diámetro insuficiente

Tabla 5.1 Comparación entre gastos máximos que admite el colector y gastos máximos de hidrogramas

Debido a los resultados de la tabla anterior y previo al cálculo de los tirantes máximos en las descargas, se revisó el cambio en el comportamiento de los hidrogramas para los cuales el colector resulta insuficiente, cabe hacer mención que la modificación solo se realizó en la forma del hidrograma, el volumen de la avenida se conserva.

La comparación de los hidrogramas obtenidos y la modificación de su forma se muestra a continuación.

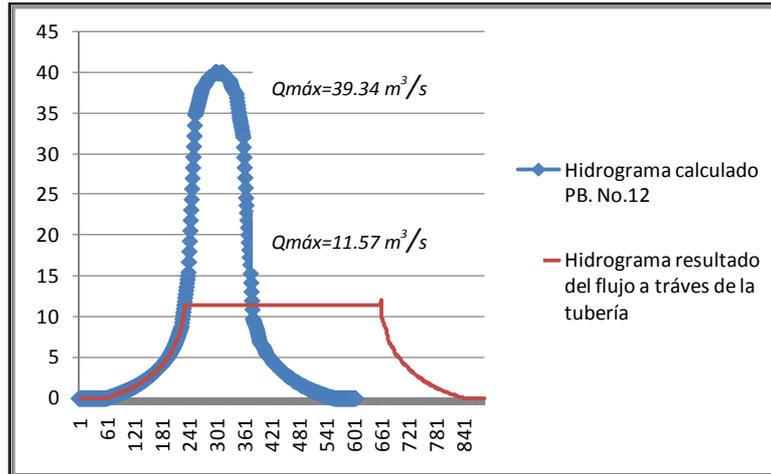


Fig. 5.1 Comparativa de hidrograma calculado de la P.B. No. 12 y la modificación de su forma por la capacidad máxima del sistema

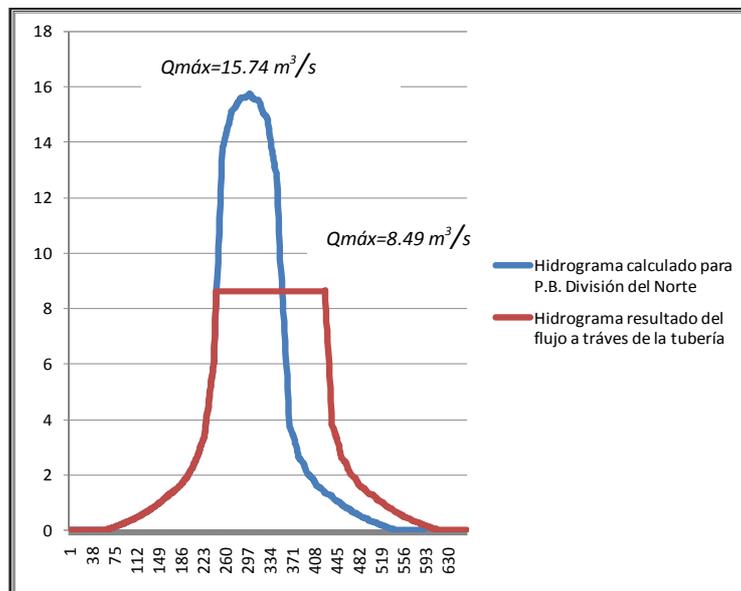


Fig. 5.2 Comparativa de hidrograma calculado de la P.B. División del Norte y la modificación de su forma por insuficiencia de capacidad de conducción

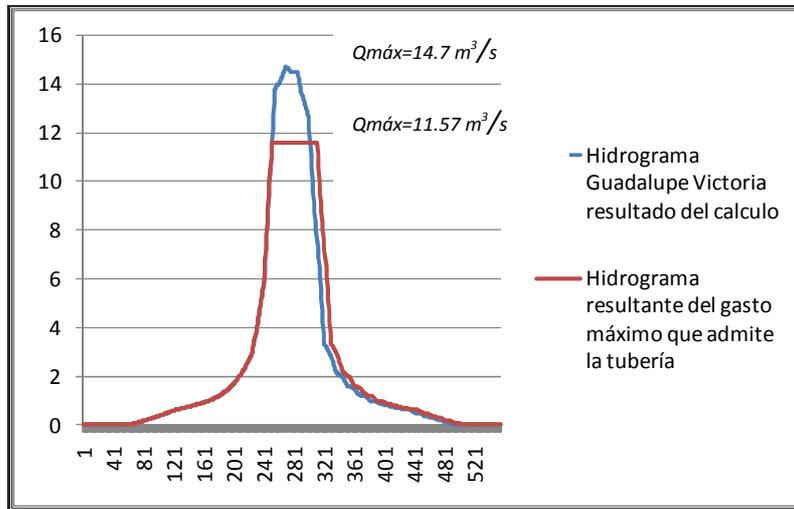


Fig. 5.3 Comparativa de hidrograma calculado de la P.B. Guadalupe Victoria y la modificación de su forma por insuficiencia de capacidad de conducción

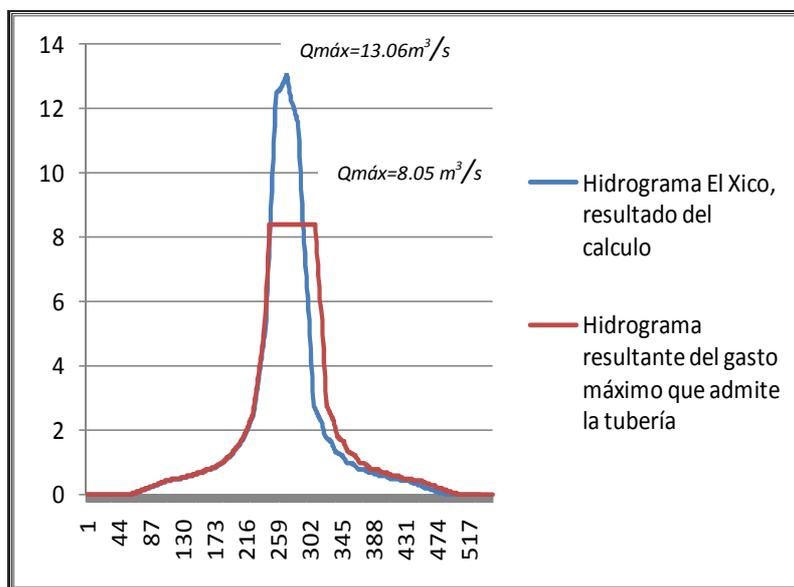


Fig. 5.4 Comparativa de hidrograma calculado de la P.B. Xico y la modificación de su forma por insuficiencia de capacidad de conducción

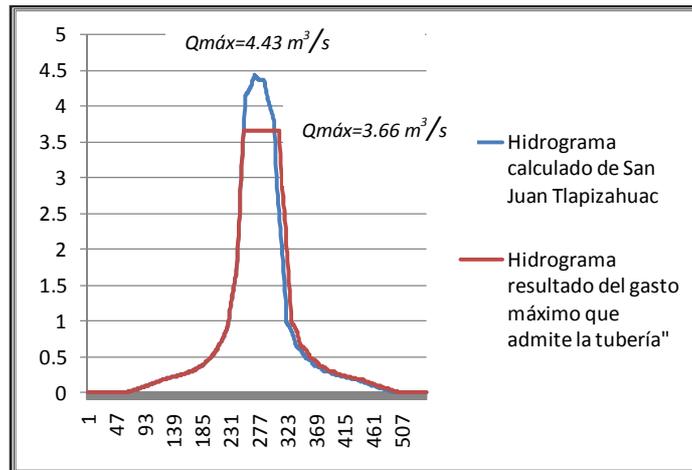


Fig. 5.5 Comparativa de hidrograma calculado de la P.B. San Juan Tlapizahuac y la modificación de su forma por insuficiencia de capacidad de conducción

Una vez que se cuenta con estos resultados es oportuno revisar los sitios donde se propone la medición de los tirantes, con la finalidad de monitorear el incremento de caudales e implementar un sistema de alerta temprana para la población.

5.2 Propuesta de medición de tirantes en la lumbrera 1

La lumbrera 1 recibe las aportaciones del Río de la compañía y la planta de bombeo No.12, cuyos caudales pueden ser medidos por medio de estructuras de control independientes como se muestra en la *Fig. 5.6*.

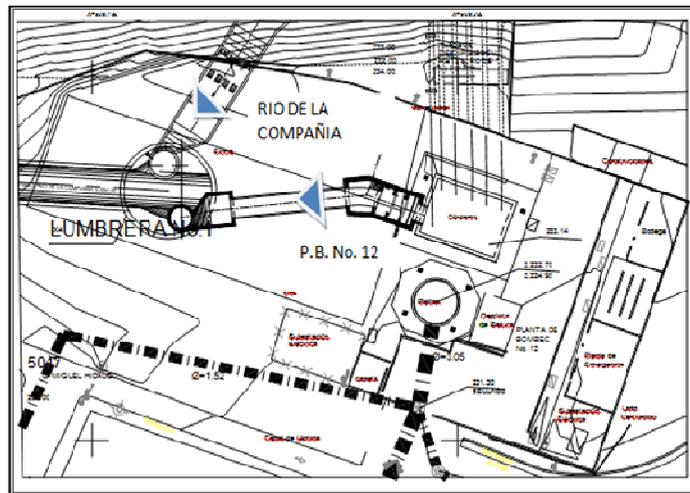


Fig. 5.6 Aportaciones al Lumbrera L1

5.2.1 Captación 1 Río de la compañía (Descarga L1.1)

La avenida de diseño correspondiente a la cuenca del Río de la compañía se tomó a partir del estudio realizado por el Instituto de Ingeniería para la cuenca alta del Río de la compañía, en dicho estudio se recomienda utilizar un gasto de diseño de $30\text{m}^3/\text{s}$ que será enviado al túnel a través de la lumbrera L1.

Para el caso de la captación del Río de la compañía el flujo aportado puede ser medido en la caja de control localizada en el cadenamamiento 0+027.25 la cual se encuentra habilitada con un par de compuertas deslizantes.

Aguas abajo de la caja en dirección a la lumbrera, se encuentra un cimacio, en cuyo inicio se calculó el tirante que servirá como condición de frontera para el cálculo del perfil del flujo, mismo que se realizó a partir de este punto hacia aguas arriba, con la finalidad de obtener la variación del tirante hasta el inicio de la caja de control. A continuación se presentan la planta y el perfil de dicha aportación y se especifica la ubicación de la compuerta de medición.

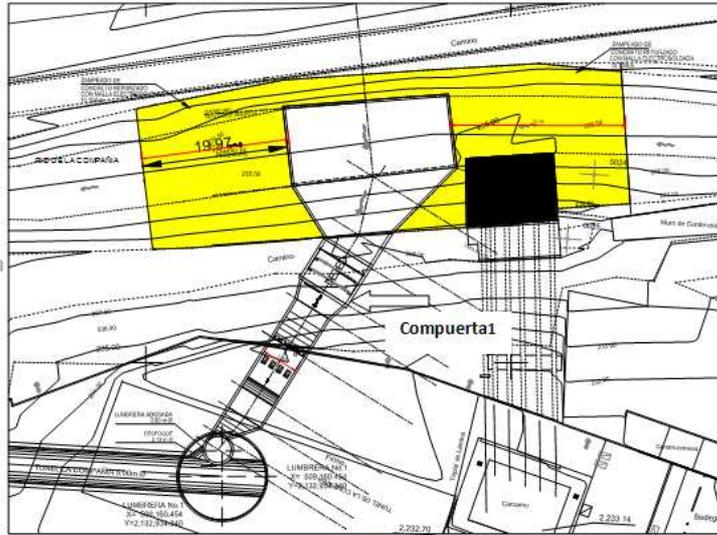


Fig. 5.7 Planta aportación río de la compañía a lumbrera L-1

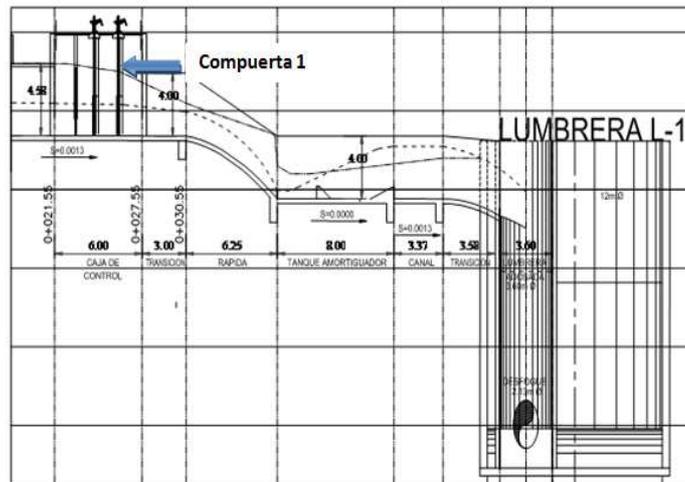


Fig. 5.8 Perfil de la descarga del Río de la compañía a lumbrera L-1

Para el cálculo del perfil se realizaron tres escenarios en flujo permanente: aplicando el 100%, 60% y 30% del gasto máximo que originará la cuenca del Río de la Compañía con un $T_r=10$ años.

Con lo anterior se muestra que el gasto puede transitar perfectamente a través de ésta estructura; se propone que el aforo de gastos se realice en la compuerta 1 (marcada en la figura 5.8) ya que en ninguno de los tres escenarios el agua sobrepasa el nivel de apertura máxima de la misma.

Importante es mencionar que dichos escenarios se realizaron con las compuertas totalmente abiertas como se puede observar en las siguientes figuras. En resumen los gastos aforados en la compuerta 1 y los tirantes asociados a los mismos son:

Gasto (m ³ /s)	Tirante (m)
30	2.43
18	1.71
9	1.08

Tabla 5.2 Aforo de gastos en compuerta 1 hacia lumbrera L1

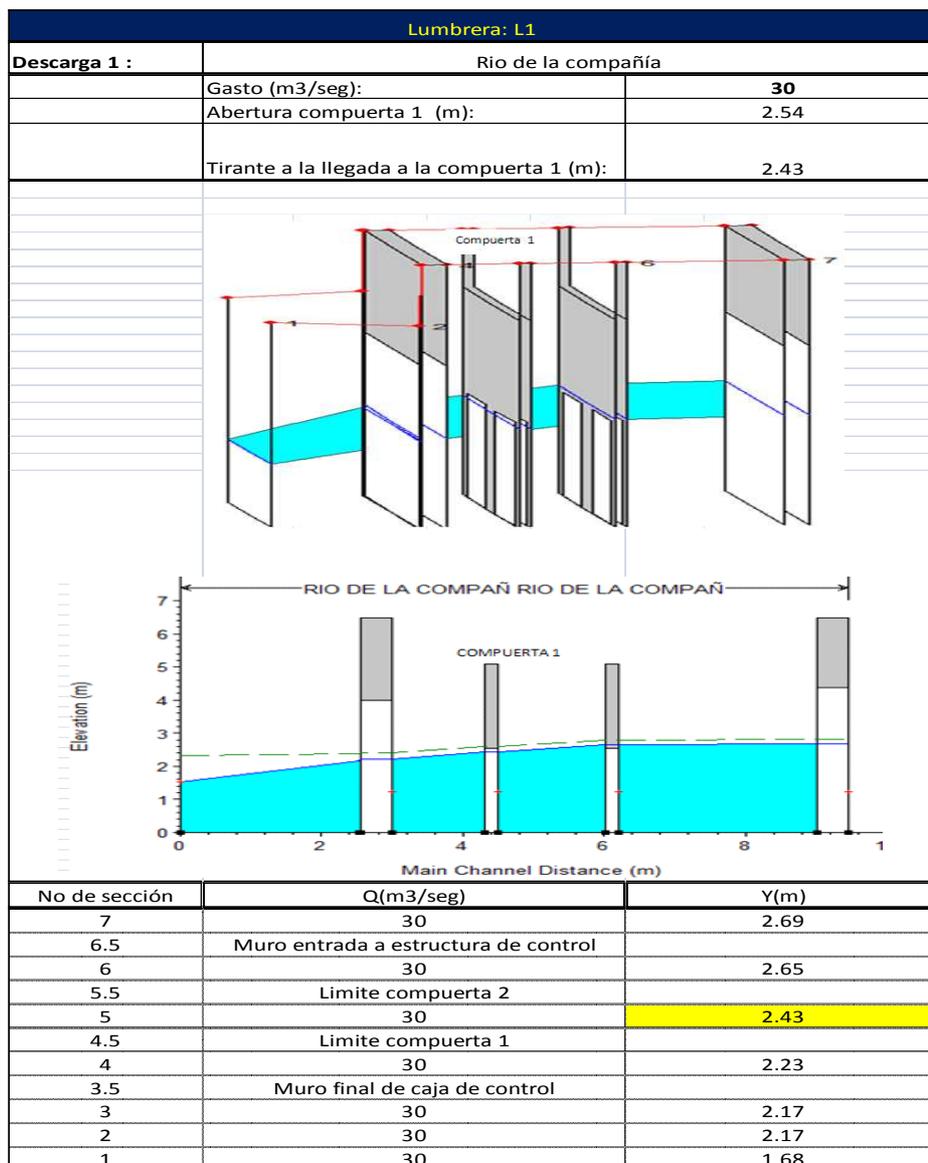


Fig. 5.9 Perfil a través de estructura de descarga L1.1 con gasto máximo

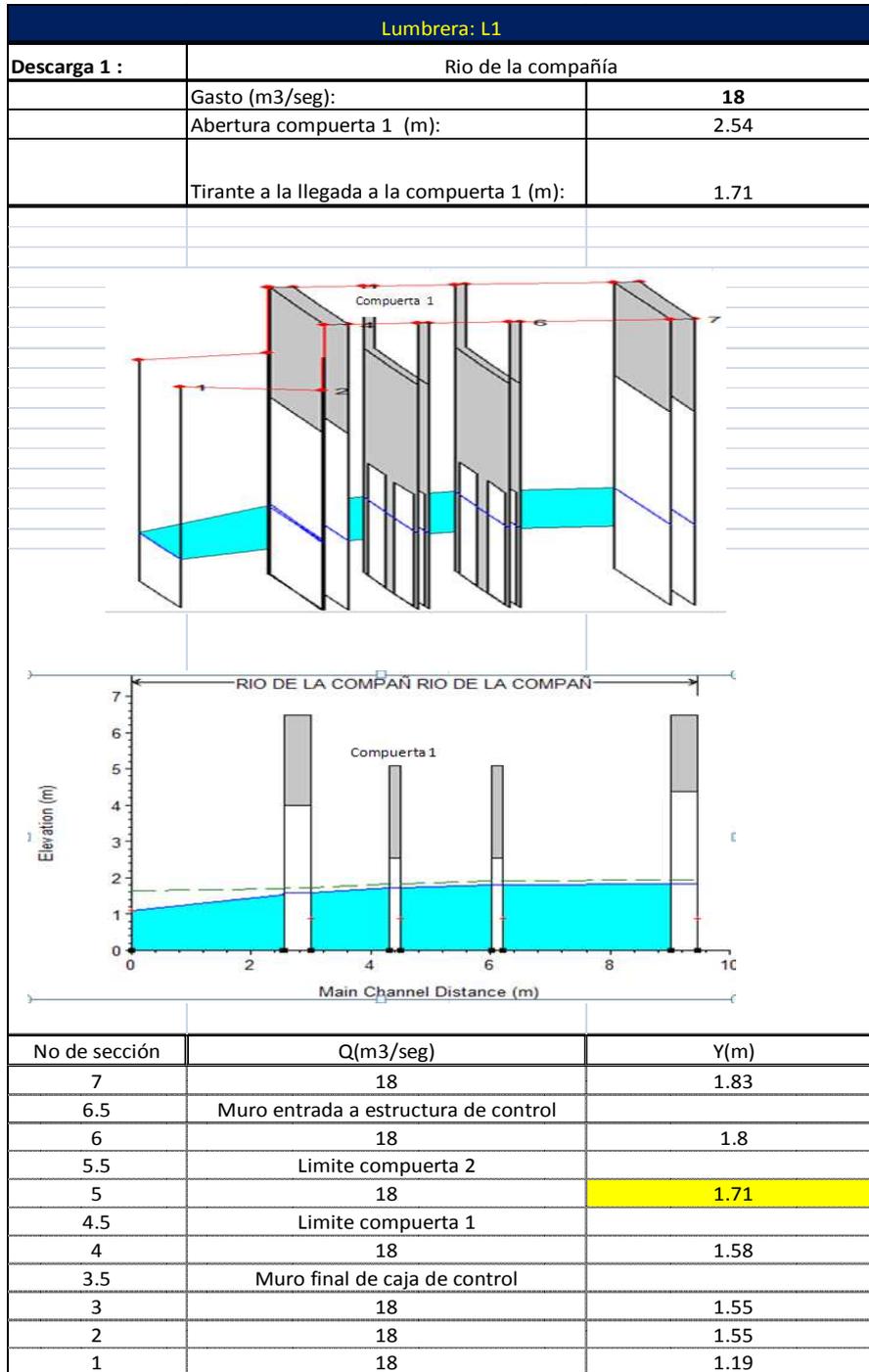


Fig. 5.10 Perfil a través de estructura de descarga L1.1 con 60% del gasto máximo

