



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.

FACULTAD DE INGENIERÍA.

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA.

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL.

TESINA.

HIDROLOGÍA DE LOS RÍOS DEL ORIENTE DEL VALLE DE MÉXICO

Y

FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO EN CONJUNTO CON EL LAGO DE

TEXCOCO.



QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE

ESPECIALISTA EN HIDRÁULICA

PRESENTA

MOISÉS GERARDO HERNÁNDEZ CRUZ.

TUTOR

DR. BERNARDO ECHAVARRÍA SOTO.



CIUDAD UNIVERSITARIA, D.F. SEPTIEMBRE 2013.

A Dios y sus intercederías (os),
a mis padres y hermanos,
por lo que ha sido, es y será.

Moisés Gerardo Hernández Cruz.

Señor, protege nuestras dudas, porque la Duda es una forma de rezo. Ella es la que nos hace crecer, porque nos obliga a mirar sin miedo las muchas respuestas a una misma pregunta, y, para que eso sea posible,

Señor, protege nuestras dudas decisiones, porque la Decisión es una forma de rezar. Danos valor para ser capaces, después de dudar, de elegir entre un camino y otro. Que nuestro SÍ siempre sea un SÍ y nuestro NO sea siempre un NO, que, una vez elegido el camino, nunca miremos atrás ni dejemos que nuestra alma sea roída por el remordimiento y, para que eso sea posible,

Señor, protege nuestras acciones, porque la Acción es una forma de rezar. Haz que el pan nuestro de cada día sea fruto de lo mejor que llevamos dentro de nosotros mismos, que podamos, mediante el trabajo y la Acción, compartir un poco del amor que recibimos, y, para que eso sea posible,

Señor, protege nuestros sueños, porque el Sueño es una forma de rezar. Haz que, independientemente de nuestra edad o nuestras circunstancias, seamos capaces de mantener encendida en el corazón la llama sagrada de la esperanza y la perseverancia, y para que eso sea posible,

Señor, danos siempre entusiasmo, porque el entusiasmo es una forma de rezar. Él es que nos vincula con el Cielo y la Tierra, con los hombres y los niños, y nos dice que el deseo es importante y merece nuestro esfuerzo. Él es el que nos dice que todo es posible, siempre que estemos totalmente comprometidos con lo que hacemos, y, para que eso sea posible,

Señor, protégenos, porque la Vida es la única forma que tenemos de manifestar Tu milagro. Que la tierra siga transformando la semilla en trigo, que sigamos transmutando el trigo en pan. Y eso solo es posible, si tenemos Amor: por tanto, nunca nos dejes en la soledad. Danos siempre tu compañía y la compañía de los hombres y mujeres que abriga dudas, actúan, sueñan, entusiasman y viven como si todos los días estuvieran totalmente dedicados a Tu gloria.

Amén.

*“Ser como el río que fluye”
Paulo Coelho.*

ÍNDICE GENERAL.

INTRODUCCIÓN.	1
I. ANTECEDENTES.	4
I.1 LAGO DE TEXCOCO.	11
I.2 RÍOS TRIBUTARIOS DEL ORIENTE AL LAGO DE TEXCOCO.	19
II. DESCRIPCIÓN DE LA PROBLEMÁTICA.	22
III. OBJETIVOS.	25
III.1 OBJETIVOS GENERALES.	25
III.2 OBJETIVOS PARTICULARES.	25
1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.	26
1.1 DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO REGIONAL DE LLUVIAS.	26
1.2 OBTENCIÓN DE ÁREAS URBANAS Y NO URBANAS.	31
1.3 ACTUALIZACIÓN DEL ÍNDICE DE URBANIZACIÓN REGIONAL POR LOCAL.	35
1.3.1 Análisis de escalas.	36
1.3.2 Índice de urbanización local.	45
1.4 ACTUALIZACIÓN DEL COEFICIENTE NO URBANO REGIONAL POR LOCAL.	42
1.5 COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO LOCAL.	50
1.6 PRECIPITACIÓN DE DISEÑO.	51
1.7 FACTOR DE AJUSTE POR ÁREA TOTAL.	54
1.8 DURACIÓN DE TORMENTA.	56
2. GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS.	57
2.1 GASTOS MÁXIMOS PRELIMINARES.	57
2.2 MÉTODO DE GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS.	60
2.3 HIDROGRAMAS PARA DIFERENTES DURACIONES DE TORMENTA.	69
2.4 HIDROGRAMAS DE ANÁLISIS.	72

3. HIDRÁULICA DE LOS RÍOS DEL ORIENTE.	74
3.1 IDENTIFICACIÓN DE CAUCES PRINCIPALES.	74
3.2 DESCRIPCIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO.	77
3.3 CONSIDERACIONES DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO.	79
3.4 METODOLOGÍA DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO.	79
3.5 RESULTADOS DE SIMULACIONES.	82
3.5.1 Río Coatepec (S-235, 237, 238).	82
3.5.2 Río Santa Mónica (S-236).	84
3.5.3 Río San Bernardino (S-239).	85
3.5.4 Río Chapingo (S-240).	86
3.5.5 Río Texcoco (S-241).	87
3.5.6 Río Xalapango (S-242).	88
3.5.7 Río Coxcacocac (S-243).	89
3.5.8 Río Papalotla (S-244).	90
3.5.9 Río San Juan Teotihuacán (S-246, 247, 248, 249, 250).	91
4. TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LAGO DE TEXCOCO.	93
4.1 HIDROGRAMAS DE ENTRADA AL LAGO.	93
4.2 CONSIDERACIONES DEL TRÁNSITO DE AVENIDAS.	95
4.3 TRÁNSITO DE AVENIDAS EN UN SITIO DE REGULACIÓN.	95
4.4 TRÁNSITO DE AVENIDAS EN VARIOS SITIOS DE REGULACIÓN.	100
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	108
6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.	112

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN.

La cuenca del Valle de México, es de gran interés por albergar a la ciudad más grande de México (Ciudad de México), en una cuenca endorreica, con salidas artificiales a través de túneles y canales, en la actualidad. La desecación de lagos permitió el desarrollo y crecimiento urbano, antecedido de problemas por inundaciones. Ante esto se limitó la invasión territorial decretando en 1971 como zona federal una porción del Ex Lago de Texcoco, el cual sigue vigente y ha sido utilizada principalmente, como laguna de regulación para mitigar el riesgo de inundaciones en la Zona Metropolitana del Valle de México, a través de diversas estructuras a gravedad y por bombeo, debido a los hundimientos regionales por extracción de agua potable de acuíferos, para el drenaje pluvial de la cuenca a través del Sistema de Drenaje y control de inundaciones del Valle de México (SDVM).

Es de interés particular en ésta tesina, analizar la hidrología e hidráulica de las cuencas tributarias (subcuencas de los ríos del oriente del Valle de México) al lago de Texcoco y su capacidad de regulación en uno o varios sitios propuestos, ver figura 1.1, aplicando: el método de regionalización de lluvias en el Valle de México de forma local, la generación de hidrogramas propuesto por el Instituto de ingeniería de la UNAM y el tránsito de avenidas con las consideraciones pertinentes.

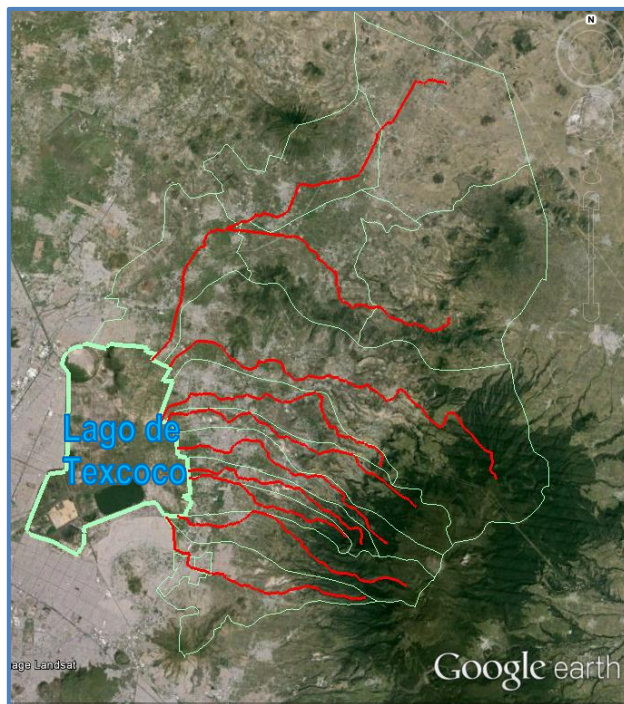


Figura 1.1 Subcuenca de los ríos del oriente del Valle de México y lago de Texcoco.

INTRODUCCIÓN

Para el desarrollo temático de la tesina “Hidrología de los ríos del Oriente del Valle de México y funcionamiento hidráulico en conjunto con el Lago de Texcoco”, se ha estructurado con los siguientes capítulos cumpliendo cada uno de los objetivos en análisis y diseño, con las consideraciones pertinentes en la planeación y ejecución de la tesina.

En el capítulo I, “Antecedentes”, trata de la problemática hidrológica e hidráulica a través de los años en la cuenca endorreica y exorreica por salidas artificiales del Valle de México, aunado al crecimiento urbano acelerado por la hospitalidad climática de la cuenca y desarrollo en diversos factores como económicos y sociales en la zona metropolitana del Valle de México, con la problemática principal del drenaje pluvial de la cuenca en forma superficial y subterráneo, causado por la extracción de agua potable de los acuíferos del Valle de México, que provoca hundimientos regionales debido a la compresibilidad de su suelo arcilloso por ser en sus orígenes fondos de lago, en el que se han desarrollado importantes obras de protección y mitigación del riesgo ante inundaciones, a través de los años como el Albadarron de Nezahualcóyotl, el tajo de Nochistongo, de 1910 en adelante el Gran Canal de Desagüe, drenes, plantas de bombeo, lagunas de regulación y sistema de drenaje profundo, que actualmente conforman el Sistema de Drenaje y Control de Inundaciones del Valle de México. En lo que respecta al Lago de Texcoco, como laguna de regulación en la actualidad, se hace un breve desarrollo histórico de la desecación del lago, obras construidas y planeadas en común, de estudios hidrológicos e hidráulicos de los ríos tributarios al lago de Texcoco, hasta el presente.

En el capítulo II, “Descripción de la problemática”, se aborda en forma general la zona de estudio e importancia hidráulica dentro del sistema de drenaje e hidrológica de la cuenca del Valle de México del lago de Texcoco, identificando los cauces principales de las subcuencas de los ríos del oriente del Valle de México, municipios de influencia, dependiendo de las delimitación de subcuencas del Valle de México.

En el capítulo III, “Objetivos”, se han planteado con soporte en los capítulos anteriores, los objetivos generales y particulares planeados para la ejecución en el desarrollo y proceso temático de la tesina.

Los métodos hidrológicos contemplan el uso de la precipitación y las características fisiográficas de la cuenca, parámetros hidrológicos, para estimar la forma y volumen de los escurrimientos. El análisis de la precipitación se realiza con métodos tradicionales, distribuidos y regionales, como el método de regionalización de lluvias de la cuenca del valle de México y actualmente con la instrumentación

INTRODUCCIÓN

climatológica, los archivos PLU, en tiempo real. En el capítulo 1, “Parámetros hidrológicos”, se hizo un análisis hidrológico de la subcuenca de los ríos del oriente del Valle de México (ROVM), con base en el método de regionalización de lluvias para el Valle de México, obteniendo el coeficiente de escurrimiento de forma local y la precipitación de diseño con el factor de ajuste por área total.

En el tránsito de avenidas es importante considerar el volumen del escurrimiento, por lo que en el capítulo 2, “Generación de hidrogramas”, se analizaron los hidrogramas para el Valle de México propuestos por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, analizando y comparando gastos máximos de la fórmula racional y gastos pico de los hidrogramas para diferentes duraciones de tormenta, que afectan la intensidad de precipitación de la fórmula racional y precipitación de diseño regional en los hidrogramas. Se generaron los hidrogramas de análisis para el área total de las subcuencas, duración de tormenta de 24 hrs y periodo de retorno de 100 años.

Se realizó el tránsito de avenidas por los cauces principales bajo condiciones propuestas en el capítulo 3, “Hidráulica de los ríos del oriente”, empleando un modelo matemático, analizando la sección transversal en las zonas de control de desbordamiento para garantizar el escurrimiento total en tiempo y forma, y obtener los hidrogramas de entrada en el lago de Texcoco, capítulo 4, “Tránsito de avenidas en el lago de Texcoco” en el que se analizó la disponibilidad de áreas en el lago de Texcoco, para regular en uno y varios sitios, totalmente las avenidas de las subcuencas de los ríos del oriente y controlar los escurrimientos al Dren General del Valle del sistema de drenaje de la Zona Metropolitana del Valle de México, determinando el área mínima requerida y altura de bordos.

Con este desarrollo temático, se han ejecutado los objetivos planeados en la conclusión de la tesina desarrollada en el capítulo 5, “Conclusiones y recomendaciones”, con amplias recomendaciones o metodologías propuestas en el desarrollo de la tesina y conclusiones particulares y generales de la tesina, la cual está orientada al análisis hidrológico e hidráulico de las demás subcuencas en el Valle de México con las consideraciones pertinentes, sujeto a los límites de infraestructura de drenaje superficial y subterráneo en los análisis correspondientes, y en la aplicación para otras cuencas urbanas, con centros altamente urbanizados como la ciudad de Monterrey o Guadalajara.

I. ANTECEDENTES

I. ANTECEDENTES

La zona metropolitana del Valle de México, es una de las concentraciones urbanas más grandes del mundo ubicada en una cuenca endorreica (cerrada), sobre lo que originalmente fue un sistema lagunar integrado por cinco grandes lagos: Texcoco, Xaltocan, Zumpango, Xochimilco y Chalco. Ver figura I.1



Figura I.1 Lagos de la cuenca del Valle de México, siglo XVI (CONAGUA).

En el lago de Texcoco, hacia el siglo XIV, los mexicas fundaron la ciudad de México – Tenochtitlán¹, al occidente, y para llevar a cabo su crecimiento urbano se construyeron chinampas que semejaban islas artificiales, islote de México en medio del lago de Texcoco. Nezahualcóyotl, construyó obras hidráulicas: un acueducto y un dique, “el albadarron”², desde el cerro de Atzacolco de la sierra de Guadalupe, hasta el cerro de la estrella de Iztapalapa, 16 km, con la finalidad de evitar las crecidas periódicas del lago de

¹ El historiador Enrique Florescano afirma que los símbolos de la identidad mexicana fueron integrados en el relato que narra la peregrinación desde el remoto Aztlán hasta la fundación de Tenochtitlán en 1325. (1) De acuerdo con el mito fundacional, Huitzilopochtli le ordenó a los aztlantecas dejar su lugar de origen y buscar tierras más fértiles que reconocerían al encontrar: “la presencia de un águila agitando sus alas, parada sobre un nopal y desgarrando una serpiente”. Esa águila emblemática, representa la edificación de la gran ciudad lacustre de Tenochtitlán, es el símbolo que identificó y unió a los habitantes del reino mexica. <http://www.bicentenario.gob.mx>

² La construcción del Albarradón de Nezahualcóyotl es en honor a su constructor y aliado de la ciudad estado de Texcoco. El dique fue un trabajo de cestería que tuvo un grosor de 3,5 m de ancho y una altura desde el fondo del lago de 8 m. Fue construido entrelazando troncos de árboles, rocas impermeables y arena. El dique tenía compuertas para permitir el paso del agua y de las canoas. Si se elevaba el nivel del agua las compuertas eran cerradas para evitar una inundación, también tenía el deber de evitar que se mezclaran las aguas saladas del lago de Texcoco, Xaltocan y Zumpango y otros pequeños lagos que había más al norte con los lagos de agua dulce de Xochimilco y Chalco. Actualmente se ubican las ruinas de éste, en la carretera federal México – Pachuca, Venta de Carpio, Ecatepec, Estado de México. <http://es.wikipedia.org/wiki/M%C3%A9xico-Tenochtitlan#Diques>

I. ANTECEDENTES

Texcoco y que se mezclaran sus aguas salobres con las dulces de los lagos de Xochimilco y Chalco, ver figura I.2. A la caída de Tenochtitlán en 1521, comenzó la desecación del lago de Texcoco debido a las continuas inundaciones, se realizaron obras de drenado hacia el norte de aguas negras, pluviales y de manantiales, favoreciendo la expansión urbana.



I.2 Cuenca del Valle de México, 1520.³

En 1629, se ha registrado la inundación más severa, pues duró cinco años con pérdidas humanas y desalojos, las aguas regresaron a sus límites naturales. En 1819, la inundación cubrió una buena parte, al

³ http://2.bp.blogspot.com/-V3AebhREN98/T_Ji-ABi56I/AAAAAAAAABM/3SS3ldqpUQ4/

I. ANTECEDENTES

grado de que el cerro del Tepeyac, se convirtió en una isla. En 1902 se concluyó la obra de un proyecto que se inició en 1860, la cual consistió en un canal de 47 km del centro a la ciudad de Zumpango y túnel de Tequixquiac, con el propósito de disminuir el agua que se vertía al lago de Texcoco, provenientes de los lagos de San Cristóbal, Xaltocán y Zumpango; y drenar hacia la cuenca del Pánuco, que descarga al Golfo de México.

En el Virreinato la estrategia fue abrir salidas artificiales a la cuenca. En los siglos XVII y XVIII, se realizó el tajo de Nochistongo (1788), 151 años después de su inicio; posteriormente en el México independiente y concretamente en 1910 entró en servicio el Gran Canal de Desagüe, para el cual se construyó el primer túnel de Tequixquiac, obra complementada con un segundo túnel que inicia operaciones en 1947; en 1962 y 1975 se incorporan al sistema los emisores del poniente y central, respectivamente.

Los hundimientos del subsuelo ya eran visibles en los cincuentas, y acentuaron la vulnerabilidad de la ciudad; en los años setenta se optó por la construcción del drenaje profundo, el Emisor Central de 50 km con descarga al río tula de la cuenca del Pánuco. Actualmente, las aguas superficiales se concentran en la laguna de Zumpango, Tláhuac y lagos de Guadalupe, Texcoco, Nabor Carrillo y Xochimilco.⁴

La Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM), actualmente tiene una superficie de 1894 km², cerca del 22 % del área de la cuenca del Valle de México y el 95 % por ciento de la superficie que ocupaban los lagos en la cuenca del siglo XVI, ver figura I.3, este crecimiento se ha dado en los últimos 30 años, del siglo XX, la cual requiere de servicios, tal es el caso, de drenaje pluvial, sanitario y agua potable.

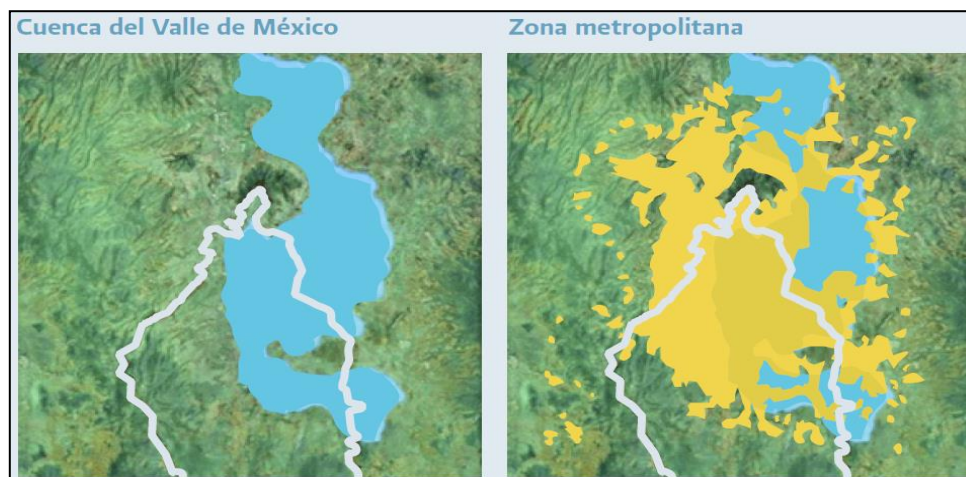


Figura I.3 Cambio de uso de suelo del Valle de México, siglo XX (CONAGUA).

⁴ Competencia federal para regular la recarga del acuífero de la Ciudad de México, con aguas residuales. <http://biblio.juridicas.unam.mx/libros/5/2492/4.pdf>

I. ANTECEDENTES

El desarrollo urbano acelerado y en algunos casos no planeado, ha aumentado el riesgo por inundación debido a su vulnerabilidad de drenaje, al cambio severo de los patrones de lluvias que ahora son más concentradas, de mayor duración e intensidad, la sobreexplotación del acuífero, en un suelo formado por arcillas blandas con muy alto contenido de agua, altamente deformable y compresible, aunado al establecimiento y desarrollo de las actividades socioeconómicas y patrimonio de la población en la Ciudad de México, en una cuenca cerrada, se generan hundimientos regionales acelerados y diferenciales que afectan a la infraestructura urbana, en específico la de drenaje superficial, por ejemplo el Gran Canal del Desagüe. Ver figura I.4.

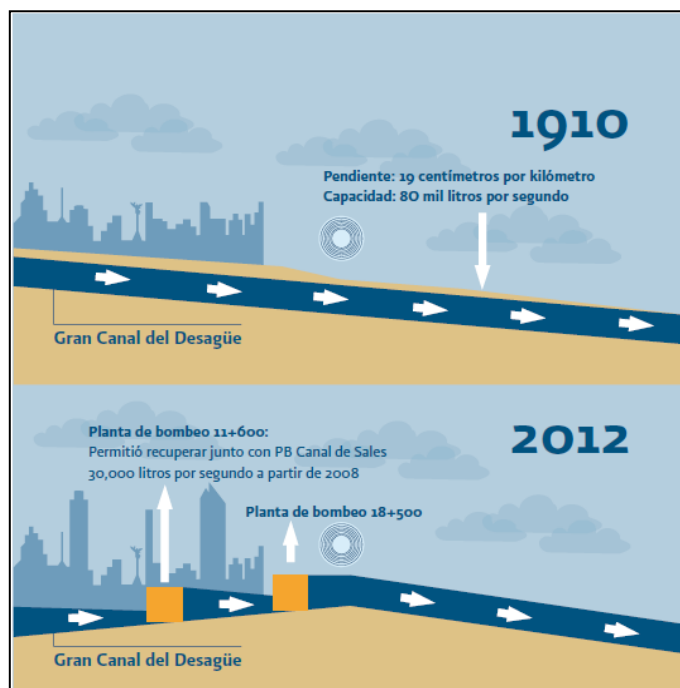


Figura I.4 Efectos de los hundimientos regionales del Valle de México (CONAGUA).

Al limitar la capacidad de drenaje superficial por su desnivel e implementar plantas de bombeo sobre el canal, sobreelevación de bordos y desazolves intermitentes, y en el drenaje subterráneo o redes primarias, lagunas y vasos de regulación en la parte plana de la ZMVM se ve limitado principalmente, por la ausencia de mantenimiento preventivo de redes y bordos, ver figura I.5, se aumenta la vulnerabilidad de un colapso del sistema de drenaje y proporcionalmente el riesgo de inundación.

I. ANTECEDENTES

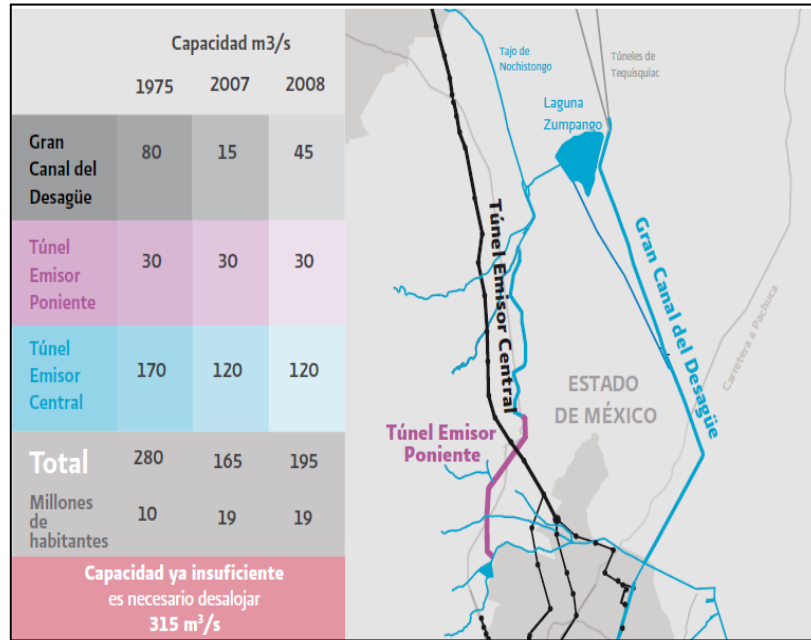


Figura I.5 Disminución de la capacidad de drenaje superficial y subterráneo (CONAGUA).

En la actualidad los caudales de la zona oriente del Valle de México, son emitidos superficialmente a través del Dren General del Valle (DGV), que conduce las aportaciones del río La Compañía, Canal General, Bordo de Xochiaca, río Churubusco y río de Los Remedios, así como por el Gran Canal del Desagüe (GCD), con una capacidad superficial que, en 2007, apenas llegaba a 15 m³/s, precisamente por la pérdida en capacidad del GCD (contra una capacidad original de 80 m³/s), ver figura 1.6



Figura 1.6 Sistema de drenaje del oriente centro en 2007-2009 (CONAGUA).

I. ANTECEDENTES

El sistema de drenaje profundo del Valle de México está compuesto por colectores, interceptores y emisores, ver figura I.7, en el que se realizara una breve descripción de la geometría de cada uno de los elementos, ver tabla I.1⁵

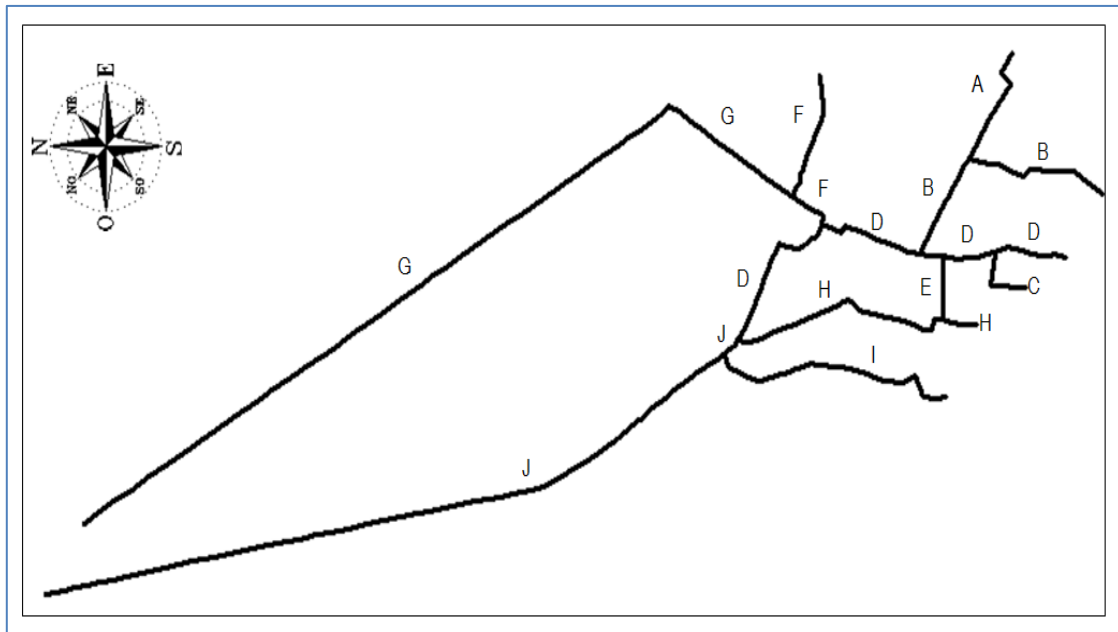


Figura I.7 Sistema de Drenaje Profundo del Valle de México.

Túnel	Diámetro (m)	Longitud (km)	Pendiente promedio (m/m)	Elev. plantilla de referencia (m)
A. INTERCEPTOR ORIENTE ORIENTE	5.0	7.5	0.0001	2212
B. INTERCEPTOR ORIENTE SUR	5.0	16.3	0.0004	2210
C. COLECTOR IZTAPALAPA	4.0	4.6	0.0005	2222
D. INTERCEPTOR ORIENTE	5.0	25.6	0.0003	2210
E. INTERCEPTOR CENTRO CENTRO	5.0	3.8	0.0004	2209
F. TÚNEL RÍO DE LOS REMEDIOS	5.0	10.6	0.0001	2206
G. TÚNEL EMISOR ORIENTE	7.0	55.3	0.0015	2165
H. INTERCEPTOR CENTRO	5.0	17.8	0.0005	2204
I. INTERCEPTOR CENTRO PONIENTE	4.0	17.0	0.0010	2215
J. TÚNEL EMISOR CENTRAL	6.5	50.0	0.0020	2150

Tabla I.1 Características geométricas del SDP del Valle de México.

En la figura I.8, se muestran las salidas artificiales del drenaje de la cuenca del Valle de México, construidas hasta antes del año 2011 y la última salida en proceso de construcción el TEO.

⁵ Las características geométricas e hidráulicas de diseño, del sistema de drenaje profundo, fueron material de apoyo para la materia de Planeación de los sistemas hidráulicos, durante la especialidad de hidráulica urbana, semestre 2011-2.

I. ANTECEDENTES

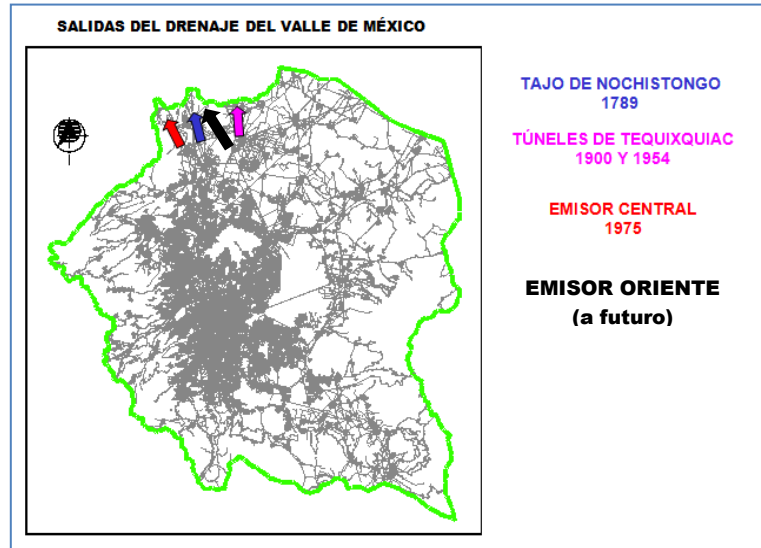


Figura I.8 Salidas artificiales de la cuenca del Valle de México (Echavarría, 2013).

El riesgo por inundación en la ZMVM, es latente, en caso de presentarse una falla en el actual sistema de drenaje, la obstrucción del túnel emisor central llevaría a una inundación generalizada de la zona centro y oriente que, con base en estudios apoyados por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, inundaría una superficie de más de 217 km², aproximadamente el 10 % de la superficie urbana actual, con más de 5 metros de agua sobre el aeropuerto internacional de la ciudad de México (AICM), ver figura I.9.

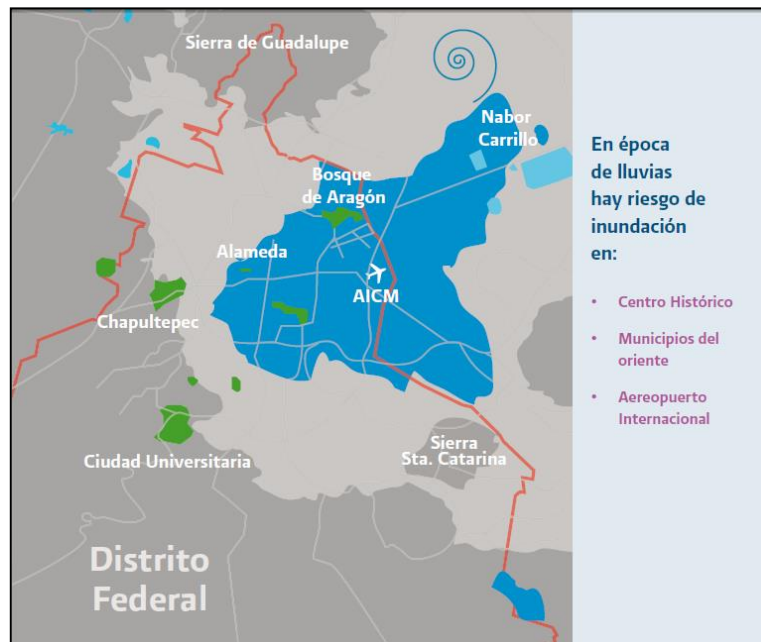


Figura I.9 Zonas susceptibles de inundación (en azul) ante una falla en el sistema de drenaje profundo (CONAGUA).

I. ANTECEDENTES

Con obras, como la rehabilitación de la planta de bombeo “Canal de Sales”, sobre el DGV y la construcción de la planta de bombeo 11+600 (complementaria a la planta de bombeo 18+500) sobre el GCD, a partir del estiaje de 2008,; se logró incrementar la capacidad de emisión superficial conjunta a 40 m³/s, con una capacidad de bombear hasta 20 m³/s, a través de la construcción de la planta de bombeo Casa Colorada Superficial para su regulación en la laguna del mismo nombre, ver figura I.7, con lo cual se inspeccionó el drenaje profundo, después de 15 años.

La capacidad de los cauces superficiales, DGV y GCD, seguirá perdiéndose mientras persistan los hundimientos en el Valle de México y, en consecuencia la vida útil de las plantas de bombeo alojadas sobre dichos cauces, es limitada, estimándose esta vida hacia los años 2016-2018. Por tal razón, la solución a largo plazo en materia de emisión será el Túnel Emisor Oriente, pero apoyados con suficiencia en cuanto a capacidad de regulación, por ejemplo del lago de Texcoco.

I.1 LAGO DE TEXCOCO.

Actualmente el lago de Texcoco es una zona federal, que contribuye a la visión desde un punto de vista técnico e integral a la preservación de la zona ubicada en la parte baja de la cuenca del Valle de México, en 1965 del Dr. Nabor Carrillo Flores. La zona se encuentra a cargo del Gobierno Federal, administrada por la Gerencia del Lago de Texcoco, de la CONAGUA.

En 1971, fue declarada la zona federal de Texcoco, figura I.10, abarca parte de los municipios del Estado de México y zona metropolitana de la ciudad de México, ver tabla I.2

Entidad federativa	Municipio o delegación	Superficie aproximada (ha)	Porcentaje zona federal (%)
Estado de México	Texcoco	6.091,40	61,24
Estado de México	Atenco	2,747,50	27,62
Estado de México	Nezahualcóyotl	854,44	8,59
Estado de México	Ecatepec	244,48	2,46
Estado de México	Chimalhuacán	5,92	0,06
Distrito Federal	Venustiano Carranza	3,08	0,03

Tabla I.2 Ámbito administrativo del territorio de la zona federal de Texcoco.

I. ANTECEDENTES

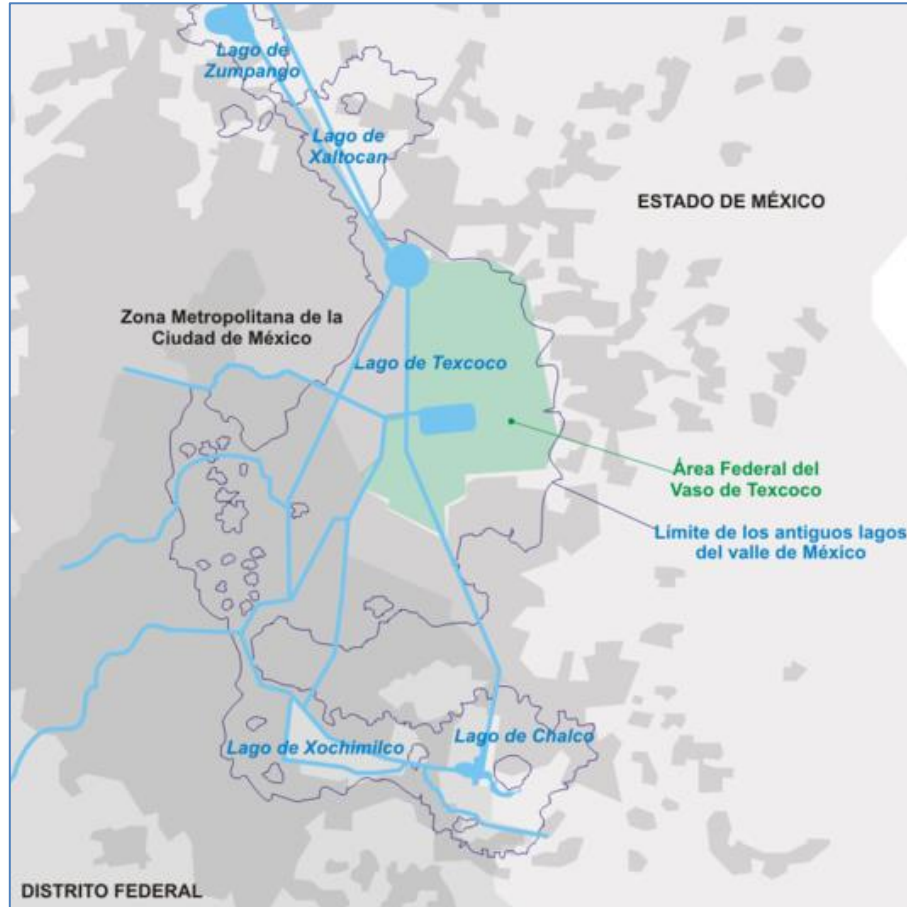


Figura I.10 Zona federal del lago de Texcoco (CONAGUA).

El principal problema de la ciudad de México son los hundimientos diferenciales y con respecto a el lago de Texcoco, se tienen los siguientes registros⁶, tabla I.3 y estimados:

Año	Fondo del lago
1910	Se localizaba a 1.90 m por debajo del centro de la ciudad de México.
1970	Se localizaba a 5.50 m por encima del centro de la ciudad de México.
2013	Se estima en 7.0 m por encima del centro de la ciudad de México. ⁷

Tabla I.3 Hundimientos regionales, con respecto al lago de Texcoco. 1910, 1970 y 2013.

La desecación del lago e invasión de la mancha urbana, se debe a factores políticos que dan origen y seguimiento a los impactos ambientales, sociales y económicos, del lago de Texcoco, desde inicios del siglo XX como los siguientes:

⁶ <http://www.uamenlinea.uam.mx/materiales/licenciatura/hidrologia/libroII-hidrologia/HU1-II-03.pdf>

⁷ El estimado se obtiene del programa Google Earth, con datos de mayo de 2013, entre el Zocalo de la Cd. de México y centro de la zona federal del lago de Texcoco.

I. ANTECEDENTES

- En septiembre de 1912 la Secretaría de Fomento, Colonización e Industria declaró que el lago de Texcoco, situado entre el Distrito Federal y el Estado de México, era de jurisdicción federal.
- Durante el período 1912-1932, se continuaron las obras de desecación de la zona lacustre.
- En 1917 el presidente Venustiano Carranza mandó hacer un levantamiento de los terrenos desecados del lago de Texcoco para determinar la propiedad que correspondía a la Federación con el objeto de poder utilizarlos o venderlos, dando así el inicio de la historia de los asentamientos humanos en el antiguo vaso de Texcoco.
- Hacia el año de 1919, terminado el deslinde de los terrenos, éstos fueron puestos a la venta para fines agrícolas y el precio de cada hectárea era de 60 pesos oro nacional.
- El 1º de febrero de 1921 el presidente Álvaro Obregón bajó el precio de cada hectárea de 60 a 30 pesos oro nacional para fomentar la agricultura y la protección del pequeño propietario.
- En abril de 1922 se declara como propiedad nacional a las aguas y cauces del lago de Texcoco; el 1 de agosto, Álvaro Obregón, continúa promoviendo la venta de los terrenos del ex-vaso para terminar con las tolveneras que afectaban a la ciudad de México.
- En 1929 el presidente Emilio Portes Gil apoya a los particulares ocupantes para la bonificación y fertilización del Lago de Texcoco, los terrenos podían comprarse en 1 peso oro nacional por hectárea, con extensiones que no excedieran de 20 hectáreas.
- En 1931 el presidente Pascual Ortiz Rubio nombró al ingeniero Francisco Díaz Babio como director de las obras del Lago de Texcoco, encomendándole que deslindara los terrenos.
- El 24 de agosto fue creada la Comisión Nacional Deslindadora que tenía como objetivo deslindar los terrenos, propiedad de la nación, ubicados dentro del Lago de Texcoco.
- El 14 de octubre el presidente Ortiz Rubio expide el decreto para que se ejecutaran obras para el drenaje, bonificación e irrigación de las tierras desecadas y desecables del lago de Texcoco.
- El 23 de mayo de 1932 el precio de cada hectárea era de un peso, los títulos de propiedad se entregarían cuando se realizaran las labores de bonificación y cultivo agrícola, generándose una adquisición masiva.⁸

El Dr. Carrillo, hizo énfasis en lo relativo al agua subterránea y a las características del subsuelo, al aprovechamiento óptimo del agua en sus diversos usos dada la limitada potencialidad hídrica del Valle. Indicó la necesidad de investigar la existencia y calidad del agua subterránea, así como la posibilidad económica de su tratamiento y potabilización. Mencionó que el agua salada retenida en las capas

⁸ <http://pensamientofilosoficoenmexico.wordpress.com/11008/10/119/historia-del-lago-de-texcoco-desde-la-conquista/>

I. ANTECEDENTES

En el lago de Texcoco se han desarrollado obras y acciones a partir del Proyecto de Texcoco (1969) y el Plan Lago de Texcoco (1971), que se describen a continuación, en base a el “Plan de Consolidación del Rescate Hidrológico de la Zona Federal del Ex Lago de Texcoco.” en el que se presenta un resumen de las principales obras y acciones (proyectos) realizados de obras hidráulicas para le regulación hidrológica y control de avenidas, plantas de tratamiento, control de tolveneras, recuperación ecológica, manejo y conservación de la cuenca tributaria, proyectos productivos (ganadería y piscicultura), rellenos sanitarios, autopista y publicaciones sobre trabajos en el lago de Texcoco, desde 1971 hasta el año 2003. En lo que respecta, abordaremos en resumen la hidráulica en el lago de Texcoco.

1. Encauzamiento del Dren General del Valle.

Encauzar y drenar los escurrimientos provenientes del río de La Compañía, y de la parte sureste del Valle de México, así como los del río Churubusco, con una capacidad de 45 m³/s. Al 2003 la capacidad es de 25 a 30 m³/s.

2. Encauzamiento del río Churubusco.

Encauzar y conducir las aguas negras y pluviales del río Churubusco que se reciben en los límites de la zona federal hasta su descarga con el dren general del Valle

3. Encauzamiento y rectificación de los ríos del oriente.

En un análisis hidrológico solo aportan en tiempos de lluvias, pero por su torrencialidad se desbordan antes de llegar al lago de Texcoco. Algunos descargan en la laguna de Xalapango al norte del lago de Texcoco.

4. Lago recreativo.

Tiene una capacidad de 0.375 Mm³, y una superficie de 25 ha, un bordo perimetral de 2.6 km, corona de 6.0 m, altura de 1.5 m y taludes 2:1.

5. Lago Texcoco sur, ahora Nabor Carrillo.

Controlar los ríos torrenciales que descargan al oriente del ex-vaso y al mismo tiempo, aprovechar esta agua que mezcladas con las provenientes de una planta de tratamiento de aguas negras, daría un total de 2 m³/s de agua que podría utilizarse para fines industriales, turísticos o agrícolas. El método de construcción fue el de bombeo con pozos someros, ocasionando la compactación de arcillas, con lo que se formó una depresión de 11.9 Mm³; y la formación de un bordo perimetral de 3.20 m de altura y 4 m de corona., para lograr una capacidad de 36 Mm³. Cubre al 2003, una extensión casi rectangular de 4.1 por 2.3 km, 9.5 km².

I. ANTECEDENTES

6. Lago Churubusco.

Regular y almacenar las aguas pluviales y residuales del Brazo Derecho del río Churubusco provenientes de la Ciudad de México y de la zona suroriente del Valle de México por el río de la Compañía. Construido por bombeo con pozos someros. Bordo perimetral con una longitud de 6.2 km, con corona de 3 m, altura de 1.50 m y taludes de 2.5:1. Inició su operación en 1983, con una capacidad de 5.10 Mm³ en una superficie de 270 ha.

7. Lago de regulación horaria.

Regular y almacenar las aguas pluviales y residuales provenientes de la Ciudad de México, así como de la zona suroriente del Valle de México e incrementar la eficiencia en el control de las aportaciones provenientes de los ríos Churubusco y de la Compañía. Se construyó en una superficie de 150 ha mediante dragado convencional con draga hidráulica flotante, dejando taludes 3:1 a una profundidad de 3.50 m y un perímetro de 5 km, por lo que al inicio de su operación tenía una capacidad de 4.5 Mm³.

8. Lago Texcoco norte.

El sitio para construirlo con el método de excavación con draga flotante, se ubicó al norte del camino Peñón -Texcoco cercano a la Laguna de Xalapango y estaba diseñado para tener una capacidad de 20 Mm³ y cubrir una superficie de 400 ha. Su objetivo, al igual que el Nabor Carrillo, era almacenar aguas pluviales provenientes de los ríos de oriente así como tratadas, para ser utilizadas en el riego. Este lago no se terminó y sólo se hizo el canal que lo interconectaría con el Dren General del Valle, así como una pequeña parte del lago que quedó como una "L". Sin embargo, la función que cumple actualmente es muy importante, ya que quedó como un excelente dren natural que protege a los poblados del oriente, a la Laguna Xalapango, a la autopista Peñón Texcoco, al Lago Nabor Carrillo (en él se envían los excedentes), etc. y en caso necesario por ahí pueden desfogar los ríos de oriente.

9. Lago desviación combinada.

Este lago se ubicaría al oeste de la zona federal junto al Dren General del Valle en el Tramo del Canal de Sales y estaba planeado para una capacidad de 55 Mm³ en una superficie de 1,000 ha. El método propuesto para su construcción era el de hundimiento por bombeo. No se construyó debido a que los escurrimientos del río de los Remedios destinados para almacenarse en este vaso, dejaron de llegar al vaso del lago de Texcoco.

I. ANTECEDENTES

10. Laguna de Xalapango.

Es un embalse que se formó inicialmente de manera natural y que regulaba y almacenaba las avenidas de los ríos Papalotla, Coxacoaco y Xalapango. Posteriormente se le dio mayor capacidad conformando un bordo perimetral para rodear la depresión natural, logrando una capacidad de 3.6 Mm³ en una superficie de 240 ha y un perímetro de 5 km. Funciona desde 1982 y sus descargas se envían hasta el Canal Texcoco Norte.

11. Otros cauces. Actualmente existen otros cauces que intercomunica a los embalses y se comunican entre ellos. Destacan los siguientes:

a. Dren Chimalhuacán I. Este dren tiene una longitud de 6.5 km y en el descargan los ríos Coatepec y el Santa Mónica.

b. Dren Chimalhuacán II. Este Dren tiene una longitud de 7.0 km y conduce aguas residuales de una parte del Municipio de Chimalhuacán.

c. Dren Texcoco Norte. Este es un dren de 5.8 Km que comunica al Lago Texcoco Norte con el Dren General del Valle de México y cumple con la doble función de permitir el flujo en ambos sentido, ya sea para conducir agua que se utiliza para el riego del Dren General hacia el este o para drenar agua hacia el oeste o del Lago Nabor Carrillo, de tal manera que no debe contar con pendiente.

d. Canal Colector. Este canal capta las aguas de los ríos de Oriente y se diseñó considerando que sus aguas descargarían al Lago Nabor Carrillo; sin embargo, los hundimientos diferenciales han propiciado que los niveles para realizar esta operación sean inadecuados.

e. El Dren Xochiaca. Tiene una longitud de 5.8 km y en el descargan parte de las aguas negras de Cd. Nezahuacóyotl; llegan a descargar hasta 30 m³/s en época de lluvias y actualmente conduce de 6 a 8 m³/s, ya que no funciona de manera adecuada por no tener pendiente.

f. Dren perimetral tiene una longitud de 12 Km, diseñado para recibir caudales del Lago Texcoco Norte.

En resumen, en la figura I.12 se observa un plano con la infraestructura descrita anteriormente al 2003.

I. ANTECEDENTES

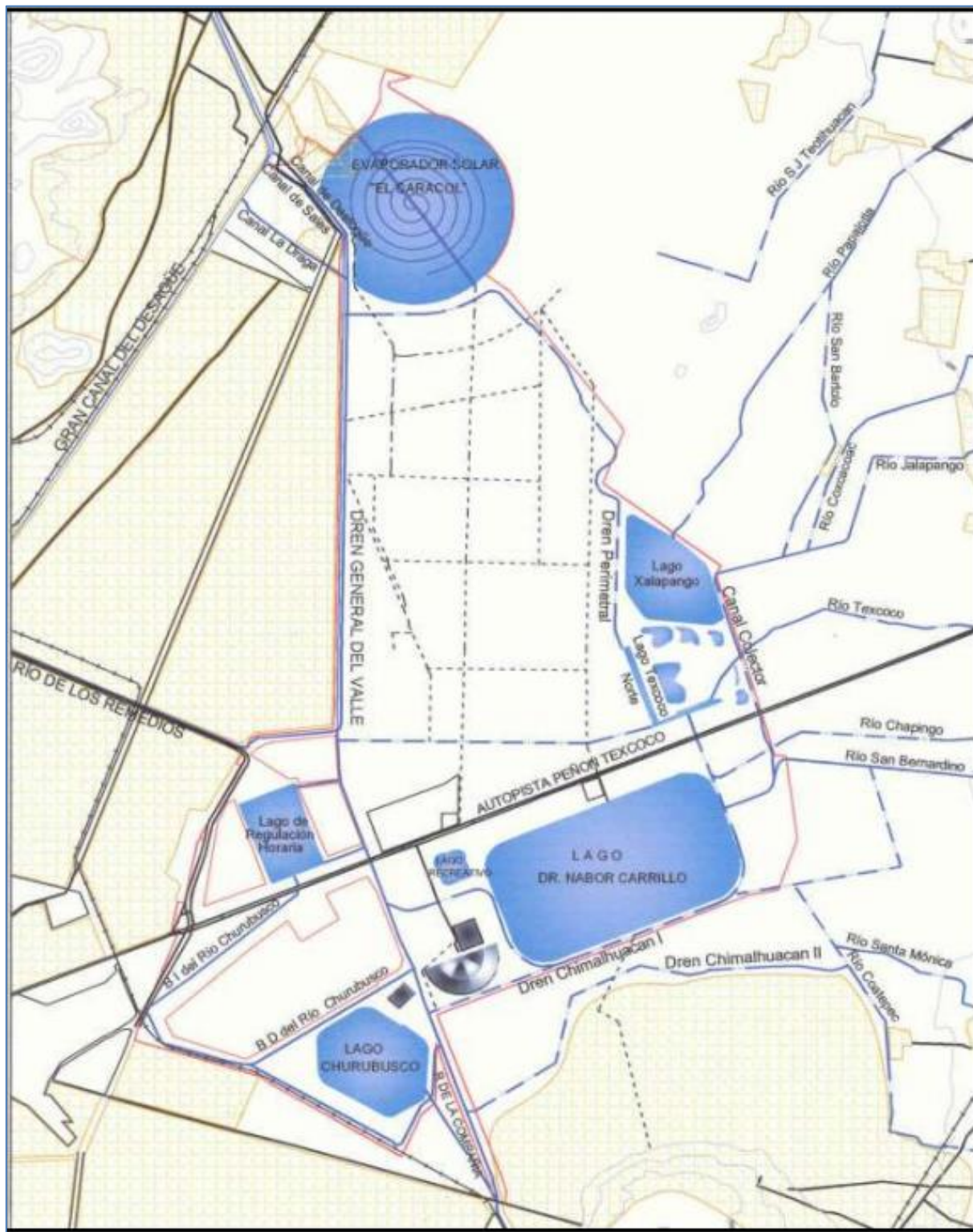


Figura I.12 Infraestructura hidráulica en obra y acción, dentro del lago de Texcoco, al 2003 (CONAGUA).

I.2 RÍOS TRIBUTARIOS DEL ORIENTE AL LAGO DE TEXCOCO.

La cuenca oriental del Valle de México tributaria del Ex Lago de Texcoco, está conformada por once subcuencas, aunque en los últimos años también se añadió una más que es la de Amecameca que anteriormente descargaba al Lago de Xochimilco y actualmente se canaliza al río de La Compañía. Ver figura I.13.

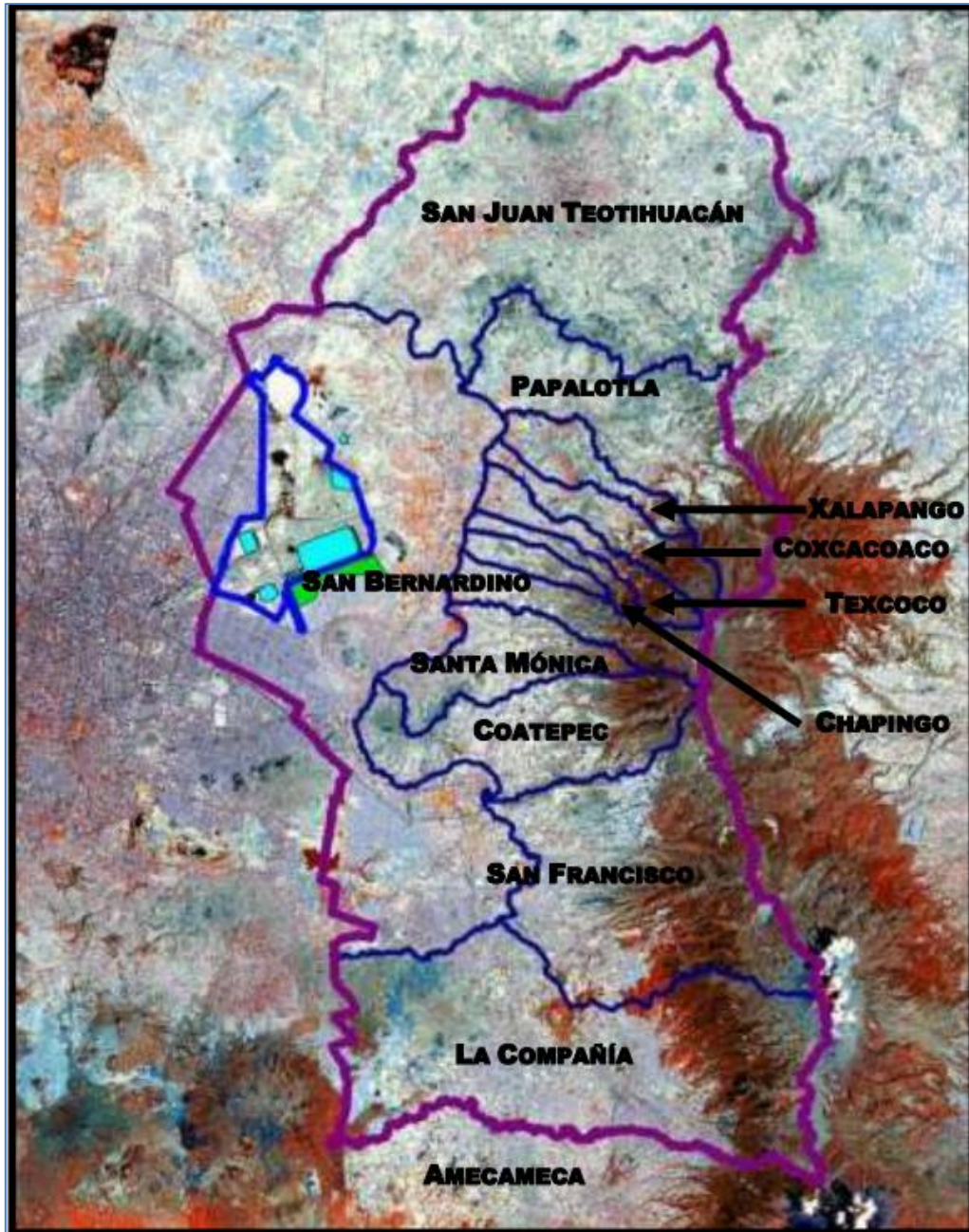


Figura I.13 Cuenca Oriental del Valle de México tributaria del Ex Lago de Texcoco (CONAGUA).

I. ANTECEDENTES

En la tabla I.4, se muestran los gastos máximos reportados en los ríos de la cuenca oriental, en el periodo de 1915 – 1980.

RÍO	ÁREA (Km ²)	PRECIPITACIÓN PROMEDIO (mm)	PERIODO DE REGISTRO	NUMERO DE AÑOS	GASTO MÁXIMO (m ³ /s)
San Juan Teotihuacán	491.00	615	1915-1980	36	42.68
Papalotla	210.00	615	1915-1980	36	124.00
Xalapango	59.10	615	1944-1980	37	27.46
Coxcacoaco	61.50	615	1946-1980	35	54.90
Texcoco	31.20	615	1915-1980	36	61.80
Chapingo	21.40	615	1944-1980	37	65.40
San Bernardino	17.00	615	1959-1980	22	55.49
Santa Mónica	55.80	615	1915-1980	36	72.10
Coatepec	49.80	615	1979-1980	2	9.35
San Francisco	151.50	708	1959-1980	19	43.90
La Compañía	293.50	908	1959-1980	19	14.44
TOTAL	1,441.80			PROMEDIO	47.63

Fuente: ⁴ Arias, 1991, modificado por Llerena y Sánchez

Tabla I.4 Registros de gastos máximos de ríos de la cuenca oriental, 1915 – 1980 (CONAGUA).

Estas avenidas en las partes bajas, provocaban anualmente inundaciones a las comunidades aledañas, en la época de lluvias, particularmente en los meses de julio y septiembre ya que se presentan las denominadas “trombas” por efecto de los huracanes

En base a la recomendación que la Comisión de Estudios del Lago de Texcoco hiciera en su informe de marzo de 1971, para “Que los planes de forestación, reforestación y control de erosión de suelos en todo el Valle de México se coordinen”, el Plan Lago de Texcoco estableció el programa de conservación de suelo y agua en la porción oriental del Valle de México.

Los trabajos se iniciaron en 1973 a través del denominado Programa de Hidrología Forestal, con el desarrollo de diversas prácticas para el control de avenidas, erosión, sedimentos y recarga de agua, que hasta el 2003 fueron aproximadamente las siguientes:

- a. Construcción de 1,150 presas de mampostería y gaviones en cauces y barrancas.
- b. Construcción en 9,323 ha de terrazas de banco y roturación de suelos con maquinaria pesada, para rehabilitar terrenos altamente erosionados con cárcavas.
- c. Construcción en 3,971 cepas, tinas ciegas y zanjas trinchera con mano de obra campesina.
- d. Producción de 35'377,000 árboles en vivero de diversas especies.
- e. Reforestación de 16,070 ha.

I. ANTECEDENTES

Por lo anterior, se considera que el Proyecto Lago de Texcoco ha podido rehabilitar hasta el año 2003 18,000 hectáreas aproximadamente de diversas áreas de la cuenca, principalmente en las subcuencas de los ríos Chapingo, Texcoco, San Bernardino y Santa Mónica, en los cuáles se tiene un 95% de avance y para los demás ríos un 50% o menos. Registrando los siguientes resultados, tabla I.5, en la disminución del escurrimiento.

CUENCA DEL RÍO	SITIO	ÁREA (km ²)	Q. MAX. OBSERVADO (m ³ /seg)		DISMINUCIÓN EN EL ESCURRIM. (%)
			(1943-1980)	(1981-1998)	
San Juan Teotihuacán	Tepexpan	491.00	42.60	21.20	50.23
Papalotla	La Grande	210.00	124.00	59.80	51.77
Xalapango	Atenco	59.10	28.70	14.00	51.22
Coxcacoaco	San Andrés	61.50	54.90	34.80	36.61
Texcoco	Texcoco	31.20	65.00	14.40	77.85
Chapingo	Chapingo	21.40	57.50	7.60	86.78
San Bernardino	San Mateo	17.00	79.00	10.00	87.34
Santa Mónica	El Tejocote	55.80	63.10	14.80	76.55
Coatepec	Garcés	49.80	9.30	7.40	20.43
San Francisco	San Marcos	151.50	43.90	16.80	61.73
La Compañía (1)	San Lucas	293.50	14.40	5.90	
Amecameca (1)	San Luís	350.00	86.60	44.20	
TOTAL		1,791.80	669.00	250.90	600.52
PROMEDIO		149.32	55.75	20.91	60.05

Fuente: ⁸ Cruickshank, G. 2002. Modificado por Llerena y Sánchez. 2004.

Tabla I.5 Disminución en el escurrimiento, por manejo de cuencas del oriente, 1998 (CONAGUA).

II. DESCRIPCIÓN DE LA PROBLEMÁTICA

El riesgo de inundación en la zona oriente y centro del Valle de México es latente y alto, ante una falla del sistema de drenaje profundo, y la limitación de capacidad del drenaje superficial, aunado a las obras de emergencia como las plantas de bombeo; con lo que se tendrá mayor énfasis en analizar y preservar la capacidad de regulación del lago de Texcoco para la cuenca del Valle de México, en específico la aportación de flujo de la subcuenca de los ríos del oriente al punto de interés (lago de Texcoco), ante un eventual cambio en su uso de suelo.

Las subcuencas de los Ríos del Oriente del Valle de México (ROVM), están determinadas por un estudio en 2003 de la CONAGUA, ver figura II.1, en imagen satelital, referente a todas las subcuencas para la cuenca del Valle de México.

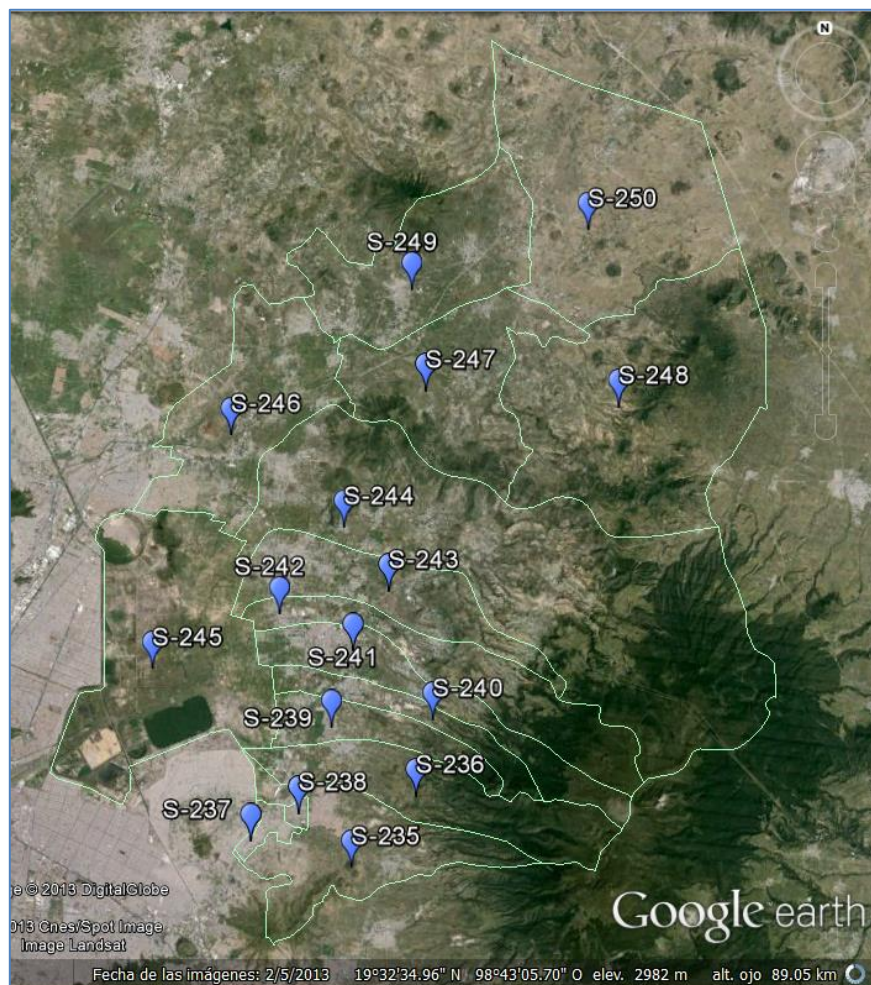


Figura II.1 Subcuencas de los ríos de los ROVM.

II. DESCRIPCIÓN DE LA PROBLEMÁTICA

Las subcuencas de los ROVM, son de la 235 a 250, de acuerdo a la clasificación de subcuencas, con la particularidad que descargan o confluyen en el lago de Texcoco, así como aportaciones del río Churubusco, La Compañía y de Los Remedios, y por las plantas de bombeo Casa Colorada y Canal de Sales. Los nombres de los ríos o cauces principales, con base en la figura I.13, de las subcuencas del oriente son, ver tabla II.1.

Subcuencas	Cauce principal.
235	COATEPEC
236	SANTA MÓNICA
237	COATEPEC
238	COATEPEC
239	SAN BERNARDINO
240	CHAPINGO
241	TEXCOCO
242	XALAPANGO
243	COXCACOAC
244	PAPALOTLA
245	LAGO DE TEXCOCO
246	
247	
248	SAN JUAN
249	TEOTIHUACÁN
250	

Tabla II.1 Nombre de cauces principales de las subcuencas de los ROVM.

La subcuenca de los ROVM, incide en algunos municipios del Estado de México parcial o totalmente, y parte de los estado de Tlaxcala e Hidalgo, como se muestra en Google Earth (GE) ver figura II.2.

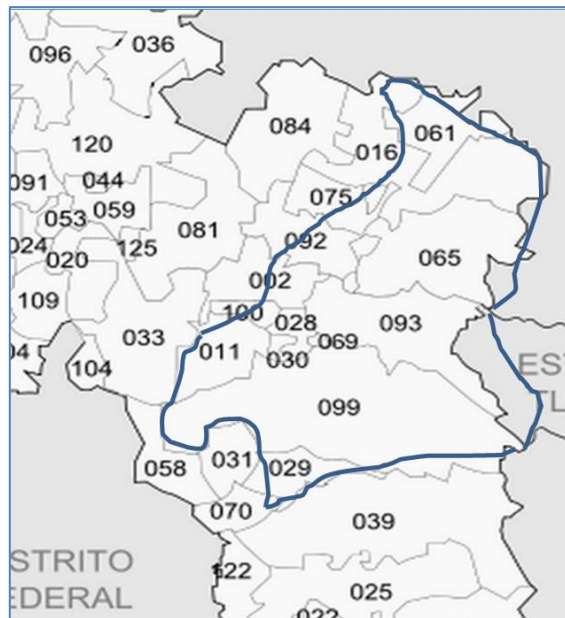


Figura II.2 Municipios de la subcuenca de los ROVM.

II. DESCRIPCIÓN DE LA PROBLEMÁTICA

Con respecto a la figura anterior, se tienen algunos datos de interés, que se consultaron en el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), ver tabla II.2.

CLAVE DEL INEGI	Municipio	Población 2010	Población 2030	Tasa de crecimiento en 20 años. (%)	Influencia territorial aproximada
002	Acolman	136558	234007	1.71	40%
011	Atenco	56423	83897	1.49	90%
016	Axapusco	25559	35038	1.37	50%
028	Chiautla	26191	36112	1.38	100%
029	Chicoloapan	175053	226984	1.30	80%
030	Chiconcuac	22819	31549	1.38	100%
061	Nopaltepec	8895	11626	1.31	90%
065	Otumba	34232	46723	1.36	100%
069	Papalotla	4147	5458	1.32	100%
075	San Martín de las Pirámides	24851	34247	1.38	30%
092	Teotihuacán	53010	72115	1.36	50%
093	Tepetlaoxtoc	27944	37241	1.33	100%
099	Texcoco	235151	317032	1.35	100%
100	Tezoyuca	35199	54557	1.55	40%

Tabla II.2 Datos de interés de los municipios del Estado de México de las subcuencas de los ROVM.

Dada la importancia de la preservación del lago de Texcoco se analizará hidrológicamente los ROVM, de tal forma que la aportación de flujo del lago de Texcoco al “Sistema de drenaje y control de inundaciones del Valle de México” sea nula, o bien reguladas o controladas en su incorporación.

III. OBJETIVOS

III. OBJETIVOS

Se plantearon los siguientes objetivos para el desarrollo temático de la tesina en “Hidrología de los ríos del oriente del Valle de México y funcionamiento hidráulico en conjunto con el Lago de Texcoco.”

III.1 OBJETIVOS GENERALES.

- Analizar la capacidad de regulación del lago de Texcoco de la aportación de flujo de la subcuenca de los ríos del oriente ante un cambio de uso de suelo.
- Analizar la hidrología de las subcuencas de los ríos del oriente, con base en la regionalización de lluvias del Valle de México, de forma local.

III.2 OBJETIVOS PARTICULARES.

- Analizar y precisar, el coeficiente de escurrimiento regional por local, en específico el índice de urbanización y coeficiente no urbano del coeficiente de escurrimiento del método de regionalización de lluvias, para las subcuencas de los ríos del oriente del Valle de México.
- Analizar las duraciones de tormenta en el cálculo de la altura de precipitación de diseño y gastos, para la generación de hidrogramas de las subcuencas de los ríos del oriente del Valle de México.
- Analizar la hidráulica de los ríos del oriente del Valle de México.
- Realizar el tránsito de avenidas en una y varias lagunas de regulación dentro del lago de Texcoco.

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS

Los métodos hidrológicos contemplan el uso de la precipitación y las características fisiográficas de la cuenca, parámetros hidrológicos, para estimar la forma y volumen de los escurrimientos. El análisis de la precipitación se realiza con métodos tradicionales, distribuidos y regionales, como el método de regionalización de lluvias de la cuenca del Valle de México y actualmente con la instrumentación climatológica, los archivos PLU, en tiempo real.

El análisis hidrológico de la subcuenca de los ríos del oriente del Valle de México (ROVM), se basará en el método de regionalización de lluvias para el Valle de México.

1.1 DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE REGIONALIZACIÓN DE LLUVIAS

Un estudio regional permite aprovechar las características que comparten todos los puntos de una región, dado que regionalizar equivale a obtener fórmulas o procedimientos que puedan aplicarse a toda una cuenca, con la ventaja de aprovechar las características comunes y señalar la forma en la que influyen las que no lo son, por ejemplo, una característica que varía es la altura de lluvia y una en común son los factores de reducción por área de influencia o duración de la tormenta.