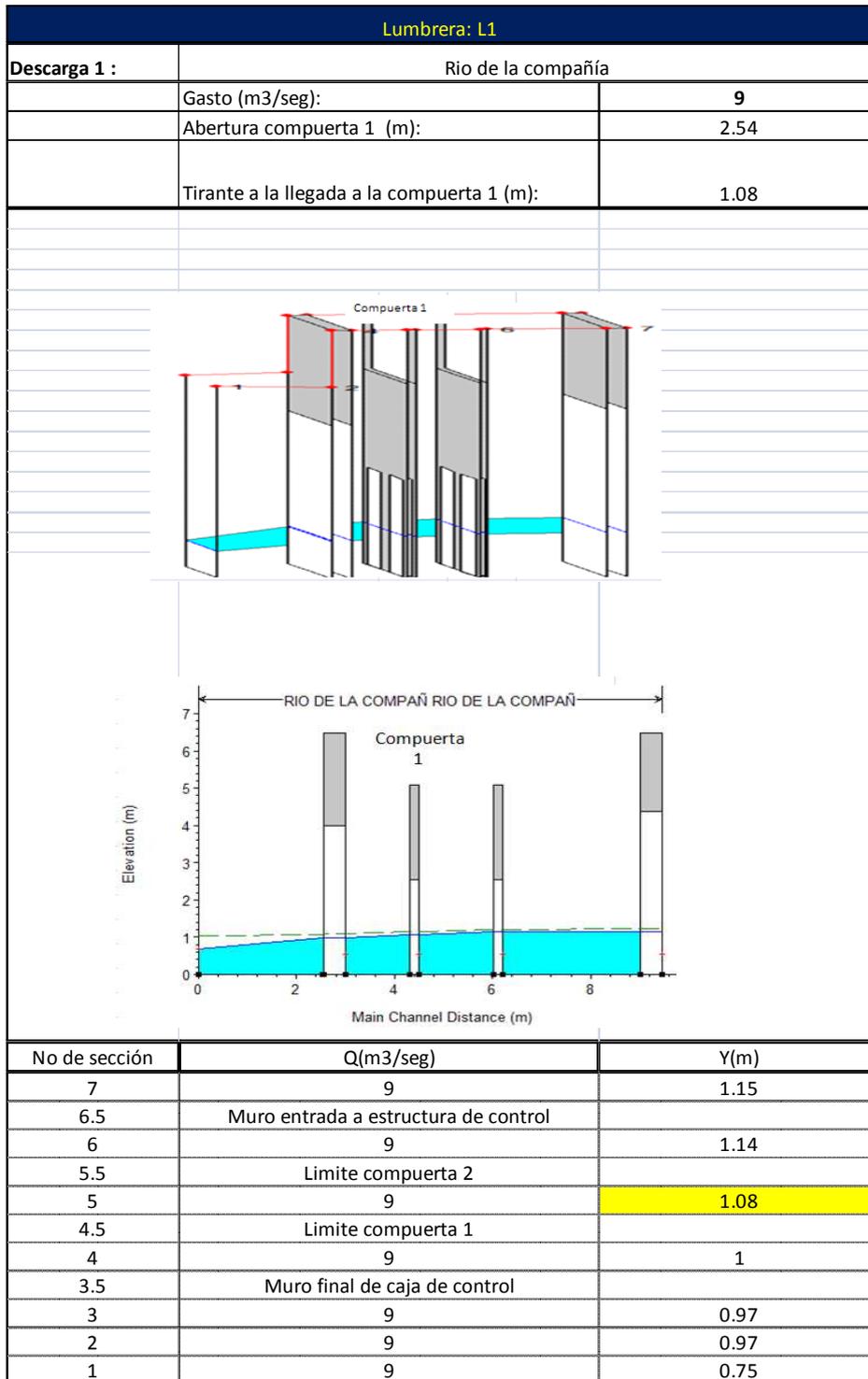


Fig. 5.11 Perfil a través de estructura de descarga L1.1 con 30% del gasto máximo

5.2.2 Planta de bombeo No. 12 (Descarga L1.2)

La medición del flujo que aporta la planta de bombeo No.12 podrá ser realizada mediante el juego de compuertas que se encuentra inmediatamente al finalizar el cárcamo de dicha planta entre los cadenamientos 0+001.00 y 0+006.6 , que conduce el caudal hacia la lumbrera L-1 mediante un colector de 2.44m de diámetro, ya que no existe otra aportación desde las compuertas mencionadas hasta la descarga en la lumbrera, por lo que al gasto que se mida en las compuertas será el mismo que se tenga en la descarga.

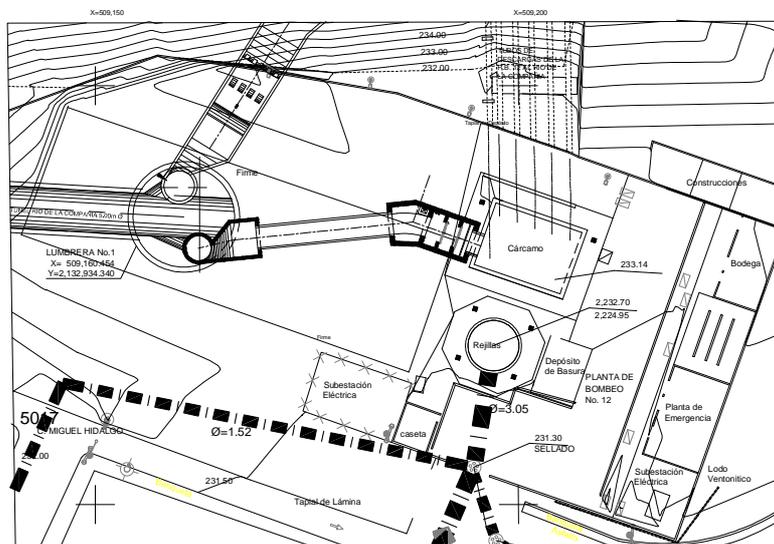


Fig. 5.12 Planta de aportación Planta de bombeo No. 12 a lumbrera L1

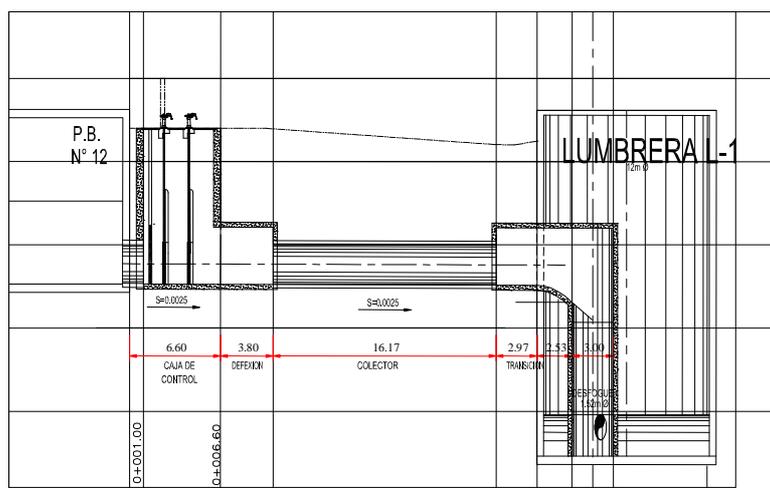


Fig.5.13 Perfil de la descarga de la Planta de bombeo No. 12 a lumbrera L-1

Importante es mencionar que la cuenca de la planta de bombeo No. 12 es un caso al que se le debe prestar especial atención; el área que se pretende drenar a través de dicha descarga hacia el túnel ocasionará un gasto de 39.94m³/s, equivalente a tres veces el gasto máximo que puede conducir el colector. Lo anterior incide directamente en el tiempo de tránsito total de la avenida y permite que los tiempos de inundación se prolonguen.

Para el caso de la Planta de bombeo No. 12 se realizó el cálculo del perfil asociado al caudal máximo admitido por el colector (11.56m³/s), los resultados se muestran en la Fig. 5.14.

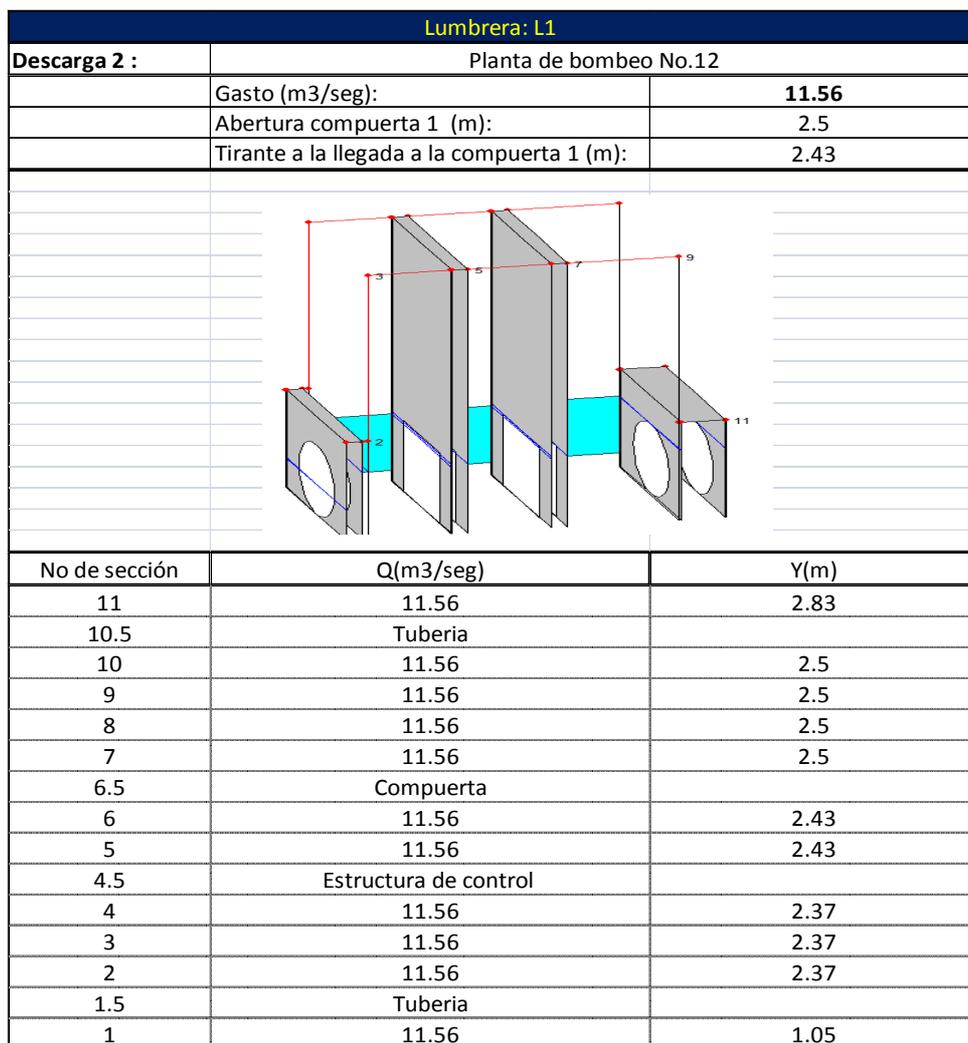


Fig.5.14 Perfil a través de la estructura L1.2 hacia lumbrera L1

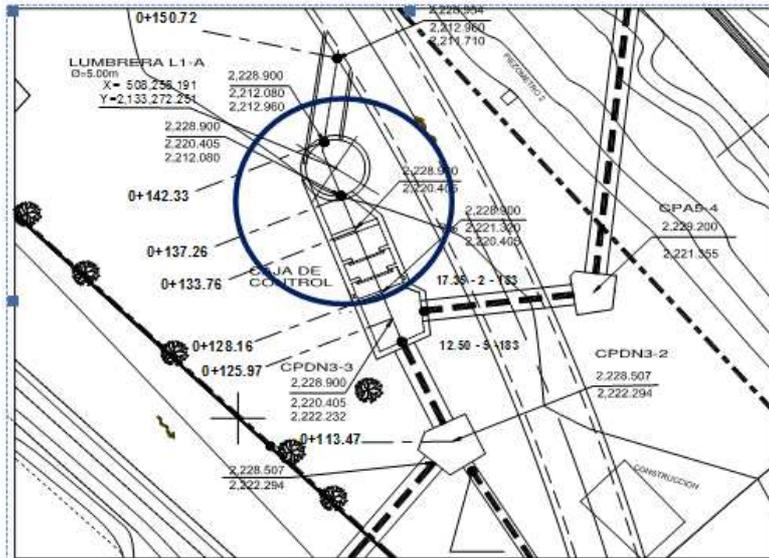


Fig. 5.16 Planta de descarga de la P.B. División del norte, CAPUFE y Ayotla Oriente a lumbreira L1-A

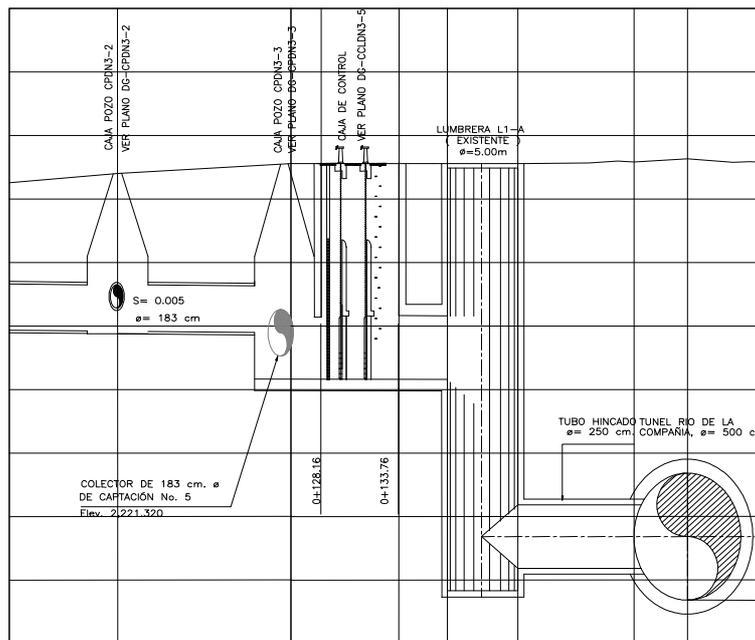


Fig. 5.17 Perfil de descarga PB. División del Norte, CAPUFE y Ayotla Oriente a lumbreira L1-A

Para determinar el gasto con el cual se calcularon los tirantes en la descarga se realizó una superposición de hidrogramas de las aportaciones que convergen en la descarga 1 de la lumbreira L1A (considerando las modificaciones de forma en el hidrograma de diseño de la planta de bombeo División del Norte) la suma de dichas ordenadas proporcionó un nuevo hidrograma cuyo gasto máximo simultaneo es de 13.78 m³/seg (Fig. 5.18).

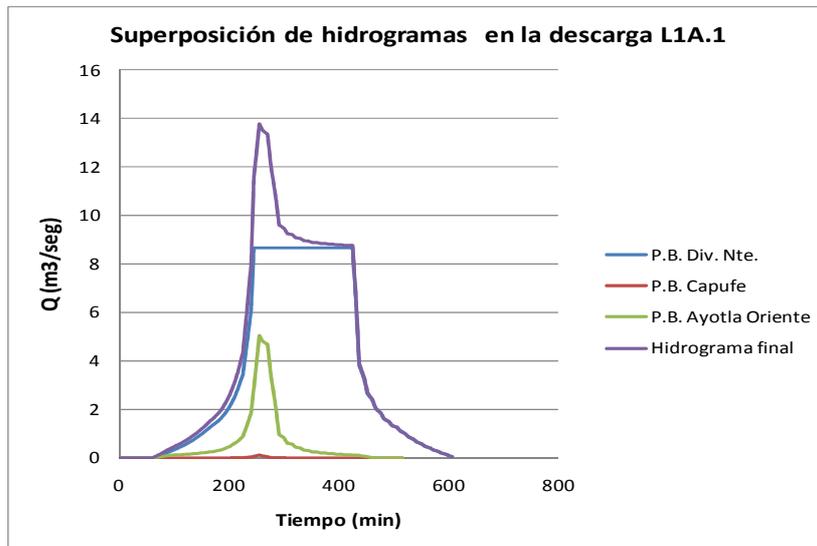


Fig. 5.18 Superposición de hidrogramas de la descarga L1A.1

El cálculo de los perfiles se realizó en flujo permanente utilizando el programa Hec-Ras, se plantearon escenarios para un 100%, 60% y 30% del gasto máximo. El cálculo de perfiles se realizó en la geometría de la estructura de control que se encuentra antes de la descarga a la lumbrera, la cual está equipada con 2 compuertas deslizantes.

Para cada uno de los escenarios se calculó el perfil a partir del punto de descarga a la lumbrera y hasta el inicio de la estructura de control. Como se puede apreciar en la figura 5.17 la descarga del flujo hacia la lumbrera L1-A permite que se forme el tirante crítico justo a la caída, dicho tirante fue utilizado como condición de frontera aguas abajo.