La literatura reporta el desarrollo de métodos hidrológicos regionales desde la década de los sesentas, y el trabajo considerado como más clásico quizá sea el de Bell (1969). Domínguez et al. (1982) llevó a cabo la primera regionalización para el Distrito Federal con la información pluviográfica disponible hasta ese momento. Posteriormente, Franco (1998) incorporó más años de registro con lo que realizó un análisis regional de las lluvias convectivas en el Valle de México, donde además se presenta una revisión literaria amplia de las investigaciones efectuadas con los métodos regionales.

La altura de precipitación y el coeficiente de escurrimiento, parámetros hidrológicos, se obtienen de aplicar la metodología de regionalización de lluvias, con sus respectivos factores de ajuste por área de la zona en estudio, duración de la tormenta, que son dependientes de la región o cuenca hidrológica, y por periodo de retorno. El método considera lo siguiente para cada factor:

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.

- 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 factores para el Distrito Federal, mediante la combinación de ambos métodos.
- El factor de reducción por duración, se calculó 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.
- 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.

Por lo tanto, los factores de ajuste por área y duración de tormenta dependen de la cuenca en estudio, y el factor por periodo de retorno de las condiciones de análisis y diseño, ver figura 1.1, con lo que se obtienen los factores para cualquier valor, interpolando, en este caso linealmente, para mayor precisión o bien una aproximación empleando las gráficas.

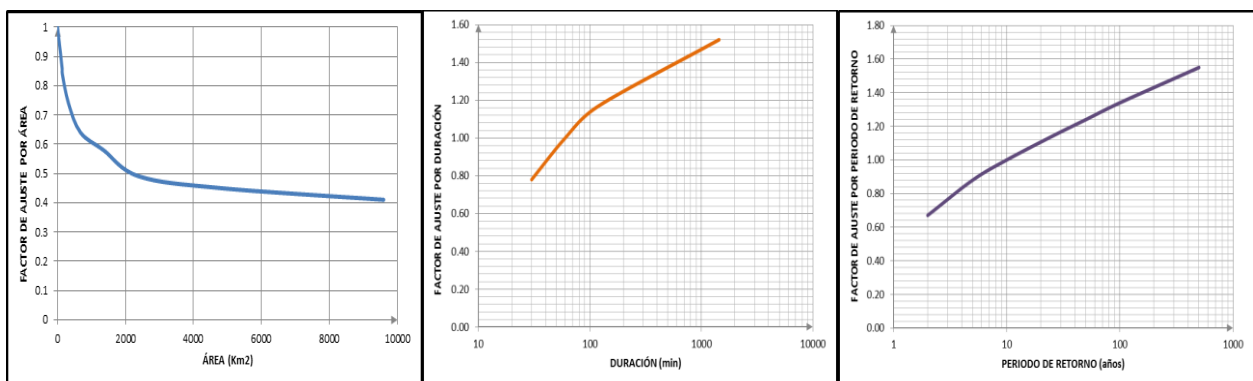


Figura 1.1 Gráficas de factores de ajuste por área, duración y periodo de retorno (Franco, 1998).

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.

La altura de precipitación de diseño, se obtiene a partir de la altura de precipitación regional o precipitación unitaria y los factores de ajuste, ver ecuación 1.1

$$P_{Tr}^d = P_{Tr=10}^{d=1} (F_A) (F_{Tr}) (F_d) \quad \text{Ec. 1.1 Precipitación de diseño}$$

Donde:

$P_{Tr=10}^{d=1}$, precipitación unitaria en mm

F_A , factor de ajuste por área, adimensional

F_{Tr} , factor de ajuste por periodo de retorno, adimensional

F_d , factor de ajuste por duración de la tormenta, adimensional

La precipitación unitaria, corresponde a una duración de tormenta de una hora y periodo de retorno de 10 años para la cuenca del Valle de México, ver figura 1.2, en el que se localiza la zona de estudio, y los factores de ajuste de la figura 1.1.

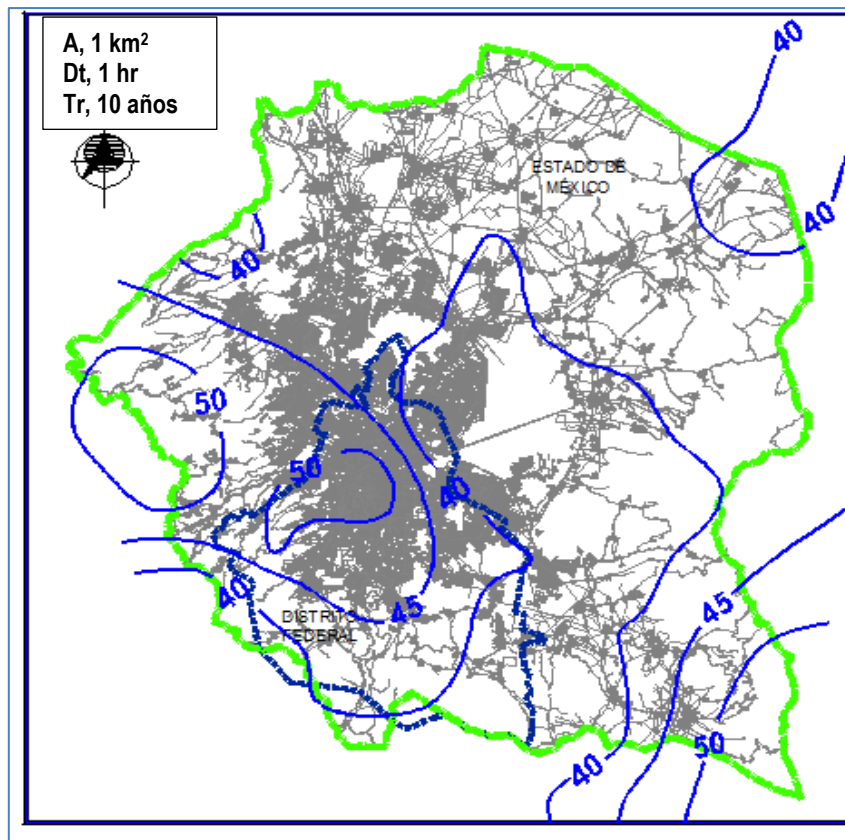


Figura 1.2 Mapa de isoyetas de la región del Valle de México (Franco, 1998).

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.

Con respecto a las figuras 1.1 y 1.2, se calcula la precipitación de diseño o altura de lluvia, así mismo, la regionalización de lluvias calcula el coeficiente de escurrimiento para el Valle de México, ver ecuación 1.2, considerando las áreas urbanas y no urbanas de las cuencas, dependiendo de los factores o índices para cada área.

$$Ce = (0.450) \frac{Au}{At} Iu + \frac{Anu}{At} Cnu \quad \text{Ec. 1.2 Coeficiente de escurrimiento regional.}$$

Donde:

Au , área urbana, en km^2

Anu , área no urbana, en km^2

At , área total de la cuenca, en km^2

Iu , índice de urbanización, adimensional

Cnu , coeficiente no urbano, adimensional

El índice de urbanización y coeficiente no urbano, se obtienen de las figuras 1.3 y 1.4, dependiendo del sitio en estudio. En el que es importante ver la distribución de magnitudes, con respecto al centro de la Ciudad de México.

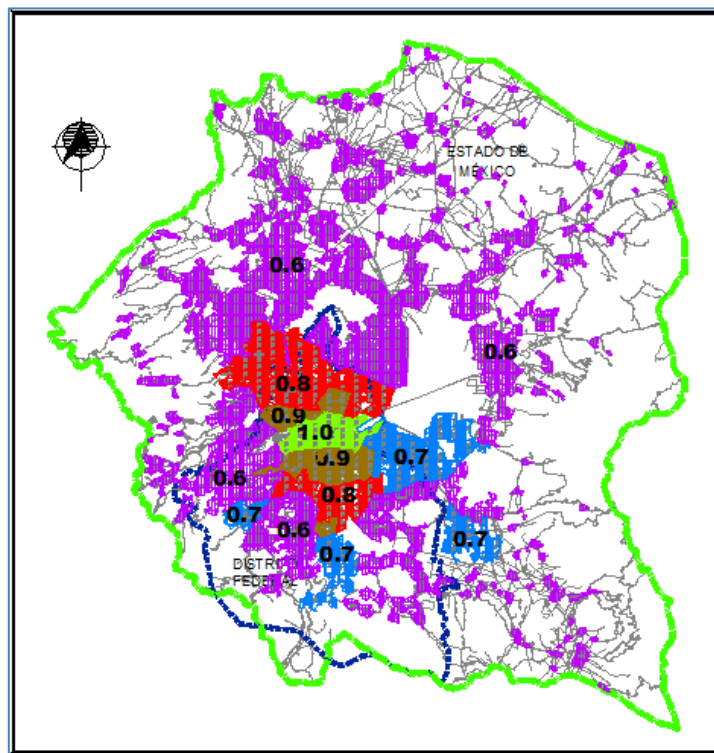


Figura 1.3 Índice de urbanización regional, (Franco, 1998).

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.

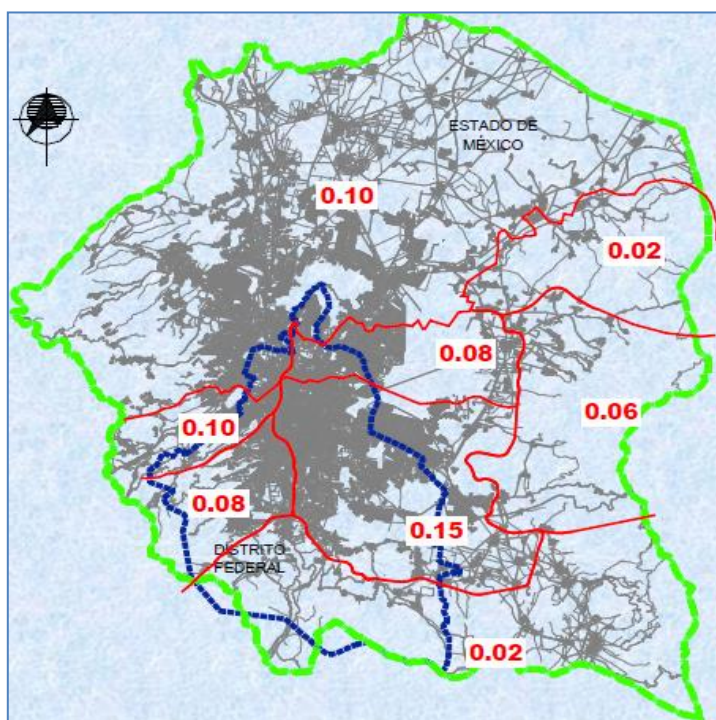


Figura 1.4 Coeficiente no urbano regional, (Franco, 1998).

En el presente trabajo, se analizaron y calcularon los parámetros hidrológicos de las subcuencas de los ROVM para obtener ambos factores, índice de urbanización y coeficiente no urbano del coeficiente de escurrimiento de **forma local**, con base en este método de regionalización de lluvias.

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.

1.2 OBTENCIÓN DE ÁREAS URBANAS Y NO URBANAS.

Con base en el plano de “División de cuencas de drenaje sanitario y pluvial”, de la Actualización del funcionamiento hidráulico del sistema de drenaje del área metropolitana del Valle de México, de la Comisión Nacional del Agua, se analizaron las subcuencas de los ROVM. Ver figura 1.5

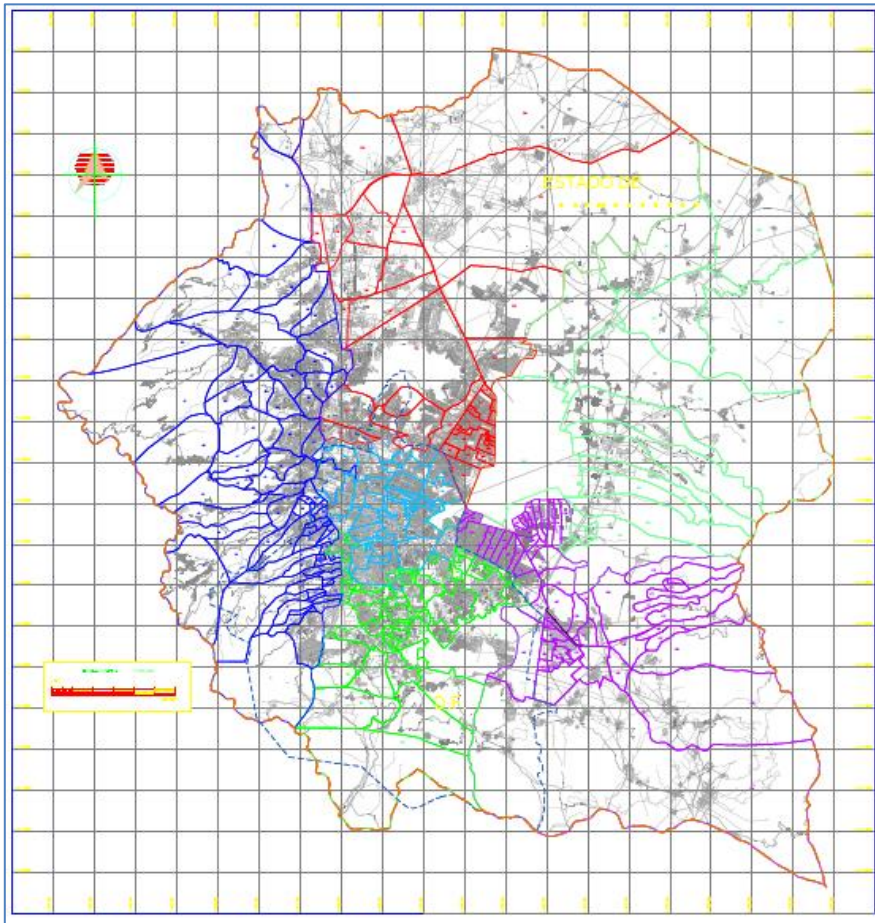


Figura 1.5 Plano, Cuenca del Valle de México y subcuencas (Echavarría, 2013).

Para el área de la cuenca en general, se realizó lo siguiente.

1. Se emplea el comando de área de AutoCAD, para cada polígono del plano, en específico el de la cuenca en general que es de 6373.9 km², ver tabla 1.1

Cuenca	A (m ²)	A (km ²)
Valle de México.	6373912180.0	6373.91

Tabla 1.1 Área de la cuenca del Valle de México.

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.

Para calcular el área no urbana y potencialmente urbana, debido al crecimiento de la población y servicios, se usan las imágenes satelitales de Google Earth (GE), en el que traslademos de AutoCAD a GE por medio de Global Mapper, los parteaguas de las subcuencas de los ROVM o bien los polígonos del plano, con la siguiente metodología propuesta:

1. Abrir Global Mapper
2. Ejecutar "Open Your Own Data Files", y buscar el archivo de AutoCAD, que contenga activados solo las polilíneas o polígonos, que se requieran visualizar, "Abrir" y "Ok"
3. Verificar la proyección UTM, en este caso, es Zona 14, Datum WGS84, y "Aceptar".
4. Ahora desplegar el menú "File", seleccionar "Export Vector Format", seleccionar "KML/KMZ", "ok" y seleccionar "Draw 3D Areas on Terrain Surface" en el cuadro "3D Area Export", "ok", nombrar y guardar al archivo que se va a generar.
5. Abrir Google Earth y ejecutar el archivo generado, .KMZ, verificar coordenadas de Google Earth, respecto a las coordenadas de AutoCAD, de los polígonos.

Ahora en GE, se trazan los polígonos de las áreas urbanas y no urbanas, delimitadas por cada subcuenca, ver figura 1.6, considerando lo siguiente.

Para zonas de alta y media urbanización.

- Identificación de áreas no urbanas como parques, canchas, lotes baldíos, etc.

Para zonas de baja urbanización.

- Áreas potencialmente de ser urbanizadas.
- Áreas tributarias, en casas dispersas.

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.

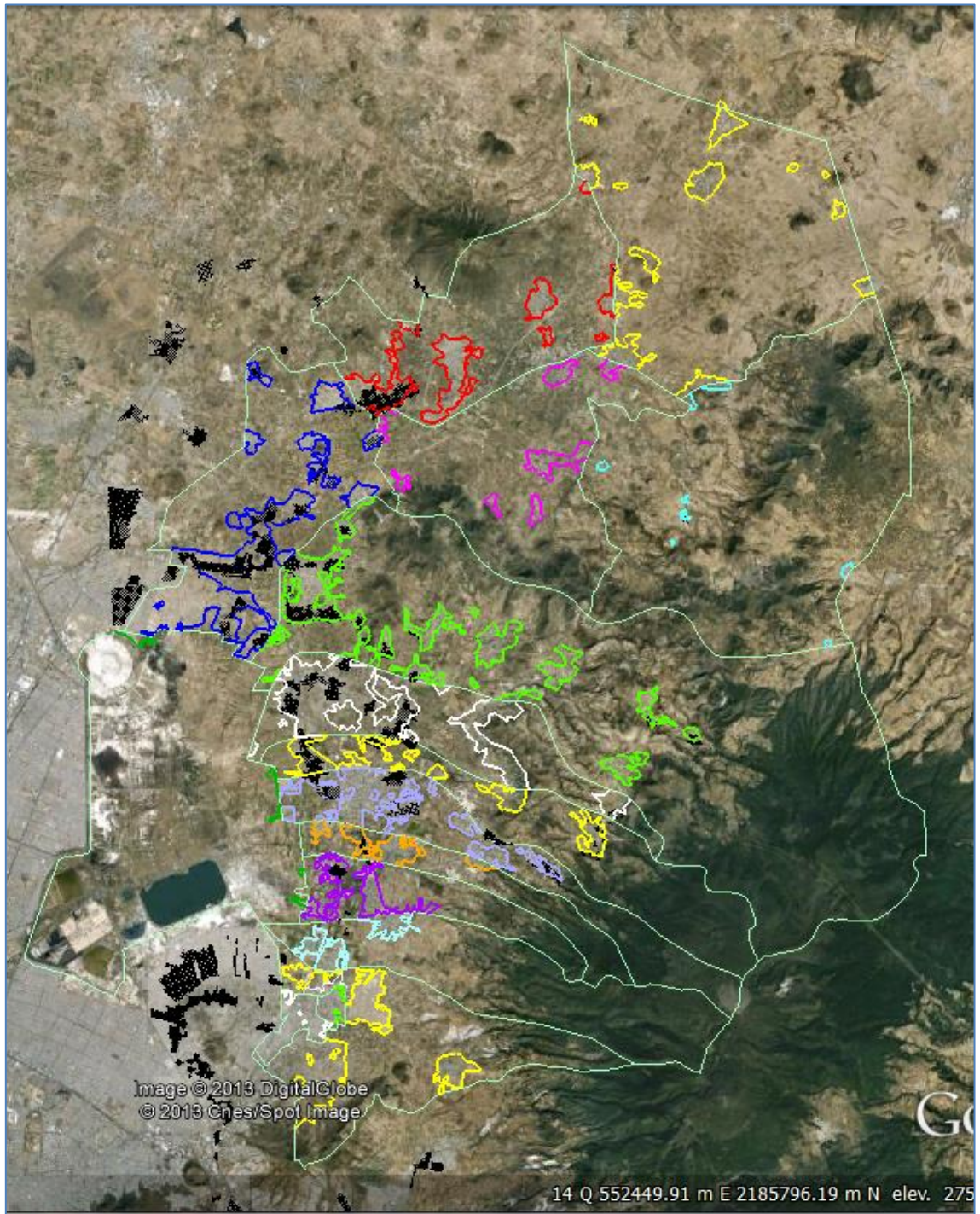


Figura 1.6 Polígonos de área urbana y no urbana, por subcuena, en GE.

Se edita la imagen de GE con una longitud definida por “regla”, para ajustar la escala en AutoCAD, en el que se enciman polilíneas para obtener las áreas correspondientes. Ver figura 1.7

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.

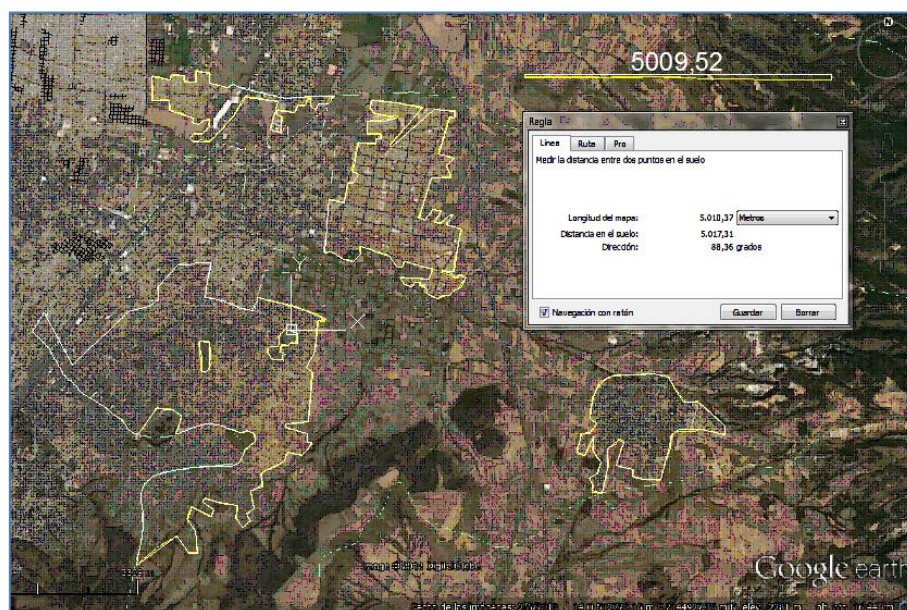


Figura 1.7 Imagen de áreas urbanas escalada en AutoCAD.

Con lo que se obtiene el área total (At), área urbana (Au) y área no urbana (Anu) de cada subcuenca de los ROVM. Ver tabla 1.3

Subcuencas	Río Principal.	At (km ²)	Au (km ²)	Anu (km ²)
235	Coatepec	75.76	17.98	57.78
236	Santa Mónica	69.57	4.09	65.48
237	Coatepec	6.00	5.53	0.47
238		2.20	1.89	0.31
239	San Bernardino	31.22	4.67	26.55
240	Chapingo	25.79	4.17	21.62
241	Texcoco	51.59	15.01	36.58
242	Xalapango	65.69	8.00	57.69
243	Coxcacoac	62.76	26.69	36.07
244	Papalotla	294.70	21.87	272.83
245	Lago de Texcoco	153.48	1.93	151.55
246		95.36	29.20	66.16
247	San Juan Teotihuacán	95.05	6.01	89.04
248		192.57	1.34	191.23
249		94.48	13.08	81.41
250		163.97	11.23	152.74
Total		1480.19	172.70	1307.49

Tabla 1.3 Área total, urbana y no urbana de las subcuencas de los ROVM.

En las subcuencas de los ROVM, la densidad de urbanización es del 12 %, tabla 1.4, para un área total de 1480.2 km².

Subcuencas	At (km ²)	Au (km ²)	Anu (km ²)
Total	1480.19	172.70	1307.49
Porcentaje	100%	12%	88%

Tabla 1.4 Densidad de urbanización y no urbanización de las subcuencas de los ROVM.

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.

1.3 ACTUALIZACIÓN DEL ÍNDICE DE URBANIZACIÓN REGIONAL POR LOCAL.

Se realizó un análisis de las áreas urbanas de las subcuencas de los ROVM, para obtener el índice de urbanización local (IUL), en base a la escala del índice de urbanización regional (IUR) de la cuenca del Valle de México.

El índice de urbanización (IU), es el grado de urbanización de la zona en estudio, y se valúa de forma subjetiva en 1.0, 0.9, 0.8, 0.7 y 0.6, el cual depende de la densidad de urbanización, de mayor a menor.

Se consideran dos tipos de IU, regional y local.

- El IU regional (IUR), se obtiene de figuras del método de regionalización de lluvias en el Valle de México, (figura 1.3).

El método regional de lluvias, indica un índice de urbanización de 0.6, ver figura 1.8, para toda la zona de estudio, con base en la figura 1.3.

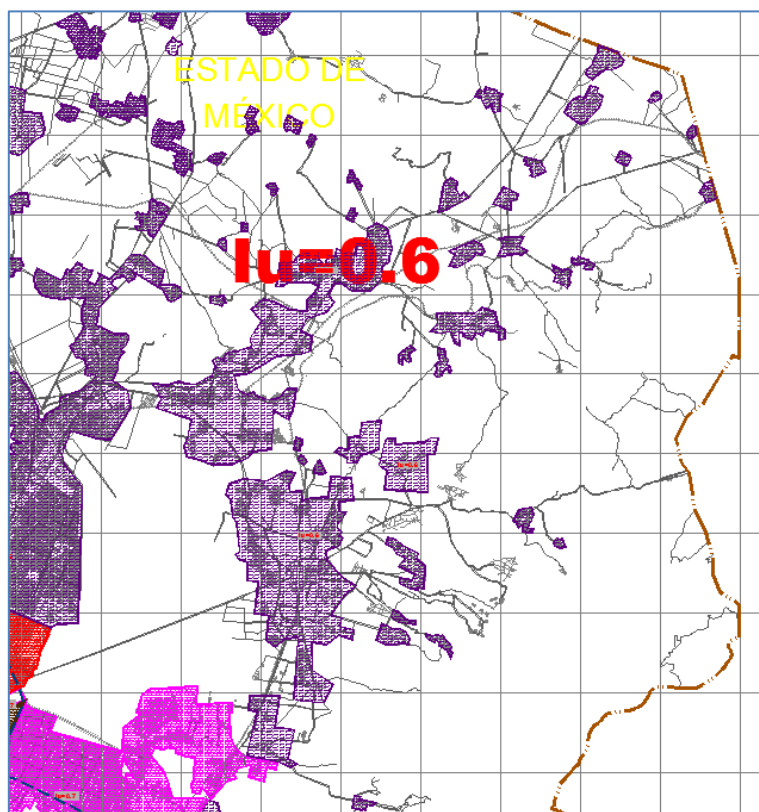


Figura 1.8 Índice de urbanización regional del sitio en estudio.

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.

- Y el IU local (IUL), se obtiene de un análisis de imágenes satelitales, empleando el siguiente procedimiento propuesto:
1. Emplear Google Earth (GE), con los polígonos de las subcuencas, áreas urbanas y no urbanas, definidas.
 2. Generar una malla, con la escala seleccionada, para analizar cada recuadro con influencia de las zonas urbanas.
 3. En base al concepto de índice de urbanización y la escala regional, asignar un valor a cada cuadro de la malla.
 4. Escalar la imagen de GE en AutoCAD y obtener las áreas de influencia de cada recuadro asignado.
 5. Multiplicar el área urbana de influencia del recuadro por el valor de IU asignado.
 6. Calcular el índice de urbanización local de la subcuenca, ponderando la suma del producto área urbana por índices asignados, con el área urbana total.

Esta es la metodología a emplear para elegir la escala, en cada análisis de la malla correspondiente.

1.3.1 Análisis de escalas.

Se analizó una subcuenca piloto con tres diferentes escalas de malla, de acuerdo a las medidas de cada recuadro, y analizar los resultados del IUL, para definir la malla y continuar con el procedimiento en particular.

Se seleccionó la subcuenca piloto con base en las siguientes consideraciones:

- Áreas urbanas concentradas
- Baja densidad urbana, ya que las demás subcuencas en estudio, son similares.
- Tamaño de la subcuenca para visualizar el análisis de las áreas no urbanas.

Por lo que se tiene a la subcuenca 236, ver figura 1.9.

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.



Figura 1.9 Subcuenca piloto (236).

Para generar la malla, se tiene la siguiente metodología propuesta:

1. Se ubica la zona en estudio en el plano de subcuencas en AutoCAD, dentro de un rectángulo.
2. De acuerdo al tamaño del rectángulo, se define la escala de la malla. En este caso se tiene la malla tipo con recuadros de 5000*5000 definida con las líneas de las coordenadas UTM, por lo que se elige la mitad, es decir, la de 2500 * 2500, y así sucesivamente.
3. Se generan líneas horizontales y verticales en el rectángulo, con las dimensiones de los recuadros de la malla seleccionados.
4. Se continúa con la metodología de visualización de polilíneas de AutoCAD en GE, empleando Global Mapper.

De acuerdo al tamaño de la zona en estudio, se analizaron, las siguientes escalas de malla.

- A. Malla de 2500*2500 m
- B. Malla de 1500*1500 m
- C. Malla de 500*500 m

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.

A. Malla de 2500*2500 m

A. 1 Visualización de la malla en la subcuenca y zona de estudio. Figura 1.10

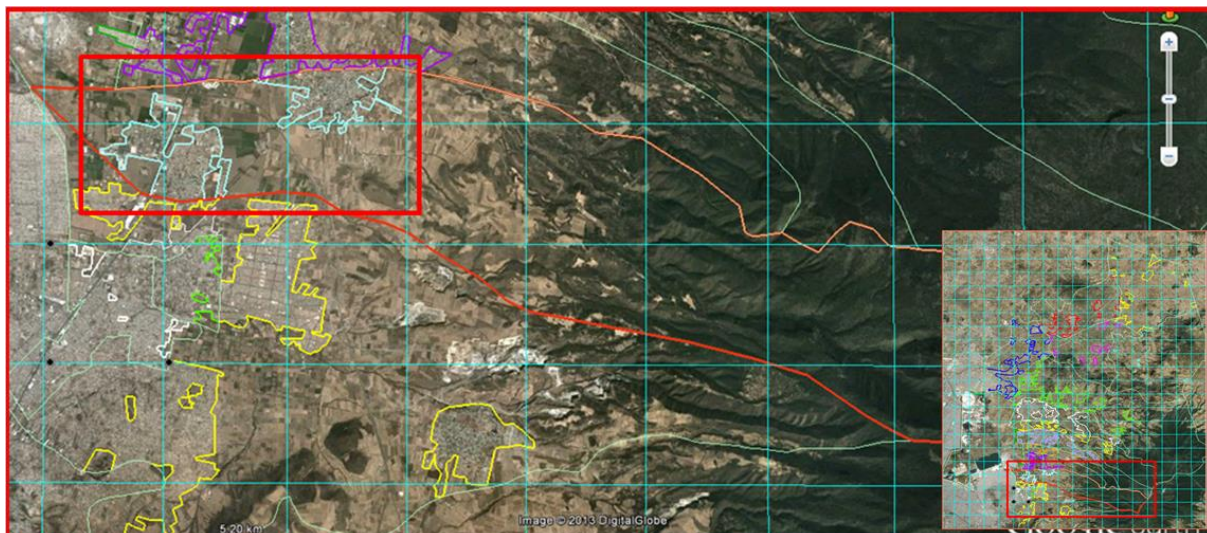


Figura 1.10 Imagen de la malla de 2500*2500 en las subcuencas de los ROVM.

A.2 Se ubica la zona urbana, se nombran los recuadros y se analiza cada recuadro para asignar su IUL, correspondiente a la zona urbana en estudio. Figura 1.11

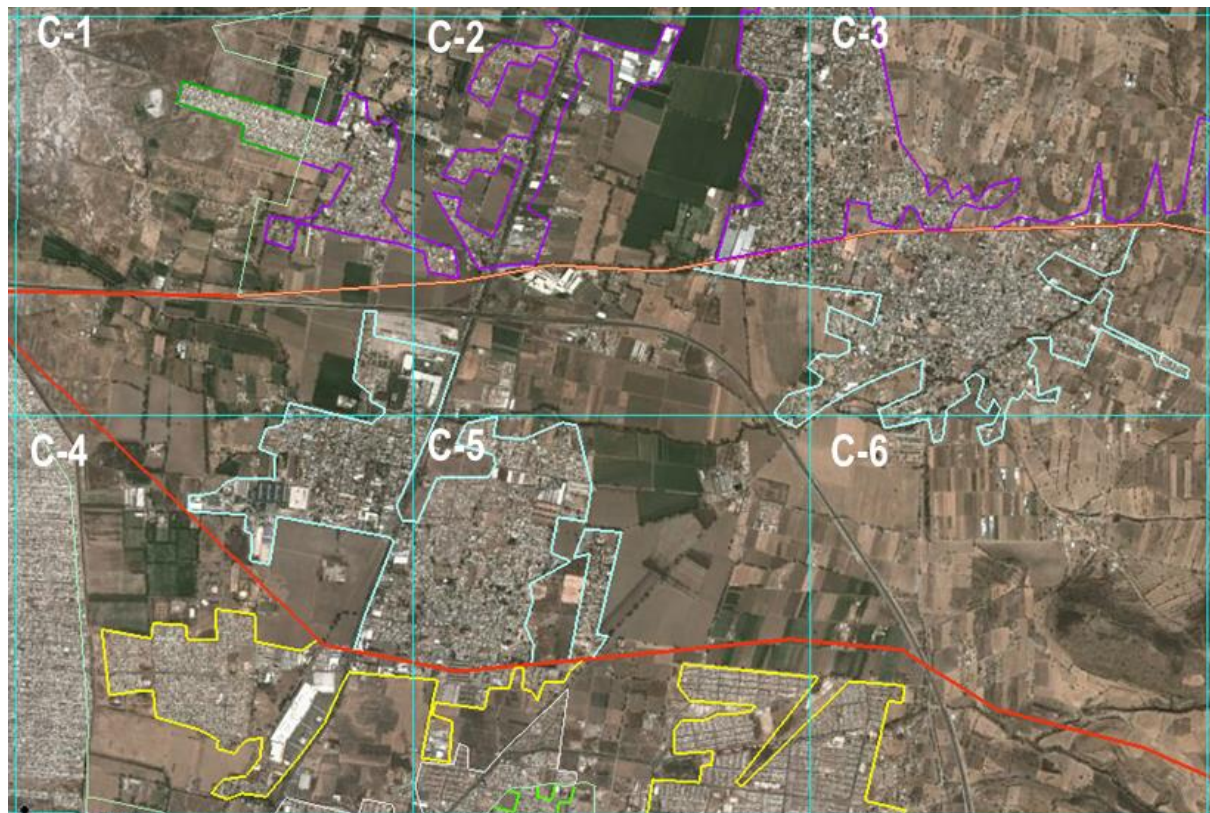


Figura 1.11 Imagen de asignación de IUL, malla A.

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.

A.3 Se obtiene el IUL ponderado, del producto del IUL de cada cuadro por su área de influencia, en AutoCAD, entre el área total de la zona urbana de la subcuenca piloto. Tabla 1.5

Cuadro	IU local (1)	Área (m ²)	IUL*A
C-1	0.6	162769	97661
C-2	0.6	229516	137710
C-3	0.7	1648197	1153738
C-4	0.7	917545	642281
C-5	0.7	1410052	987036
C-6	0.6	51015	30609
	suma	4419094	3049036
	Ponderación	IU-SUB236	0.69

Tabla 1.5 IUL ponderado de la malla A.

Se continuó el análisis de mallas, para la malla B.

B. Malla de 1500*1500 m

B.1 Visualización de la malla en la subcuenca y zona de estudio. Figura 1.12

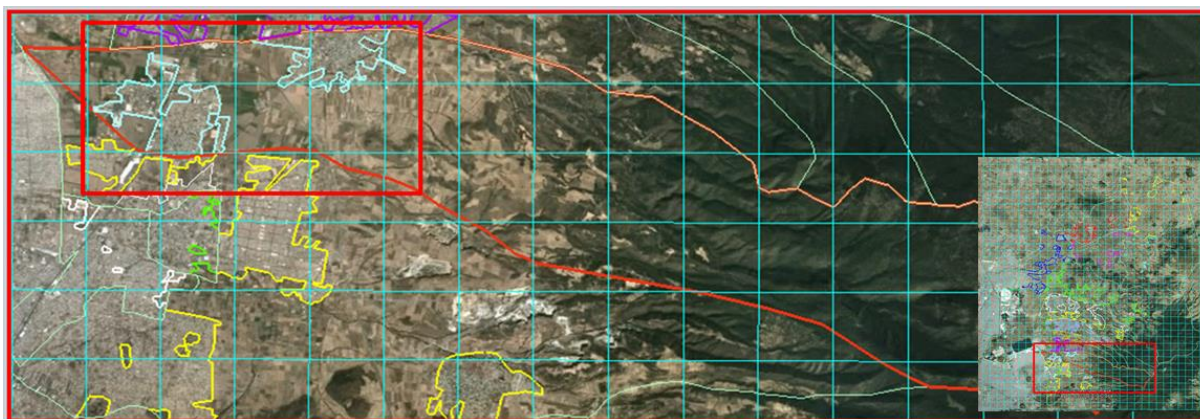


Figura 1.12 Imagen de la malla de 1500*1500 en las subcuencas de los ROVM.

B.2 Se ubica la zona urbana, se nombran los recuadros y se analiza cada recuadro para asignar su IUL, correspondiente a la zona urbana en estudio. Figura 1.13

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.

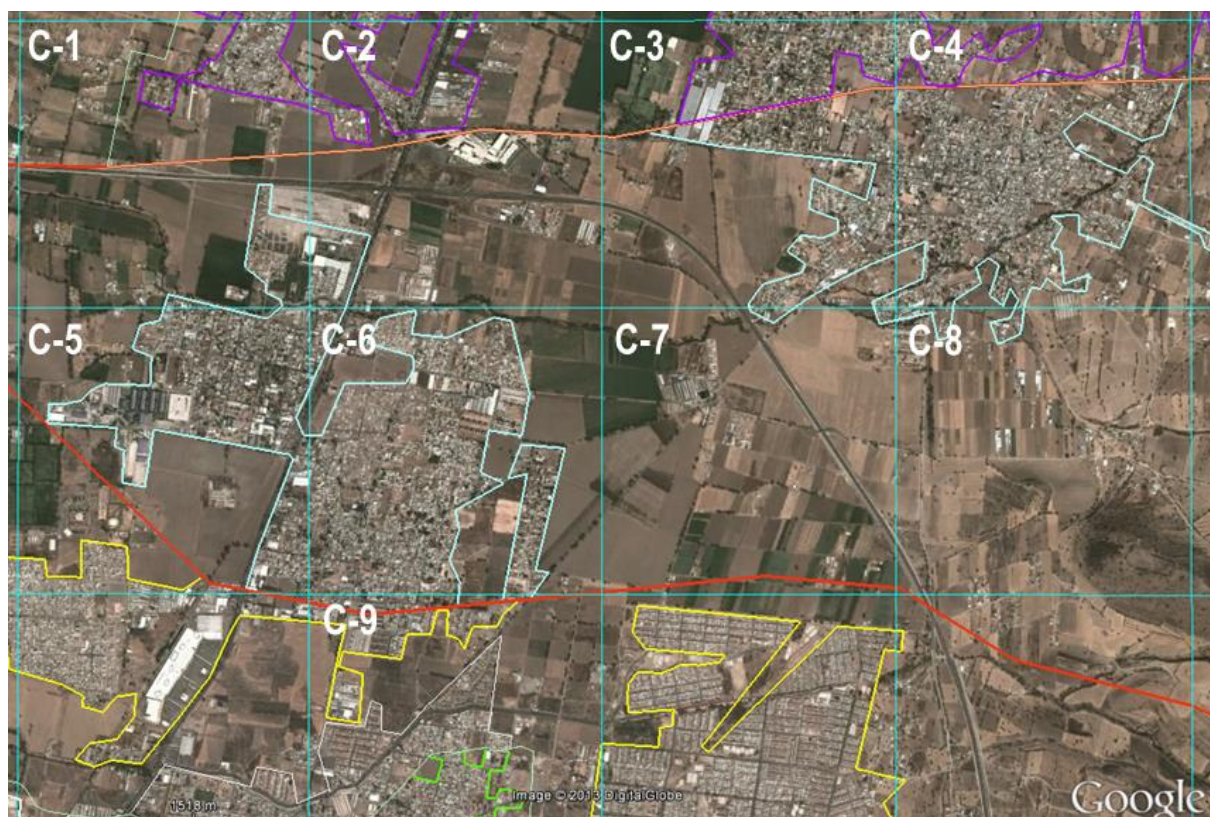


Figura 1.13 Imagen de asignación de IUL, malla B.

B.3 Se obtiene el IUL ponderado, del producto del IUL de cada cuadro por su área de influencia, en AutoCAD, entre el área total de la zona urbana de la subcuenca piloto. Tabla 1.6

Cuadro	IU local (1)	Área (m ²)	IUL * A
C-1	0.6	138773	83264
C-2	0.7	108529	75971
C-3	0.7	530319	371224
C-4	0.8	1216292	973034
C-5	0.7	809786	566850
C-6	0.7	1303722	912606
C-7	0.6	15982	9589
C-8	0.6	43484	26091
C-9	0.8	53048	42439
	suma	4219937	3061066
	Ponderación	IU-SUB236	0.73

Tabla 1.6 IUL ponderado de la malla B.

Se continuó el análisis de mallas, para la malla C.

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.

C. Malla de 500*500 m

C.1 Visualización de la malla en la subcuenca y zona de estudio. Figura 1.14

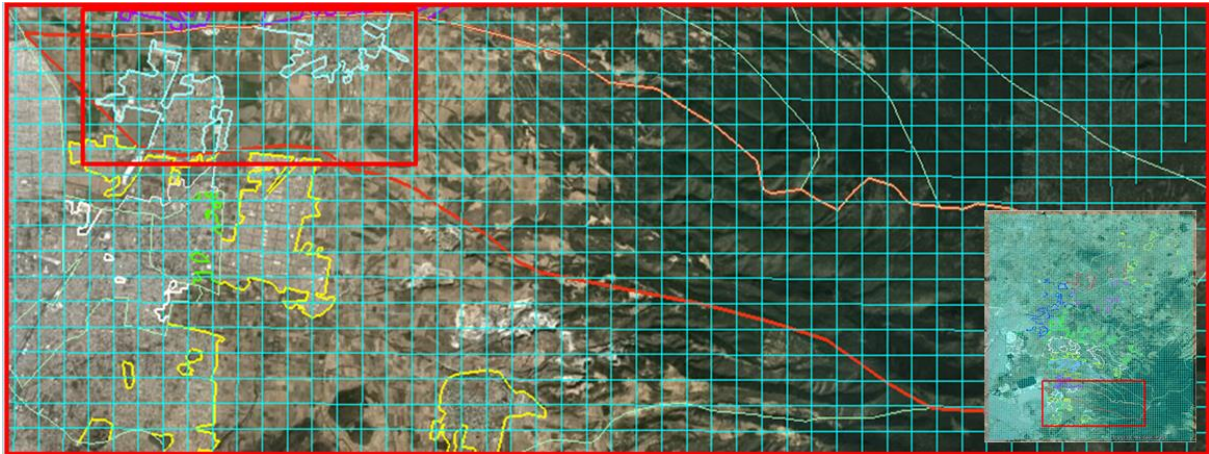


Figura 1.14 Imagen de la malla de 500*500 en las subcuencas de los ROVM.

C.2 Se ubica la zona urbana, se nombran los recuadros y se analiza cada recuadro para asignar su IUL, correspondiente a la zona urbana en estudio. En este caso se analizara en dos partes. Figura 1.15



Figura 1.15 Imagen de asignación de IUL, malla C, cuadro P-I.

C.3 Se obtiene el IUL ponderado, del producto del IUL de cada cuadro por su área de influencia, en

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.

AutoCAD, entre el área total de la zona urbana de la subcuenca piloto.

Cuadro	IU local (1)	área (m ²)	IuL * A
C-1	0.7	8446	5912
C-2	0.7	49166	34416
C-3	0.7	74424	52097
C-4	0.6	82880	49728
C-5	0.6	75890	45534
C-6	0.6	63612	38167
C-7	0.7	146855	102798
C-8	0.7	250000	175000
C-9	0.8	238739	190991
C-10	0.7	106153	74307
C-11	0.6	14258	8555
C-12	0.7	136086	95260
C-13	0.7	187089	130962
C-14	0.7	153570	107499
C-15	0.6	37027	22216
C-16	0.6	17027	10216
C-17	0.6	2995	1797
C-18	0.6	1997	1198
C-19	0.6	20943	12566
C-20	0.6	15821	9492
		4250439	2959124
		IU-SUB236	0.70

Tabla 1.7 IUL ponderado de la malla C.

Entonces se tienen tres diferentes escalas en las mallas, obteniendo los siguientes resultados del IU local, ver tabla 1.8, para la subcuenca piloto (236).

MALLA	DIMENSIONES	ÍNDICE DE URBANIZACIÓN LOCAL
A	2500 * 2500	0.69
B	1500 * 1500	0.73
C	500 * 500	0.70

Tabla 1.8 Resultados del IUL para la subcuenca piloto.

Del análisis anterior de escalas, se tienen los siguientes comentarios:

- Al emplear la malla A (2500*2500 m), se obtiene un IUL de 0.69, mayor al 0.6 regional, y es el menor obtenido entre las otras mallas, B y C.
- En la malla B, el IUL aumento a 0.73, para esta subcuenca piloto, siendo mayor que os resultados

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.

de la malla A y C.

- La malla C, es la de mayor detalle y precisión en la asignación de IUL, que resulta de 0.70, un valor entre la malla A y B.

Debido al tamaño de la cuenca y resultados de este análisis del índice de urbanización de las subcuencas de los ROVM, emplearemos la malla B, de 1500*1500 m, para los IUL de las subcuencas restantes, por ejemplo para la subcuenca 239, ver tabla 1.9, tenemos un IUL de 0.64 y de la subcuenca 246, tabla 1.10, un IUL de 0.65.

Cuadro	IU local (1)	Área (m ²)	IUL*A
C-1	0.6	426469	255881
C-2	0.6	617232	370339
C-3	0.6	1087498	652499
C-4	0.7	2045522	1431865
C-5	0.6	389319	233591
	suma	4566041	2944177
	Ponderación	IU-SUB239	0.64

Tabla 1.9 IUL ponderado de la subcuenca 239, con la malla de 1500 * 1500 m.

Cuadro	IU local (1)	Área (m ²)	IUL*A
C-1	0.6	146250	87750
C-2	0.8	1730950	1384760
C-3	0.7	1007300	705110
C-4	0.6	11797550	7078530
C-5	0.7	1078200	754740
C-6	0.7	5711600	3998120
C-7	0.6	1422000	853200
C-8	0.7	1433820	1003674
C-9	0.6	3533321	2119993
	suma	27860991	17985877
	Ponderación	IU-SUB246	0.65

Tabla 1.10 IUL ponderado de la subcuenca 246, con la malla de 1500 * 1500 m.

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.

1.3.2 Índice de urbanización local

Los IUL de las subcuencas de los ROVM se obtuvieron del procedimiento propuesto con la malla seleccionada de 1500 * 1500 m, ver tabla 1.11.

Subcuencas	Río principal	IU Local
235	Coatepec	0.65
236	Santa Mónica	0.73
237	Coatepec	0.76
238		0.72
239	San Bernardino	0.64
240	Chapingo	0.66
241	Texcoco	0.67
242	Xalapango	0.61
243	Coxcacoac	0.64
244	Papalotla	0.61
245	Lago de Texcoco	0.60
246		0.65
247	San Juan Teotihuacán	0.60
248		0.62
249		0.62
250		0.60

Tabla 1.11 IUL de las SROVM.

Con base en estos resultados del IUL comparados con el regional de 0.6, tenemos que:

- En las subcuencas de mayor densidad urbana, el IUL aumenta considerablemente, como el caso de la subcuenca 237 del río Coatepec a un valor de 0.76.
- Y en las subcuencas de densidad menor, el IUL es similar al regional, como en la subcuenca 245 del lago de Texcoco a un valor de 0.6.

1.4 ACTUALIZACIÓN DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO NO URBANO REGIONAL

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.

POR LOCAL.

Coeficiente de escurrimiento no urbano (C_{nu}). Es un índice que depende de la densidad de vegetación, uso de suelo y pendiente, en las zonas no urbanas, que permita la retención de humedad e infiltración de un volumen de escurrimiento. Se valora de forma subjetiva, de 0.02, 0.06, 0.08, 0.10 y 0.15, de mayor a menor densidad de vegetación, (ver figura 1.4).

Se consideran dos tipos de C_{nu} , regional y local.

- El C_{nu} regional, se obtiene de figuras del método de regionalización de lluvias en el Valle de México.

El método regional de lluvias, indica un coeficiente no urbano con base en la figura 1.4 de 0.08, 0.06 y 0.02, ver figura 1.16, para la zona de estudio.

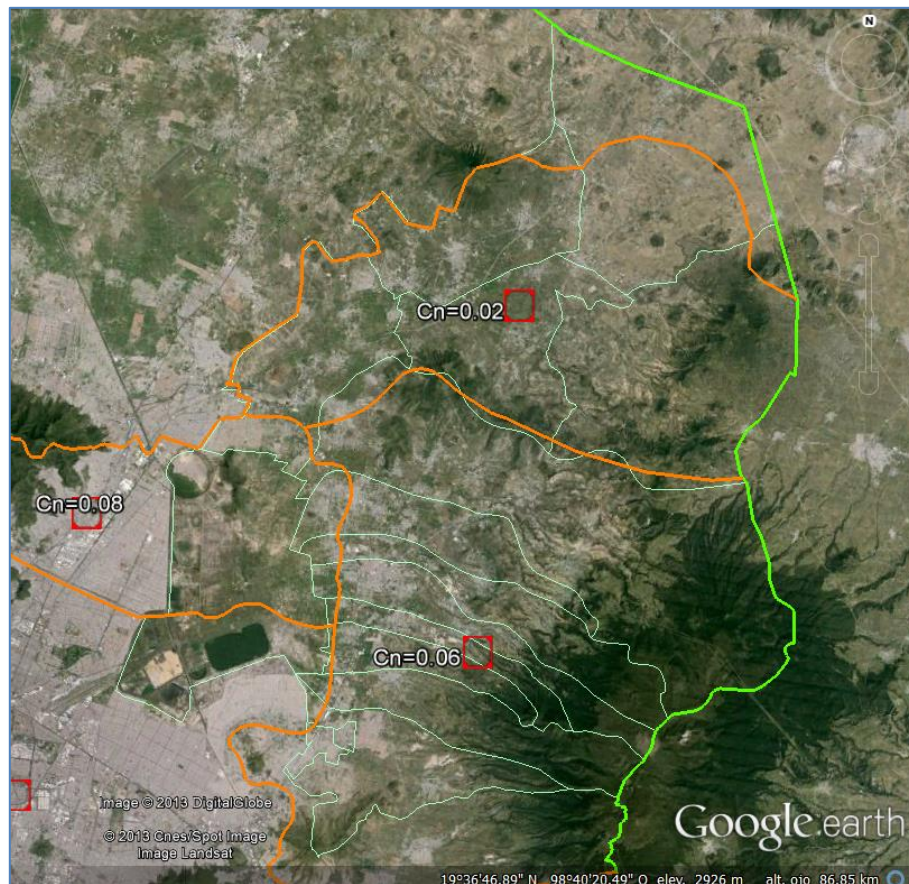


Figura 1.16 Coeficiente no urbano regional de la zona en estudio.

- Y el C_{nuL} local, se obtiene de un análisis de imágenes satelitales, con respecto al siguiente

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.

procedimiento.

Se analizaron las zonas no urbanas de las subcuencas de los ROVM, para actualizar el coeficiente de escurrimiento no urbano (Cnu) regional por el local, con respecto a la siguiente metodología propuesta.

1. Emplear Google Earth (GE), con los polígonos de las subcuencas, de áreas urbanas y no urbanas, definidos.
2. Emplear la malla de 2500 * 2500 m, dado que son subcuencas grandes con mayor densidad de áreas no urbanas.
3. En base al concepto de Cnu, asignar un valor a cada cuadro de la malla. Analizando cada recuadro en base a las siguientes consideraciones.
 - Uso del suelo, agricultura y conservación.
 - Densidad de vegetación o áreas verdes.
 - Pendiente del terreno natural en la zona de análisis.

En este caso, se tiene la siguiente escala de valores, ver figura 1.17, de la subcuenca piloto.

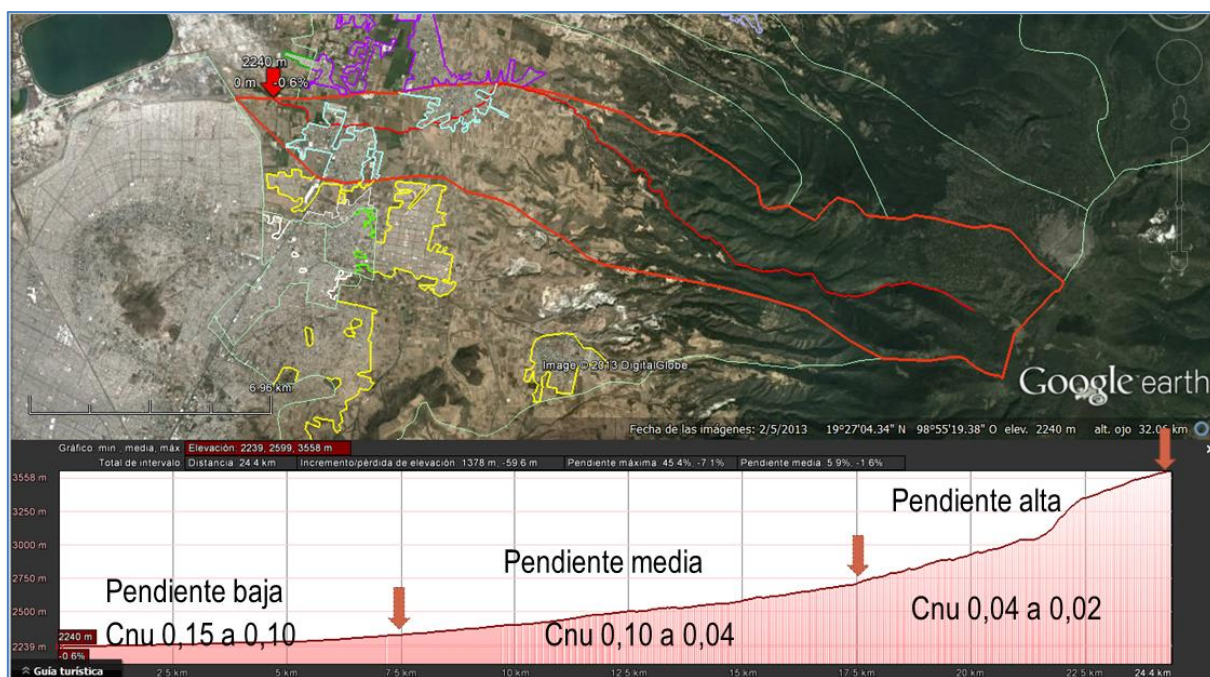


Figura 1.17 Análisis de Cnu por pendiente del terreno natural y densidad de vegetación.

4. En AutoCAD, escalar la imagen de GE y obtener las áreas de influencia.

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.

5. Obtener el Cnu local de la subcuenca, ponderando el área no urbana e índices asociados.

Se continuó con el análisis de la subcuenca tipo (236), para obtener el CnuL de la malla para la subcuenca, figura 1.18. Se emplea el sistema cartesiano para definir las coordenadas de los cuadros en análisis.

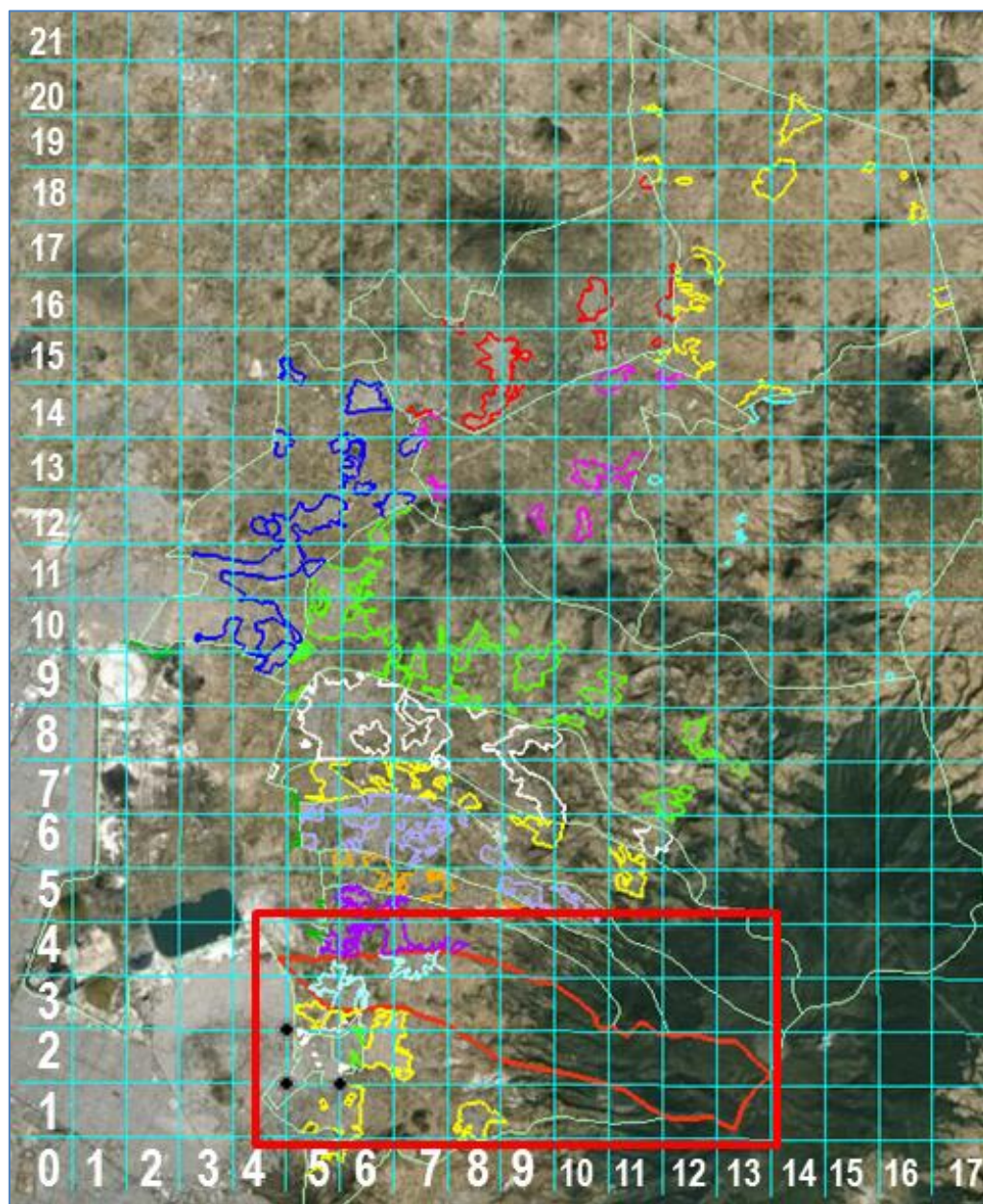


Figura 1.18 Sistema de coordenadas para recuadros.

Se ubica la subcuenca en estudio, ver figura 1.19, e identifican los recuadros para asignar el Cnu Local, ver figura 1.20

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.

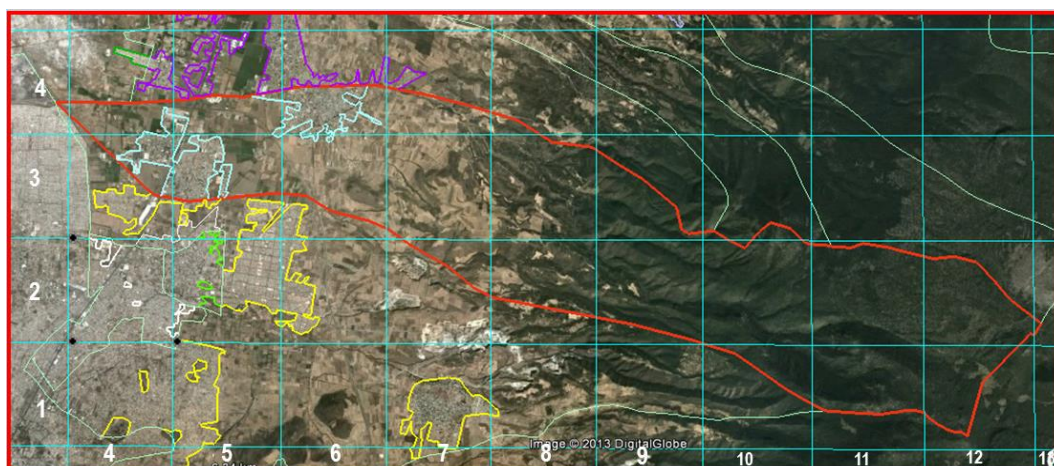


Figura 1.19 Identificación de la subcuenca piloto para el CnuL.

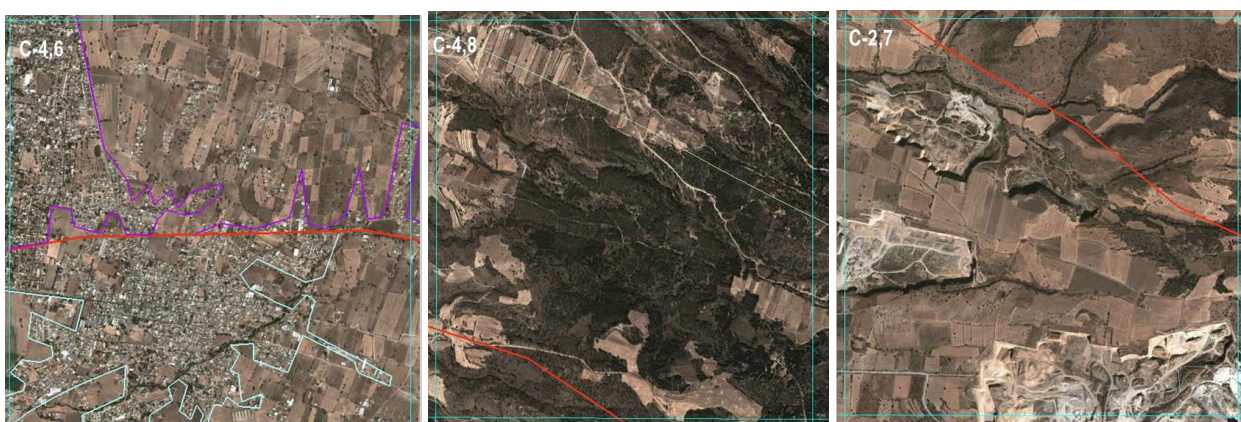


Figura 1.20 Imagen del recuadro para asignar el CnuL.

Se ubica el recuadro en la cuenca, y se observa la densidad de vegetación, de ésta forma se obtiene el CnuL para la subcuenca piloto, ponderando el área no urbana, de AutoCAD, con los coeficientes indicados en cada cuadro, ver tabla 1.12.

Cuadro	CnuL (1)	A (m ²)	CnuL*A
4,4	0.08	1979148	158331
4,5	0.08	1619303	129544
4,6	0.08	869311	69544
4,7	0.08	2028393	162271
4,8	0.06	324813	19488
3,4	0.10	961210	96121
3,5	0.08	2215675	177254
3,6	0.06	4322671	259360
3,7	0.06	6125000	367500
3,8	0.04	5750000	230000
3,9	0.02	3123588	62471
2,7	0.06	1476309	88578
2,8	0.08	4046419	323713
2,9	0.02	5299615	105992
2,10	0.02	6976834	139536
2,11	0.02	6330248	126604

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.

2,12	0.02	4561758	91235
1,10	0.04	1507489	60299
1,11	0.02	3862123	77242
1,12	0.02	3159919	63198
	suma	66539833	2808290
	ponderación	Cnulocal 236	0.042

Tabla 1.12 Ponderación de CnuL para la subcuenca piloto.

Con lo que se obtuvieron los CnuL, por ejemplo el de la subcuenca 239, tabla 1.13, de .054.

Cuadro	CnuL (1)	A (m ²)	CnuL*A
5,5	0.08	1049300	83944
5,6	0.08	2252015	180161
5,7	0.06	2084500	125070
5,8	0.06	828150	49689
4,5	0.08	1033250	82660
4,6	0.08	2614150	209132
4,7	0.06	2324000	139440
4,8	0.06	3928400	235704
4,9	0.04	4542800	181712
4,10	0.04	1526750	61070
3,9	0.04	259700	10388
3,10	0.02	858350	17167
3,11	0.02	3433400	68668
	suma	26734765	1444805
	ponderación	Cnulocal 239	0.054

Tabla 1.13 Ponderación de CnuL para la subcuenca 239.

Con base en el procedimiento propuesto, se obtuvieron los Cnu locales de las subcuencas restantes, ver tabla 1.14.

Subcuencas	Río principal	CnuL
235	Coatepec	0.059
236	Santa Mónica	0.042
237	Coatepec	0.089
238		0.080
239	San Bernardino	0.054
240	Chapingo	0.046
241	Texcoco	0.051
242	Xalapango	0.044
243	Coxcacoac	0.071
244	Papalotla	0.045
245	Lago de Texcoco	0.096
246		0.067
247	San Juan Teotihuacán	0.056
248		0.034
249		0.056
250		0.042

Tabla 1.14 CnuL de las subcuencas de los ROVM.

Ya calculado el índice de urbanización y coeficiente no urbano, de forma local, se calcula el coeficiente de escurrimiento local comparándolo con el regional.

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.

1.5 COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO LOCAL

Se calculó el coeficiente de escurrimiento local, empleando la ec. 1.2, para todas las subcuencas de los ROVM, comparándolo con el coeficiente de escurrimiento regional, ver tabla 1.15.

$$C_e = (0.450) \frac{A_u}{A_t} I_u + \frac{A_{nu}}{A_t} C_{nu} \quad \text{Ec. 1.2 Coeficiente de escurrimiento regional.}$$

Subcuenca	A_t (km ²)	A_u (km ²)	A_{nu} (km ²)	I_uL	$C_{nu}L$	C_eL	I_u	C_{nu}	C_eR	C_eL / C_eR
235	75.76	17.98	57.78	0.65	0.059	0.114	0.60	0.060	0.110	104%
236	69.57	4.09	65.48	0.73	0.042	0.059	0.60	0.060	0.072	81%
237	6.00	5.53	0.47	0.76	0.089	0.320	0.60	0.060	0.254	126%
238	2.20	1.89	0.31	0.72	0.080	0.291	0.60	0.060	0.240	121%
239	31.22	4.67	26.55	0.64	0.054	0.089	0.60	0.060	0.091	98%
240	25.79	4.17	21.62	0.66	0.046	0.087	0.60	0.060	0.094	92%
241	51.59	15.01	36.58	0.67	0.051	0.124	0.60	0.060	0.121	102%
242	65.69	8.00	57.69	0.61	0.044	0.072	0.60	0.060	0.086	84%
243	62.76	26.69	36.07	0.64	0.071	0.163	0.60	0.060	0.149	109%
244	294.70	21.87	272.83	0.61	0.045	0.062	0.60	0.050	0.066	94%
245	153.48	1.93	151.55	0.60	0.096	0.098	0.60	0.100	0.102	96%
246	95.36	29.20	66.16	0.65	0.067	0.135	0.60	0.020	0.097	140%
247	95.05	6.01	89.04	0.60	0.056	0.069	0.60	0.020	0.036	193%
248	192.57	1.34	191.23	0.62	0.034	0.036	0.60	0.020	0.022	165%
249	94.48	13.08	81.41	0.62	0.056	0.087	0.60	0.020	0.055	159%
250	163.97	11.23	152.74	0.60	0.042	0.057	0.60	0.020	0.037	155%

Tabla 1.15 Coeficiente de escurrimiento local y regional.

Se observa que la aproximación del C_eL y C_eR , en algunas subcuencas es similar, pero en la mayoría es superior el C_eL , lo cual resulta una mayor aproximación al cálculo del escurrimiento local de las SROVM, como el caso de la subcuenca 247, del río San Juan Teotihuacán, con el C_eL de 0.069, mayor en 93 % comparado con el regional de 0.036.

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.

1.6 PRECIPITACIÓN DE DISEÑO.

En base a la Ec. 1.1, del subcapítulo 1.1 Descripción del método de regionalización de lluvias para el Valle de México, se calculó la precipitación de diseño para cada subcuenca.

$$P_{Tr}^d = P_{Tr=10}^{d=1} (F_A)(F_{Tr})(F_d) \quad \text{Ec. 1.1 Precipitación de diseño}$$

Obteniendo y calculando los siguientes factores:

- Precipitación unitaria.

La precipitación unitaria para la zona en estudio es de 40 mm, de acuerdo a la figura 1.2. Ver figura 1.21.

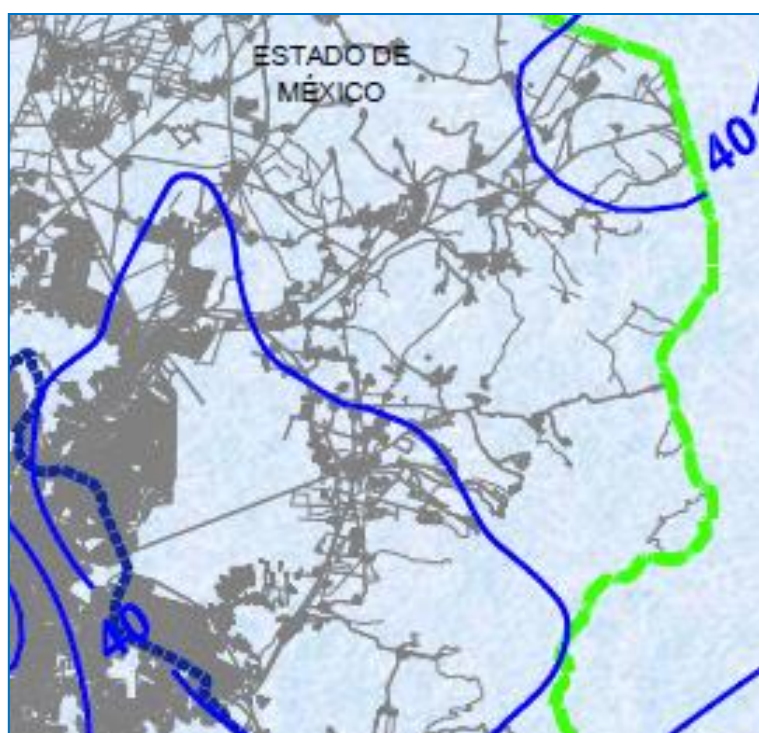


Figura 1.21 Precipitación unitaria en sitio de estudio

- Factor de ajuste por área

Se consideran las áreas totales de cada subcuenca en km², del subcapítulo 1.2

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.

- Factor de ajuste por periodo de retorno.

El periodo de retorno está sujeto a las condiciones de diseño, por ejemplo, para presas, delimitación de zona federal, obras de protección en ríos, sistemas de distribución de agua potable y alcantarillado, etc. Se consultó el Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS), CONAGUA, figura 1.22.

Tabla 6.1. Periodos de retorno para diseño de estructuras menores

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
Drenaje de aeropuertos	5
Drenaje urbano	2 a 10

Figura 1.22 Periodo de retorno del MAPAS (CONAGUA).