Por medio del cálculo del perfil se determinó el tirante asociado a cada gasto, el cual se midió en la **compuerta 1**.

Como se puede observar en la tabla 5.3, si se realiza el cálculo con el gasto máximo simultaneo de 13.78 m³/seg, el tirante medido a la llegada de la compuerta 1 es de 2.26m (menor que la abertura total de la misma), lo que nos asegura que el colector puede transitar la suma de los gastos máximos de los hidrogramas y se podrá llevar a cabo la medición de tirantes en dicha compuerta.

Gasto(m ³ /seg)	Tirante (m)
13.78	2.26
8.268	1.7
4.134	1.07

Tabla 5.3 Aforo de gastos en compuerta 1 hacia lumbrera L1-A

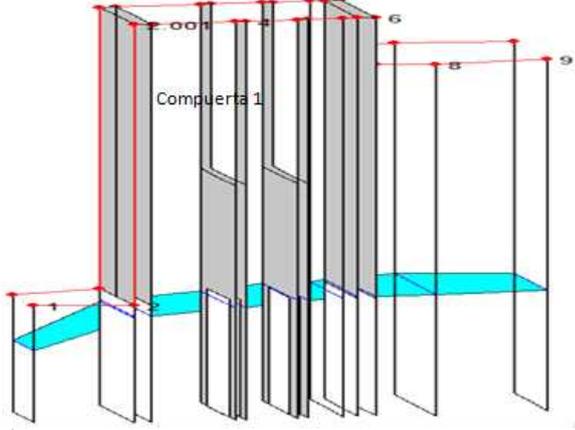
Lumbrera: L1 A		
Descarga1 :	P.B. Div Nte, CAPUFE y Ayotla Ote.	
	Gasto (m3/seg):	13.78
	Abertura compuerta 1 (m):	2.5
	Tirante a la llegada a la compuerta 1 (m):	2.26
		
No de sección	Q(m3/seg)	Y(m)
9	13.78	2.66
8	13.78	2.58
7	13.78	2.54
6	13.78	2.51
5.5	Pared de estructura	
5	13.78	2.38
4.5	Límite compuerta 2	
4	13.78	2.26
3.5	Límite compuerta 1	
3	13.78	2.22
2.8	Pared de estructura	
2.001	13.78	2.22
2	13.78	2.22
1	13.78	1.53

Fig. 5.19 Perfil a través de estructura de descarga L1A.1 con gasto máximo simultaneo ocasionado por la confluencia de las tres captaciones

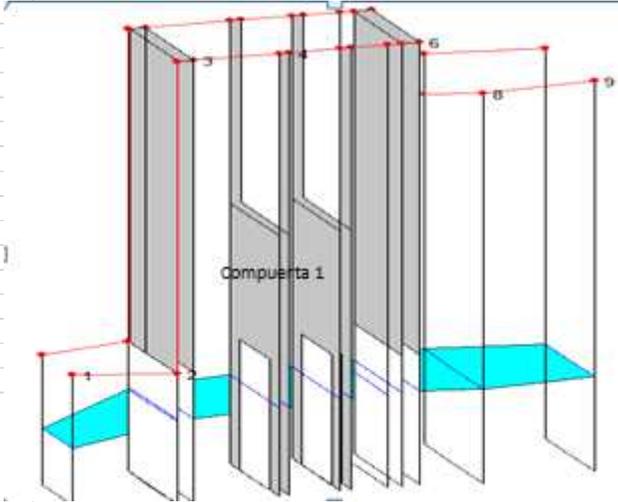
Lumbrera: L1 A		
Descarga 1 :	P.B. Div Nte, CAPUFE y Ayotla Ote.	
	Gasto (m3/seg):	8.268
	Abertura compuerta 1 (m):	2.5
	Tirante a la llegada a la compuerta 1 (m):	1.7
		
No de sección	Q(m3/seg)	Y(m)
9	8.268	1.81
8	8.268	1.82
7	8.268	1.79
6	8.268	1.79
5.5	Pared de estructura	
5	8.268	1.77
4.5	Límite compuerta 2	
4	8.268	1.7
3.5	Límite compuerta 1	
3	8.268	1.61
2.8	Pared de estructura	
2.001	8.268	1.58
2	8.268	1.58
1	8.268	1.08

Fig. 5.20 Perfil a través de estructura de descarga L1A.1 con 60% del gasto máximo simultáneo ocasionado por la confluencia de las tres captaciones

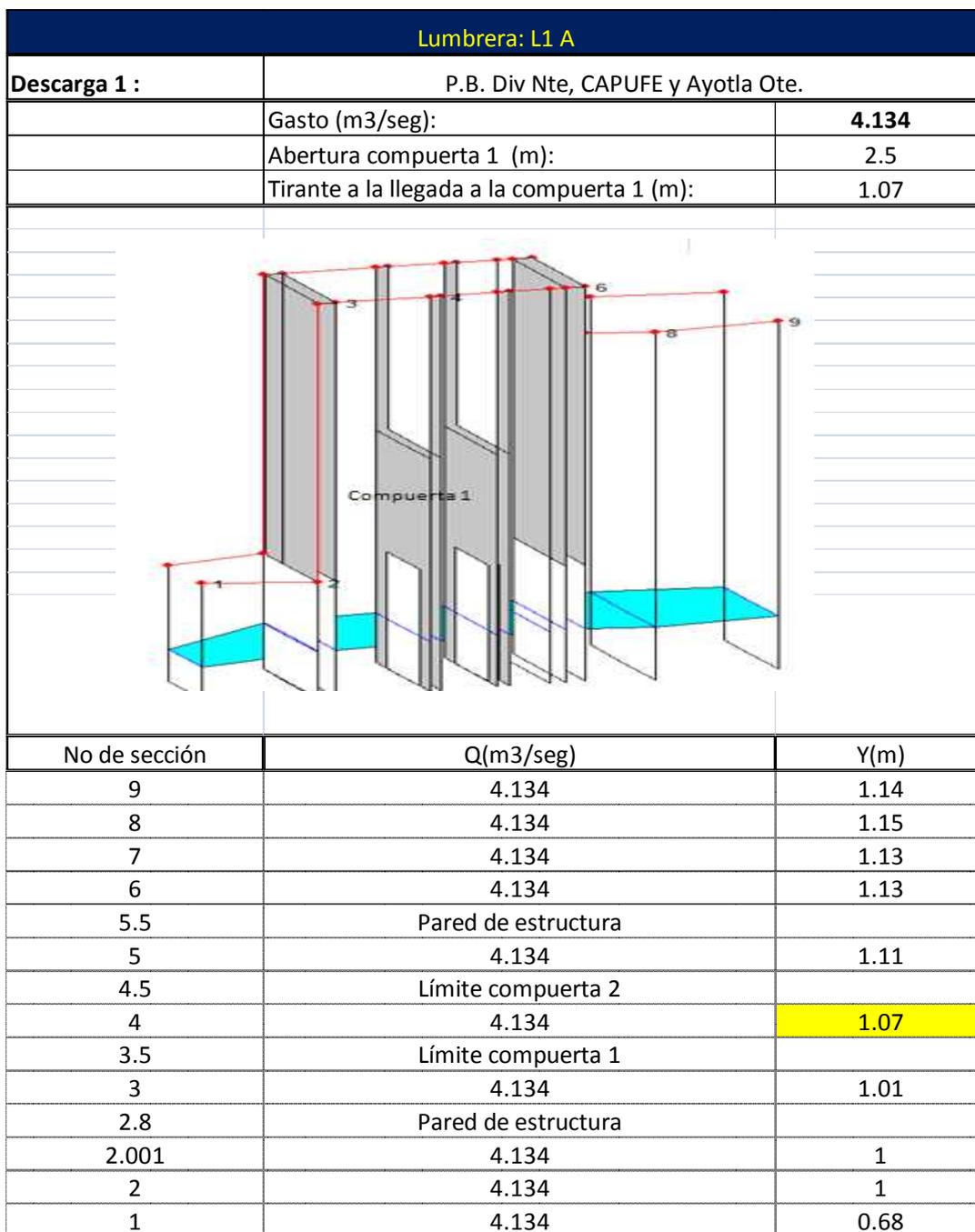


Fig. 5.21 Perfil a través de estructura de descarga L1A.1 con 30% del gasto máximo simultaneo ocasionado por la confluencia de las tres captaciones

5.3.2 P.B. Avándaro (Descarga L1A.2)

El gasto de la aportación del cárcamo de Avándaro puede ser aforado antes de llegar a la lumbrera L1-A mediante la caja de control equipada con compuertas deslizantes, que se localiza entre los cadenamientos 0+630.64 al 0+636.64 (distancia medida a partir de la salida del cárcamo en dirección a la lumbrera de descarga).

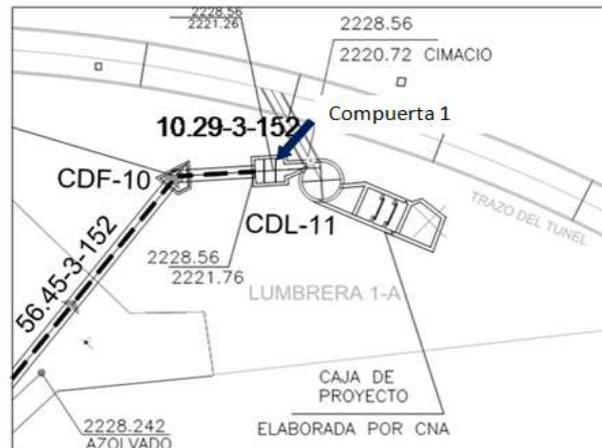


Fig. 5.22 Planta de descarga de cárcamo Avándaro a lumbrera L1-A

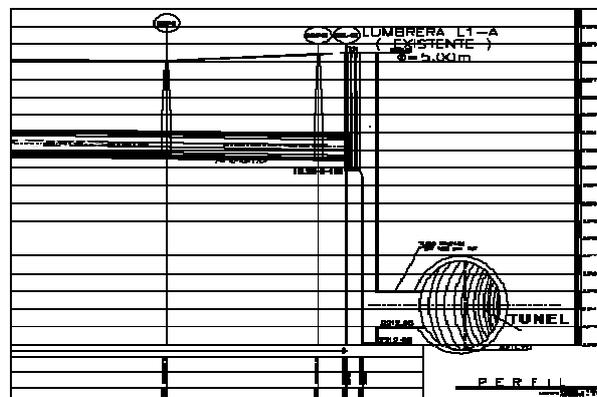


Fig. 5.23 Perfil de descarga de la planta de Bombeo Avándaro a lumbrera L1-A

De igual manera que en la lumbrera anterior para el aforo de los gastos a la lumbrera L1-A se analizaron tres escenarios: al 100%, 60% y 30% del gasto máximo de la P.B. Avandaro el cual fue de 2.31m³/seg.

Se recomienda realizar el aforo en la compuerta marcada como la número 1 misma que antecede a la descarga a la lumbrera L1A.

Una vez calculados los perfiles del flujo asociados al gasto máximo y los porcentajes antes mencionados se obtuvieron los tirantes que a continuación se presentan:

Gasto(m3/seg)	Tirante (m)
2.31	0.51
1.386	0.36
0.693	0.23

Tabla 5.4 Aforo de gastos de P.B. Avándaro realizado en compuerta 1 hacia lumbrera L1-A

Los perfiles de los tres escenarios fueron calculados para flujo permanente con ayuda del programa Hec-Ras, los resultados se pueden apreciar con mayor detalle en los esquemas que se presentan enseguida.

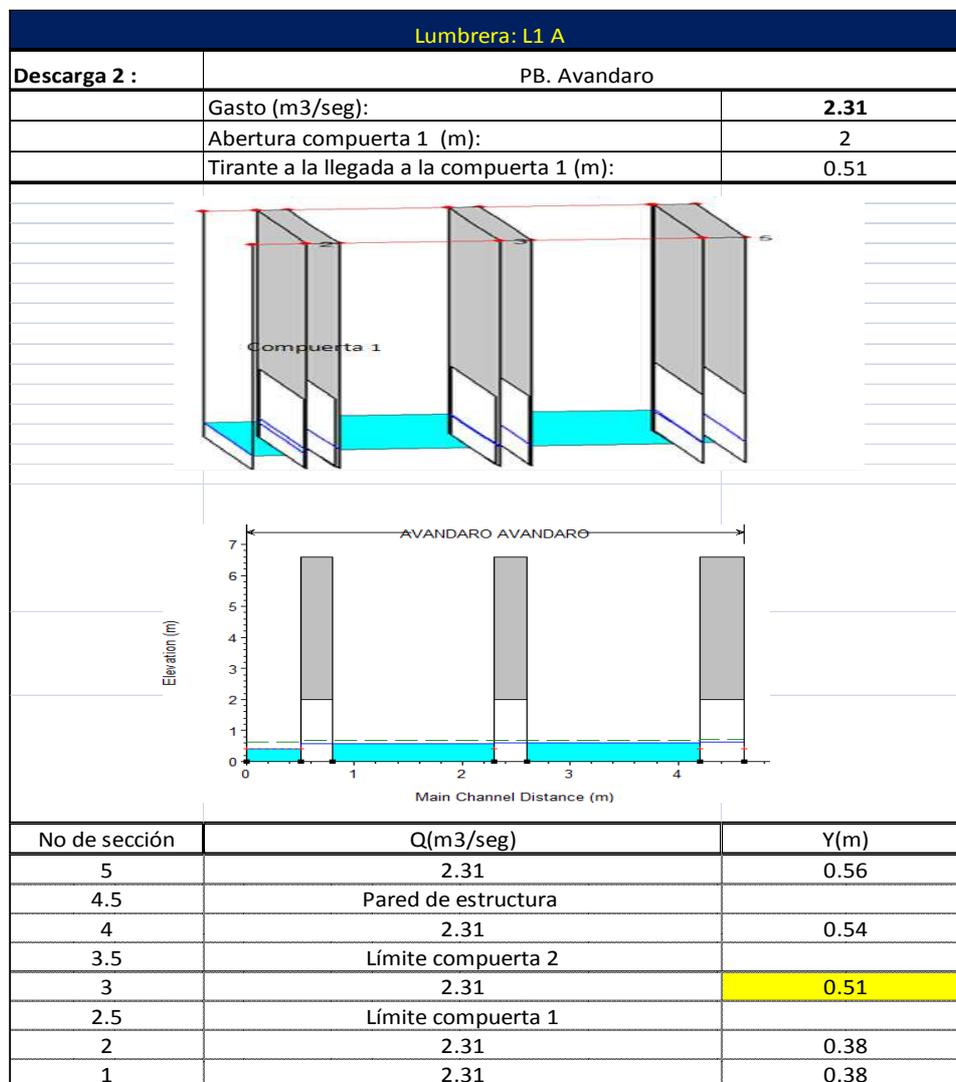


Fig. 5.24 Perfil a través de estructura de descarga L1A.2 a la lumbrera L1-A, al 100% del gasto máximo

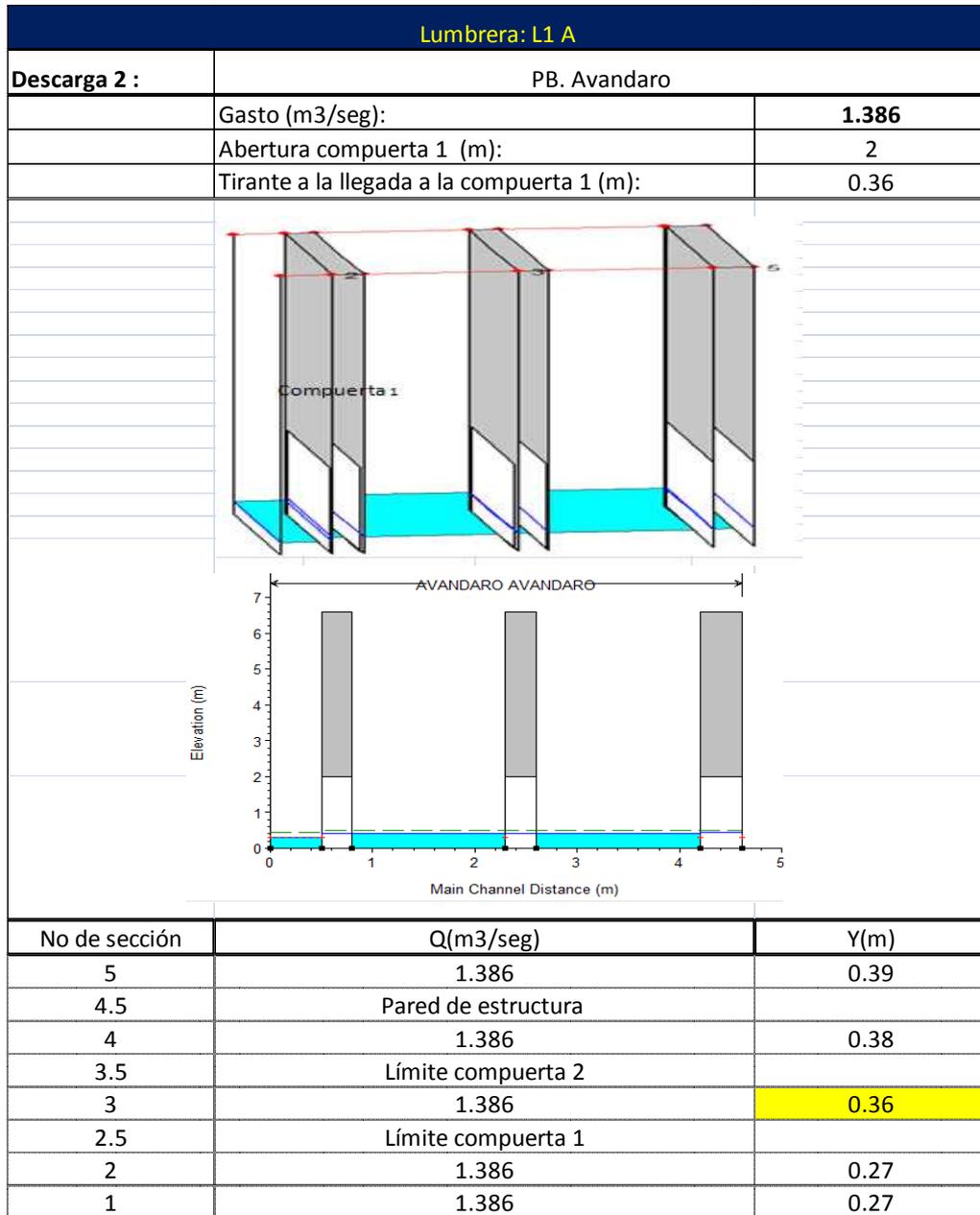


Fig. 5.25 Perfil a través de estructura de descarga L1A.2 a la lumbrera L1-A, al 60% del gasto máximo