Se señala en una fuente, que el TEO está diseñado para un periodo de retorno de 50 años, figura 1.23

Lo anterior quedó de manifiesto durante la temporada de lluvias del año 2011, en la semana del 26 de junio al 3 de julio. Por el Huracán "Arlene" se presentaron lluvias generalizadas de muy larga duración, que aportaron volúmenes de escurrimientos equivalentes a los de una tormenta de diseño con período de retorno de 50 años, como la considerada para definir la capacidad del Túnel Emisor Oriente (TEO), donde los excedentes hubieron de regularse en la zona federal del Lago de Texcoco.

Figura 1.23 Fuente del periodo de retorno de 50 años (CONAGUA).

La subgerencia de proyectos de obras de protección en ríos de la CONAGUA, indica un periodo de retorno para el programa de protección a centros de población y áreas productivas, de diseño en ríos de 100 años.

Por lo que analizaremos en este caso, para periodos de retorno de 10, 50 y 100 años.

- Factor de ajuste por duración de la tormenta.

En este caso la duración de la tormenta, para los ríos de la subcuenca en estudio, será el tiempo de concentración calculado por la CONAGUA (2003), y el factor se obtendrá con la interpolación.

Con respecto a la figura 1.1, se tiene la siguiente tabla 1.16, en el que interpolaremos linealmente los valores de los factores de ajuste.

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.

Factores de ajuste					
A (km ²)	Fa	D (hr)	Fd	Tr (años)	Ftr
1	1	0.5	0.78	2	0.67
135	0.86	1	1	5	0.88
143	0.84	2	1.17	10	1
323	0.74	8	1.27	25	1.14
676	0.64	24	1.52	50	1.24
1352	0.58			100	1.34
2400	0.49			500	1.55
4800	0.45				
9600	0.41				

Tabla 1.16 Factores de ajuste por área, duración y periodo de retorno.

Se realizaron los cálculos para cada subcuenca, ver tabla 1.17, con los siguientes resultados.

La duración de tormenta es equivalente al tiempo de concentración de la subcuenca.

Subcuenca	Hpu (mm)	Área (km ²)	Tc (hr)	Fa (1)	Fd (1)	Ftr 10 años	Hpd 10 (mm)	Ftr 50 años	Hpd 50 (mm)	Ftr 100 años	Hpd 100 (mm)
235	40	75.76	1.95	0.921	1.1615	1	42.78	1.24	53.05	1.34	57.33
236	40	69.57	2.09	0.927	1.1715	1	43.45	1.24	53.88	1.34	58.23
237	40	6.00	2.43	0.994	1.1772	1	46.79	1.24	58.02	1.34	62.70
238	40	2.20	1.61	0.998	1.1037	1	44.05	1.24	54.62	1.34	59.02
239	40	31.22	1.45	0.967	1.0765	1	41.66	1.24	51.65	1.34	55.82
240	40	25.79	1.72	0.973	1.1224	1	43.69	1.24	54.17	1.34	58.54
241	40	51.59	2.14	0.946	1.1723	1	44.37	1.24	55.01	1.34	59.45
242	40	65.69	2.42	0.931	1.1770	1	43.85	1.24	54.37	1.34	58.76
243	40	62.76	2.61	0.934	1.1802	1	44.11	1.24	54.70	1.34	59.11
244	40	294.70	4.04	0.756	1.2040	1	36.40	1.24	45.13	1.34	48.77
245	40	153.48	6.18	0.834	1.2397	1	41.36	1.24	51.29	1.34	55.43
246	40	95.36	3.47	0.900	1.1945	1	43.02	1.24	53.34	1.34	57.65
247	40	95.05	1.72	0.901	1.1224	1	40.44	1.24	50.14	1.34	54.19
248	40	192.57	1.35	0.812	1.0595	1	34.43	1.24	42.70	1.34	46.14
249	40	94.48	2.8	0.901	1.1833	1	42.66	1.24	52.90	1.34	57.17
250	40	163.97	2.72	0.828	1.1820	1	39.16	1.24	48.56	1.34	52.48

Tabla 1.17 Precipitación de diseño de cada subcuenca para los periodos de retorno de 10, 50 y 100 años.

1.7 FACTOR DE AJUSTE POR ÁREA TOTAL.

El factor de ajuste por área corresponde al área total de precipitación, la cual depende de las lluvias generalizadas en la región, las cuales son de interés de estudio debido al impacto en el escurrimiento.

Hasta el momento se ha analizado la distribución de lluvia que considera únicamente el área de la subcuenca individual, ver figura 1.24, con precipitaciones aisladas por subcuencas, asociadas al factor de ajuste por subcuenca propia.

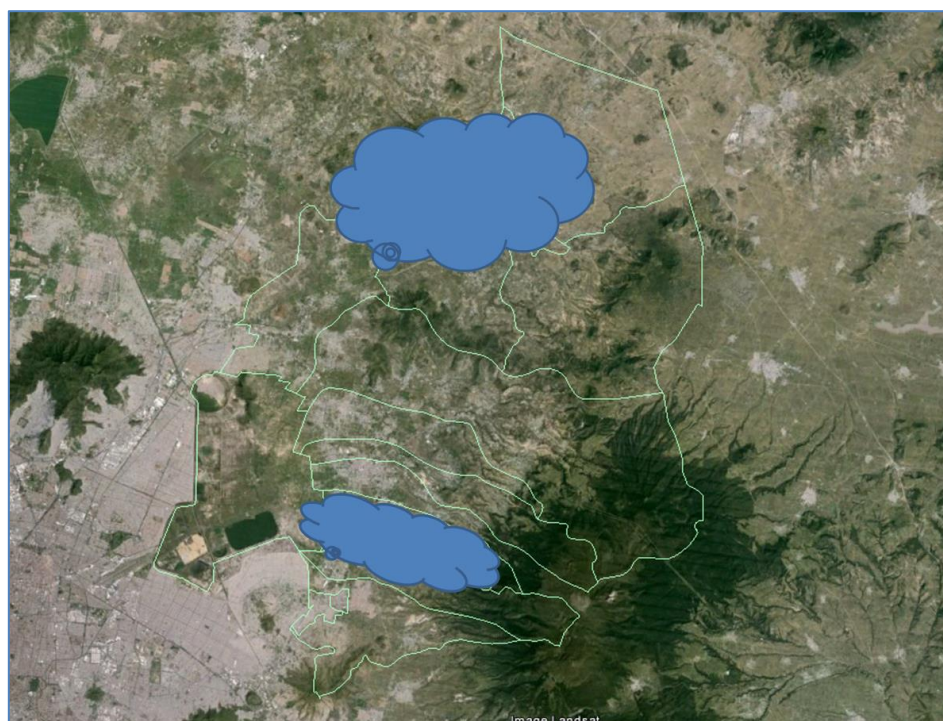


Figura 1.24 Condición inicial de nubes aisladas para el factor de ajuste por área.

Esta distribución de nubes en el Valle de México es poco probable, y la de interés es aquella que se distribuye por toda la cuenca del Valle de México, con mayores escurrimientos. Ahora bien se analizara la precipitación en toda la subcuenca de los ROVM, ver figura 1.25, obteniendo el factor de ajuste por área total para la zona, considerando la simultaneidad de avenidas, ver tabla 1.18. Tomando como referencia el contenido de la figura 1.22, respecto al huracán "Arlene", con lluvias generalizadas en la cuenca del Valle de México.

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.



Figura 1.25 Distribución de nubes en general para el factor de ajuste por área total.

Subcuenca	Hpu (mm)	Área (km ²)	Fa (1)	Hpu * Fa
235	40	75.76	0.921	36.83
236	40	69.57	0.927	37.09
237	40	6.00	0.994	39.75
238	40	2.20	0.998	39.91
239	40	31.22	0.967	38.70
240	40	25.79	0.973	38.92
241	40	51.59	0.946	37.84
242	40	65.69	0.931	37.25
243	40	62.76	0.934	37.38
244	40	294.70	0.756	30.23
245	40	153.48	0.834	33.37
246	40	95.36	0.900	36.01
247	40	95.05	0.901	36.03
248	40	192.57	0.812	32.50
249	40	94.48	0.901	36.05
250	40	163.97	0.828	33.13
Total	40	1480.19	0.569	22.76

Tabla 1.18 Factor de ajuste por área, para cada subcuenca y total.

El factor de ajuste por área total (FaT) de 0.569, es menor al promedio de los factores de ajuste de cada una de las subcuencas, y el producto de la altura de lluvia unitaria por el factor de ajuste por subcuenca es mayor al total de 22.76 mm.

1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.

1.8 DURACIÓN DE TORMENTA

Se analizará la altura de lluvia o precipitaciones de diseño para diferentes duraciones de tormenta de 2, 8 y 24 hrs, y periodos de retorno de 10, 50 y 100 años, de cada subcuenca.

- Duración de 2 horas, Fd de 1.17. Tabla 1.19

Subcuenca	Hpu (mm)	Área (km ²)	Fa (1)	Fd (1)	Ftr 10 años	Hpd (mm)	Ftr 50 años	Hpd (mm)	Ftr 100 años	Hpd (mm)
Total	40	75.76	0.569	1.17	1	26.63	1.24	33.02	1.34	35.68

Tabla 1.19 Precipitación de diseño, para una duración de 2 hrs.

- Duración de 8 horas, Fd de 1.27. Tabla 1.20

Subcuenca	Hpu (mm)	Área (km ²)	Fa (1)	Fd (1)	Ftr 10 años	Hpd (mm)	Ftr 50 años	Hpd (mm)	Ftr 100 años	Hpd (mm)
Total	40	75.76	0.569	1.27	1	28.90	1.24	35.84	1.34	38.73

Tabla 1.20 Precipitación de diseño, para una duración de 8 hrs.

- Duración de 24 hrs, Fd de 1.52. Tabla 1.21

Subcuenca	Hpu (mm)	Área (km ²)	Fa (1)	Fd (1)	Ftr 10 años	Hpd (mm)	Ftr 50 años	Hpd (mm)	Ftr 100 años	Hpd (mm)
Total	40	75.76	0.569	1.52	1	34.59	1.24	42.90	1.34	46.36

Tabla 1.21 Precipitación de diseño, para una duración de 24 hrs.

Se tienen los siguientes comentarios.

- La altura de lluvia o precipitación de diseño, es directamente proporcional a la duración de tormenta: que para el Valle de México la más representativa es de 24 horas, ya que se consideró en la regionalización las alturas de lluvia de un pluviómetro con registros a cada 24 horas.

2. GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS.

Calculamos de manera preliminar el gasto máximo, con la formula racional, y empleamos un método, propuesto por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, para generar los hidrogramas calculando el volumen de escurrimiento y variación del flujo en el tiempo para las subcuencas de los ROVM.

2.1 GASTOS MÁXIMOS PRELIMINARES.

Con base en la ecuación 2.1, formula racional, se calcularon los gastos máximos preliminares.

$$Q = 0.277CiA \quad \text{Ec. 2.1 Gasto o flujo de la cuenca.}$$

Para los siguientes factores:

- Coeficiente de escurrimiento (C).

Se emplea el coeficiente de escurrimiento local (CeL) adimensional, obtenido anteriormente para cada subcuenca.

- Intensidad de precipitación (i).

La intensidad de precipitación en mm/hr, se obtiene de la división entre la altura de lluvia asociada a un periodo de retorno entre la duración de la tormenta, que corresponde al tiempo de concentración de cada subcuenca.

$$i = \frac{HpTr}{D} \quad \text{Ec. 2.2 Intensidad de precipitación.}$$

- Área de la cuenca (A).

El área de la cuenca en km², corresponde al área total de cada subcuenca.

Con respecto a las consideraciones anteriores se calcula el gasto máximo preliminar asociado a los periodos de retorno de 10, 50 y 100 años, ver tabla 2.1, de cada subcuenca.

2. GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS

Subcuenca	CeL (1)	i 10 (mm/hr)	A (km ²)	Q 10 (m ³ /s)	i 50 (mm/hr)	Q 50 (m ³ /s)	i 100 (mm/hr)	Q 100 (m ³ /s)
235	0.114	21.94	75.76	52.64	27.21	65.27	29.40	70.53
236	0.059	20.79	69.57	23.60	25.78	29.27	27.86	31.63
237	0.320	19.26	6.00	10.25	23.88	12.71	25.80	13.73
238	0.291	27.36	2.20	4.86	33.92	6.02	36.66	6.51
239	0.089	28.73	31.22	22.21	35.62	27.54	38.50	29.76
240	0.087	25.40	25.79	15.75	31.49	19.53	34.03	21.10
241	0.124	20.73	51.59	36.75	25.71	45.56	27.78	49.24
242	0.072	18.12	65.69	23.81	22.47	29.52	24.28	31.90
243	0.163	16.90	62.76	47.83	20.96	59.31	22.65	64.09
244	0.062	9.01	294.70	45.63	11.17	56.58	12.07	61.15
245	0.098	6.69	153.48	27.80	8.30	34.48	8.97	37.26
246	0.135	12.40	95.36	44.30	15.37	54.94	16.61	59.37
247	0.069	23.51	95.05	42.78	29.15	53.04	31.50	57.32
248	0.036	25.51	192.57	48.84	31.63	60.56	34.18	65.45
249	0.087	15.24	94.48	34.63	18.89	42.94	20.42	46.40
250	0.057	14.40	163.97	37.57	17.85	46.58	19.29	50.34

Tabla 2.1 Gastos máximos preliminares de cada subcuenca, para una duración de tormenta al Tc.

Y se calcularon los gastos máximos preliminares para duraciones de tormenta de 2, 8 y 24 horas, con respecto a la ec. 2.2, de intensidad de precipitación que mantiene una relación inversamente proporcional.

➤ Duración de 2 horas, Fd de 1.17. Tabla 2.2

Subcuenca	CeL (1)	i 10 (mm/hr)	A (km ²)	Q 10 (m ³ /s)	i 50 (mm/hr)	Q 50 (m ³ /s)	i 100 (mm/hr)	Q 100 (m ³ /s)
235	0.114	13.31	75.76	31.94	16.51	39.61	17.84	42.80
236	0.059	13.31	69.57	15.11	16.51	18.74	17.84	20.25
237	0.320	13.31	6.00	7.09	16.51	8.79	17.84	9.49
238	0.291	13.31	2.20	2.36	16.51	2.93	17.84	3.17
239	0.089	13.31	31.22	10.29	16.51	12.76	17.84	13.79
240	0.087	13.31	25.79	8.26	16.51	10.24	17.84	11.06
241	0.124	13.31	51.59	23.60	16.51	29.26	17.84	31.62
242	0.072	13.31	65.69	17.49	16.51	21.69	17.84	23.44
243	0.163	13.31	62.76	37.68	16.51	46.72	17.84	50.49
244	0.062	13.31	294.70	67.44	16.51	83.63	17.84	90.37
245	0.098	13.31	153.48	55.31	16.51	68.58	17.84	74.11
246	0.135	13.31	95.36	47.58	16.51	59.00	17.84	63.76
247	0.069	13.31	95.05	24.22	16.51	30.04	17.84	32.46
248	0.036	13.31	192.57	25.50	16.51	31.62	17.84	34.17
249	0.087	13.31	94.48	30.26	16.51	37.52	17.84	40.55
250	0.057	13.31	163.97	34.74	16.51	43.08	17.84	46.55

Tabla 2.2 Gastos máximos preliminares, para una duración de 2 hrs.

2. GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS

- Duración de 8 horas, Fd de 1.27. Tabla 2.3

Subcuenca	CeL (1)	i 10 (mm/hr)	A (km ²)	Q 10 (m ³ /s)	i 50 (mm/hr)	Q 50 (m ³ /s)	i 100 (mm/hr)	Q 100 (m ³ /s)
235	0.114	3.61	75.76	8.67	4.48	10.75	4.84	11.62
236	0.059	3.61	69.57	4.10	4.48	5.09	4.84	5.50
237	0.320	3.61	6.00	1.92	4.48	2.38	4.84	2.58
238	0.291	3.61	2.20	0.64	4.48	0.80	4.84	0.86
239	0.089	3.61	31.22	2.79	4.48	3.46	4.84	3.74
240	0.087	3.61	25.79	2.24	4.48	2.78	4.84	3.00
241	0.124	3.61	51.59	6.40	4.48	7.94	4.84	8.58
242	0.072	3.61	65.69	4.75	4.48	5.89	4.84	6.36
243	0.163	3.61	62.76	10.22	4.48	12.68	4.84	13.70
244	0.062	3.61	294.70	18.30	4.48	22.69	4.84	24.52
245	0.098	3.61	153.48	15.01	4.48	18.61	4.84	20.11
246	0.135	3.61	95.36	12.91	4.48	16.01	4.84	17.30
247	0.069	3.61	95.05	6.57	4.48	8.15	4.84	8.81
248	0.036	3.61	192.57	6.92	4.48	8.58	4.84	9.27
249	0.087	3.61	94.48	8.21	4.48	10.18	4.84	11.00
250	0.057	3.61	163.97	9.43	4.48	11.69	4.84	12.63

Tabla 2.3 Gastos máximos preliminares, para una duración de 8 hrs.

- Duración de 24 hrs, Fd de 1.52. Tabla 2.4

Subcuenca	CeL (1)	i 10 (mm/hr)	A (km ²)	Q 10 (m ³ /s)	i 50 (mm/hr)	Q 50 (m ³ /s)	i 100 (mm/hr)	Q 100 (m ³ /s)
235	0.114	1.44	75.76	3.46	1.79	4.29	1.93	4.63
236	0.059	1.44	69.57	1.64	1.79	2.03	1.93	2.19
237	0.320	1.44	6.00	0.77	1.79	0.95	1.93	1.03
238	0.291	1.44	2.20	0.26	1.79	0.32	1.93	0.34
239	0.089	1.44	31.22	1.11	1.79	1.38	1.93	1.49
240	0.087	1.44	25.79	0.89	1.79	1.11	1.93	1.20
241	0.124	1.44	51.59	2.55	1.79	3.17	1.93	3.42
242	0.072	1.44	65.69	1.89	1.79	2.35	1.93	2.54
243	0.163	1.44	62.76	4.08	1.79	5.06	1.93	5.47
244	0.062	1.44	294.70	7.30	1.79	9.05	1.93	9.78
245	0.098	1.44	153.48	5.99	1.79	7.42	1.93	8.02
246	0.135	1.44	95.36	5.15	1.79	6.39	1.93	6.90
247	0.069	1.44	95.05	2.62	1.79	3.25	1.93	3.51
248	0.036	1.44	192.57	2.76	1.79	3.42	1.93	3.70
249	0.087	1.44	94.48	3.28	1.79	4.06	1.93	4.39
250	0.057	1.44	163.97	3.76	1.79	4.66	1.93	5.04

Tabla 2.4 Gastos máximos preliminares, para una duración de 24 hrs.

Los gastos máximos preliminares disminuyen, para este cálculo con la formula racional, conforme la duración de tormenta aumenta; que se comparó con el gasto máximo de los hidrogramas de análisis.

2.2 MÉTODO DE GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS.

El Instituto de Ingeniería de la UNAM, propone la siguiente metodología y fundamentada para generar hidrogramas en el Valle de México para las cuencas de aportación de los ROVM en análisis.

Dado que la zona de estudio se ubica en la cuenca del Valle de México se tienen las siguientes consideraciones:

- Debido a que la red primaria de drenaje se diseña, generalmente, para un periodo de retorno mayor que el de la red secundaria, es probable que esta última llegue a trabajar llena por un tiempo limitando la capacidad de descarga para un volumen de escurrimiento, lo que da origen a hidrogramas cuya forma se asemeja más a un trapecio que a un triángulo.
- De acuerdo con el manual de hidráulica urbana si el gasto pico es menor que el gasto máximo del sistema, se presenta un hidrograma triangular si por el contrario si el gasto pico es mayor que el gasto máximo, se obtiene un factor $f=Q_p/Q_s$, para determinar la capacidad teórica y la forma del hidrograma. Ver figura 2.1

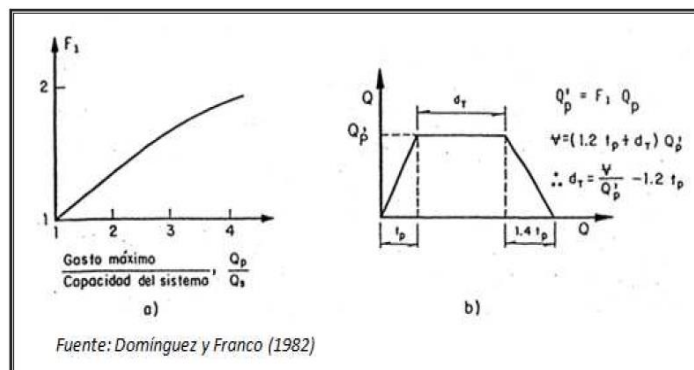


Figura 2.1 Hidrogramas tipo.

Por lo tanto, para obtener los hidrogramas se emplearán los hidrogramas sintéticos trapeciales para el Valle de México, ver figura 2.2, que se han empleado con éxito en el diseño y revisión de estructuras para el control de avenidas.

2. GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS

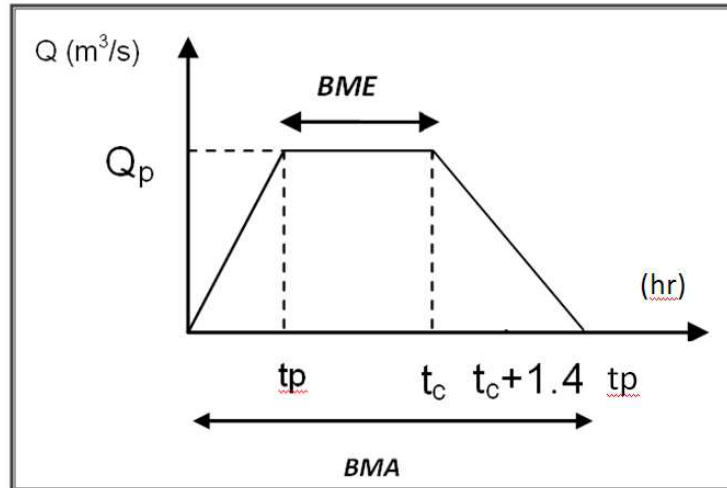


Figura 2.2 hidrograma sintético trapecial para el Valle de México.

Donde:

- t_p , tiempo pico, en hrs
- t_c , tiempo de concentración, en hrs
- Q_p , gasto pico, en m^3/s
- BME, $t_c - t_p$, en hrs
- BMA, $t_c + 1.4 t_p$, en hrs

Ahora para éste hidrograma, se obtiene la precipitación efectiva (P_e), ver ecuación 2.3, con base en el coeficiente de escurrimiento (C_e) y altura de precipitación (P).

$$P_e = C_e P \quad \text{Ec. 2.3 Precipitación efectiva.}$$

El volumen de escurrimiento producido por el hidrograma, es el área bajo el trapecio así como también de la precipitación efectiva por el área, ecuación 2.4.

$$V_e = P_e A \quad \text{Ec. 2.4 Volumen de escurrimiento.}$$

Entonces, el volumen de escurrimiento, empleando la figura 2.2, en función de las variables, es la siguiente, ver ecuación 2.5

$$V_e = \left(\frac{2t_c + 0.4t_p}{2} \right) * Q_p \quad \text{Ec. 2.5 Volumen de escurrimiento.}$$

De las Ecs. 2.4 y 2.5, se obtiene el gasto pico, ecuación 2.6, para el hidrograma sintético. El tiempo pico es equivalente a la duración de cada hidrograma.

2. GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS

$$Qp = \left(\frac{2Ve}{2tc+0.4tp} \right)$$

Ec. 2.6 Gasto pico

Ahora, la metodología para la generación de hidrogramas a partir de hietogramas empleando la tabla de Chen, es el siguiente.

1. Consultar la tabla de Chen, la cual muestra los valores asociados a una duración de una hora asociada al factor k. Tabla 2.5

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

Tabla 2.5 Tabla original de Chen.

2. Obtener el factor K, que es el porcentaje máximo de lluvia total en 24 horas que se concentra en una hora.

$$K = \frac{Hp(1,Tr)}{Hp(24,Tr)}$$

Ec. 2.7 factor K de precipitación.

En el Valle de México, es aproximadamente del 65 %.

3. Con el factor K, calculado de 0.65 para 24 horas, se consulta la tabla de Chen, para obtener el factor que indica el comportamiento acumulado de la lluvia durante una tormenta, la cual se multiplica por 0.65 para ajustar la tabla para una duración de 24 horas. Tabla 2.6

No	d(min.)	d (hrs)	Factor para	
			0.65 k= .65	
1	5	0.083	0.3	0.195
2	10	0.167	0.475	0.30875
3	15	0.25	0.595	0.38675
4	30	0.5	0.805	0.52325
5	60	1	1	0.65
6	120	2	1.17	0.7605
7	240	4	1.32	0.858
8	360	6	1.4	0.91
9	480	8	1.46	0.949

Tabla 2.6 Producto del factor K por la columna correspondiente de la tabla de Chen.

2. GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS

- El cálculo de los hietogramas se realiza para una duración de 8 horas con intervalos de 15 min (tiempo de duración de cada barra del hietograma) para cada barra del mismo. Por lo tanto se interpolan las duraciones y el factor k, correspondiente.

La tabla de Chen se analiza para un tiempo de 8 horas, ya que para el Valle de México; se tiene por estudios del Instituto de Ingeniería, que entre el 90 y 95 % de las precipitaciones, o altura de lluvia, ocurren en este lapso de tiempo durante un intervalo de 24 horas.

- Se obtienen las diferencias entre los valores de $n-n-1$, para obtener los porcentajes de incremento de lluvia en 15 min.
- Se aplica el método de bloques alternos, se toma el valor más grande al centro, los siguientes dos valores mayores son colocados uno a la derecha y el otro a la izquierda del más grande, para que se forme la avenida, y así sucesivamente. Ver tabla 2.7

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 2.7 Tabla de incrementos por bloques alternos cada 15 min (Roció, 2011).

2. GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS

6. Ahora se multiplican los valores de la columna de bloques alternos por la altura de lluvia de diseño o precipitación de diseño, obtenida anteriormente.

Considerando datos de la subcuenca 235. Tabla 2.8

- Duración de tormenta equivalente al tiempo de concentración de la cuenca.
- Factor de ajuste por área total de las subcuencas, de acuerdo al subcapítulo 1.7
- Periodo de retorno de 100 años.
- Coeficiente de escurrimiento local.
- El gasto medio de aguas residuales (GAR), se obtuvo del estudio de CONAGUA en 2003, y su variación de flujo será similar al comportamiento en general del hidrograma sintético.

A (km ²)	75.76
CeL (1)	0.114
Tc (hrs)	1.95
Hpd 100	35.42
GAR (m ³ /s)	0.016

Tabla 2.8 Datos hidrológicos de la subcuenca 235.

Se obtiene el hietograma de la precipitación en un rango de 15 min. Figura 2.3

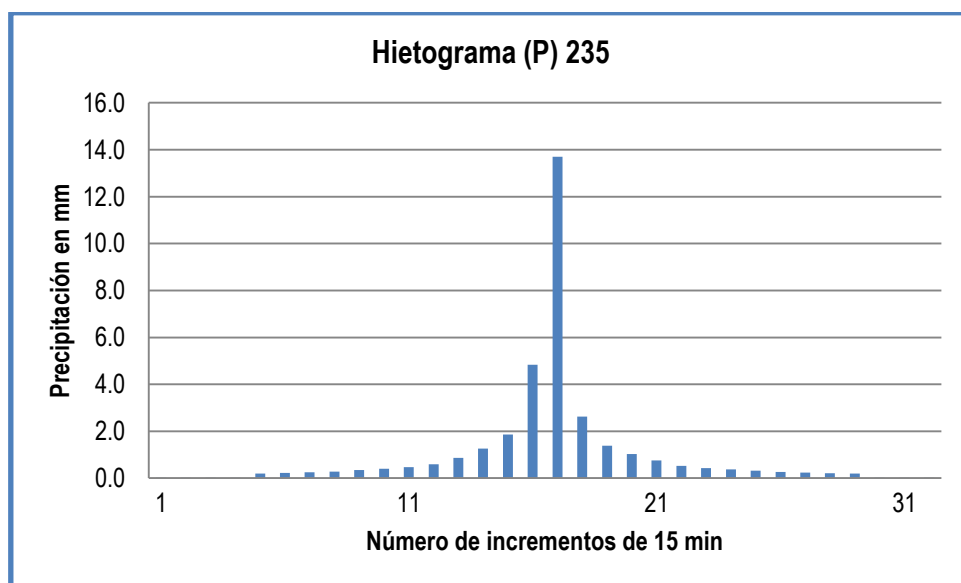


Figura 2.3 Hietograma de la subcuenca 235, para una duración de 8 horas.

2. GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS

7. Se obtiene la precipitación efectiva, con la ec. 2.3 y el volumen de escurrimiento con la ec. 2.4, para calcular el gasto pico, ec. 2.5, de cada barra del hietograma. Tabla 2.9

D (min)	Incrementos por bloques alternos	Hp (mm)	He (mm)	Ve (m ³)	Qp(m ³ /s)
15	2.69725E-06	0.00	0.00	0.83	0.00
30	2.88657E-06	0.00	0.00	0.89	0.00
45	3.10447E-06	0.00	0.00	0.95	0.00
60	3.35796E-06	0.00	0.00	1.03	0.00
75	0.00570084	0.20	0.02	1749.10	0.24
90	0.00625723	0.22	0.03	1919.81	0.27
105	0.006934001	0.25	0.03	2127.45	0.30
120	0.007774973	0.28	0.03	2385.48	0.33
135	0.009704728	0.34	0.04	2977.55	0.41
150	0.011259029	0.40	0.05	3454.44	0.48
165	0.013406594	0.47	0.05	4113.34	0.57
180	0.016567688	0.59	0.07	5083.21	0.71
195	0.024574363	0.87	0.10	7539.78	1.05
210	0.035573054	1.26	0.14	10914.34	1.52
225	0.052606003	1.86	0.21	16140.30	2.24
240	0.1365	4.84	0.55	41880.23	5.82
255	0.38675	13.70	1.57	118660.64	16.48
270	0.074143997	2.63	0.30	22748.48	3.16
285	0.038978947	1.38	0.16	11959.32	1.66
300	0.029065302	1.03	0.12	8917.67	1.24
315	0.021287281	0.75	0.09	6531.25	0.91
330	0.014820302	0.52	0.06	4547.09	0.63
345	0.012239261	0.43	0.05	3755.19	0.52
360	0.010424232	0.37	0.04	3198.31	0.44
375	0.009078167	0.32	0.04	2785.32	0.39
390	0.00733044	0.26	0.03	2249.09	0.31
405	0.006578251	0.23	0.03	2018.31	0.28
420	0.005966089	0.21	0.02	1830.48	0.25
435	0.005458176	0.19	0.02	1674.65	0.23
450	3.22625E-06	0.00	0.00	0.99	0.00
465	2.99156E-06	0.00	0.00	0.92	0.00
480	2.7887E-06	0.00	0.00	0.86	0.00

Tabla 2.9 Calculo del gasto pico para cada barra del hietograma.

8. Se genera el hidrograma sintético en intervalos de 15 min para cada gasto pico del hietograma, con el tiempo pico de 15 min asociado a su gasto, para la duración de tormenta correspondiente al tiempo de concentración. Figura 2.4
- Es importante considerar la pendiente descendente del hidrograma, en función del tiempo de concentración, que con triángulos semejantes se obtiene el valor o gasto correspondiente al tiempo.

2. GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS

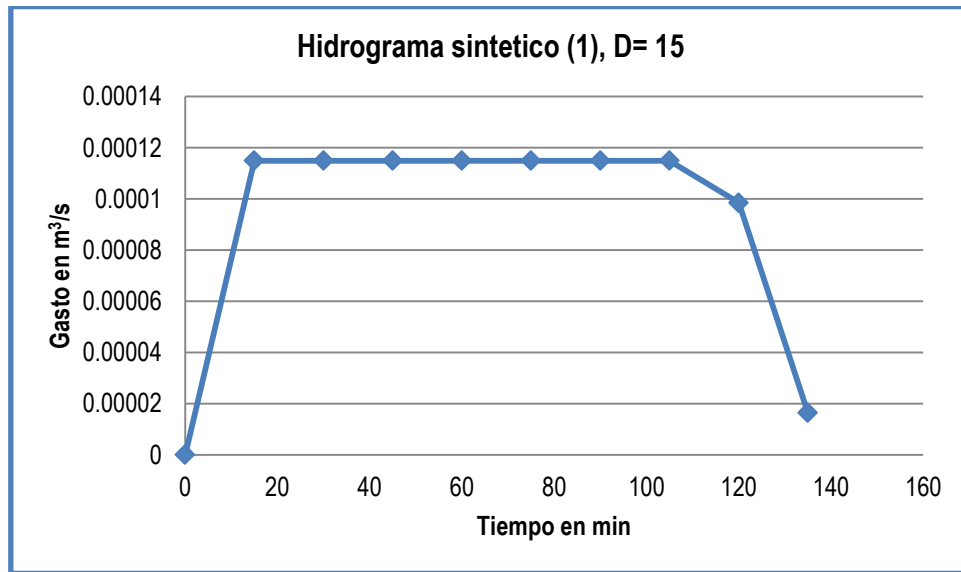


Figura 2.4 Hidrograma sintético para el hietograma de 15 min.

9. Se desfasan los demás hidrogramas sintéticos, de acuerdo al tiempo pico de 15 min, para cada hietograma, considerando la aportación de aguas residuales, que tienen la misma distribución de gasto en el tiempo.
- El largo de los hidrogramas sintéticos depende del tiempo de concentración, considerando las ecuaciones de la figura 2.5

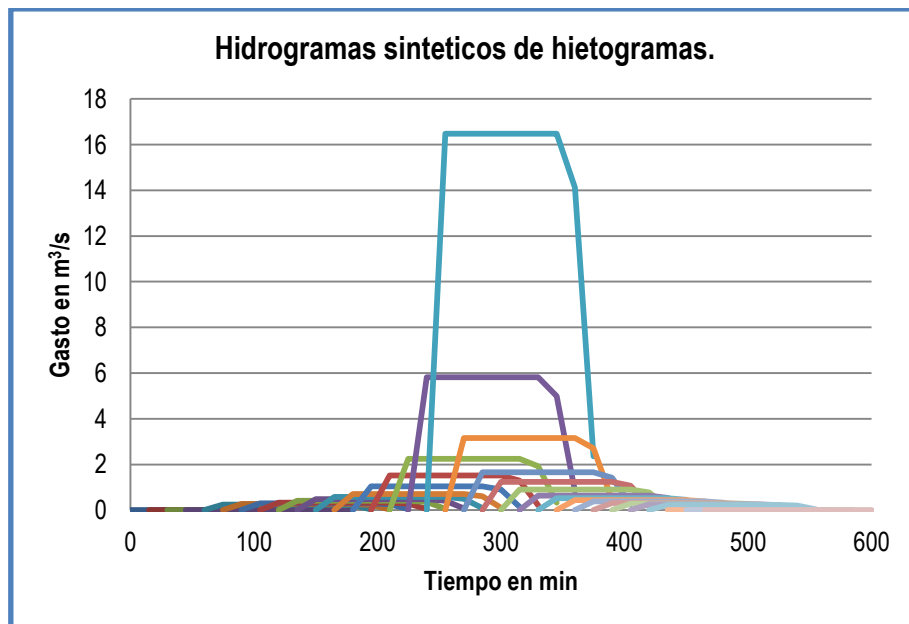


Figura 2.5 Hidrogramas sintéticos para una duración de 8 horas.

2. GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS

10. Se suman las ordenadas de los hidrogramas para obtener el hidrograma de la subcuenca 235. Ver figura 2.6 y tabla 2.10

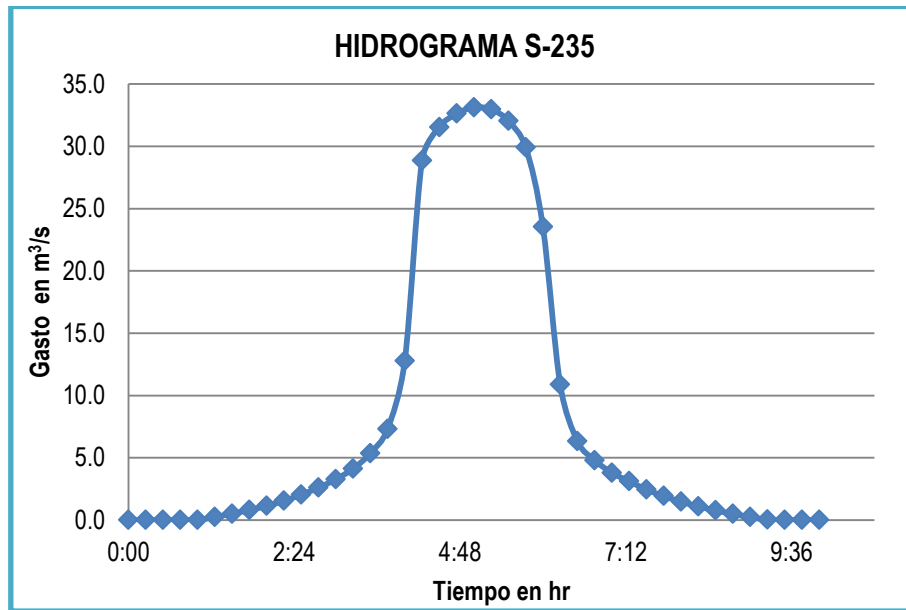


Figura 2.6 Hidrograma resultante de la metodología.

T (hr)	Q (m3/s)
0:00	0.001
0:15	0.001
0:30	0.001
0:45	0.001
1:00	0.001
1:15	0.244
1:30	0.511
1:45	0.806
2:00	1.138
2:15	1.552
2:30	2.031
2:45	2.603
3:00	3.274
3:15	4.110
3:30	5.359
3:45	7.306
4:00	12.787
4:15	28.863
4:30	31.541
4:45	32.625
5:00	33.128
5:15	32.970
5:30	32.049
5:45	29.922
6:00	23.536
6:15	10.869
6:30	6.332
6:45	4.795
7:00	3.792

2. GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS

7:15	3.107
7:30	2.451
7:45	1.924
8:00	1.477
8:15	1.092
8:30	0.773
8:45	0.492
9:00	0.237
9:15	0.034
9:30	0.001
9:45	0.001
10:00	0.001

Tabla 2.10 Coordenadas del hidrograma resultante.

De este hidrograma se observa que el gasto máximo es de $53.6 \text{ m}^3/\text{s}$, a los 300 min y se calculó un volumen total del escurrimiento de $471,408 \text{ m}^3$.

11. Y así sucesivamente, a partir del punto 7 (tabla de incrementos alternos) para cada subcuenca.

Siguiendo la metodología anterior, modificando la altura de precipitación con duración de tormenta equivalente al tiempo de concentración, se tienen los siguientes resultados ver figura 2.7, para los periodos de retorno de 10, 50 y 100 años, de la subcuenca 235.

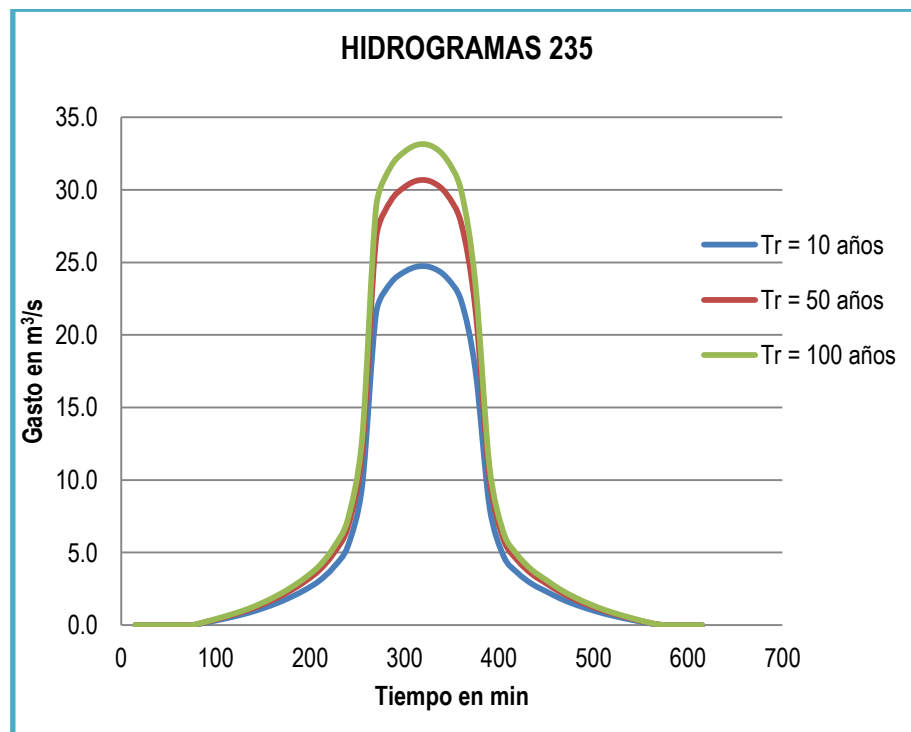


Figura 2.7 Hidrogramas S-235. Tr de 10, 50 y 100 años, Dt al Tc.

2. GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS

2.3 HIDROGRAMAS PARA DIFERENTES DURACIONES DE TORMENTA.

La altura de lluvia está sujeta al factor de ajuste por área total del subcapítulo 1.7, y en este subcapítulo, se analizaron los hidrogramas para las duraciones de tormenta de 2, 8 y 24 hrs.

Con lo que se obtienen: los hidrogramas de la subcuenca 235, empleando la metodología anterior, figura 2.8 a 2.11, para cada duración de tormenta y periodos de retorno de 10, 50 y 100 años, y una tabla comparativa de gasto pico de estos hidrogramas y gasto máximo preliminar, considerando los obtenidos con la duración de tormenta equivalente el tiempo de concentración, tabla 2.11.

Periodo de retorno (años)	Gasto (m^3/s)	Duración de tormenta (hrs)			
		Tc (1.95)	2	8	24
10	máximo	32.52	31.94	8.67	3.46
	pico	24.73	24.91	27.03	32.35
50	máximo	40.33	39.61	10.75	4.29
	pico	30.66	30.88	33.52	40.11
100	máximo	43.58	42.80	11.62	4.63
	pico	33.13	33.37	36.22	43.35

Tabla 2.11 Gasto máximo preliminar y gasto pico S-235.

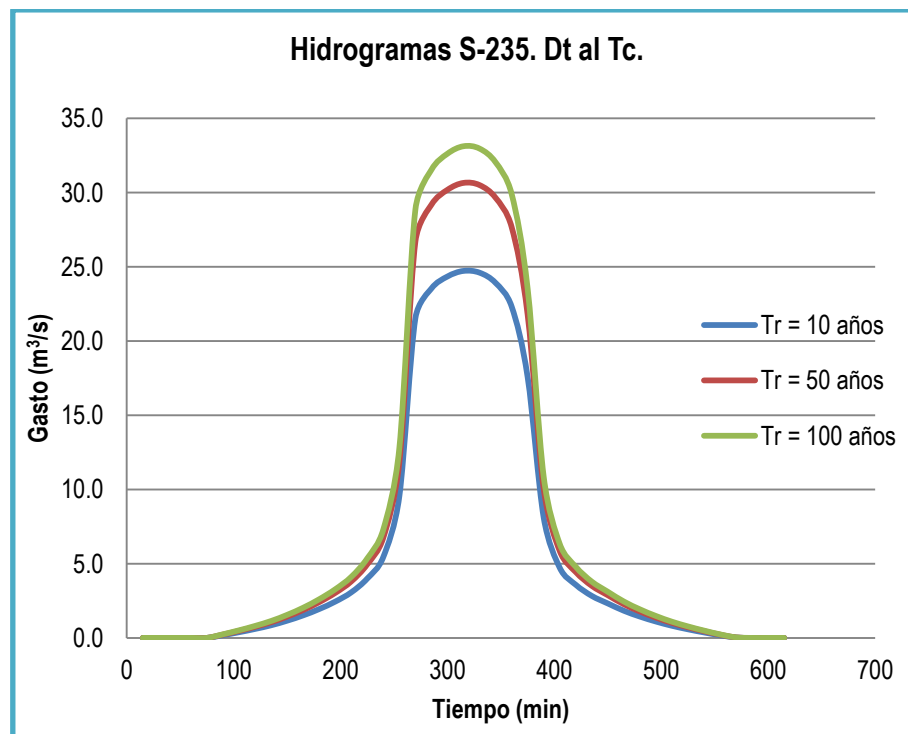


Figura 2.8 Hidrogramas S-235. Tr de 10, 50 y 100 años. Dt de Tc.

2. GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS

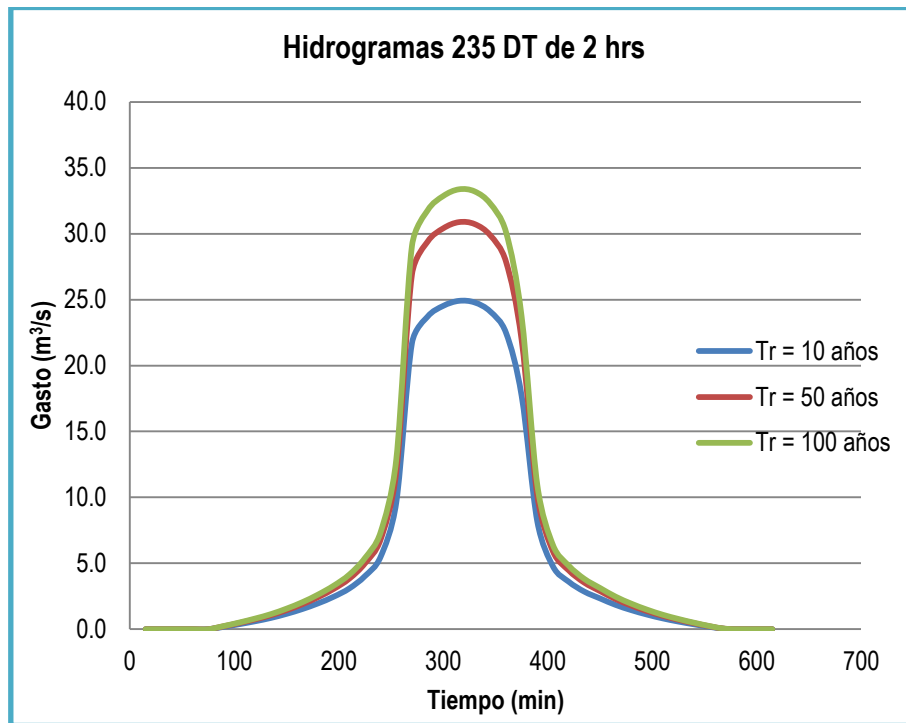


Figura 2.9 Hidrogramas S-235. Tr de 10, 50 y 100 años. Dt de 2 hrs.

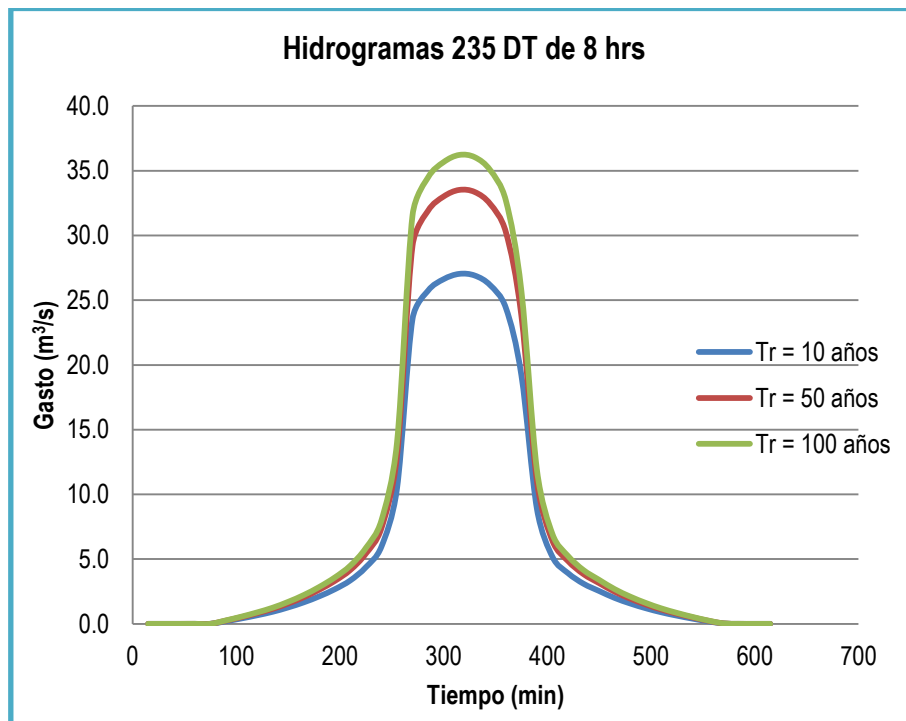


Figura 2.10 Hidrogramas S-235. Tr de 10, 50 y 100 años. Dt de 8 hrs.

2. GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS

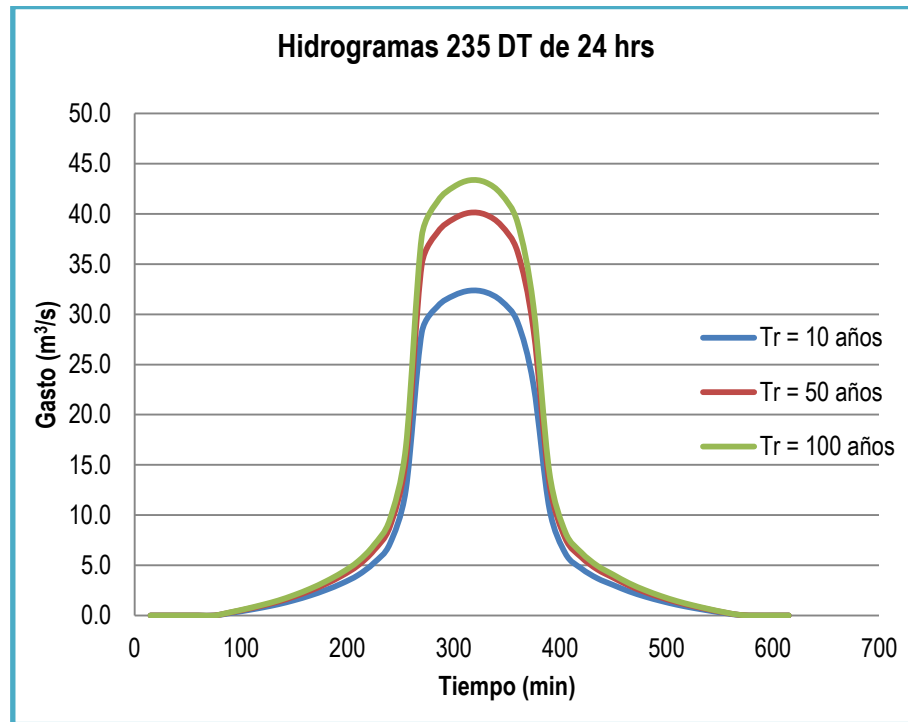


Figura 2.11 Hidrogramas S-235. Tr de 10, 50 y 100 años. Dt de 24 hrs.

Se tienen los siguientes comentarios.

- Conforme al factor de ajuste por área total de las subcuencas de los ROVM, el incremento en gasto y volumen de los hidrogramas, es proporcional al periodo de retorno y duración de la tormenta, en cuanto al gasto máximo preliminar, sucede lo contrario ya que la intensidad de precipitación es inversamente proporcional a la duración de la tormenta.
- Se observa en la tabla 2.2 una similitud de gastos para cada periodo de retorno, entre el gasto máximo preliminar con duración de tormenta al tiempo de concentración, con los valores del gasto pico del hidrograma con una duración de 24 horas, siendo ligeramente mayores los gastos máximos preliminares que los gastos pico, lo cual cumple con el objeto preliminar de gastos máximos ya que se consideró su similitud en el diseño hidráulico de los ROVM con gastos máximos e hidrogramas para niveles máximos de los cauces.
- Entonces la duración de tormenta que analizaremos, para la generación de hidrogramas y el posterior tránsito de avenidas, será de 24 horas y periodo de retorno de 100 años.

2.4 HIDROGRAMAS DE ANÁLISIS.

Con respecto al subcapítulo anterior, en la generación de los hidrogramas de análisis, se hicieron las siguientes consideraciones para los hidrogramas de análisis en el funcionamiento hidráulico de los ROVM y tránsito de avenidas en el lago de Texcoco:

- Factor de ajuste por área total.
- Duración de tormenta de 24 hrs.
- Periodo de retorno de 100 años, para el estudio de los ríos del oriente y lago de Texcoco.

En la siguiente figura 2.12, se tienen los hidrogramas de cada subcuenca y en la tabla 2.12 resumen de los mismos.

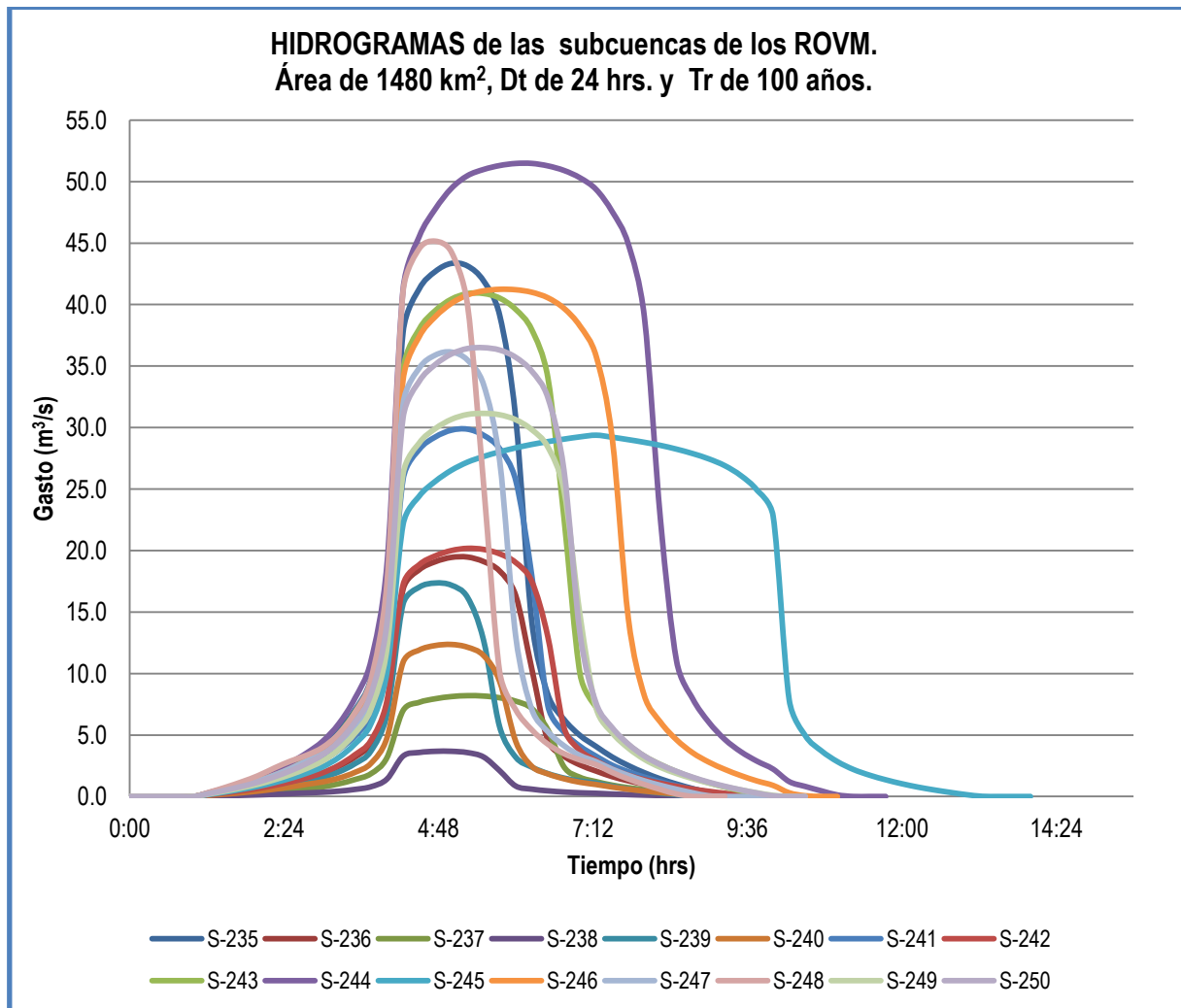


Figura 2.12 Hidrogramas de análisis de las subcuencas de los ROVM.

2. GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS

Subcuenca	Río Principal.	Tiempo de concentración (hrs)	Gasto pico (m ³ /s)	Tiempo pico (hr:min)	Volumen total (Mm ³)	Tiempo total (hr:min)
235	Coatepec	1.95	43.35	5:30	0.285	9:30
236	Santa Mónica	2.09	19.47	5:30	0.180	9:30
237	Coatepec	2.43	8.20	5:15	0.085	10:00
238		1.61	3.67	5:00	0.028	9:00
239	San Bernardino	1.45	17.36	4:45	0.123	9:00
240	Chapingo	1.72	12.36	5:00	0.100	9:15
241	Texcoco	2.14	29.87	5:15	0.280	9:30
242	Xalapango	2.42	20.18	5:15	0.208	10:00
243	Coxcacoac	2.61	40.90	5:30	0.449	10:00
244	Papalotla	4.04	51.48	6:15	0.807	11:15
245	Lago de Texcoco	6.18	29.38	7:15	0.643	13:30
246	San Juan Teotihuacán	3.47	41.24	6:15	0.571	11:00
247		1.72	36.14	5:00	0.291	9:15
248		1.35	45.16	4:45	0.303	8:45
249		2.80	31.15	5:30	0.364	10:15
250		2.72	36.50	5:30	0.416	10:00

Tabla 2.12 Datos generales de los hidrogramas de análisis de las subcuencas de los ROVM.

De la tabla 2.12, se tiene un gasto máximo de 51.48 m³/s de la subcuenca 244, río Papalotla, y un mínimo de 3.67 m³/s de la subcuenca 238, del río Coatepec, para las consideraciones de análisis.

Con estos hidrogramas se realizó el funcionamiento hidráulico de los ROVM.

3. HIDRÁULICA DE LOS RÍOS DEL ORIENTE.

Con los hidrogramas de análisis del subcapítulo 2.4, obtenidos para un periodo de retorno de 100 años y duración de tormenta de 24 hrs con el factor de ajuste por área total para la altura de precipitación de diseño, se realizó el tránsito de avenidas en cada una de las subcuencas, bajo condiciones propuestas, empleando un modelo matemático.

3.1 IDENTIFICACIÓN DE CAUCES PRINCIPALES

Los cauces principales de las subcuencas fueron identificados en Google Earth, con apoyo del simulador de flujos de agua en cuencas hidrográficas (SIATL) de INEGI, ver figura 3.1.

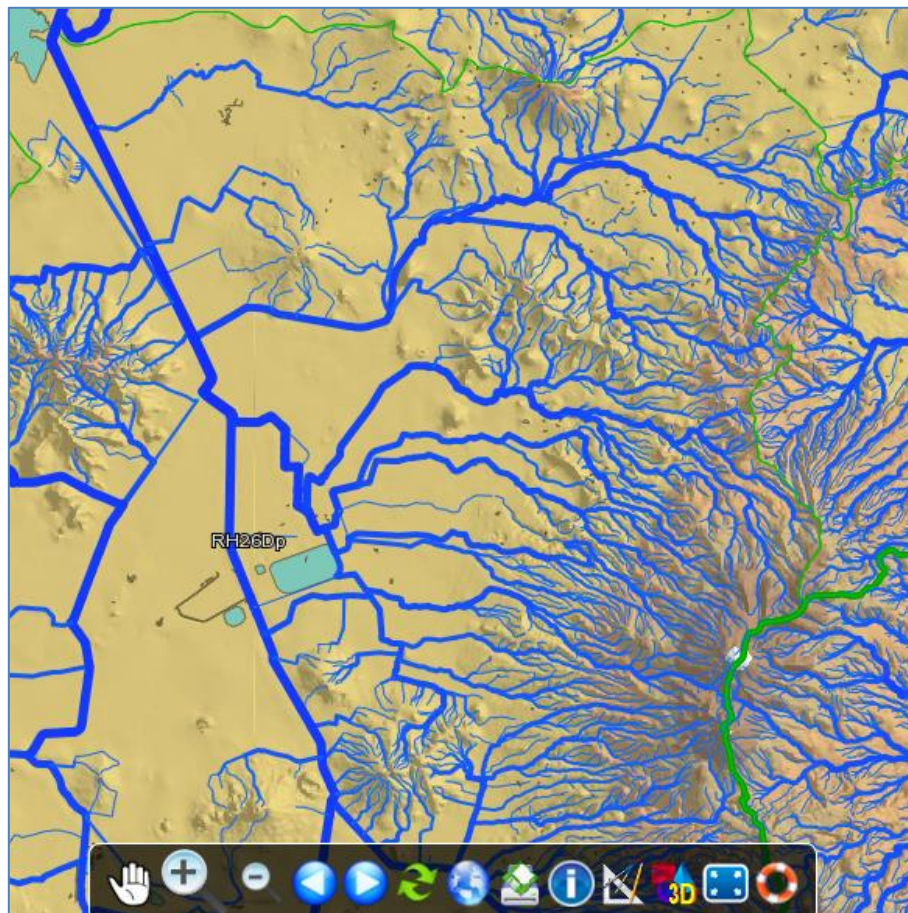


Figura 3.1 Vista del SIATL, en la zona de estudio.

Para identificar el cauce principal, se basó en las siguientes consideraciones:

- Ubicar el punto de interés de la subcuenca.
- Apoyarse en los cauces definidos en SIATL, indicando puntos en GE con coordenadas de SIATL para la aproximación del cauce principal, al punto identificado.
- Realizar un recorrido del punto de interés hacia aguas arriba y de los afluentes para definir el cauce principal.
- En dudas de la continuidad o poca visibilidad del cauce, emplear Street View para ver las imágenes en 360°, en cruces con carreteras o calles, para continuar con el trazo.
- Trazar la poligonal de GE por encima del cauce, río o canal.
- Revisar el perfil de elevaciones de la poligonal en GE. Figura 3.2

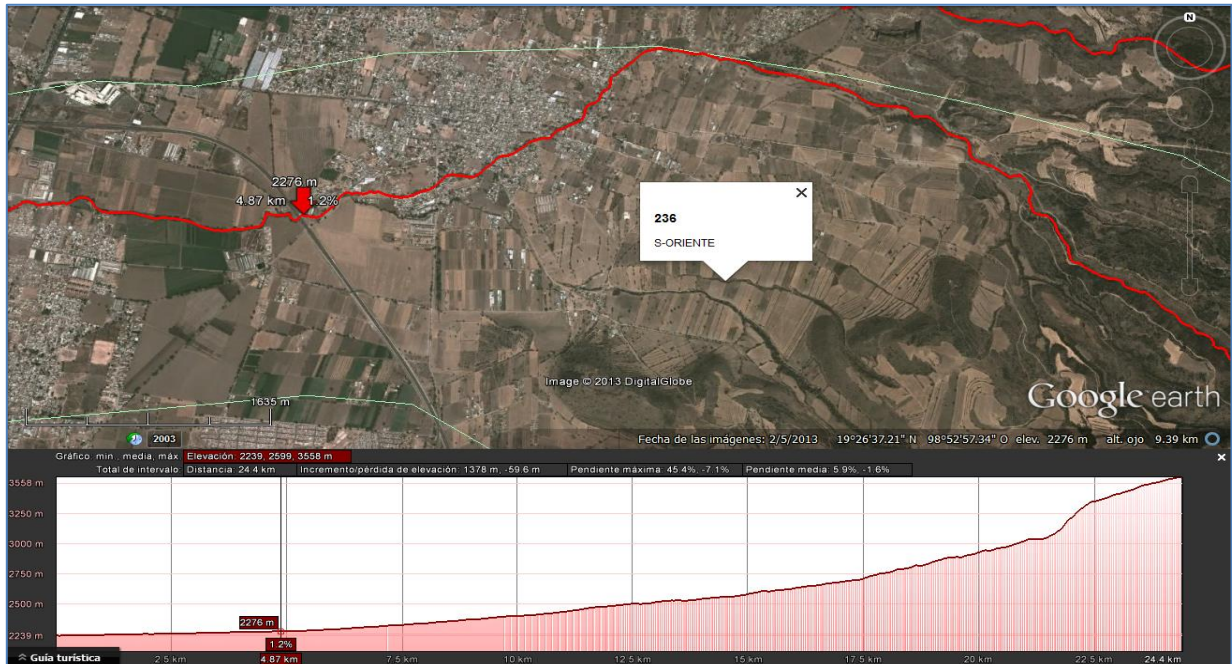


Figura 3.2 Empleo de GE, para identificar el cauce principal.

Ahora se tienen identificados los cauces principales, ver figura 3.3, de las subcuencas de aportación a la subcuenca 245, zona de interés, correspondiente al lago de Texcoco.

En la subcuenca 245, confluyen todos los cauces principales de las subcuencas de los ROVM, que para fines de este capítulo se descarta como cauce principal para su funcionamiento hidráulico, y en el siguiente capítulo se muestra el trazo de los cauces principales dentro del lago de Texcoco, para realizar el tránsito de avenidas en conjunto.

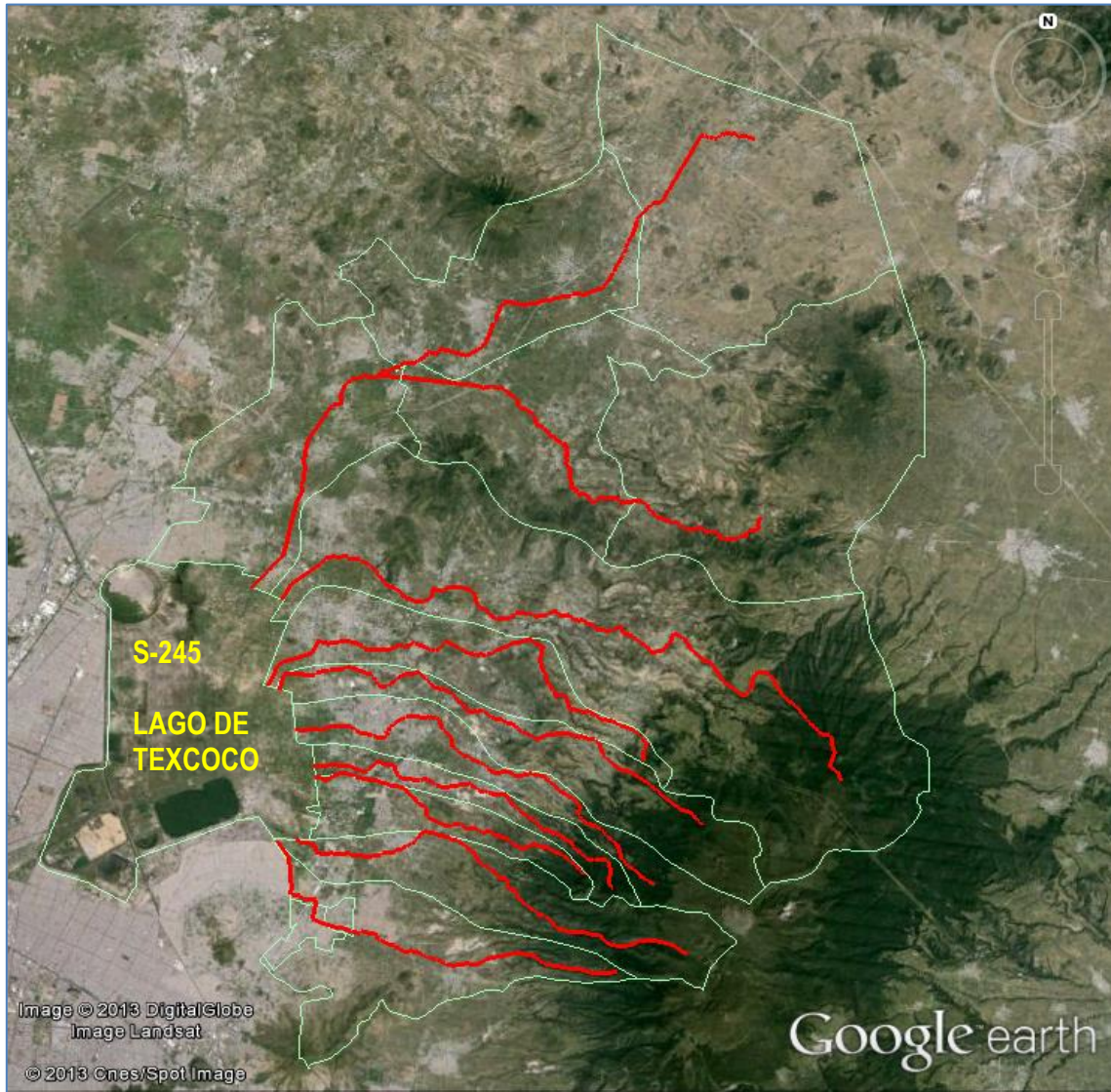


Figura 3.3 Cauces principales de las SROVM identificados.

Con esta plantilla y herramientas de GE, perfil de elevaciones de la poligonal, se realizó el trazo de la geometría en el modelo matemático.

3.2 DESCRIPCIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO

Un modelo matemático es un conjunto de ecuaciones que relacionan las variables del proceso de interés y representan adecuadamente su comportamiento.

Los métodos que representan las ecuaciones de Saint-Venant se conocen como dinámicos. Los que emplean simplificaciones de las ecuaciones de Saint-Venant se conocen como métodos hidráulicos. Este último es el caso del método de la onda difusiva y de la onda cinemática. La ecuación de la onda difusiva se usa para analizar la evolución del hidrograma en tramos largos del cauce y produce resultados comparables a los que se obtienen con las ecuaciones completas de Saint-Venant. La ecuación de la onda cinemática se obtiene al considerar que la pendiente de la línea de energía es igual a la pendiente del terreno.¹

Las ecuaciones de Saint-Venant tienen diferentes formas simplificadas para definir el tránsito de avenidas del flujo en una dimensión. En la forma de conservación y no conservación se desprecia el efecto del flujo lateral, la resistencia por viento y las pérdidas por vórtices.

$$\underbrace{\frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right)}_{\text{Dinámica}} + \underbrace{g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_o - S_f)}_{\substack{\text{Cinemática} \\ \text{Difusiva}}} = 0$$

Aceleración Local *Aceleración Convectiva* *Fuerza de Presión* *Fuerza de Gravedad* *Fuerza de fricción*

Ecuación 3.1

(Echavarría, 2013).

El conjunto de hipótesis y relaciones de las variables que describen un fenómeno, constituyen un modelo matemático, que se resuelve por métodos matemáticos como elementos finitos y diferencias finitas, definiendo condiciones de frontera para su solución.

¹ En Jiménez et al. (2002) se presentan las bases teóricas para el modelo de tránsito de avenidas desarrollado en el Instituto de Ingeniería, donde se documentan de manera detallada las bases del esquema de Preissmann ya que, como se menciona, otros autores no lo presentan en forma explícita. Tesis de Doctorado. B. Echavarría S., 2013.

La EPA (Environmental Protection Agency), agencia de protección ambiental de EUA, creó el Storm Water Model Management (SWMM), modelo de gestión de aguas pluviales.

Es utilizado para la planificación, el análisis y diseño relacionado con el escurrimiento de aguas pluviales, alcantarillas combinadas, alcantarillado sanitario, y otros sistemas de drenaje en las zonas urbanas, con muchas aplicaciones en las áreas no urbanas o rurales. El propósito general de hidrología urbana y conducción del sistema hidráulico del software, es una dinámica de precipitación-escurrimiento modelo de simulación utilizado para el evento a corto y largo plazo (permanente) de simulación en cantidad y calidad del escurrimiento de las zonas, principalmente urbanas. SWMM rastrea la cantidad y calidad del escurrimiento generado dentro de cada cuenca, y el caudal, la profundidad de flujo, y la calidad del agua en cada tubo y/o canal durante un período de simulación compuesto de múltiples pasos de tiempo. Estos incluyen la capacidad para:

1. Gestionar las redes de drenaje de tamaño ilimitado
2. Utilizar una amplia variedad de formas estándar conducto cerrado y abierto, así como canales naturales
3. Modelo especiales elementos tales como unidades de almacenamiento / tratamiento, divisores de flujo, bombas, aliviaderos y los orificios
4. Se aplican los flujos externos e insumos de calidad del agua de escurrimiento superficial, de las aguas subterráneas, las precipitaciones que dependen de la infiltración / entrada, el caudal en época seca sanitaria, y las entradas definidas por el usuario
5. Utilizar ya sea la onda cinemática o el flujo de onda completa de enrutamiento dinámico
6. Los regímenes de modelo de flujo de varios, como remanso, recargos, el flujo inverso y la superficie de encharcamiento
7. Se aplican las reglas definidas por el usuario de control dinámico para simular el funcionamiento de las bombas, las aberturas de orificio y los niveles de vertedero de cresta.

3.3 CONSIDERACIONES DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO.

En este funcionamiento hidráulico para los cauces principales de las subcuencas de los ROVM, se hicieron las siguientes consideraciones:

- La condición de frontera fue descarga libre.
- Los hidrogramas de las subcuencas, se ingresaron en los nodos de inicio del cauce o canal.
- La sección geométrica es rectangular y las dimensiones se definen con el objeto de evitar desbordes.
- El material de revestimiento es de concreto reforzado, por lo que, su rugosidad “n” (coeficiente de Manning) es de 0.014, como condición más desfavorable del tránsito de avenidas en el cauce principal.
- El funcionamiento hidráulico adecuado, es aquel que no presente desbordamientos en el canal o cauce principal, con la sección transversal más estrecha propuesta.

3.4 METODOLOGÍA DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO.

Con base en el siguiente proceso se realizó el funcionamiento hidráulico.

1. Se carga la imagen del cauce principal de la subcuenca identificado en GE, formato .jpg, en SWMM
2. Se trazan los nodos, a cada 500 m, con su respectiva elevación del terreno natural o fondo del cauce (invert elevation), empleando el perfil de elevaciones de GE.
3. Se trazan los canales, en el sentido de aguas arriba hacia aguas abajo, con las siguientes propiedades, longitud de 500 m, rugosidad de 0.014 y una sección rectangular abierta propuesta.
4. En el nodo de salida, se ingresa la elevación correspondiente y revisa la condición de frontera, en descarga libre.
5. Se ingresan los hidrogramas en los nodos iniciales, y consecutivamente de las subcuencas correspondientes, que son tributarias al cauce principal que descarga en la zona de interés. Ver figura 3.4.

3. HIDRÁULICA DE LOS RÍOS DEL ORIENTE.

Esto se realizó para considerar el tránsito de la avenida total en la subcuenca, desde un inicio hasta la salida, por lo que habrá un desfase de tiempo entre los hidrogramas de entrada y salida, mismo que ingresara al Lago de Texcoco para el análisis posterior de capacidad de regulación.

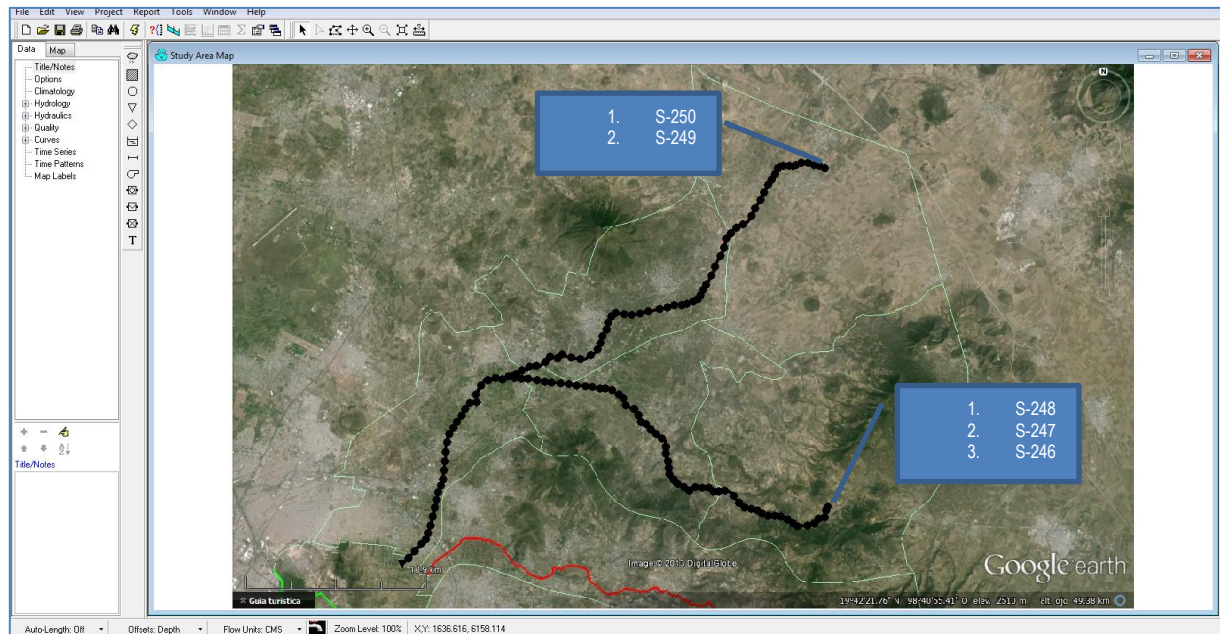


Figura 3.4 Trazo y carga de hidrogramas en SWMM. Subcuenca del río San Juan Teotihuacán.

6. Indicar el funcionamiento dinámico del modelo, para analizar el flujo en contrapendiente, en opciones de simulación, así como el intervalo de análisis y tiempo del funcionamiento, por default resultados a cada 15 min (Time Steps) y dos días de análisis (Dates).
7. Realizar las corridas, modificando en forma general la sección transversal (Shape) de los canales y max depht de los nodos (coincidente con la altura del canal rectangular) hasta evitar derramas, consultando los resultados en gráficas, tablas del sistema (Total inflow, Flooding y Outflow) respecto al tiempo y perfiles en los sitios de control de desbordamiento. Ver figura 3.5

3. HIDRÁULICA DE LOS RÍOS DEL ORIENTE.

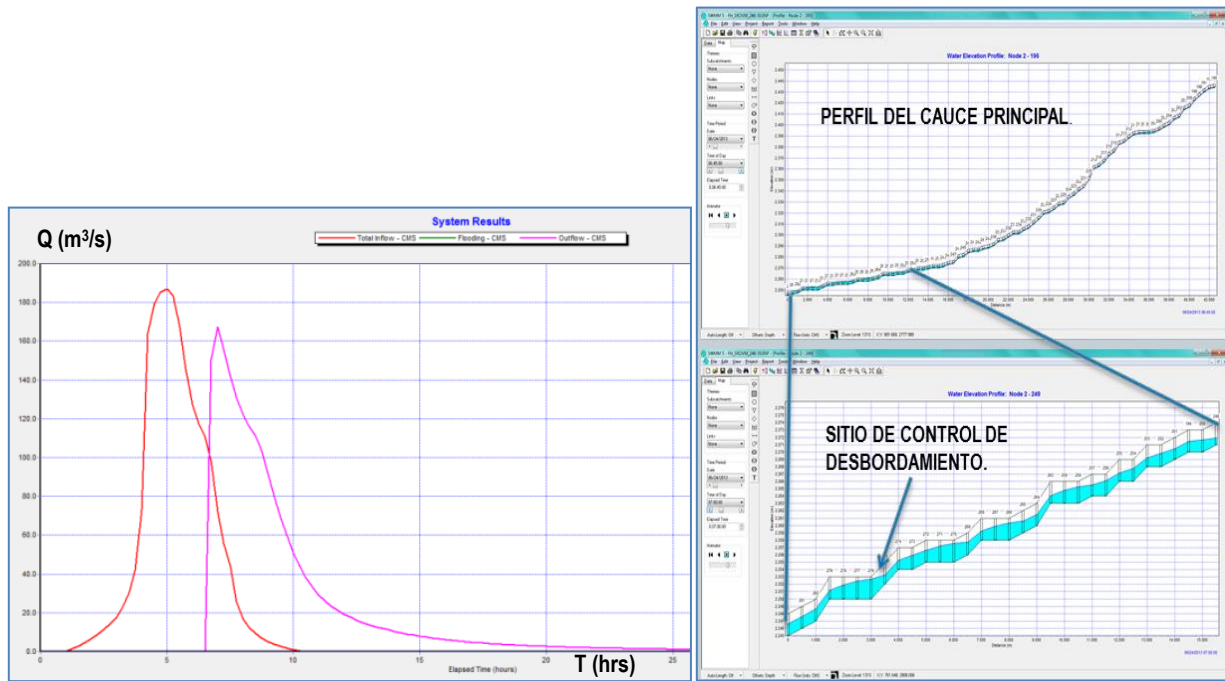


Figura 3.5 Hidrogramas del sistema y perfil hidráulico del río San Juan Teotihuacán.

8. Con el funcionamiento hidráulico, se obtiene la geometría hidráulica propuesta del canal principal que descarga en la zona de interés (subcuenca 245, lago de Texcoco).

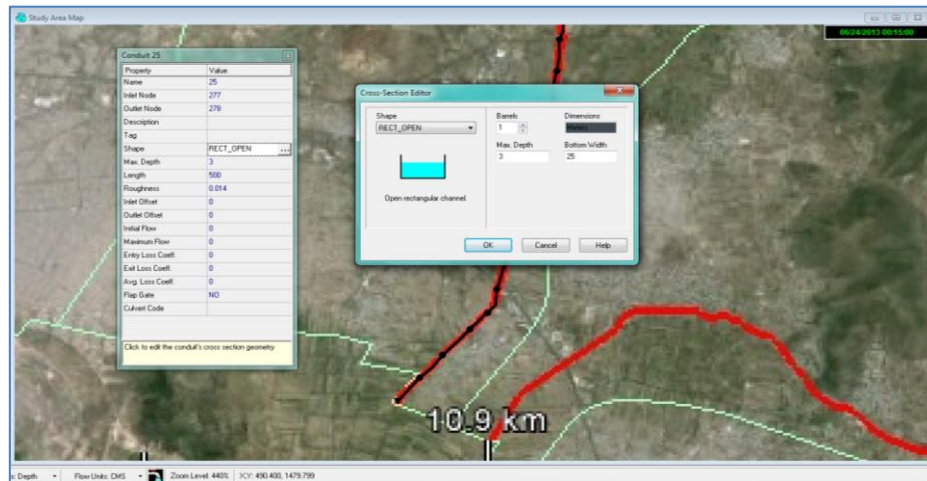


Figura 3.6 Sección transversal propuesta del cauce.

Con la metodología propuesta se realizaron los funcionamientos hidráulicos restantes.

3.5 RESULTADOS DE SIMULACIONES.

Con respecto a la metodología anterior aplicada al río San Juan Teotihuacán, se presentan los resultados de las simulaciones del funcionamiento hidráulico para cada uno de los ríos principales de las subcuencas del oriente del Valle de México, los cuales son:

- Ingreso de hidrogramas a los cauces en el modelo matemático.
- Hidrogramas de entrada, desborde y salida del sistema, y perfiles hidráulicos.
- Descripción de gastos pico, sección transversal y desfase de hidrogramas.

3.5.1 Río Coatepec (S-235, 237, 238).

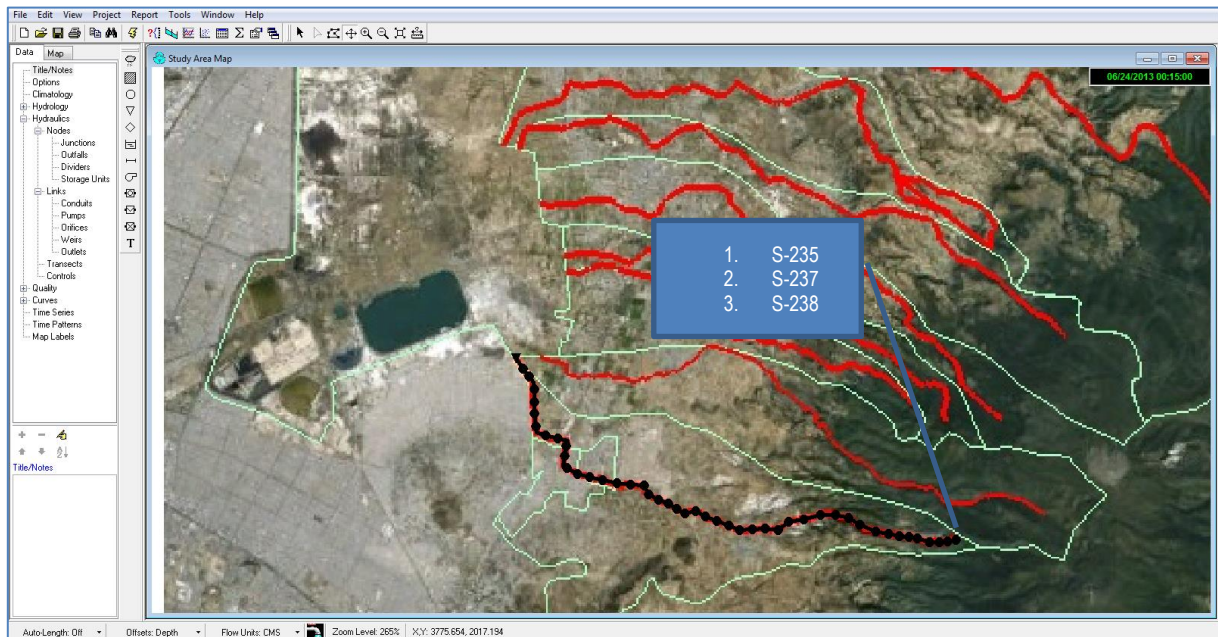


Figura 3.7 Trazo y carga de hidrogramas en SWMM. Subcuenca del río Coatepec.

3. HIDRÁULICA DE LOS RÍOS DEL ORIENTE.

El tránsito de la avenida en el río Coatepec, bajo las consideraciones del funcionamiento hidráulico, presenta los siguientes resultados:

- El gasto pico de salida de $54.94 \text{ m}^3/\text{s}$ es inferior al gasto pico de entrada de $55.2 \text{ m}^3/\text{s}$, a las 5:45 hrs de inicio del escurrimiento, con una sección transversal rectangular de $2.5 \times 16 \text{ m}$.
- El hidrograma de salida está desfasado por 0:45, con respecto al hidrograma de entrada, ver figura 3.8. Se observa que, el tránsito por el cauce principal regula ligeramente la avenida de entrada, alargando proporcionalmente la duración del hidrograma de salida, en la zona descendente.

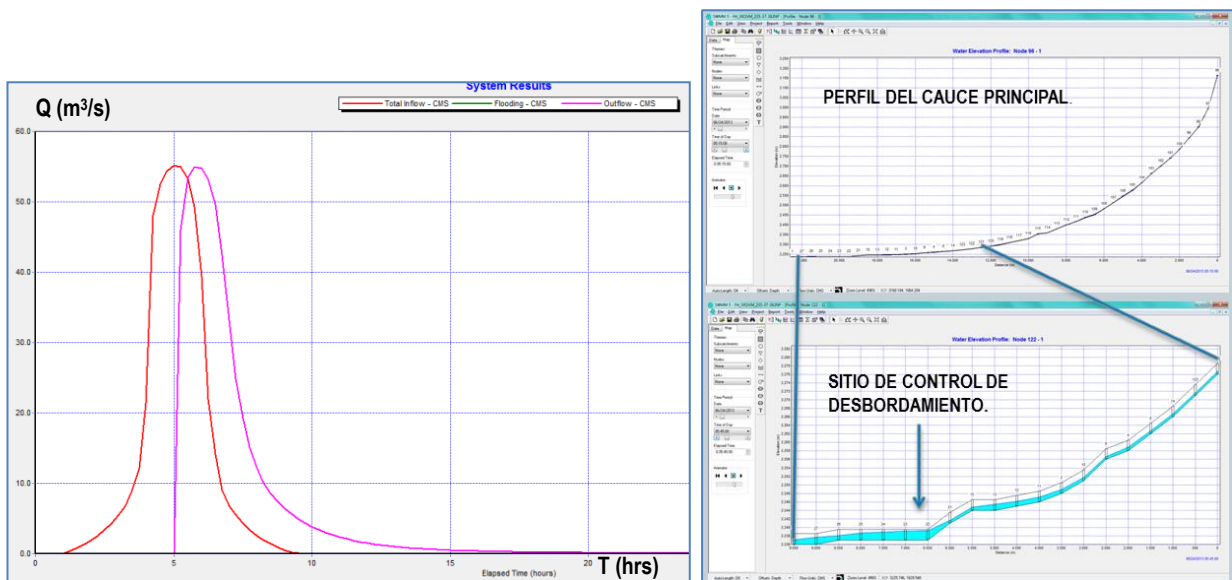


Figura 3.8 Hidrogramas del sistema y perfil hidráulico del río Coatepec.

3.5.2 Río Santa Mónica (S-236).

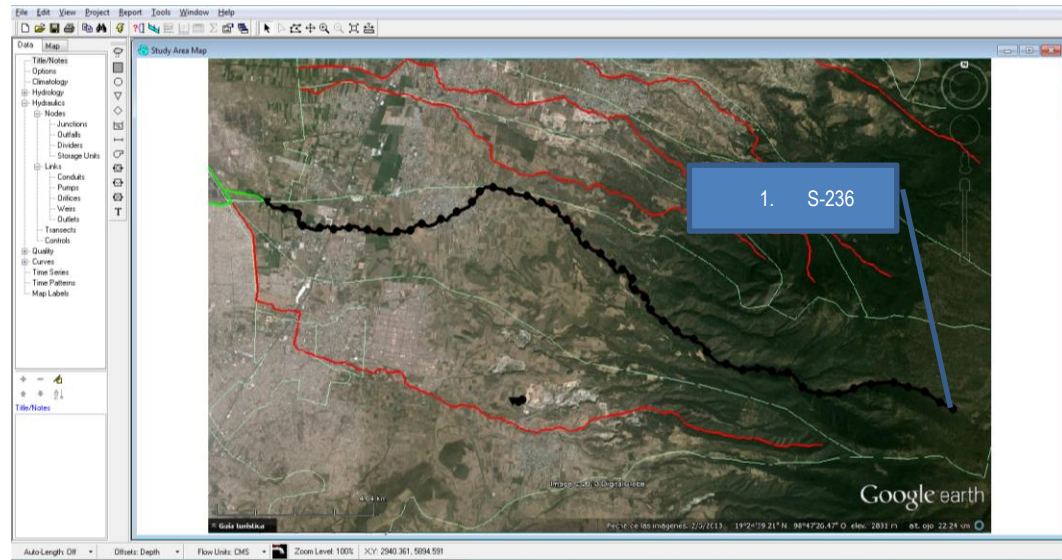


Figura 3.9 Trazo y carga de hidrogramas en SWMM. Subcuenca del río Santa Mónica.

El tránsito de la avenida en el río Santa Mónica, bajo las consideraciones del funcionamiento hidráulico, presenta los siguientes resultados:

- El gasto pico de salida de $19.5 \text{ m}^3/\text{s}$ es similar al gasto pico de entrada de $19.5 \text{ m}^3/\text{s}$, a las 5:45 hrs de inicio del escurrimiento, con una sección transversal rectangular de $2.5 * 3.5 \text{ m}$.
- El hidrograma de salida está desfasado por 0:30, con respecto al hidrograma de entrada, ver figura 3.10. Se observa la similitud de forma entre el hidrograma de entrada y salida, sin regulación propia del cauce.

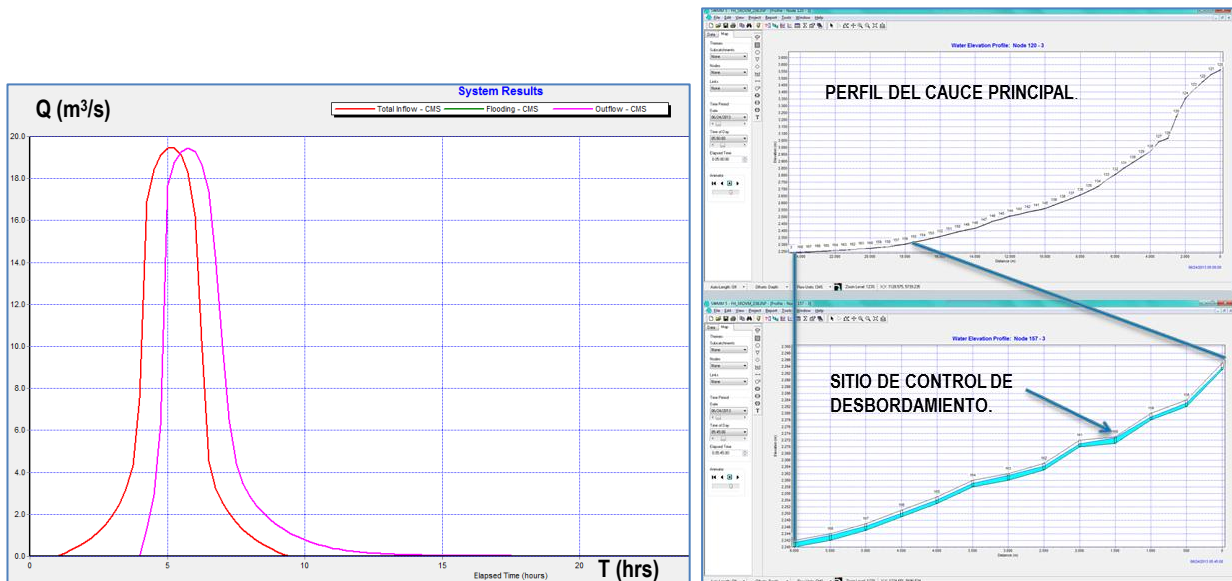


Figura 3.10 Hidrogramas del sistema y perfil hidráulico del río Santa Mónica.

3.5.3 Río San Bernardino (S-239).

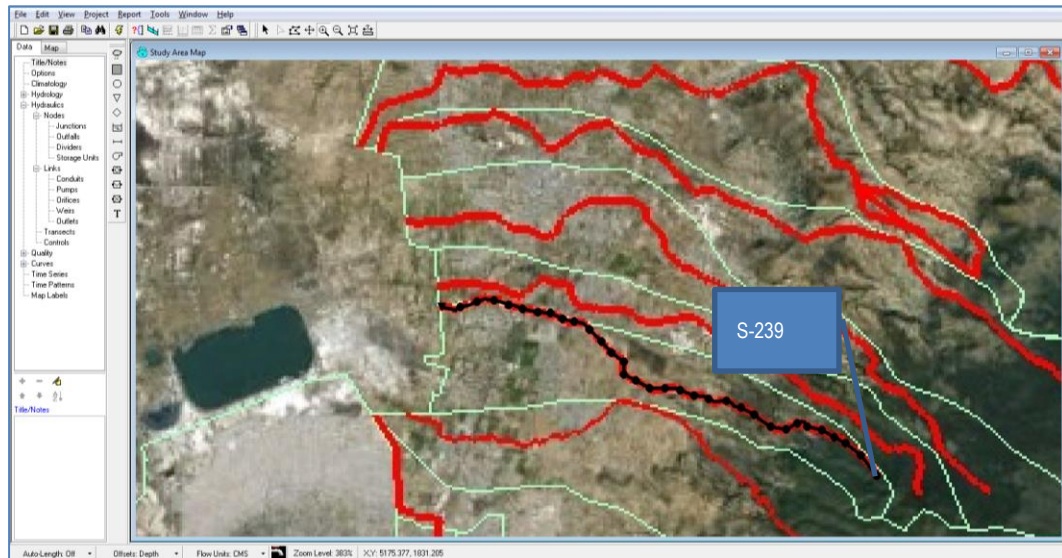


Figura 3.11 Trazo y carga de hidrogramas en SWMM. Subcuenca del río San Bernardino.

El tránsito de la avenida en el río San Bernardino, bajo las consideraciones del funcionamiento hidráulico, presenta los siguientes resultados:

- El gasto pico de salida de $17.3 \text{ m}^3/\text{s}$ es similar al gasto pico de entrada de $17.4 \text{ m}^3/\text{s}$, a las 5:15 hrs de inicio del escurrimiento, con una sección transversal rectangular de $2.0 \times 4.0 \text{ m}$.
- El hidrograma de salida está desfasado por 0:30, con respecto al hidrograma de entrada, ver figura 3.12.

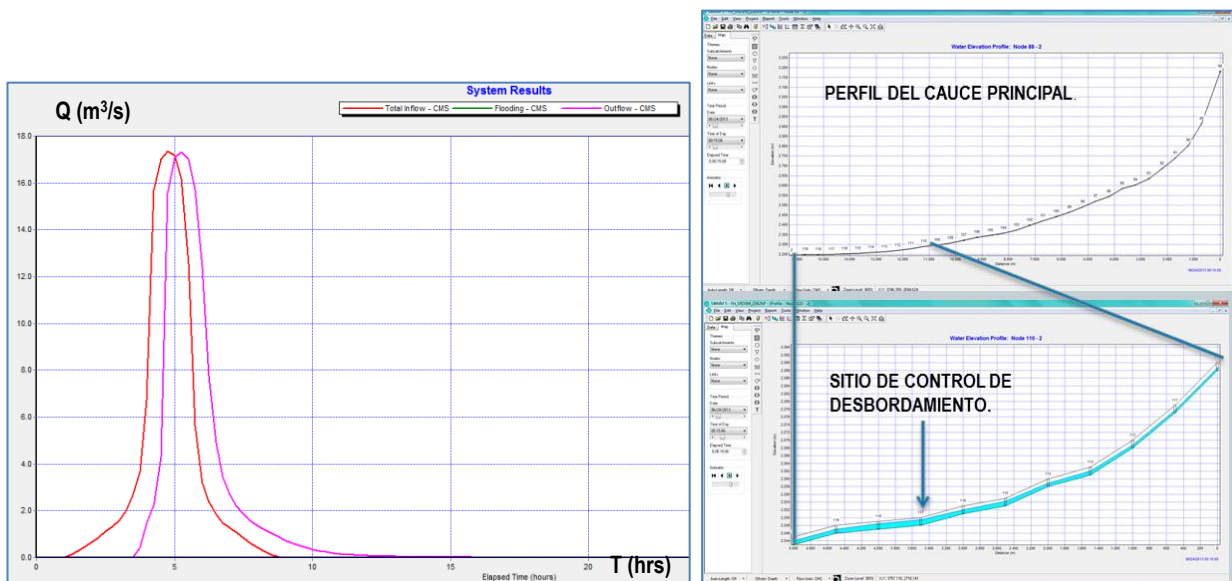


Figura 3.12 Hidrogramas del sistema y perfil hidráulico del río San Bernardino.

3.5.4 Río Chapingo (S-240).

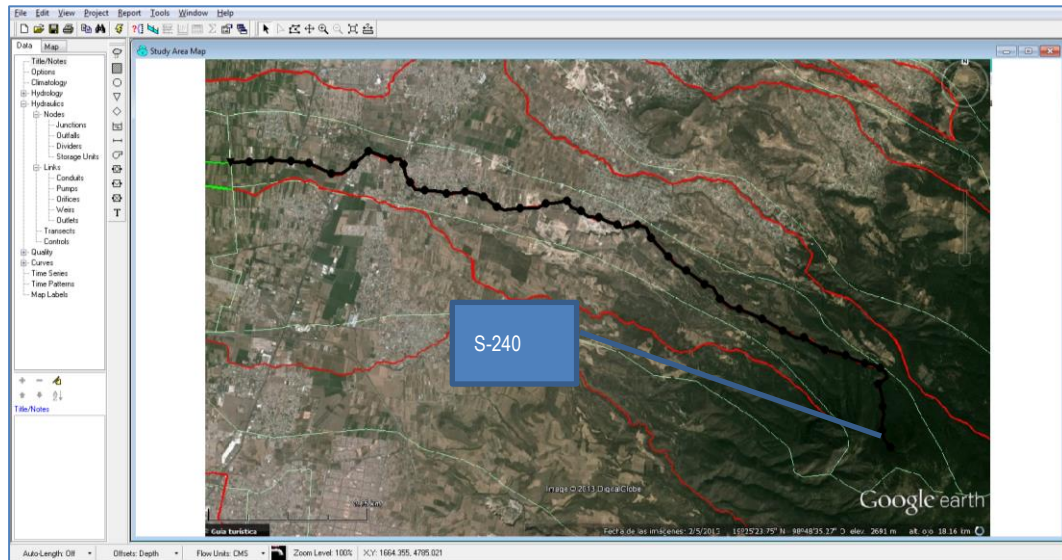


Figura 3.13 Trazo y carga de hidrogramas en SWMM. Subcuenca del río Chapingo.

El tránsito de la avenida en el río Chapingo, bajo las consideraciones del funcionamiento hidráulico, presenta los siguientes resultados:

- El gasto pico de salida de $12.3 \text{ m}^3/\text{s}$ es similar al gasto pico de entrada de $12.4 \text{ m}^3/\text{s}$, a las 5:30 hrs de inicio del escurrimiento, con una sección transversal rectangular de $2.0 \times 4.0 \text{ m}$.
- El hidrograma de salida está desfasado por 0:30, con respecto al hidrograma de entrada, ver figura 3.14.

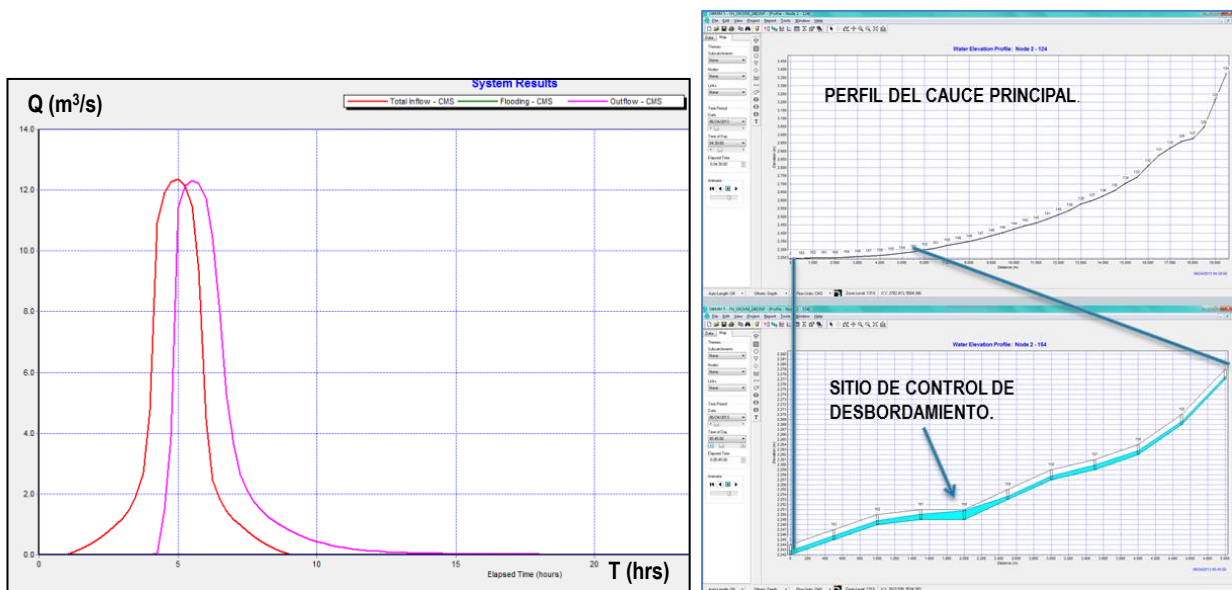


Figura 3.14 Hidrogramas del sistema y perfil hidráulico del río Chapingo.

3.5.5 Río Texcoco (S-241).

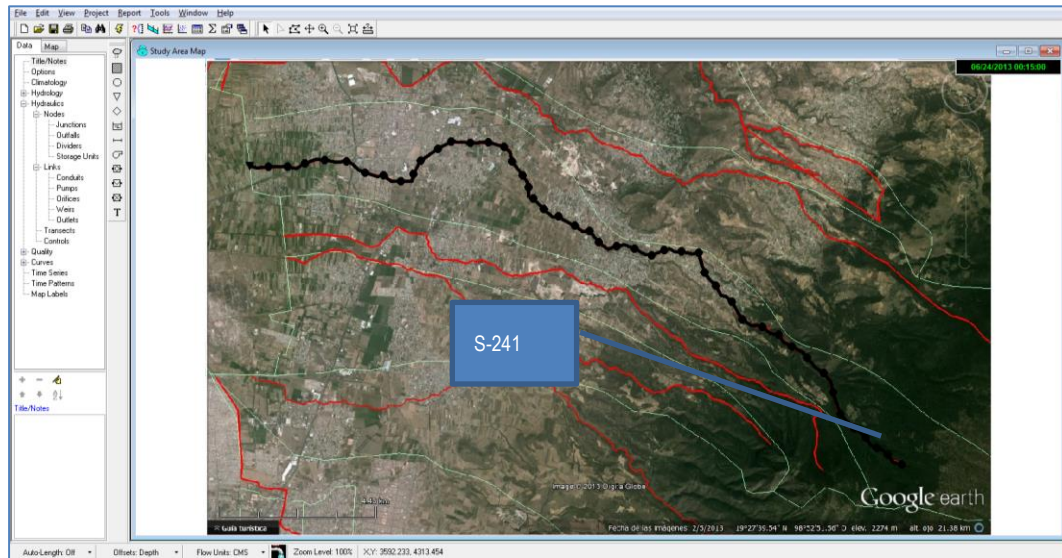


Figura 3.15 Trazo y carga de hidrogramas en SWMM. Subcuenca del río Texcoco.

El tránsito de la avenida en el río Texcoco, bajo las consideraciones del funcionamiento hidráulico, presenta los siguientes resultados:

- El gasto pico de salida de $29.8 \text{ m}^3/\text{s}$ es similar al gasto pico de entrada de $29.9 \text{ m}^3/\text{s}$, a las 5:45 hrs de inicio del escurrimiento, con una sección transversal rectangular de $2.5 * 5.5 \text{ m}$.
- El hidrograma de salida está desfasado por 0:30, con respecto al hidrograma de entrada, ver figura 3.16.