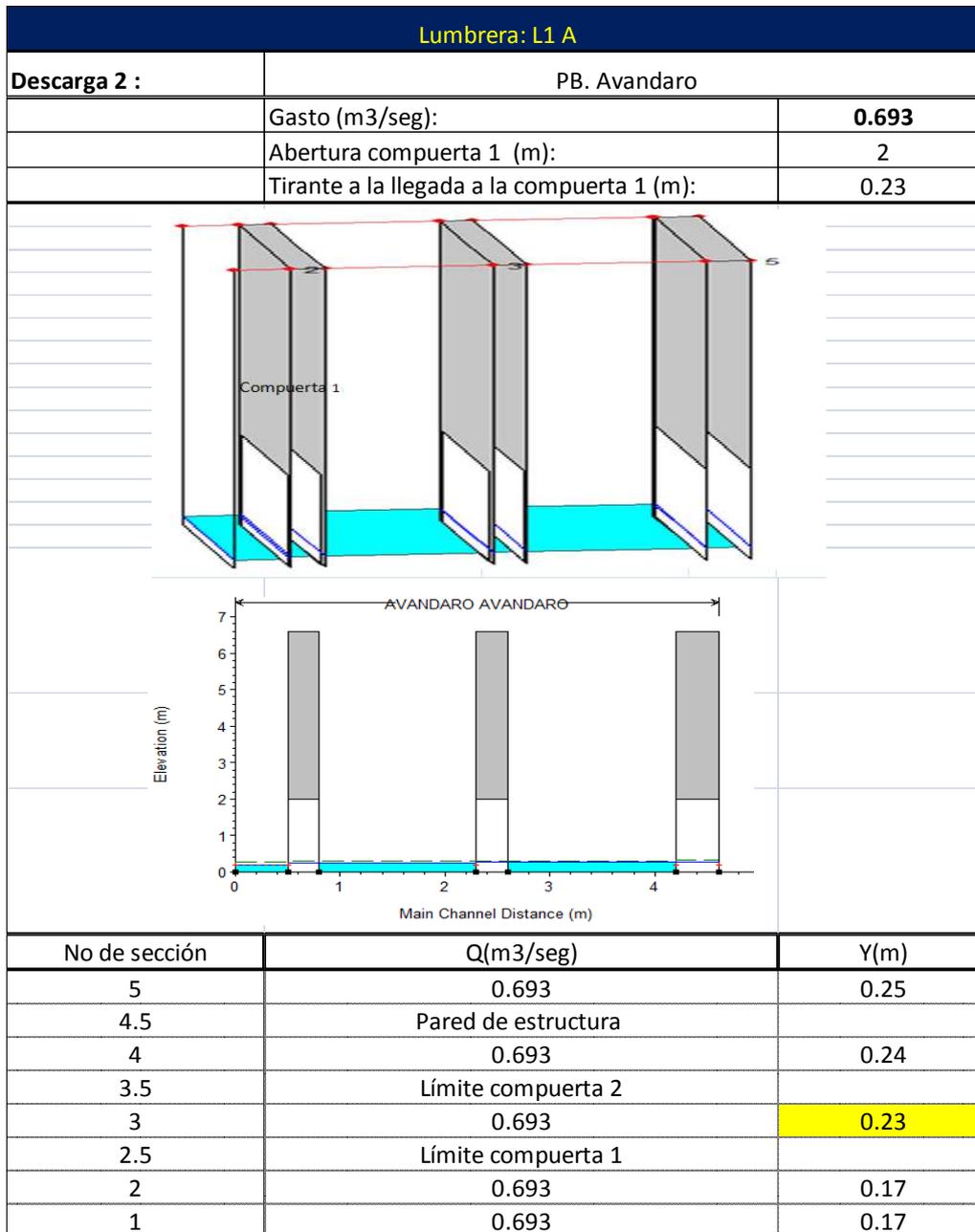


Fig. 5.26 Perfil a través de estructura de descarga L1A.2 a la lumbrera L1-A, al 30% del gasto máximo

5.4 Propuesta de medición de tirantes en lumbrera L-2

Como se puede observar la lumbrera L-2 recibe el flujo proveniente de los cárcamos de bombeo Guadalupe Victoria y El Xico, ambas con descargas independientes.

La medición de niveles en estas captaciones podría realizarse en las cajas de control habilitadas con compuertas deslizantes que se encuentran justo antes de la llegada a la lumbrera.

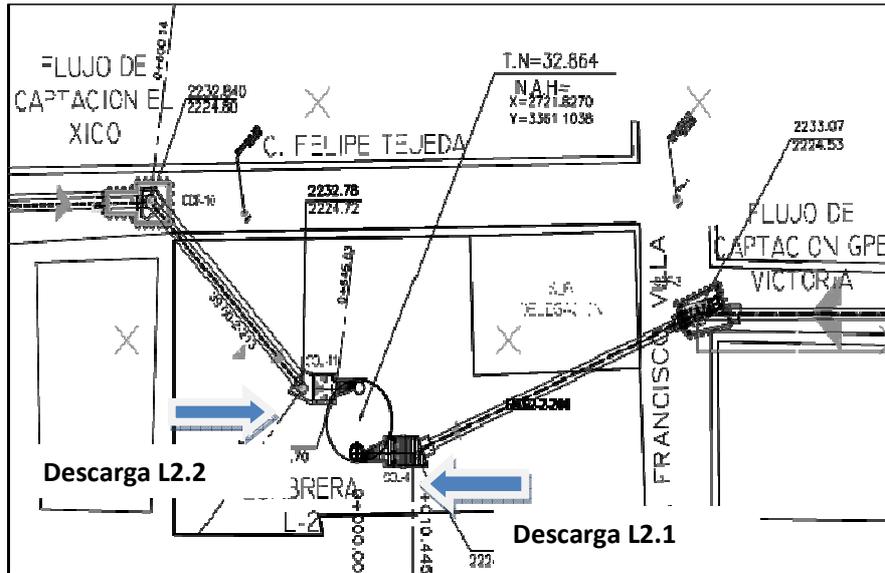


Fig. 5.27 Planta general de las captaciones que descargan a la lumbrera L-2

5.4.1 Planta de bombeo Guadalupe Victoria (Descarga L2.1)

El aforo del gasto que llega a la lumbrera L2 proveniente de la planta de bombeo Guadalupe Victoria, se recomienda realizarlo en la caja de control (CDL-4) justo antes de la descarga, esta caja cuenta con una compuerta deslizante con dimensiones de 2.5m x2.5m.

De acuerdo con lo mencionado en el apartado 5.1 de éste capítulo, el gasto máximo generado por la cuenca Guadalupe Victoria supera la capacidad máxima del colector que conduce el flujo hasta la lumbrera L2, por lo anterior el gasto máximo en la descarga no puede exceder de 11.57m³/seg. Una vez establecida esta limitante y habiendo modificado la forma del hidrograma de diseño, se realizó el cálculo de tirantes en la estructura de control antes citada, estableciendo como condición de frontera el tirante que se presenta al final de la descarga y calculando el perfil a partir de este punto en dirección hacia aguas arriba.

De igual manera que en los casos anteriores, se presentan a continuación tres escenarios en flujo permanente, donde se observa la variación de niveles de acuerdo con el gasto.

La siguiente tabla muestra los resultados de los tirantes obtenidos en las tres modelaciones, como se puede apreciar el tirante máximo resulta ser de 2.28m, menor que la abertura máxima de la compuerta, lo que permite asegurar que no existirá ningún problema en la descarga a la lumbrera, sin embargo no se debe perder de vista que el colector no tiene capacidad hidráulica para transitar el gasto pico de la avenida de diseño, lo que ocasionará que se admitan tiempos de inundación más prolongados.

Gasto(m ³ /seg)	Tirante (m)
11.57	2.28
6.942	1.62
3.471	1.02

Tabla 5.5 Aforo de gastos de P.B. Guadalupe Victoria realizado en compuerta 1 hacia lumbrera L2

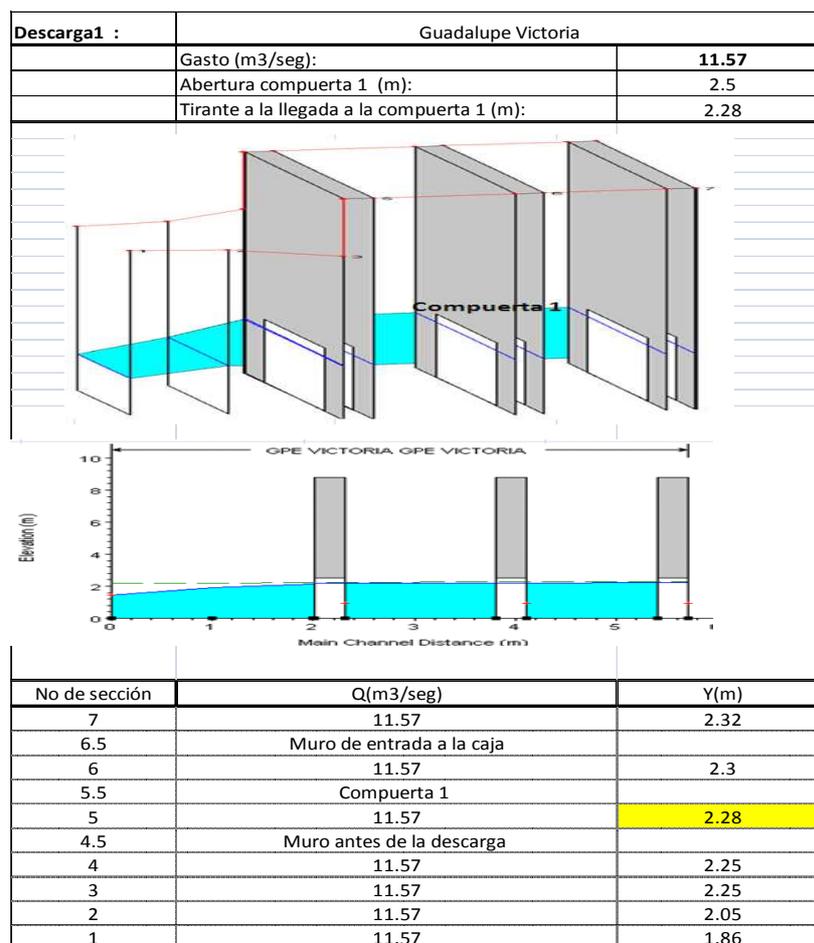


Fig. 5.28 Aforo de gastos de P.B. Guadalupe Victoria realizado en compuerta 1 hacia lumbrera L2 utilizando el gasto máximo que admite el colector

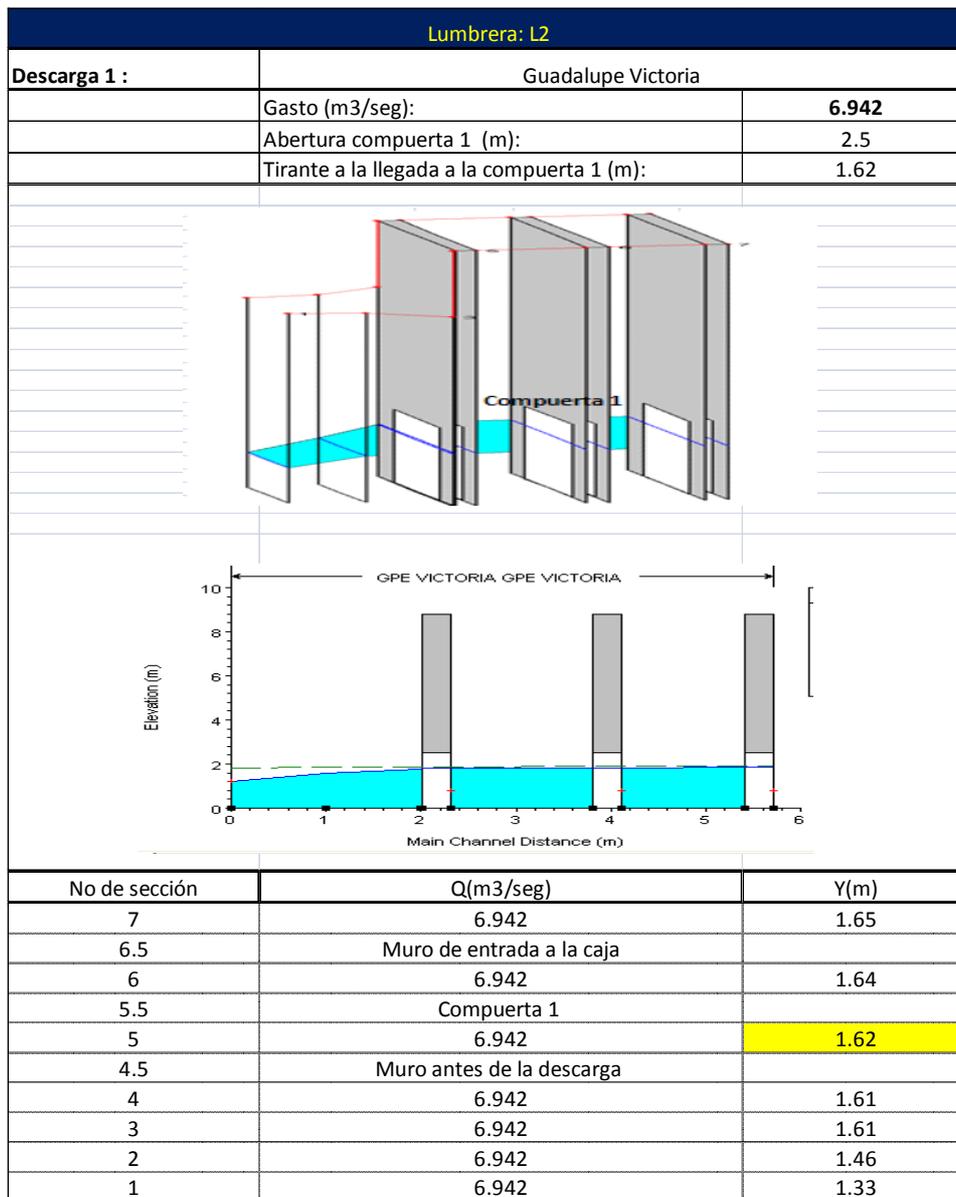


Fig. 5.29 Aforo de gastos de P.B. Guadalupe Victoria realizado en compuerta 1 hacia lumbrera L2 utilizando el 60% del gasto máximo que puede transitar el colector

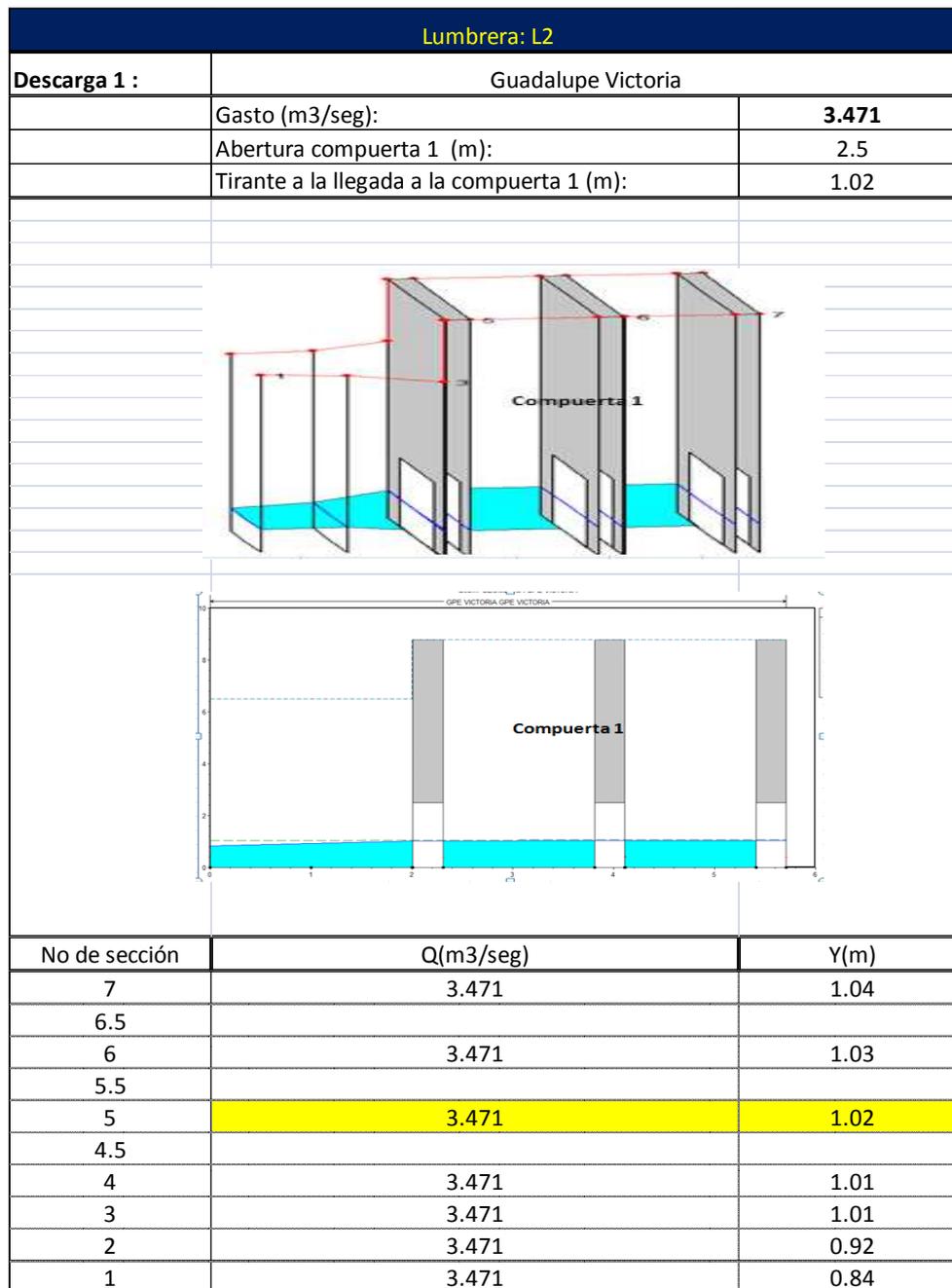


Fig. 5.30 Aforo de gastos de P.B. Guadalupe Victoria realizado en compuerta 1 hacia lumbrera L2 utilizando el 30% del gasto máximo que admite el colector

5.4.2 Planta de bombeo el Xico (Descarga L2.2)

El aforo del gasto proveniente de la P.B. el Xico, se recomienda realizar en la caja CDL-II misma que se encuentra justo antes de la descarga a la lumbrera L-2 (Fig. 5.31), la compuerta propuesta para realizar el aforo se puede apreciar en la siguiente figura.

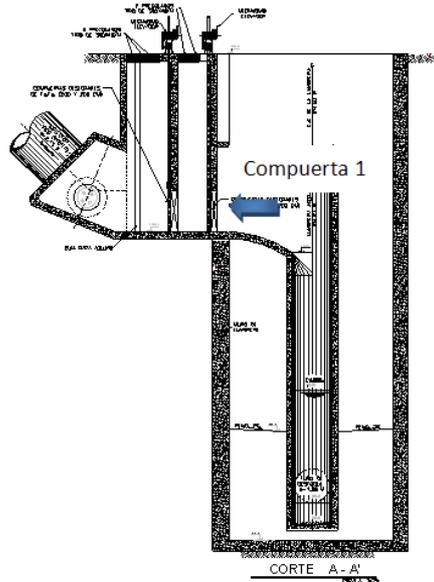


Fig. 5.31 Ubicación de compuerta de medición para descarga el Xico

El caso de la captación el Xico es equivalente a lo que sucede en Guadalupe Victoria: el colector no tiene capacidad hidráulica suficiente para transitar el gasto máximo de la avenida, por lo que la medición de tirantes inicia alimentando el modelo con el gasto máximo que admite el colector.

Se calcularon los perfiles para tres escenarios distintos, tomando como condición de frontera el tirante al inicio del cimacio mediante la utilización de la fórmula $Q=CLH^{3/2}$ de la cual se despeja H (carga sobre el vertedor), a partir de éste punto en dirección hacia aguas arriba se calculó el perfil hasta llegar al inicio de la estructura de control obteniendo los gastos que a continuación se muestran.

Gasto(m3/seg)	Tirante (m)
8.053	2
4.83	1.42
2.42	0.82

Tabla 5.6 Aforo de gastos de P.B. El Xico realizado en compuerta 1 hacia lumbrera L2

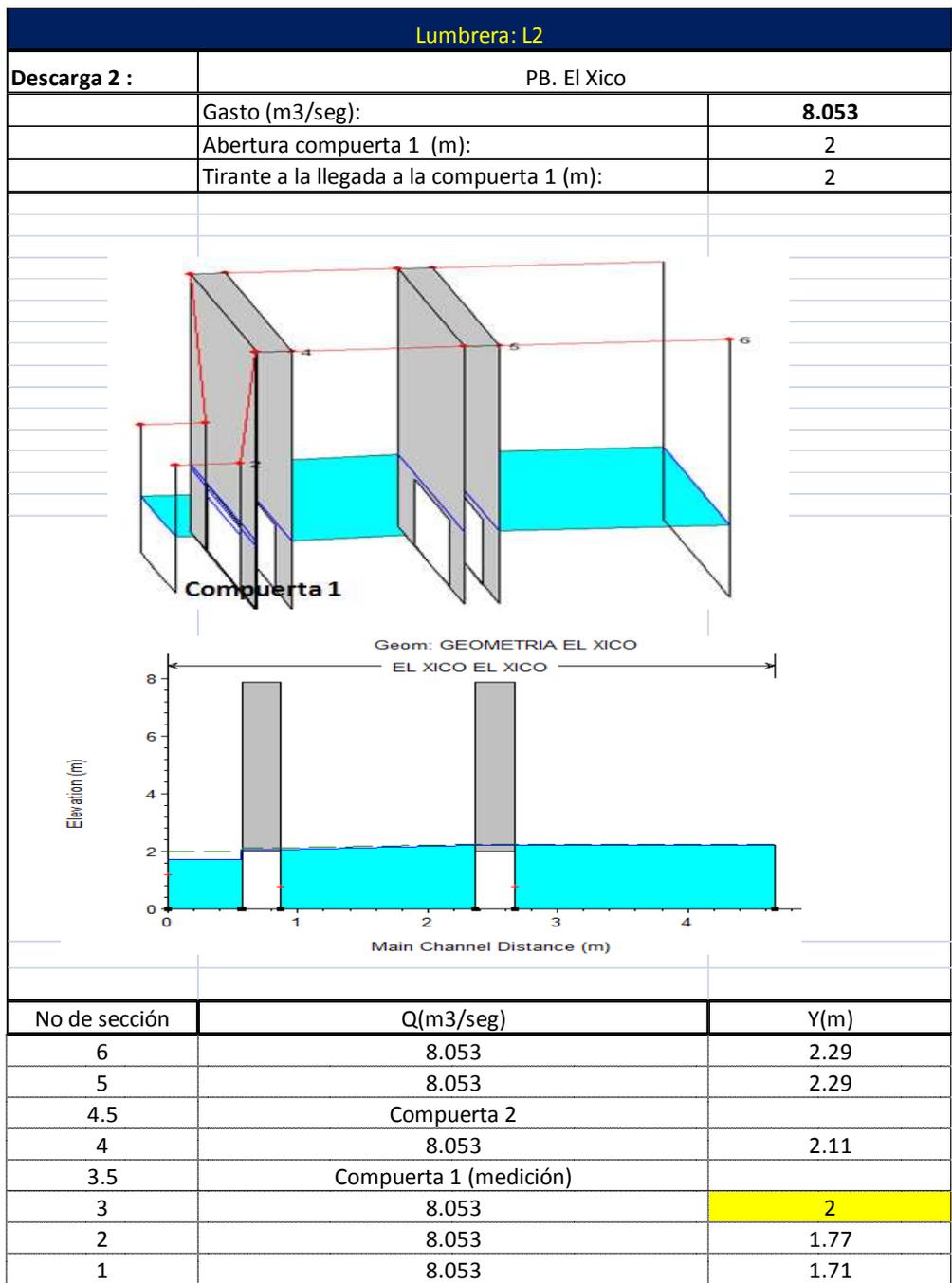


Fig. 5.32 Aforo de gastos de P.B. El Xico realizado en compuerta 1 hacia lumbrera L2 utilizando el gasto máximo que admite el colector

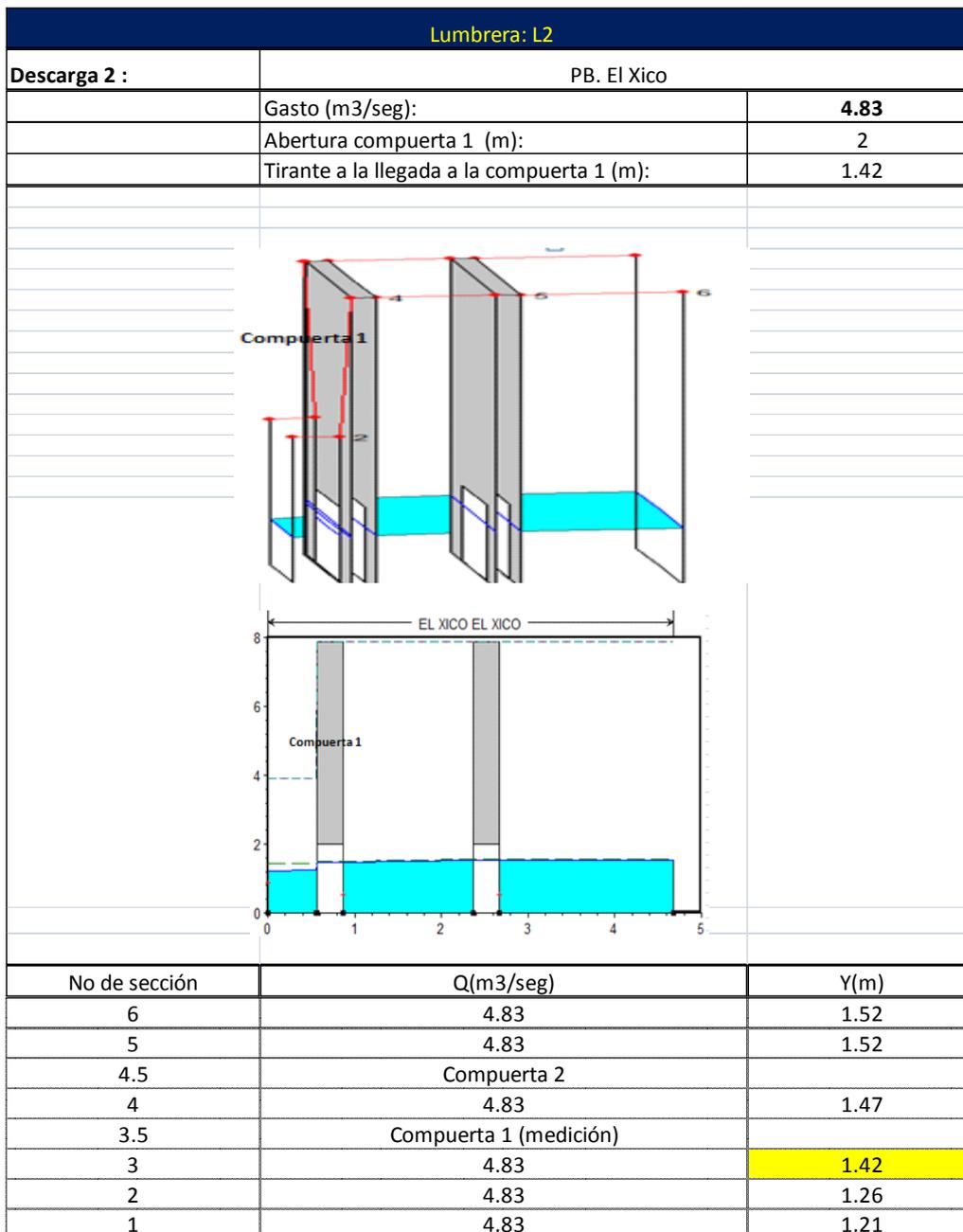


Fig. 5.33 Aforo de gastos de P.B. El Xico realizado en compuerta 1 hacia lumbrera L2 utilizando el 60% del gasto máximo que admite el colector

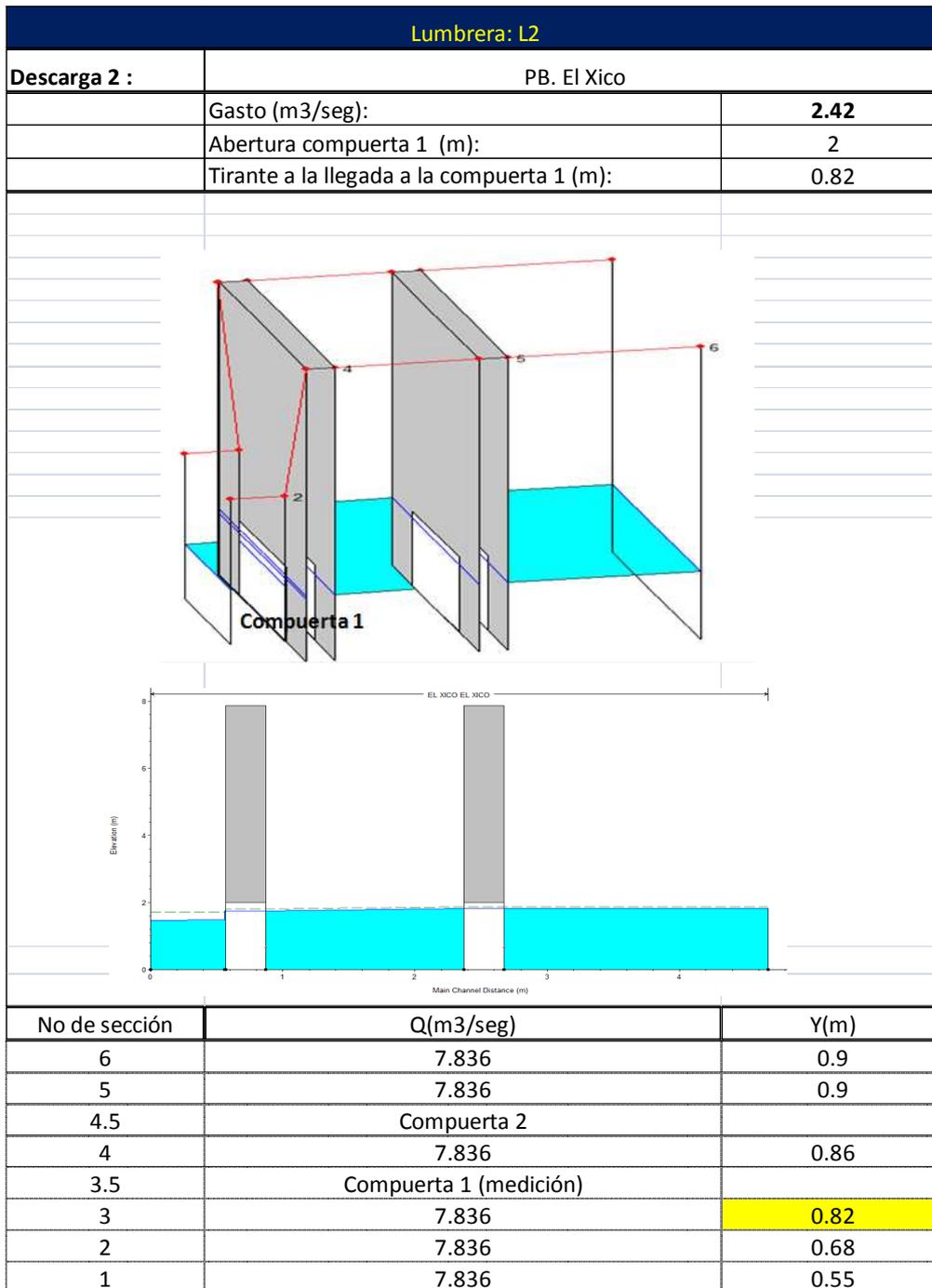


Fig. 5.34 Aforo de gastos de P.B. El Xico realizado en compuerta 1 hacia lumbrera L2 utilizando el 30% del gasto máximo que admite el colector

5.5 Propuesta de medición de tirantes en lumbrera 3

Los gastos provenientes del cárcamo Darío Martínez y San Juan Tlapizahuac descargan a la lumbrera 3, dichos gastos convergen en la caja de deflexión No. 5. A partir de este punto la suma de caudales es conducida de manera conjunta hasta la lumbrera L-3, se propone realizar el aforo en la caja CDL-6 la cual se encuentra inmediatamente antes de la lumbrera proyectada L6 (Fig. 5.35).

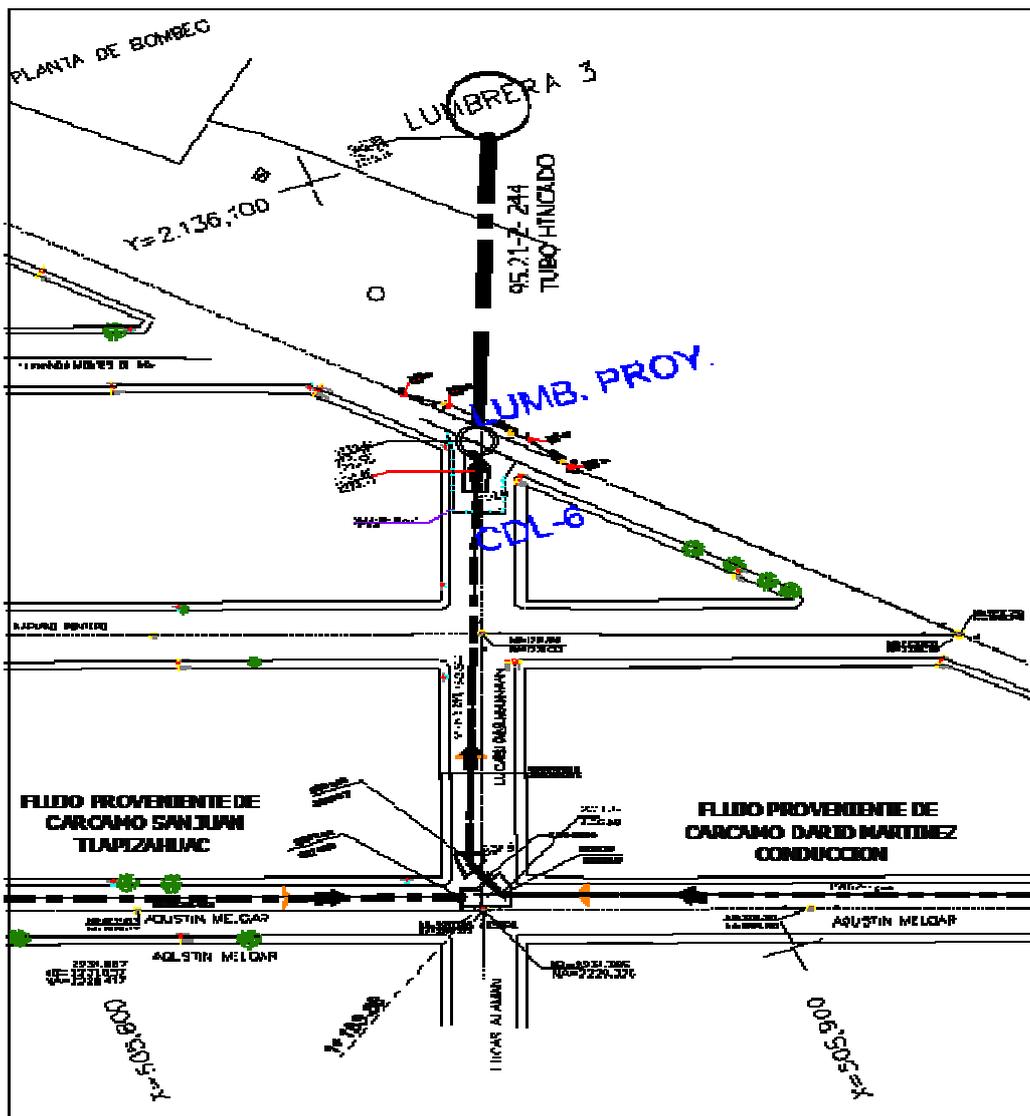


Fig. 5.35 Planta general de las captaciones que descargan a la lumbrera L-3

El gasto con el cual se realizó el cálculo de los perfiles se obtiene a partir de superponer ambos hidrogramas (considerando la modificación de forma del hidrograma de San Juan Tlapizahuac), lo anterior da como resultado un nuevo hidrograma que permite obtener el gasto máximo instantáneo que ocurre por la convergencia de flujos cuya magnitud resulta ser $8.75 \text{ m}^3/\text{se}$

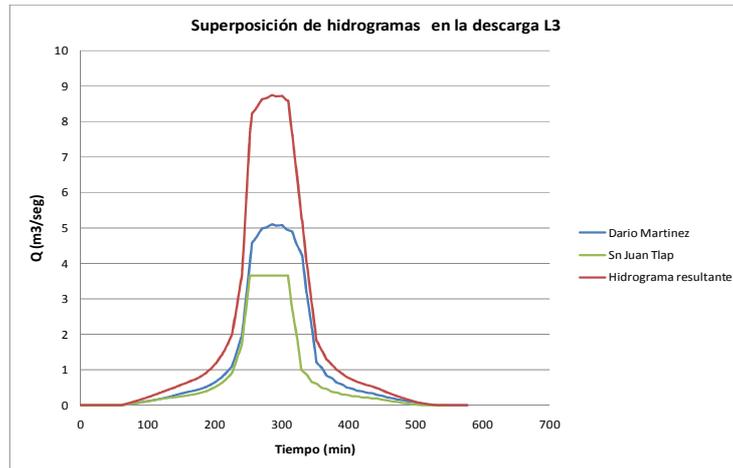


Fig. 5.36 Suma de hidrogramas que descargan a la lumbrera L-3

Una vez conocido el gasto pico, se propone realizar el aforo en la compuerta marcada como número 1 cuyas dimensiones son $2.5\text{m} \times 2.5\text{m}$, misma que se encuentra en la caja de control CDL-6 que descarga a la lumbrera L-6 (parte de las alternativas de solución para cruzar el río de la compañía y llegar a la lumbrera L-3).

Para determinar el tirante asociado a diferentes gastos se calculó el perfil del flujo a partir del punto de descarga de la caja CDL-6 hacia aguas arriba.

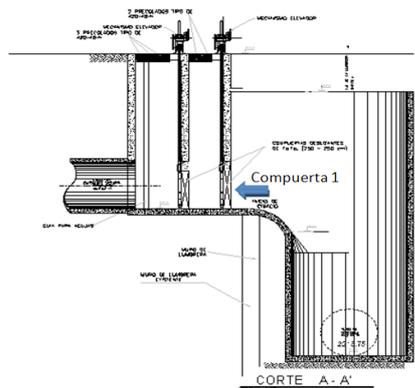


Fig. 5.37 Perfil de la descarga lumbrera proyecto L-6

Para esta aportación a continuación se presentan dos escenarios de aforo: al 100% y al 60% del gasto máximo, las variaciones en los tirantes se muestra en el cuadro resumen que se presenta a continuación en el cual se puede apreciar que el gasto máximo simultaneo que producen ambas captaciones puede ser aforado perfectamente por la compuerta recomendada.

Gasto(m3/seg)	Tirante (m)
8.75	1.75
5.25	0.77

Tabla 5.7 Aforo de gastos provocados por P.B. Darío Martínez y San Juan Tlapizahuac (tres escenarios).

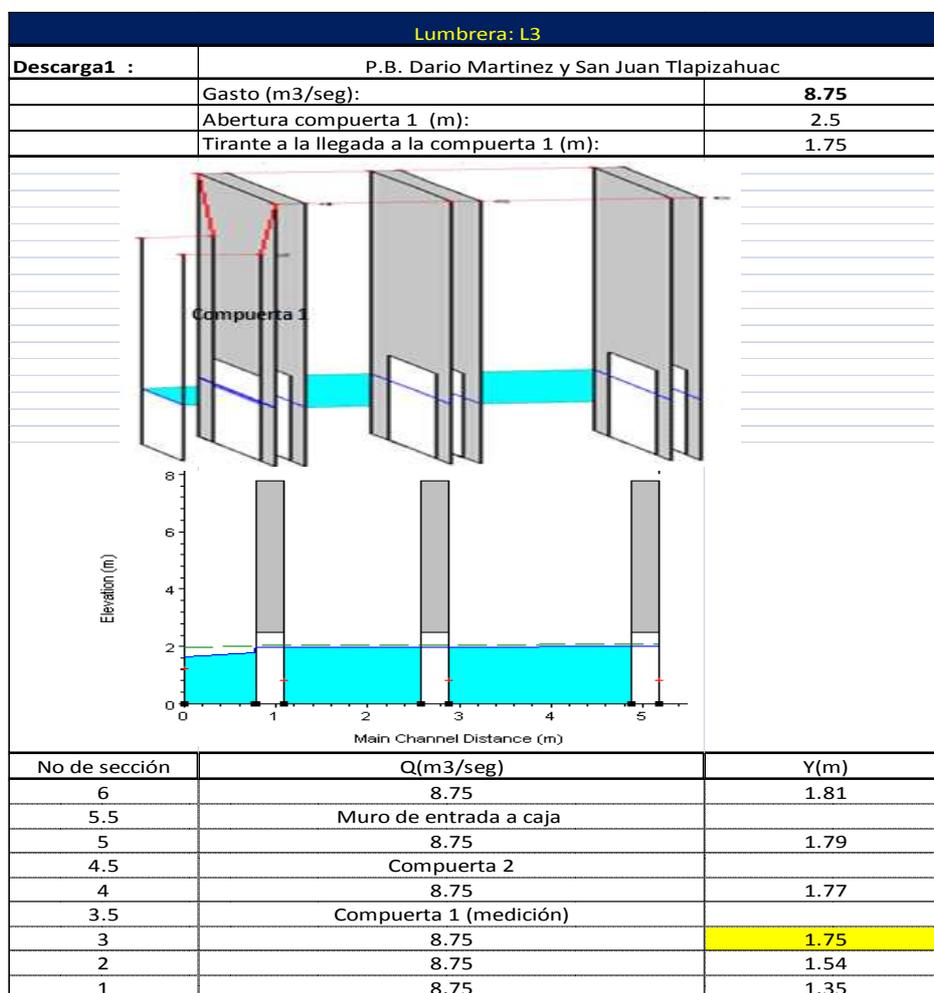


Fig. 5.38 Aforo de gastos de P.B. Darío Martínez y San Juan Tlapizahuac utilizando el 100% del gasto máximo que admite el colector

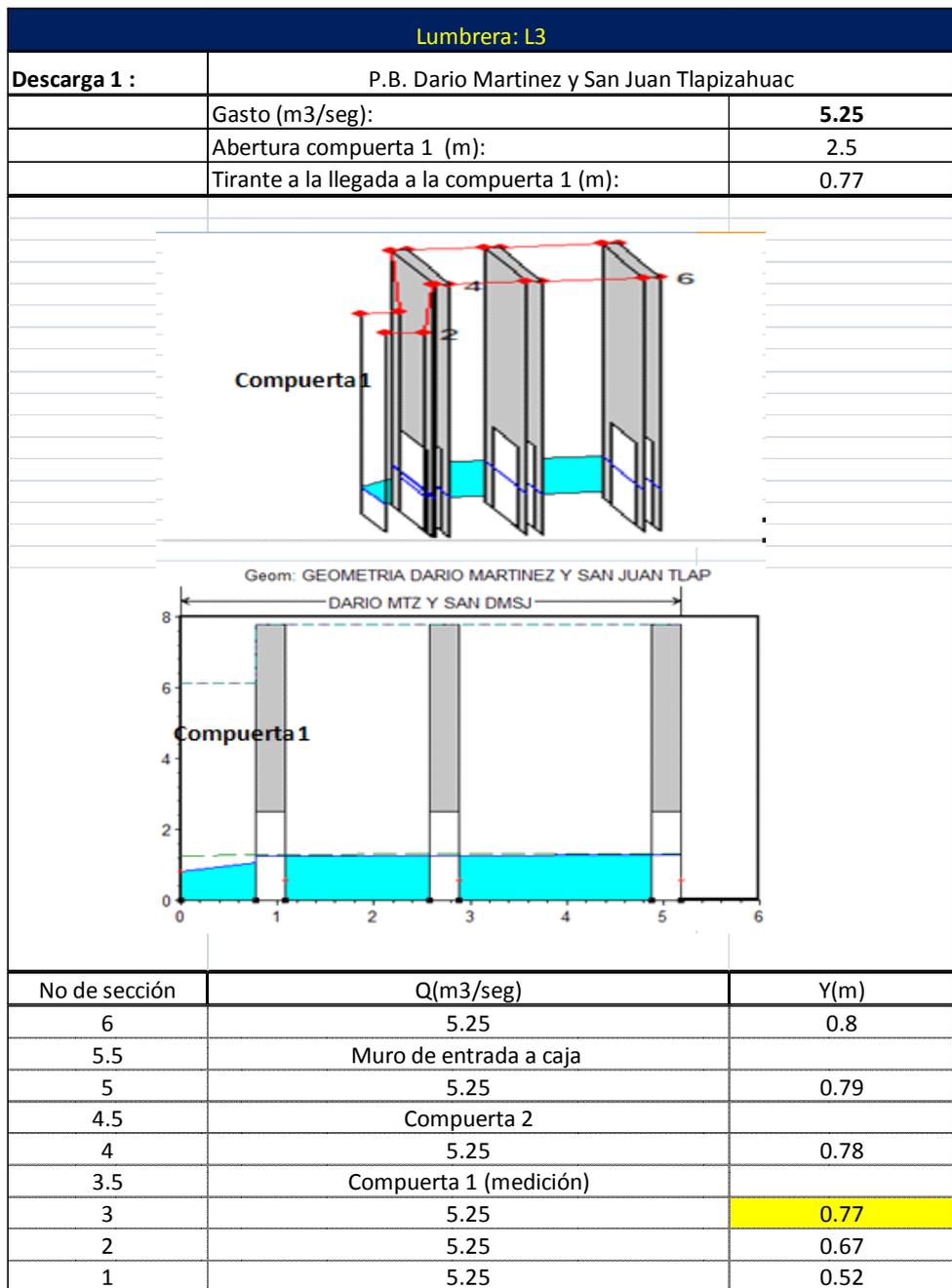


Fig. 5.39 Aforo de gastos de P.B. Darío Martínez y San Juan Tlapizahuac utilizando el 60% del gasto máximo que admite el colector.

5.6 Propuesta de medición de tirantes en la aportación Canal General No.1

La propuesta para el desalojo del caudal proveniente de la cuenca del Canal General No. 1, consiste en construir dos cajones por las márgenes del río de aproximadamente 700 m de longitud, desde la descarga de la planta de bombeo hasta aguas abajo del puente de la carretera federal México-Puebla, se propone que la medición de caudales se realice en la estructura de control ubicada al inicio de la construcción de dichos cajones. En este apartado no se presenta el escenario de medición ya que no se cuenta con la información geométrica necesaria de la estructura de control.

6. Conclusiones

Frecuentemente las inundaciones que aquejan a la mayor parte de la población son consecuencia directa de una mala planeación urbana producto de una explosión demográfica desmedida, que conlleva a alimentar un proceso de periferia expandida cada vez más severa.

El incremento de la población y la alta tasa de migración de zonas rurales a centros urbanos incide directamente en un proceso de impermeabilización de los suelos que funcionaban como zonas de recarga del acuífero, o lo que es peor aquellos que formaron parte de lagos y almacenamientos; es entonces que las inundaciones en estas zonas hacen recordar aquella frase coloquial: *“el agua tiene memoria”*.

Los modelos lluvia-escorrentía representan una gran herramienta en la determinación de las avenidas en zonas donde no se cuenta con información hidrométrica y se tiene la necesidad de conocer el caudal. Tal es el caso de la construcción de obras hidráulicas para proteger a la población ante la presencia de eventos hidrológicos extremos. La combinación de una buena calidad de información y un procedimiento hidrológico adecuado garantiza la obtención de resultados altamente confiables.

El procedimiento utilizado para la determinación de las avenidas de diseño de las aportaciones del Tunel del Río de la Compañía fue un modelo de parámetros concentrados, que tomó como fuente primaria de información pluviométrica de la regionalización de precipitación en el Valle de México, obtenida a partir del estudio realizado por Franco en 1998.

La determinación del coeficiente de escorrentía no urbano basada en la permeabilidad de los estratos geológicos en la zona de estudio, permitió obtener un coeficiente de escorrentía más confiable comparado con el que se habría obtenido aplicando la regionalización, lo anterior debido a que la zona en estudio se encuentra justo en los límites de la zona plana y la región A2.

La aplicación de la metodología de Chen en combinación con el estudio de regionalización de Franco (1998), permitió obtener hietogramas con barras de duración de 15 minutos, considerando una duración total de tormenta de 8 horas. Ésta metodología permite obtener la variación de la precipitación para cualquier duración de tormenta menor o igual a 24 horas.

En cuanto a la obtención de las avenidas de diseño aplicando la variación en la precipitación, se elaborará un programa basado en la teoría del hidrograma sintético trapecial, en el cual se considero que la duración de la lluvia en exceso es 15 minutos

Con dicho desarrollo se obtiene un hidrograma para cada una de las barras del hietograma y mediante un arreglo de ordenadas defasadas se realiza la suma de los gastos que generan cada una de las barras (convolución del hietograma); al aplicar ésta metodología es posible determinar la evolución a cada minuto del hidrograma resultante. Lo anterior permitie generar resultados con mayor detalle en cuanto a la forma que adquieren las avenidas de diseño.

Pese a lo descrito en el parrafo anterior, la forma de los hidrogramas en las plantas de bombeo No. 12, División del Norte, Guadalupe Victoria, el Xico y San Juan Tlapizahuac no se comporta como la calculada inicialmente, debido a que los gastos máximos que admiten los colectores son menores que los maximos resultantes de las avenidas de diseño, la modificación en la forma del mismo consiste en la reducción del pico del hidrograma y ampliación el tiempo base de manera que el volumen se conserva.

La modificación de la forma del hidrograma mencionado, indica que el tiempo de desalojo del volúmen ocasionado por dicha avenida será aun mas prolongado, el caso mas crítico es el de la cuenca que se pretende drenar con la planta de bombeo No. 12, cuyo gasto máximo es de $39.34\text{m}^3/\text{s}$, representa tres veces el gasto máximo que admite el colector.

El caso de la lumbrera L1A adquiere gran importancia si se toma en cuenta la confluencia de tres colectores en la descarga L1A.1, en dicha confluencia a pesar que el colector de la Planta de bombeo División del Norte no cuenta con la capacidad de conducción del gasto máximo, la modificación en su forma ocasiona que el caudal máximo que puede transitar por dicha estructura pueda ser medido en la compuera No.1 (*Fig. 5.19*) ya que el tirante máximo no rebasa la apertura total de la compuerta.

Por otra parte las plantas de bombeo Guadalupe Victoria y el Xico que en conjunto descargan a la lumbrera L2, pueden medir el tirante asociado al gasto máximo que admite el colector en las compuertas marcadas en la figura 5.27. Es importante no perder de vista que en ambos casos el colector resulta insuficiente, la modificación en la forma de los hidrogramas y la conservación de su volumen conlleban a admitir un tiempo de inundación mas prolongado; sin embargo, el tirante medido en la estructura de control permite suponer la presencia de una avenida de diseño, dato importante que se podría utilizar para emitir una alerta temprana a la población.

En la lumbrera L3 se observa que, de igual manera que en los casos mencionados anteriormente, el colector que conduce el flujo a la planta de bombeo de San Juan Tlapizahuac con un diametro de 1.52m, no puede conducir el gasto máximo de la avenida de diseño, pero una vez que los gastos de las aportaciones Dario Martínez y San Juan Tlapizahuac convergen en dirección a la lumbrera proyecto L6, en la descarga se prevee un tirante 75 cm por debajo de la abertura máxima de la compuerta de medición. Ello, permitirá realizar el aforo en la estructura de control propuesta con la certeza de alertar de manera oportuna ante la presencia de un evento hidrometeorológico que provoque un gasto igual o menor que el calculado.

7. Recomendaciones

Derivado de los resultados obtenidos, se recomienda que en futuros análisis hidrológicos en la zona, se actualicen parámetros como los índices de infiltración. Ya que como se puede observar la cuenca del el Xico y Guadalupe Victoria presentan una tendencia a ser urbanizadas en dirección hacia las partes altas del cerro del pino lo que tendría repercusión directa en el coeficiente de escurrimiento futuro.

Gracias a la abundancia de información pluviográfica con que se cuenta en el Valle de México se recomienda utilizar las relaciones para factores de reducción por periodo de retorno obtenidas directamente a partir del ajuste de distribución de probabilidad más adecuado.

En cuanto a los valores obtenidos de las avenidas de diseño es preciso prestar especial atención a la cuenca de la Planta de bombeo No.12, considerando la posibilidad de disminuir el área que se pretende drenar a través del dicho colector, lo anterior debido a que el gasto que ocasionaría dicha extensión supera el calculado para la cuenca del Río de la Compañía; de lo contrario, se aceptarían tiempos de inundación muy prolongados y se continuaría poniendo en riesgo constante la vida de una gran parte de la población en la zona.

En lo que respecta a las captaciones cuya capacidad de conducción está por debajo del gasto máximo de la avenida, se recomienda alertar a la población tan pronto como se llegue al tirante

máximo calculado, ya que este pudiera estar asociado a un gasto menor que el provocado por una avenida de diseño.

Por otro lado es muy importante definir la alternativa de solución para el desalojo del caudal proveniente de la cuenca de Canal General No. 1. Se recomienda analizar los beneficios de descargar aguas abajo del puente de la carretera federal México-Puebla o canalizar el flujo directamente a la lumbrera L4. Una vez definida la alternativa de solución será importante contar con las características geométricas de la conducción y la descarga para determinar el tirante asociado a la avenida de diseño en alguna estructura de control.

Anexo A



Fig. A1 Índices de urbanización P.B. No. 12



Fig. A2 Índices de urbanización P.B. División del Norte

Área localizada en el Google Earth		lu
Planta de bombeo CAPUFE	 <p>A satellite view from Google Earth showing an urban area with a river. A red outline highlights a specific region. A yellow pin is placed on the riverbank. The text 'CARCAMO CAPUFE' is overlaid on the image.</p>	0.60

Fig. A3 Índices de urbanización P.B. CAPUFE

Área localizada en el Google Earth		lu
P.B. Ayotla Oriente.	 <p>A satellite view from Google Earth showing a dense urban area. A red outline highlights a large section of the city. A yellow pin is placed in the urban area. The text 'P.B. AYOTLA ORIENTE' is overlaid on the image.</p>	0.85

Fig. A4 Índices de urbanización P.B. Ayotla Oriente

Área localizada en el Google Earth		Iu
P.B. Avandaro		0.90

Fig. A5 Índices de urbanización P.B. Avandaro

Área localizada en el Google Earth		Iu
P.B. Guadalupe. Victoria		0.64

Fig. A6 Índices de urbanización P.B. Guadalupe Victoria

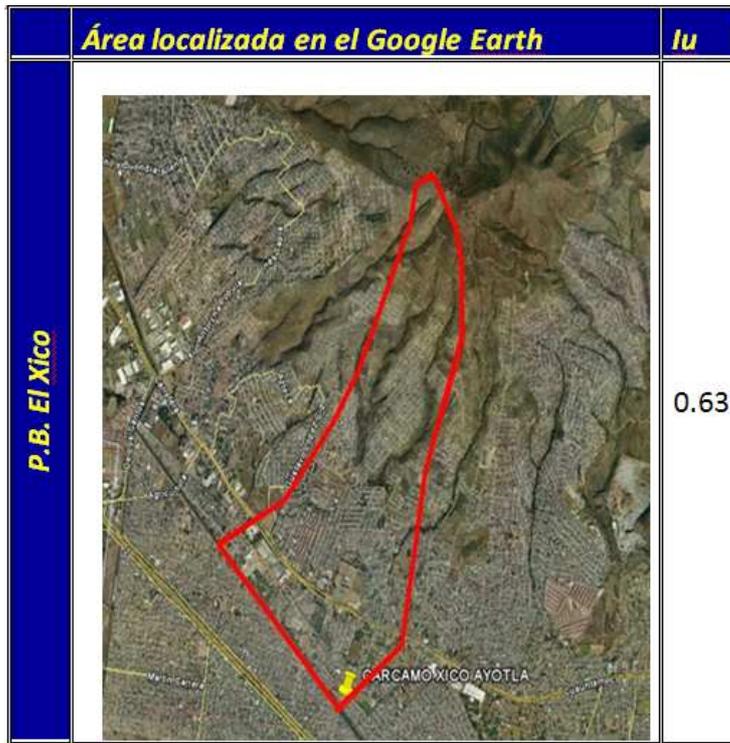


Fig. A7 Índices de urbanización P.B. El Xico

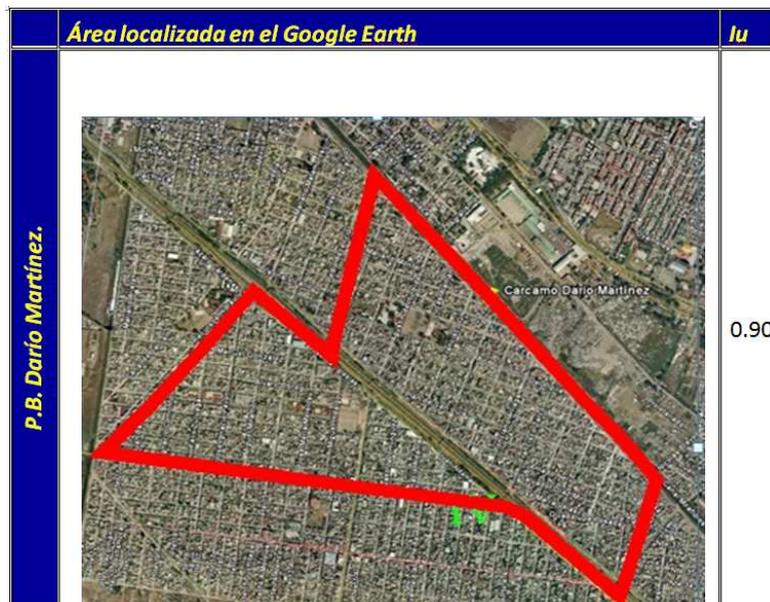


Fig. A8 Índices de urbanización P.B. Darío Martínez

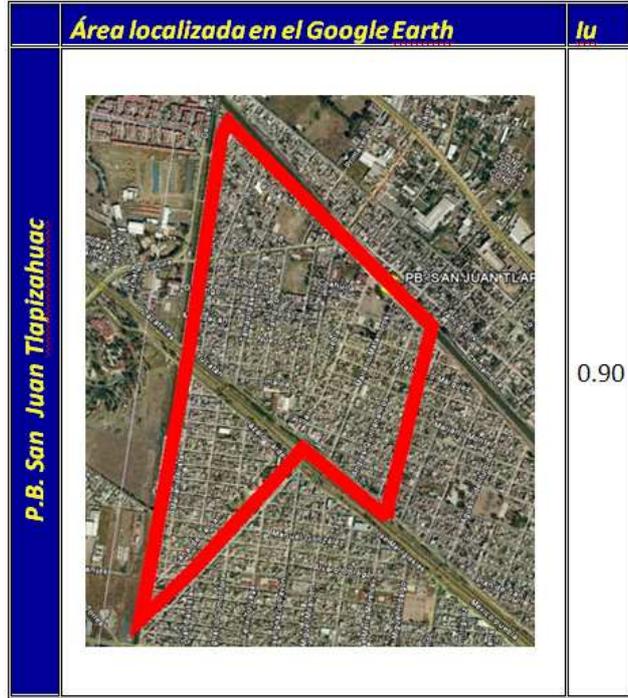


Fig. A9 Índices de urbanización P.B. San Juan Tlapizahuac



Fig. A10 Índices de urbanización P.B. Canal General

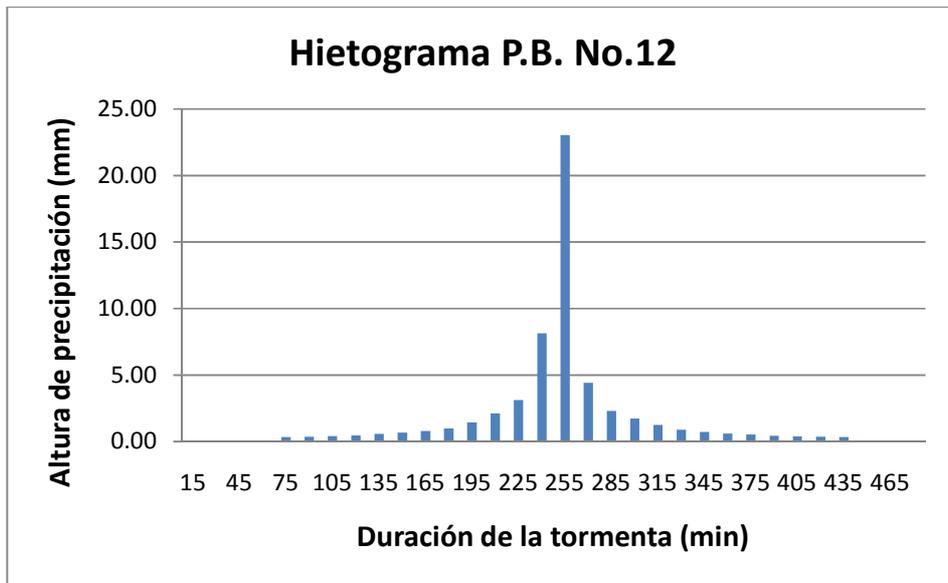


Fig. B1 Hietograma de la Planta de Bombeo No.12

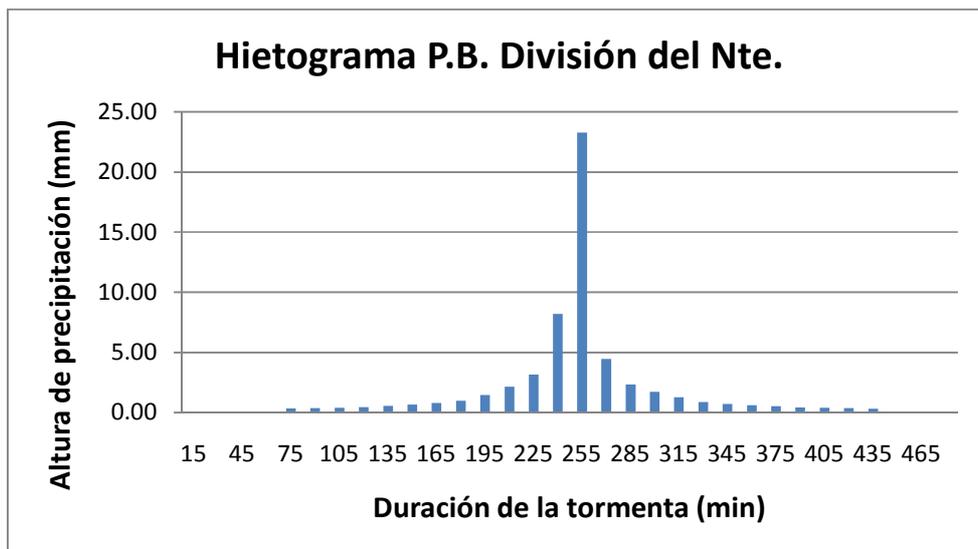


Fig. B2 Hietograma de la Planta de Bombeo División del Norte

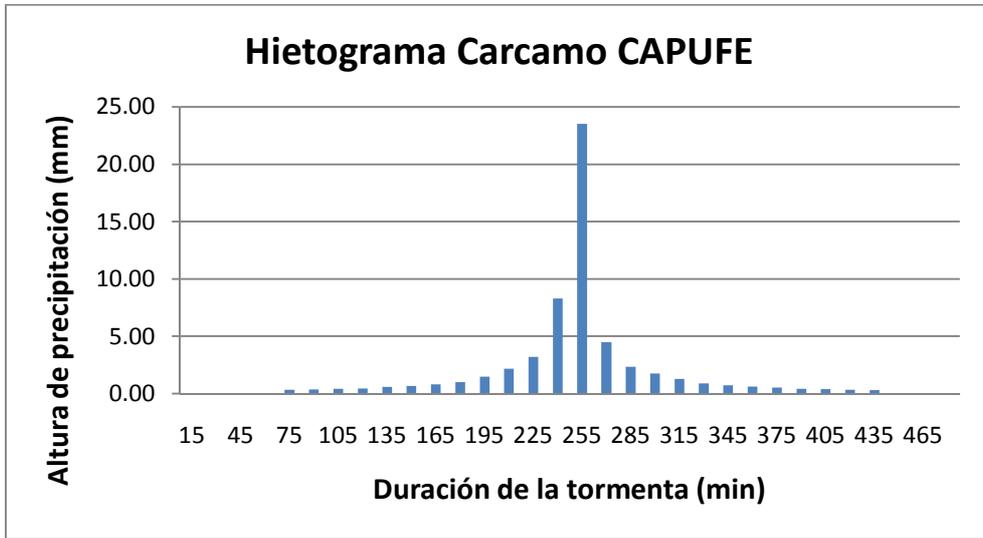


Fig. B3 Hietograma de Cárcamo CAPUFE

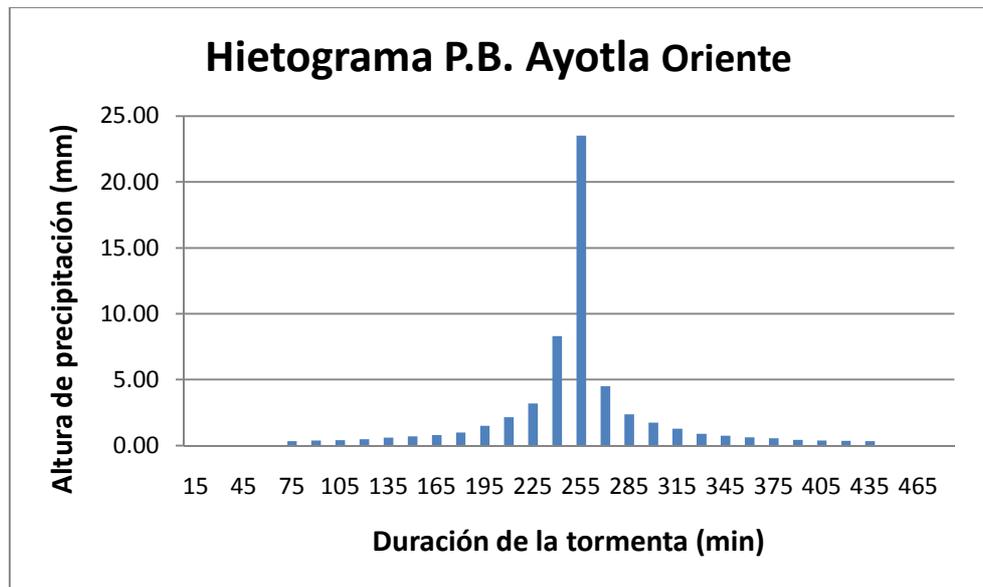


Fig. B4 Hietograma de la Planta de Bombeo Ayotla Oriente

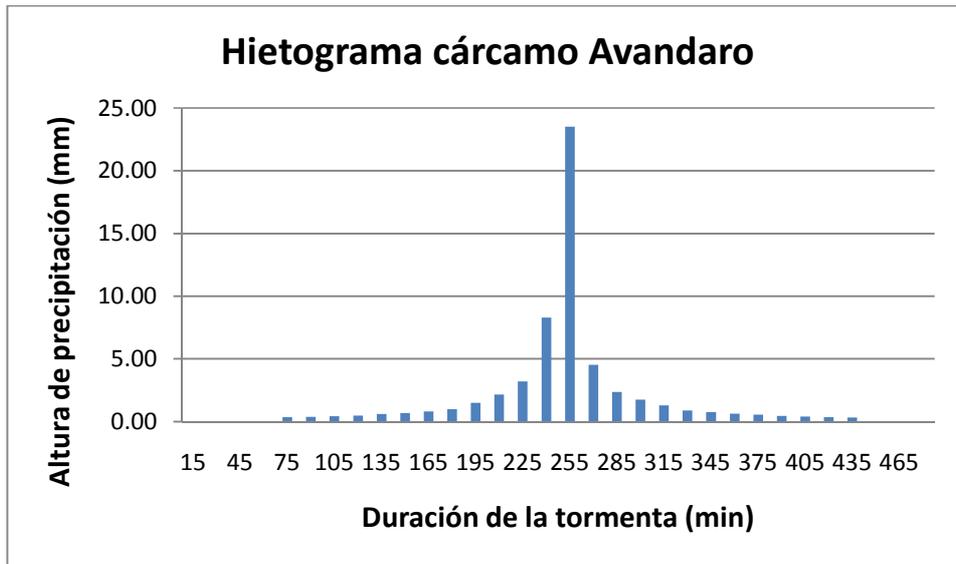


Fig. B5 Hietograma de Cárcamo Avándaro

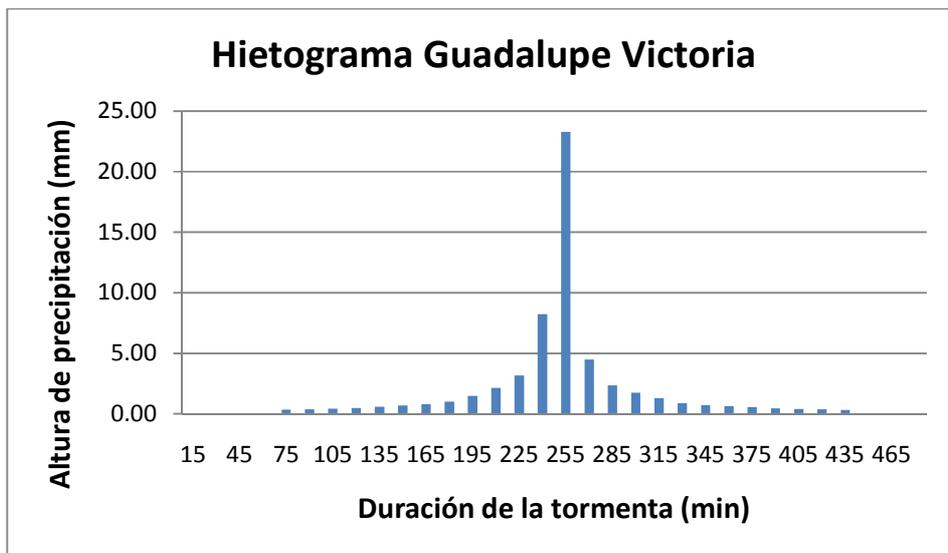


Fig. B6 Hietograma de la Planta de Bombeo Guadalupe Victoria

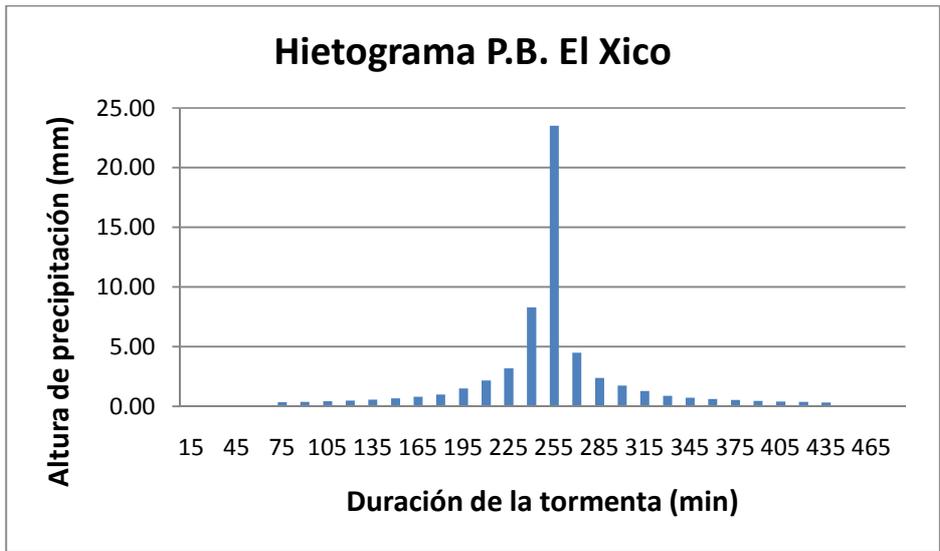


Fig. B7 Hietograma de la Planta de Bombeo El Xico

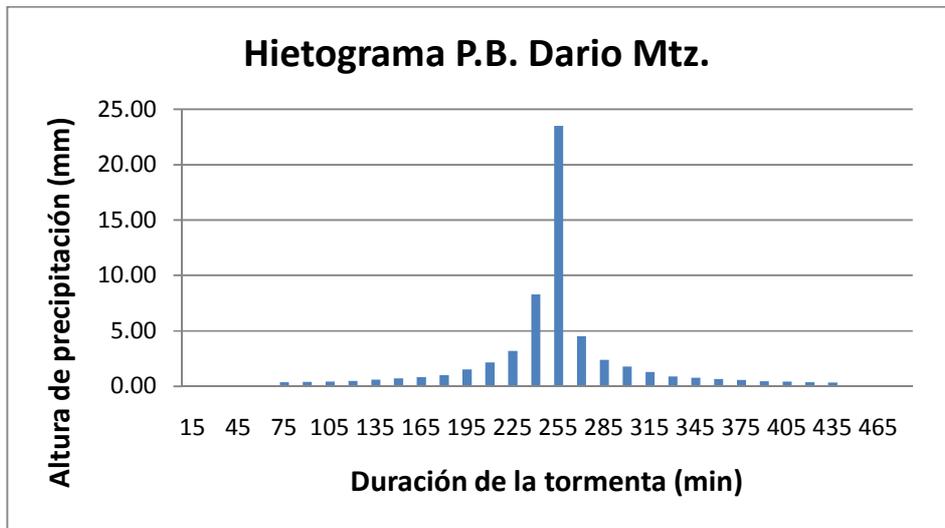


Fig. B8 Hietograma de la Planta de Bombeo Darío Martínez

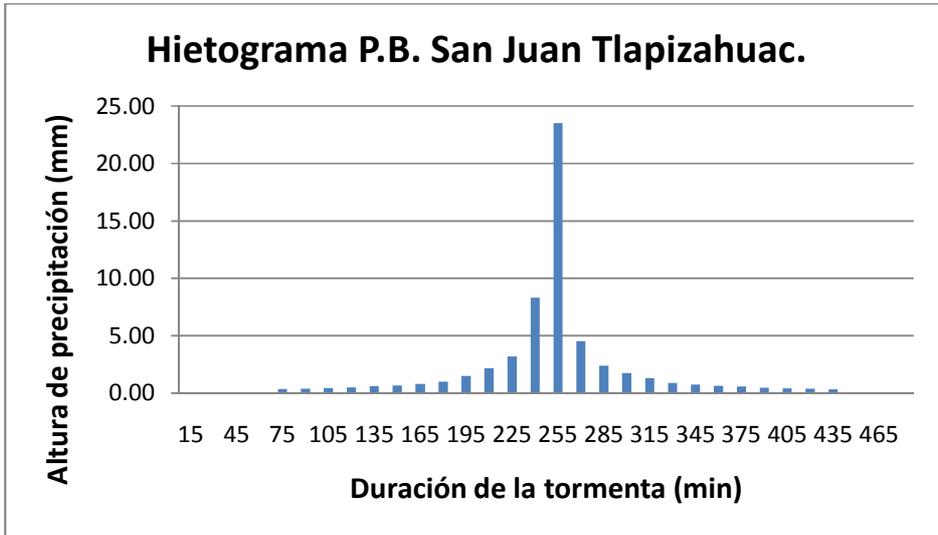


Fig. B9 Hietograma de la Planta de Bombeo San Juan Tlapizahuac

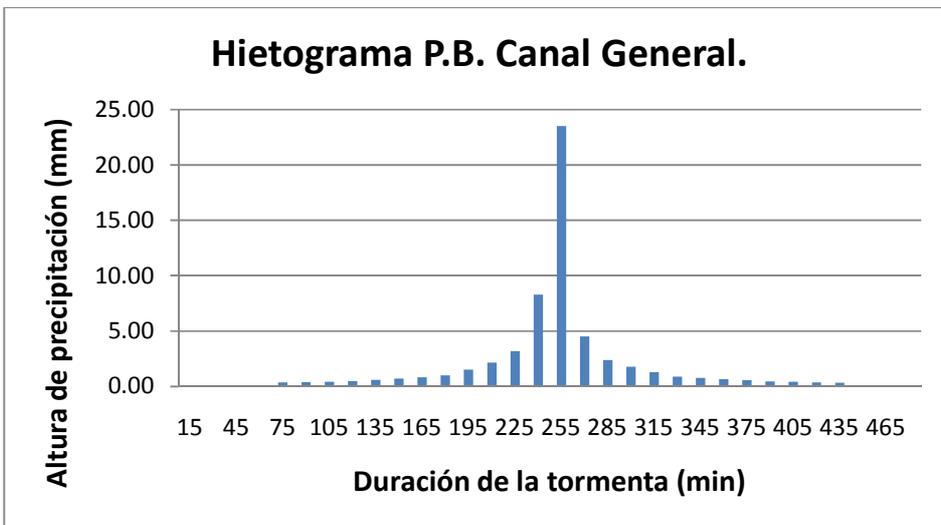


Fig. B10 Hietograma de la Planta de Bombeo Canal General

Lista de figuras

	<i>Pág.</i>
Fig. 2.1 Albarradón de Nezahuacoyotl.....	4
Fig. 2.2 Canal de Huehuetoca	5
Fig. 2.3 Gran Canal y Túnel de Tequisquiac.....	6
Fig. 2.4 Hundimiento por zonas de la Ciudad de México.....	7
Fig. 2.5 Localización de la cuenca del Valle de México.....	8
Fig. 2.6 Barranca con urbanización, Delegación Magdalena Contreras.....	11
Fig. 2.7 Encharcamiento en cruce de Reforma y Circuito José Vasconcelos.....	12
Fig. 2.8 Inundación en Ecatepec, Edo. de México.....	13
Fig. 2.9 Infraestructura para control de inundaciones en el Valle de México.....	15
Fig. 3.1 Delimitación de la zona de estudio.....	24
Fig. 3.2 Delimitación de la cuenca Planta de bombeo No.12.....	25
Fig. 3.3 Delimitación de la cuenca Planta de bombeo División del Norte.....	26
Fig. 3.4 Delimitación de la cuenca Planta de bombeo CAPUFE.....	27
Fig. 3.5 Delimitación de la cuenca Planta de bombeo Ayotla Oriente.	28
Fig. 3.6 Delimitación de la cuenca Planta de bombeo Avandaro.....	29
Fig. 3.7 Delimitación de la cuenca Planta de bombeo Gpe. Victoria.....	29
Fig. 3.8 Delimitación de la cuenca Planta de bombeo El Xico	30
Fig. 3.9 Delimitación de la cuenca Planta de bombeo Darío Martínez.....	31

Fig. 3.10	Delimitación de la cuenca San Juan Tlapizahuac.....	32
Fig. 3.11	Delimitación de la cuenca Planta de bombeo No.1 Canal General.....	33
Fig. 3.12	Topografía de las cuencas en estudio	34
Fig.3.13	Abanicos aluviales.....	36
Fig.3.14	Distribución geológica de la zona en estudio	36
Fig. 4.1	Hidrograma aislado.....	42
Fig. 4.2	Separación del escurrimiento base y directo, usando la curva de vaciado.....	43
Fig. 4.3	Proceso lluvia escurrimiento.....	46
Fig. 4.4	Función de distribución.....	49
Fig. 4.5	Función de densidad de probabilidad	50
Fig. 4.6	Estimación de la pendiente media del cauce principal	55
Fig. 4.7	Parámetros estándar de tormenta a1, b1, c1 (Según Chen, 1983).....	62
Fig. 4.8	Relación empírica para estimar la lluvia de una hora y periodo de retorno de 2 años, en ausencia de pluviógrafos.....	64
Fig. 4.9	Papel logarítmico para construcción de curvas Hp-d-T	65
Fig. 4.10	Factores de ajuste del Valle de México para diferentes duraciones, periodos de retorno y áreas, Franco (1998)	68
Fig. 4.11	Alturas de precipitación del Valle de México para D=60min y Tr=10 años.....	69
Fig. 4.12	Regionalización del coeficiente de escurrimiento no urbano.....	73
Fig. 4.13	Geología de la zona de estudio	74

Fig. 4.14	Hidrograma sintético cuando la capacidad del sistema es menor que el gasto máximo.....	82
Fig. 4.15	Hidrograma sintético para el Valle de México.....	82
Fig. 4.16	Hidrograma Planta de bombeo No. 12.....	85
Fig. 4.17	Hidrograma Planta de bombeo División del Norte.....	85
Fig. 4.18	Hidrograma Cárcamo CAPUFE.....	86
Fig. 4.19	Hidrograma Planta de bombeo Ayotla Oriente	86
Fig. 4.20	Hidrograma Planta de bombeo Avándaro.....	87
Fig. 4.21	Hidrograma Planta de bombeo Guadalupe Victoria.....	87
Fig. 4.22	Hidrograma Planta de bombeo El Xico	88
Fig. 4.23	Hidrograma Planta de bombeo Dario Martínez.....	88
Fig. 4.24	Hidrograma Planta de bombeo San Juan Tlapizahuac	89
Fig. 4.25	Hidrograma Planta de bombeo Canal General.....	89
Fig. 5.1	Comparativa de hidrograma calculado de la P.B. No. 12 y la modificación de su forma por la capacidad máxima del sistema	91
Fig. 5.2	Comparativa de hidrograma calculado de la P.B. División del Norte y la modificación de su forma por insuficiencia de capacidad de conducción...	91
Fig. 5.3	Comparativa de hidrograma calculado de la P.B. Guadalupe Victoria y la modificación de su forma por insuficiencia de capacidad de conducción	92
Fig. 5.4	Comparativa de hidrograma calculado de la P.B. Xico y la modificación de su forma por insuficiencia de capacidad de conducción.....	92

Fig. 5.5	Comparativa de hidrograma calculado de la P.B. San Juan Tlapizahuac y la modificación de su forma por insuficiencia de capacidad de conducción...	93
Fig. 5.6	Aportaciones al Lumbreira L1	94
Fig. 5.7	Planta aportación río de la compañía a lumbreira L-1	95
Fig. 5.8	Perfil de la descarga del Río de la compañía a lumbreira L-1	95
Fig. 5.9	Perfil a través de estructura de descarga L1.1 con gasto máximo.....	96
Fig. 5.10	Perfil a través de estructura de descarga L1.1 con 60% del gasto máximo.....	97
Fig. 5.11	Perfil a través de estructura de descarga L1.1 con 30% del gasto máximo.....	98
Fig. 5.12	Planta de aportación Panta de bombeo No. 12 a lumbreira L1	99
Fig.5.13	Perfil de la descarga de la Planta de bombeo No. 12 a lumbreira L-1.....	99
Fig.5.14	Perfil a través de la estructura L1.2 hacia lumbreira L1	100
Fig. 5.15	Planta general de las captaciones a la lumbreira L1-A	101
Fig. 5.16	Planta de descarga de la P.B. División del norte, CAPUFE y Ayotla Oriente a lumbreira L1-A.....	102
Fig.5.17	Perfil de descarga PB. División del Norte, CAPUFE y Ayotla Oriente a lumbreira L1-A.....	102
Fig. 5.18	Superposición de hidrogramas de la descarga L1A.1	103
Fig. 5.19	Perfil a través de estructura de descarga L1A.1 con gasto máximo simultaneo ocasionado por la confluencia de las tres captaciones.....	104

Fig. 5.20	Perfil a través de estructura de descarga L1A.1 con 60% del gasto máximo simultaneo ocasionado por la confluencia de las tres captaciones.....	105
Fig. 5.21	Perfil a través de estructura de descarga L1A.1 con 30% del gasto máximo simultaneo ocasionado por la confluencia de las tres captaciones.....	106
Fig. 5.22	Planta de descarga de cárcamo Avándaro a lumbrera L1-A.....	107
Fig. 5.23	Perfil de descarga de la planta de Bombeo Avándaro a lumbrera L1-A.....	107
Fig. 5.24	Perfil a través de estructura de descarga L1A.2 a la lumbrera L1-A, al 100% del gasto máximo.....	108
Fig. 5.25	Perfil a través de estructura de descarga L1A.2 a la lumbrera L1-A, al 60% del gasto máximo.....	109
Fig. 5.26	Perfil a través de estructura de descarga L1A.2 a la lumbrera L1-A, al 30% del gasto máximo.....	110
Fig. 5.27	Planta general de las captaciones que descargan a la lumbrera L-2.....	111
Fig. 5.28	Aforo de gastos de P.B. Guadalupe Victoria realizado en compuerta utilizando el gasto máximo que admite el colector.....	112
Fig. 5.29	Aforo de gastos de P.B. Guadalupe Victoria realizado en compuerta 1 hacia lumbrera L2 utilizando el 60% del gasto máximo que puede transitar el colector.	113

Fig. 5.30	Aforo de gastos de P.B. Guadalupe Victoria realizado en compuerta 1 hacia lumbrera L2 utilizando el 30% del gasto máximo que admite el colector.....	114
Fig. 5.31	Ubicación de compuerta de medición para descarga el Xico	115
Fig. 5.32	Aforo de gastos de P.B. El Xico realizado en compuerta 1 hacia lumbrera L2 utilizando el gasto máximo que admite el colector.....	116
Fig. 5.33	Aforo de gastos de P.B. El Xico realizado en compuerta 1 hacia lumbrera L2 utilizando el 60% del gasto máximo que admite el colector.....	117
Fig. 5.34	Aforo de gastos de P.B. El Xico realizado en compuerta 1 hacia lumbrera L2 utilizando el 30% del gasto máximo que admite el colector.....	118
Fig. 5.35	Planta general de las captaciones que descargan a la lumbrera L-3.....	119
Fig. 5.36	Suma de hidrogramas que descargan a la lumbrera L-3.....	120
Fig. 5.37	Perfil de la descarga lumbrera proyecto L-6.....	120
Fig. 5.38	Aforo de gastos de P.B. Darío Martínez y San Juan Tlapizahuac utilizando el 100% del gasto máximo que admite el colector.....	121
Fig. 5.39	Aforo de gastos de P.B. Darío Martínez y San Juan Tlapizahuac utilizando el 60% del gasto máximo que admite el colector.....	122

Lista de tablas

	<i>Pág.</i>
Tabla 4.1	Periodos de retorno para diseño de estructuras menores..... 52
Tabla 4.2	Áreas de subcuencas en estudio..... 53
Tabla 4.3	Longitud del cauce principal..... 54
Tabla 4.4	Pendiente media del cauce principal de cada cuenca..... 55
Tabla 4.5	Tiempos de concentración de la zona de estudio..... 57
Tabla 4.6	Tiempos de concentración..... 64
Tabla 4.7	Alturas de precipitación HP (24,10) en las captaciones..... 70
Tabla 4.8	Índice de urbanización de las cuencas en estudio..... 72
Tabla 4.9	Grados de permeabilidad de la roca de acuerdo con la unidad estratigráfica ... 75
Tabla 4.10	Coeficientes de escurrimiento no urbano en base al comportamiento geológico..... 76
Tabla 4.11	Coeficientes de escurrimiento..... 76
Tabla. 4.12	Tabla original de Chen y Factor calculado para $k=0.65$ 77
Tabla. 4.13	Obtención de incrementos por bloques alternos 79
Tabla 4.14	Cálculo de hietogramas..... 80
Tabla. 4.15	Gasto pico de cada aportación..... 84
Tabla 5.1	Comparación entre gastos máximos que admite el colector y gastos maximos de hidrogramas..... 90
Tabla 5.2	Aforo de gastos en compuerta 1hacia lumbrera L1..... 96

Tabla 5.3	Aforo de gastos en compuerta 1 hacia lumbrera L1-A.....	103
Tabla 5.4	Aforo de gastos de P.B. Avándaro realizado en compuerta 1 hacia lumbrera L1-A.....	108
Tabla 5.5	Aforo de gastos de P.B. Guadalupe Victoria realizado en compuerta 1 hacia lumbrera L2	112
Tabla 5.6	Aforo de gastos de P.B. El Xico realizado en compuerta 1 hacia lumbrera L2.....	115
Tabla 5.7	Aforo de gastos provocados por P.B. Darío Martínez y San Juan Tlapizahuac (tres escenarios).....	121

Bibliografía

- Aguilar, A.G. (2002). Las mega-ciudades y las periferias expandidas. EURE (Santiago) 28 n.85 Santiago dic. 2002. Disponible en http://www.scielo.cl/scielo.php?pid=S0250-71612002008500007&script=sci_arttext
- Academia de la investigación Científica, A.C. (1995). El suministro de agua de la ciudad de México, mejorando la sustentabilidad. Capítulo III. Disponible en <http://lanic.utexas.edu/la/Mexico/water/libro.html>.
- Aparicio, F. (2009). Fundamentos de hidrología de superficie. Capítulo 3. 303 p.p. ISBN:978-968-18-3014-4. México.
- Ayala C. Luis (2010). Clasificación de los depósitos sedimentarios. Disponible en <http://explorrock.wordpress.com/2010/08/04/depositos-sedimentarios/>.
- Baeza, C (2007). "Estimación regional de factores de conectividad para el cálculo de relaciones intensidad duración-frecuencia". Tesis de Maestría. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM. Capítulo II, 48 p.p.
- Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (2001). *Síntesis de información geográfica del Estado de México*. Capítulos III - VIII. 139 p.p. ISBN 970-13-3444-2. México.
- Campos A., Daniel F y Gómez de Luna, R. Procedimiento para obtener curvas i-d-Tr a partir de registros. Revista Ingeniería Hidráulica en México, vol. V, num. 2, mayo-agosto 1990, pp 39-52.
- Campos, A. (2010). Introducción a la Hidrología Urbana. Cap. 4, 269 p.p. ISBN-970-95118-1-5. México.
- CENAPRED (2004). Inundaciones. Serie Fascículos. Centro Nacional de Prevención de Desastres. 53 p.p. México.

- CENAPRED (2006). Guía Básica para la Elaboración de Atlas Estatales y Municipales de Peligros y Riesgos. Fenómenos Hidrometeorológicos. Centro Nacional de Prevención de Desastres, Capítulo I. 485 p.p. ISBN:970-628-905-4
- Chen, Ch. Rainfall Intensity-Duration-Frequency Formulas. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 109, N. 12, December, 1983
- Chow, V. T, Maidment, D.R., Mays, L. W (1994) Hidrología aplicada, Capítulo I. 584 p.p. ISBN 0-07-010810-2. Colombia.
- Cruz M., L. A. (2007). Chalco de Covarrubias, evolución de su espacio geográfico (1980-2000). Tesis de licenciatura, Facultad de Filosofía y Letras, UNAM. Capítulo III. 101 p.p. México.
- Díaz, A. (1977). Hidrogramas de ingreso para el tránsito de avenidas en redes de drenaje. Tesis de licenciatura. Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Dooge, J. (1967). The Hydrologic System as Closed System. Proceedings the International Hydrology Symposium, Fort Collins, Col., EUA .
- Domínguez M., R., Gracia S., J., Esquivel G. G., Carrizosa E., E., Arganis J., M. Manual de diseño de obras civiles de la CFE, Sección A, Tema 1, Capítulo 4.
- Domínguez M., R., et. al. (1982) Manual de Hidráulica Urbana, Tomo 1. Teoría General. Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, Departamento del Distrito Federal. México.
- Domínguez M., R. (1997). Sistema para el control y drenaje de las avenidas en el Área Metropolitana del Valle de México. Capítulo II. Serie azul, No. 593. Instituto de Ingeniería, UNAM. 129 p.p. México.
- Domínguez M., R (2000). Las Inundaciones en la Ciudad de México. Problemática y Alternativas de Solución. Publicación de la Revista Digital Universitaria.
- Domínguez M., R., Gracia S., J., Esquivel G. G., Carrizosa E., E., Arganis J. Manual de diseño de Obras Civiles, Hidrotecnia, tomo I,III y IV, Instituto de Ingeniería, UNAM, 2009.
- Domínguez M. R., Echavarría S. B., Capella V. A (2010). Control de inundaciones. Publicación de la revista IC del Colegio de Ingenieros Civiles de México. 40 p.p.

- Domínguez M. R (2010). Peligro de inundaciones en el Valle de México. Curso de hidrología urbana.
- Escalante A. y Reyes L. (2008). Técnicas estadísticas en hidrología, 2ª. Ed., primera reimpresión. Capítulo VIII. 298 p.p. ISBN 970-32-0173-3. México.
- Fernández E. (2010). Posible otra inundación en Chalco: Conagua. Excélsior. Disponible en <http://www.eluniversal.com.mx/notas/660620.html>.
- Fuentes, M. O, Franco,V. (1999) Estudio Hidrológico para Obras de Protección. Capítulo 3 del Manual de Ingeniería de Ríos.
- Franco C. (1998). Análisis regional de lluvias convectivas aplicación al Valle de México. Tesis de Maestría. División de estudios de posgrado. Facultad de Ingeniería. UNAM.
- Martínez, R. S (2010). Aplicación de un modelo distribuido lluvia escurrimiento a las cuencas de los ríos de la sierra, Tabasco. Tesis de maestría. Posgrado de Ingeniería UNAM. Capítulo 2. 55 p.p.
- Periodismo de ciencia y tecnología, Investigación y desarrollo (Agosto, 2000). Las enseñanzas del Valle de Chalco
- MAPAS, 2003. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. CNA. Subdirección General Técnica. Gerencia de Ingeniería Básica y Normas Técnicas.
- OMM/UNESCO (1974). "Glosario hidrológico internacional", WMO/OMM/BMO, núm. 385, Secretaría de la Organización Meteorológica Mundial, Suiza.
- N.R.C., Academia de la Investigación Científica, A.C., 1995. EL SUMINISTRO DE AGUA DE LA CIUDAD DE MEXICO, Mejorando la Sustentabilidad, disponible en: <http://lanic.utexas.edu/la/Mexico/water/libro.html>
- N.S.E (2010). Provoca lluvia intensa 82 encharcamientos en el DF, Excélsior. Disponible en http://www.excelsior.com.mx/index.php?m=nota&id_notas=651274.
- Secretaría del Medio Ambiente. Diagnóstico Geológico y Geohidrológico preliminar de la Microcuenca del Río Magdalena. 2002.

-Springal, Rolando (1970). Hidrología. Primera parte. Serie azul del Instituto de Ingeniería de la UNAM.