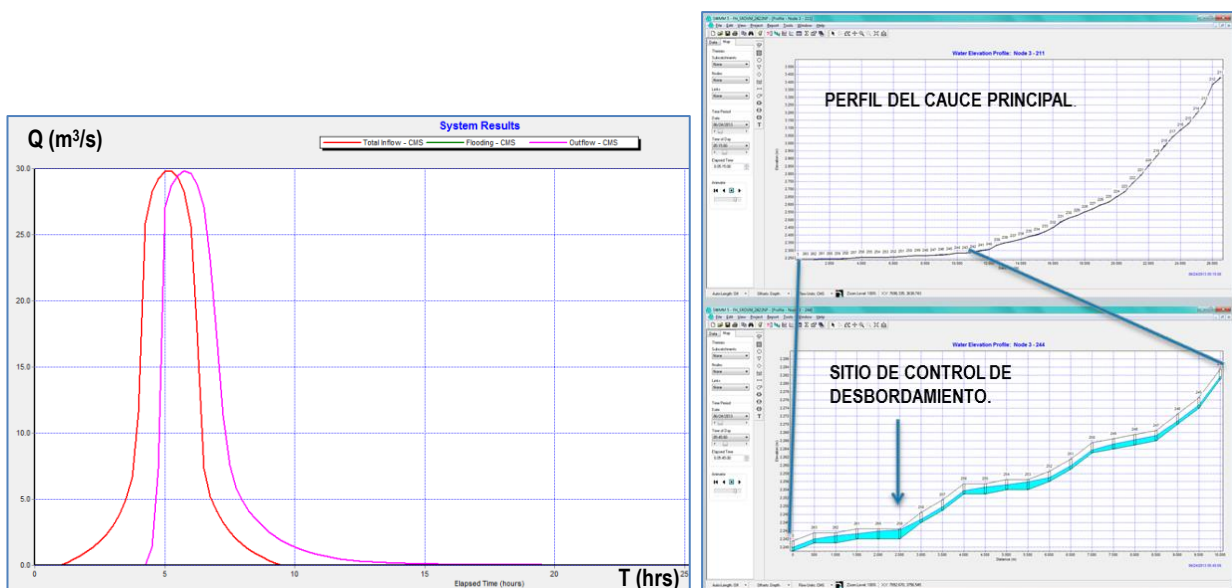


Figura 3.16 Hidrogramas del sistema y perfil hidráulico del río Texcoco.

3.5.6 Río Xalapango (S-242).

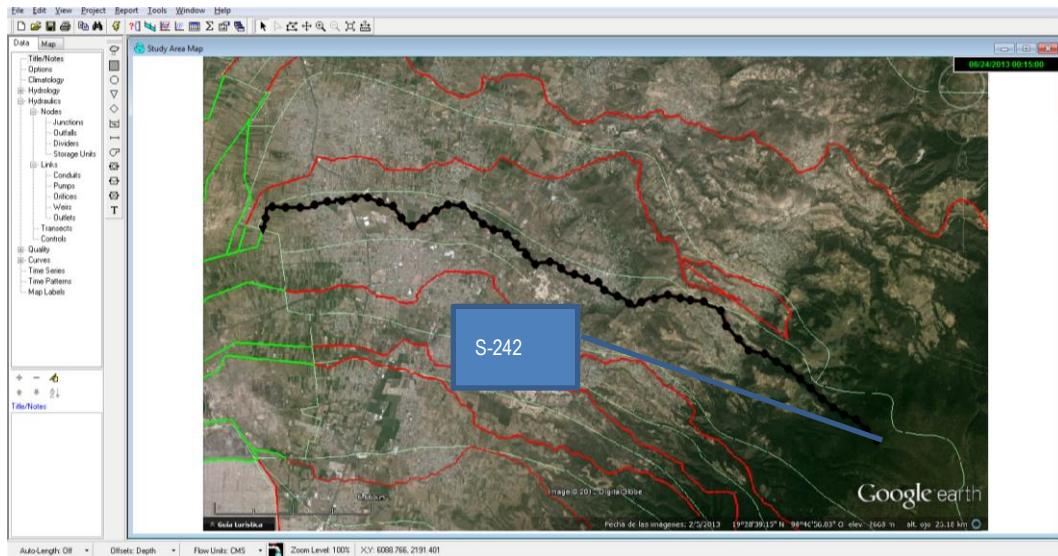


Figura 3.17 Trazo y carga de hidrogramas en SWMM. Subcuenca del río Xalapango.

El tránsito de la avenida en el río Xalapango, bajo las consideraciones del funcionamiento hidráulico, presenta los siguientes resultados:

- El gasto pico de salida de $20.1 \text{ m}^3/\text{s}$ es similar al gasto pico de entrada de $20.2 \text{ m}^3/\text{s}$, a las 6:15 hrs de inicio del escurrimiento, con una sección transversal rectangular de $2.5 * 5.5 \text{ m}$.
- El hidrograma de salida está desfasado por 1:00, con respecto al hidrograma de entrada, ver figura

3.18.

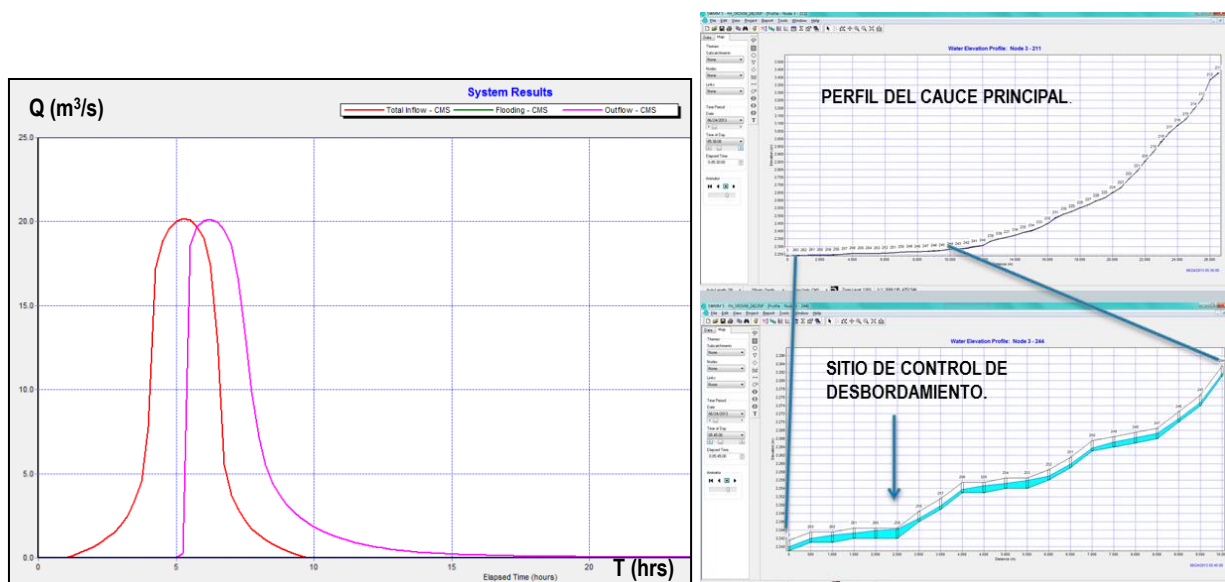


Figura 3.18 Hidrogramas del sistema y perfil hidráulico del río Xalapango.

3.5.7 Río Coxcacocac (S-243).

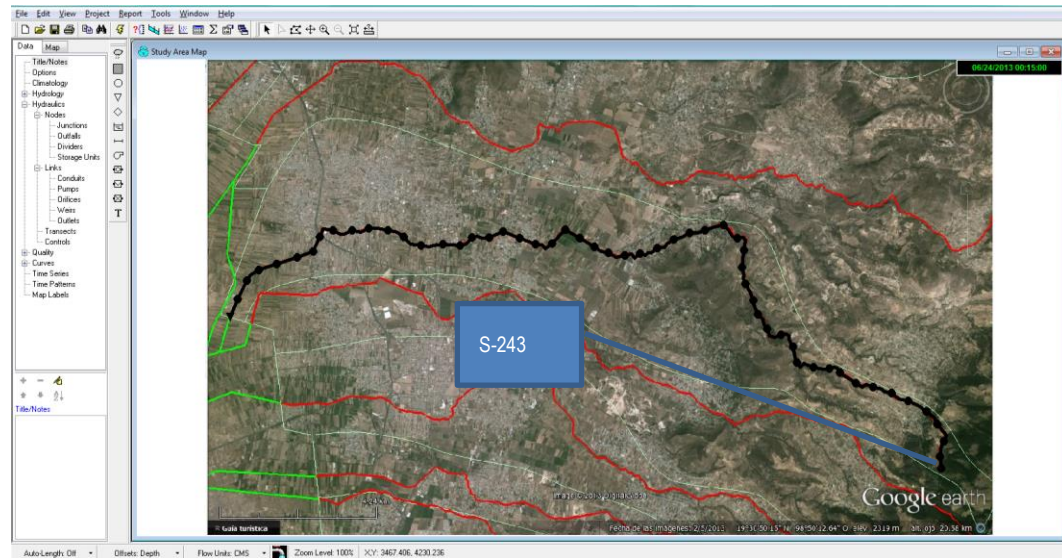


Figura 3.19 Trazo y carga de hidrogramas en SWMM. Subcuenca del río Coxcacocac.

El tránsito de la avenida en el río Coxcacocac, bajo las consideraciones del funcionamiento hidráulico, presenta los siguientes resultados:

- El gasto pico de salida de $40.9 \text{ m}^3/\text{s}$ es similar al gasto pico de entrada de $40.9 \text{ m}^3/\text{s}$, a las 6:30 hrs de inicio del escurrimiento, con una sección transversal rectangular de $2.0 \times 5.5 \text{ m}$.
- El hidrograma de salida está desfasado por 1:00, con respecto al hidrograma de entrada, ver figura 3.20.

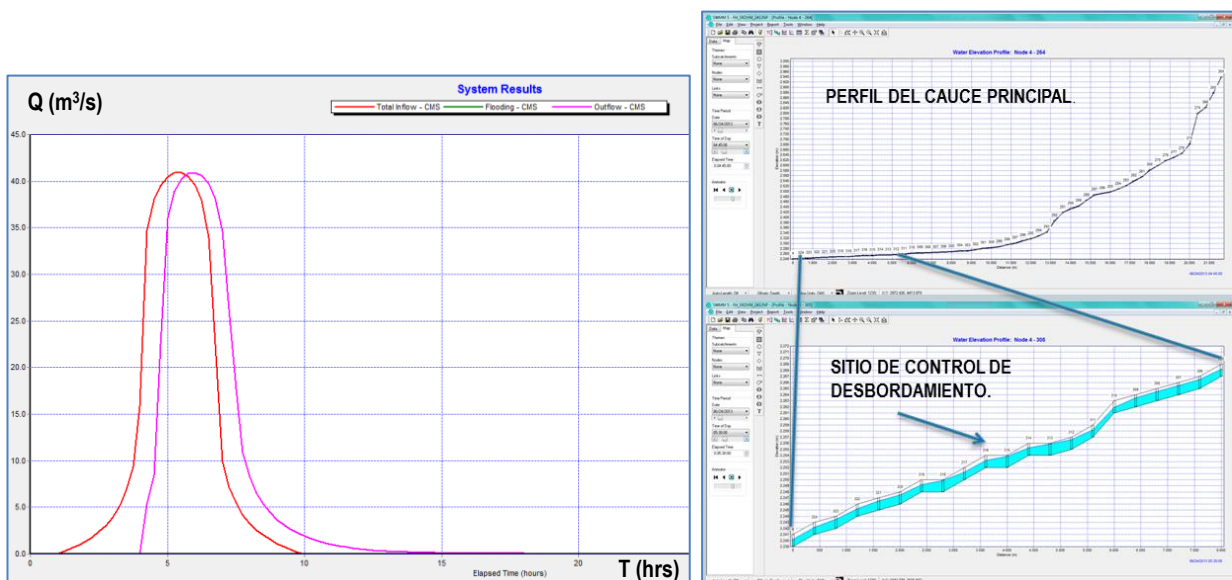


Figura 3.20 Hidrogramas del sistema y perfil hidráulico del río Coxcacocac.

3.5.8 Río Papalotla (S-244).

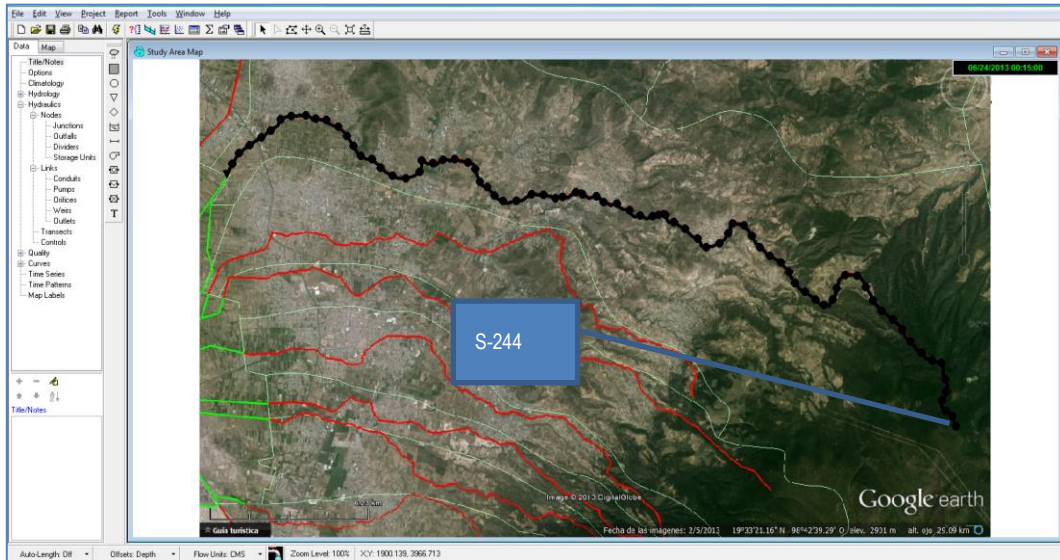


Figura 3.21 Trazo y carga de hidrogramas en SWMM. Subcuenca del río Papalotla.

El tránsito de la avenida en el río Papalotla, bajo las consideraciones del funcionamiento hidráulico, presenta los siguientes resultados:

- El gasto pico de salida de $51.5 \text{ m}^3/\text{s}$ es inferior al gasto pico de entrada de $51.5 \text{ m}^3/\text{s}$, a las 7:15 hrs de inicio del escurrimiento, con una sección transversal rectangular de $2.5 \times 10.0 \text{ m}$.
- El hidrograma de salida está desfasado por 1:15, con respecto al hidrograma de entrada, ver figura 3.22.

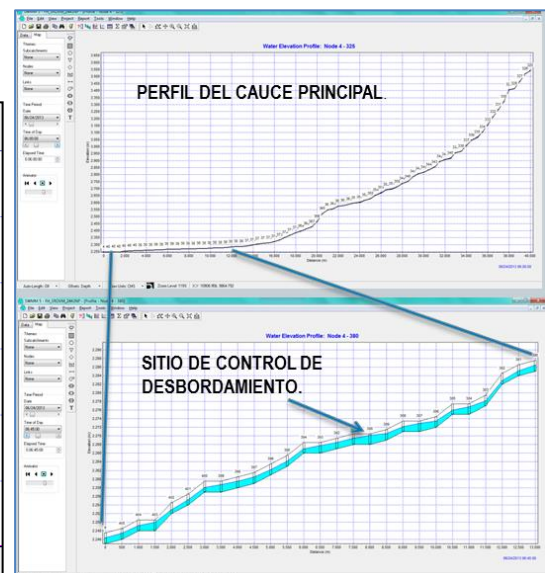
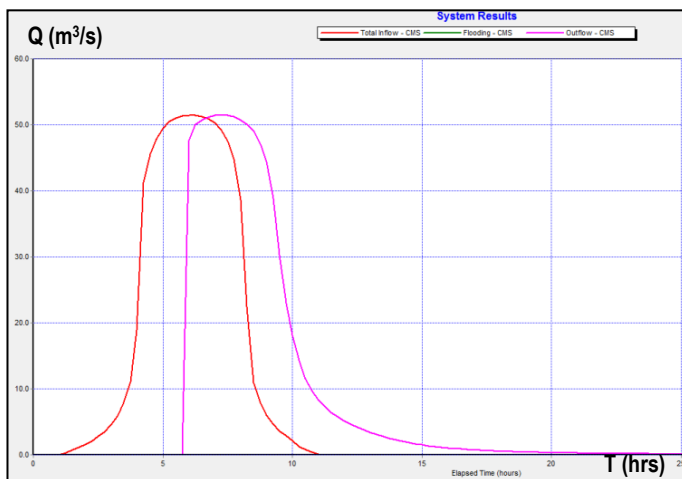


Figura 3.22 Hidrogramas del sistema y perfil hidráulico del río Papalotla.

3.5.9 Río San Juan Teotihuacán (S-246, 247, 248, 249, 250).

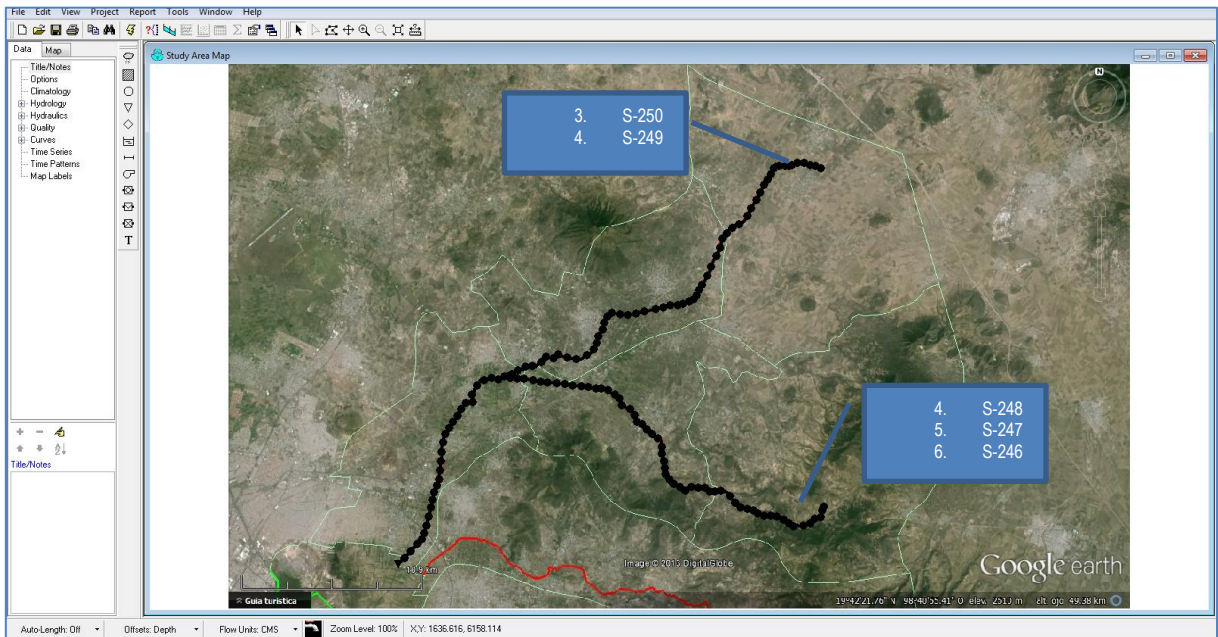


Figura 3.4 Trazo y carga de hidrogramas en SWMM. Subcuenca del río San Juan Teotihuacán.

El tránsito de la avenida en el río San Juan Teotihuacán, bajo las consideraciones del funcionamiento hidráulico, presenta los siguientes resultados:

- El gasto pico de salida de $167.2 \text{ m}^3/\text{s}$ es inferior al gasto pico de entrada de $187.1 \text{ m}^3/\text{s}$, a las 7:00 hrs de inicio del escurrimiento, con una sección transversal rectangular de $3.0 \times 25.0 \text{ m}$.
- El hidrograma de salida está desfasado por 2:00, con respecto al hidrograma de entrada, ver figura 3.6. Se observa que, el tránsito por el cauce principal regula considerablemente la avenida aproximadamente por $20 \text{ m}^3/\text{s}$, en el que la rama descendente del hidrograma se alarga considerablemente por el desfase de tiempo entre el hidrograma de salida con el de entrada.

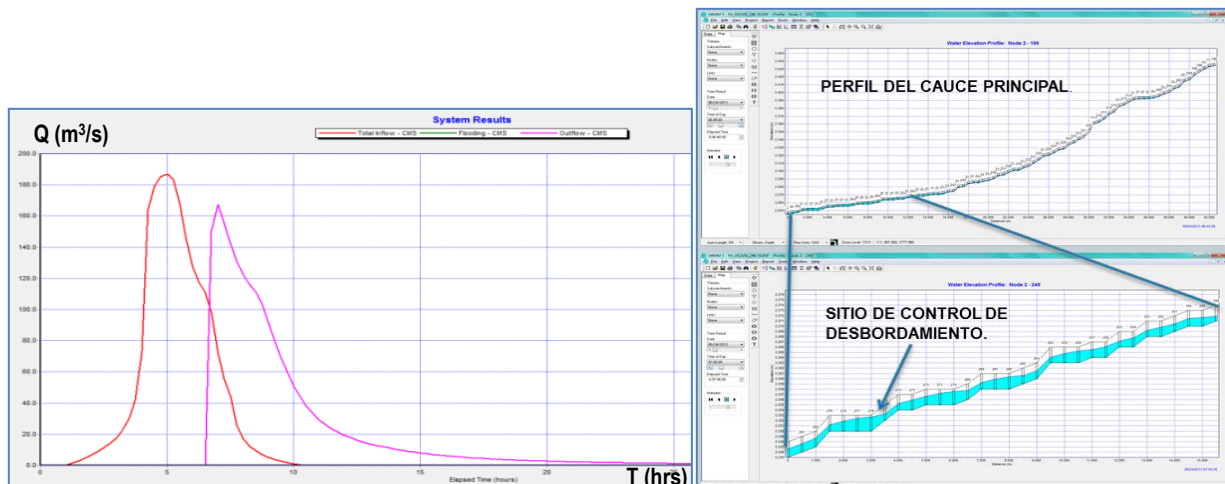


Figura 3.5 Hidrogramas del sistema y perfil hidráulico del río San Juan Teotihuacán.

3. HIDRÁULICA DE LOS RÍOS DEL ORIENTE.

En resumen, en la tabla 3.1, se tienen datos de interés de los resultados del funcionamiento hidráulico de los cauces principales de las subcuencas de los ROVM.

Subcuencas	Cauce principal	Sección rectangular (altura * base)	Gasto pico de salida (m ³ /s)	Gasto pico de entrada (m ³ /s)	Tiempo pico de salida (hr:min)	Tiempo pico de entrada (hr:min)	Diferencia de tiempo sal. y ent. (hr:min)
235-237 y 238	Coatepec	2.5*16.0	54.94	55.2	5:45	5:00	0:45
236	Santa Mónica	2.0*3.5	19.5	19.5	5:45	5:15	0:30
239	San Bernardino	2.0*4.0	17.3	17.4	5:15	4:45	0:30
240	Chapingo	2.0*4.0	12.3	12.4	5:30	5:00	0:30
241	Texcoco	2.5*5.5	29.8	29.9	5:45	5:15	0:30
242	Xalapango	2.5*5.5	20.1	20.2	6:15	5:15	1:00
243	Coxcacocac	2.0*5.5	40.9	40.9	6:30	5:30	1:00
244	Papalotla	2.5*10.0	51.5	51.5	7:15	6:00	1:15
246-250	San Juan Teotihuacán.	3.0*25.0	167.2	187.1	7:00	5:00	2:00

Tabla 3.1 Gastos y tiempos del funcionamiento hidráulico para los ROVM.

Del tránsito de la avenida por el cauce principal de cada subcuenca, se tienen los siguientes comentarios:

- El tiempo de respuesta del tránsito de la avenida en la subcuenca es corto y rápido, al comenzar su descarga en un promedio de 30 min se presenta el gasto pico, por las condiciones de pendiente y geometría del canal, aunado al flujo supercrítico del cauce principal.
- Debido a la pendiente fuerte del cauce y pendiente suave en la parte baja de la cuenca, se presentan los desbordes, justo en ésta zona se controlan los desbordamientos, modificando la sección transversal y rectificando la pendiente del fondo del canal.
- El tránsito de avenidas por los cauces principales regula la avenida, en algunos casos, al disminuir el gasto pico en la salida, como en el río San Juan Teotihuacán, de 187 m³/s a 167.2 m³/s, lo cual se debe a la pendiente del terreno natural y sección transversal en la parte alta y media de la cuenca, ya que no tiene gran desnivel topográfico como en las subcuencas anteriores.

4. TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LAGO DE TEXCOCO.

Se analizó la disponibilidad de áreas en el lago de Texcoco, para regular totalmente las avenidas de las subcuencas de los ríos del oriente y controlar los escurrimientos al Dren General del Valle del sistema de drenaje de la Zona Metropolitana del Valle de México.

4.1 HIDROGRAMAS DE ENTRADA AL LAGO.

Este análisis hidráulico, corresponde a un tránsito de avenidas, en el que los hidrogramas de entrada al lago de Texcoco, corresponden a los hidrogramas de salida de los ROVM, para 24 horas en las condiciones propuestas (capítulo anterior) ver figura 4.1, que confluyen en la zona del lago de Texcoco (Subcuenca 245) en donde se ingresara el respectivo hidrograma considerando que escurre al centro o fondo del lago de Texcoco, de forma simultanea que se consideró en el factor de ajuste por área total.

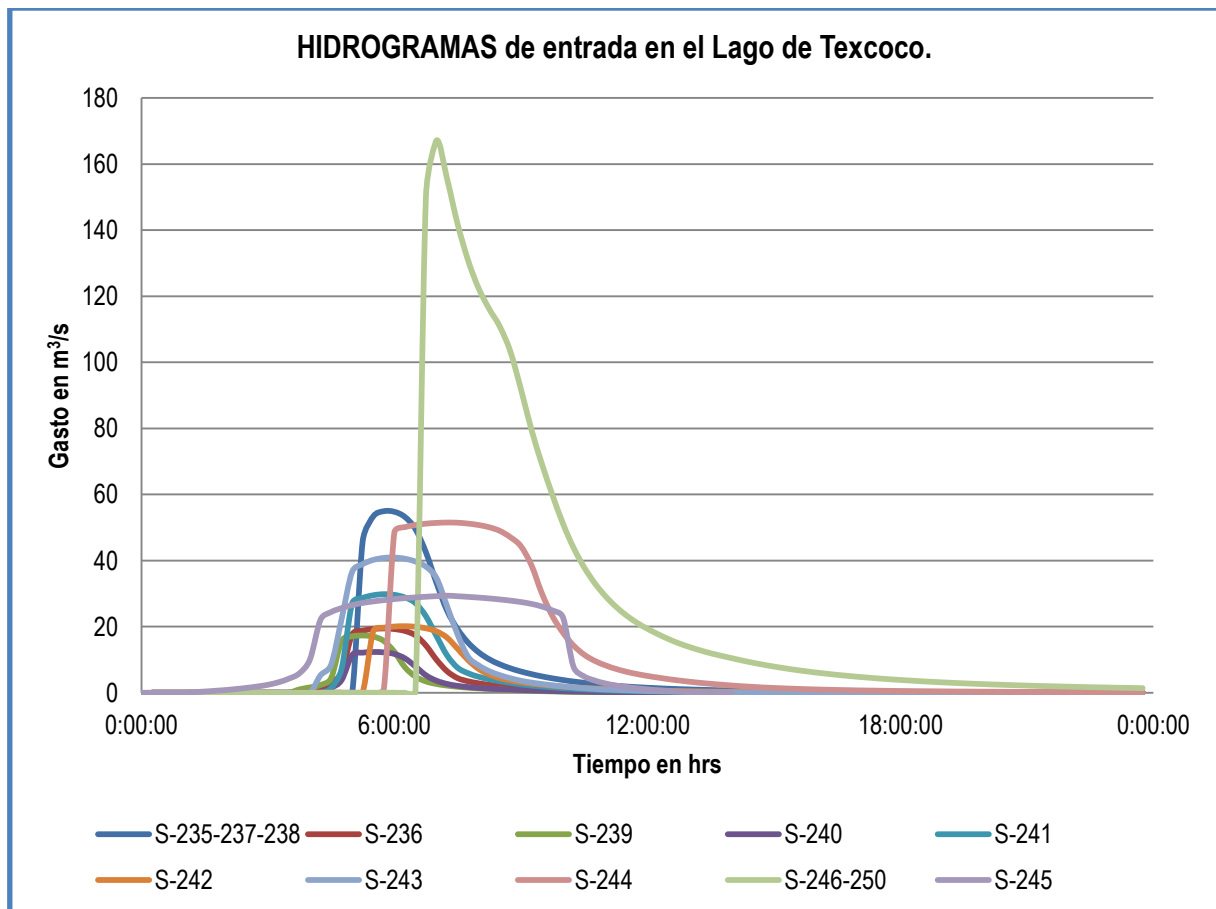


Figura 4.1 Hidrogramas de entrada al lago de Texcoco.

4. TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LAGO DE TEXCOCO

Entonces, considerando la simultaneidad de eventos durante 24 horas y con la particularidad de que el hidrograma de la subcuenca 245, no está desfasado debido al tránsito de la avenida en su cuenca de aportación (Lago de Texcoco), se tiene un hidrograma con gasto pico de **376.7 m³/s** y volumen de escurrimiento total de **5.093 Mm³**, ver figura 4.2, para regular en uno o varios sitios propuestos dentro del lago de Texcoco.

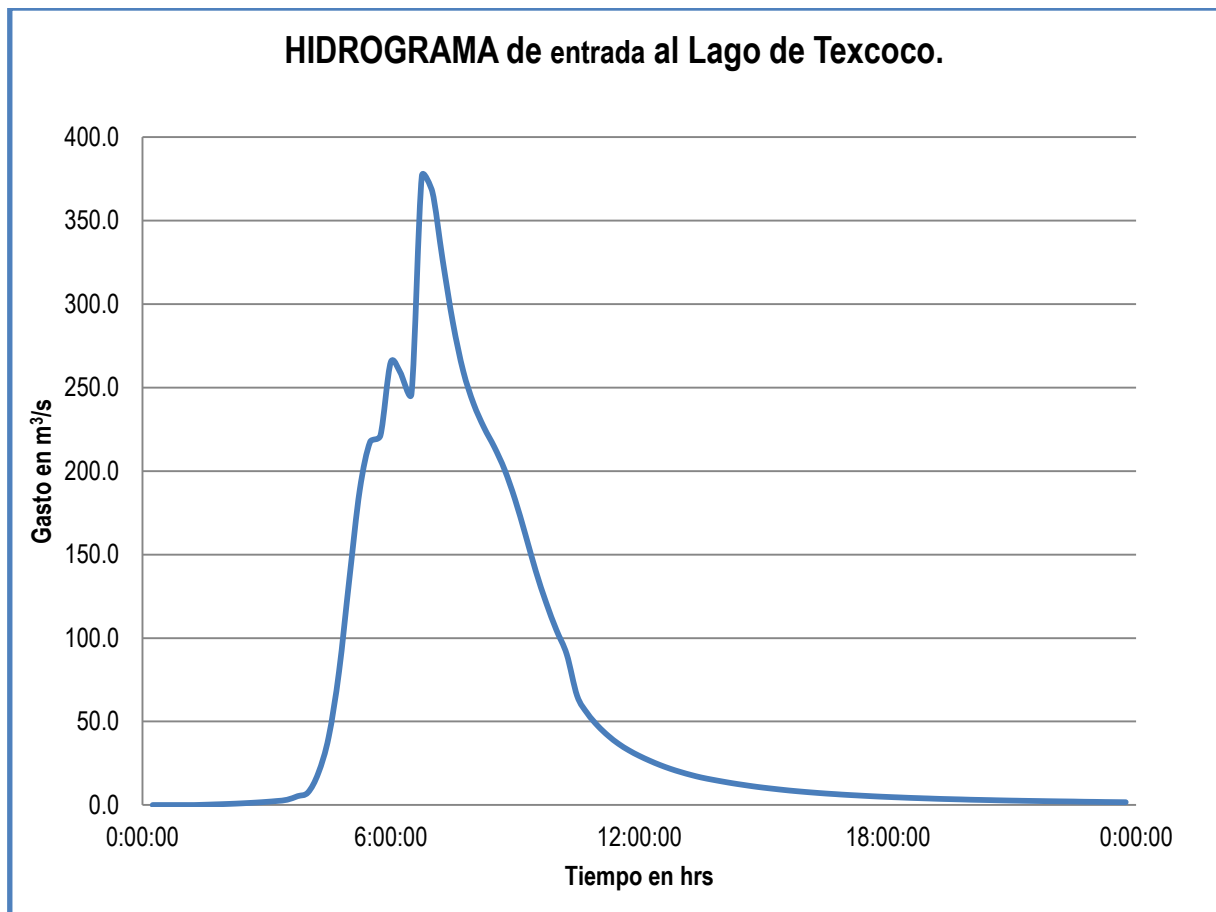


Figura 4.2 Hidrograma total de entrada al lago de Texcoco.

Ahora el objeto es regular un volumen de 5.093 Mm³, en uno o varios sitios propuestos, con un tránsito de avenidas determinando el área requerida para cada caso.

4. TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LAGO DE TEXCOCO

4.2 CONSIDERACIONES DEL TRÁNSITO DE AVENIDAS.

Para el tránsito de avenidas se continuó con el modelo matemático SWMM, considerando:

- Regular la avenida en su totalidad, sin desbordamientos en los cauces de llegada, a lo cual en algunos casos se modificó la sección transversal de los ROVM.
- Los bordos del vaso regulador, con una altura máxima de 2.5 m.
- Limitar el gasto máximo de salida de la laguna de regulación que descarga al Dren General del Valle.
- La sección transversal adecuada del canal de salida al DGV, con condición de frontera en descarga libre, que permita el libre flujo de las condiciones de descarga en el análisis.

4.3 TRÁNSITO DE AVENIDAS EN UN SITIO DE REGULACIÓN.

Se calculó para diferentes tirantes el área mínima requerida en función del volumen a regular de 5.093 Mm³, ver tabla 4.1, de los cuales se realizó el tránsito de avenidas para diferentes condiciones de descarga o vaciado de la laguna de regulación.

Vol total m³	5092798.4
Tirante	Área (km²)
1.5	3.40
2.0	2.55
2.5	2.04

Tabla 4.1 Análisis de tirante y área requerida sitio general.

El tránsito de avenidas se realizó conforme al siguiente procedimiento propuesto:

1. Se continúa con el trazo de los cauces principales en GE, dentro de la subcuenca 245, hasta definir un sitio de concentración.
2. Delimitar el sitio en estudio en GE, y con empleo de autocad, considerando el área requerida de la tabla 4.1
3. Trazar la geometría y cauces del lago en el sitio de estudio, en SWMM, proponiendo la geometría del canal de salida al DGV.

4. TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LAGO DE TEXCOCO

4. Dibujar el "Storage unit" y el "Outlet". Ver figura 4.3

El "Storage unit", laguna de regulación, en el sitio propuesto donde confluyen todos los cauces. En el modelo se ingresa la curva de tirantes y áreas (manteniendo el área constante hasta el tirante analizado) en "Reservorio – Tabular", el Max. Depth (altura de bordos) y la cota del fondo del reservorio.

El "Outlet", descarga del sistema, se dibuja entre la laguna de regulación y el nodo de salida al dren general del valle; en el modelo se asignan las siguientes propiedades nivel 0.0 (inlet offset), coincidente con el fondo del lago, aceptar (yes) la función que evite el flujo inverso (Flap gate), seleccionar en "Rating Curve", "Tabular Depth" e ingresar los datos de carga y gasto de salida, en el que se considera el gasto límite de descarga para cualquier carga hidráulica.

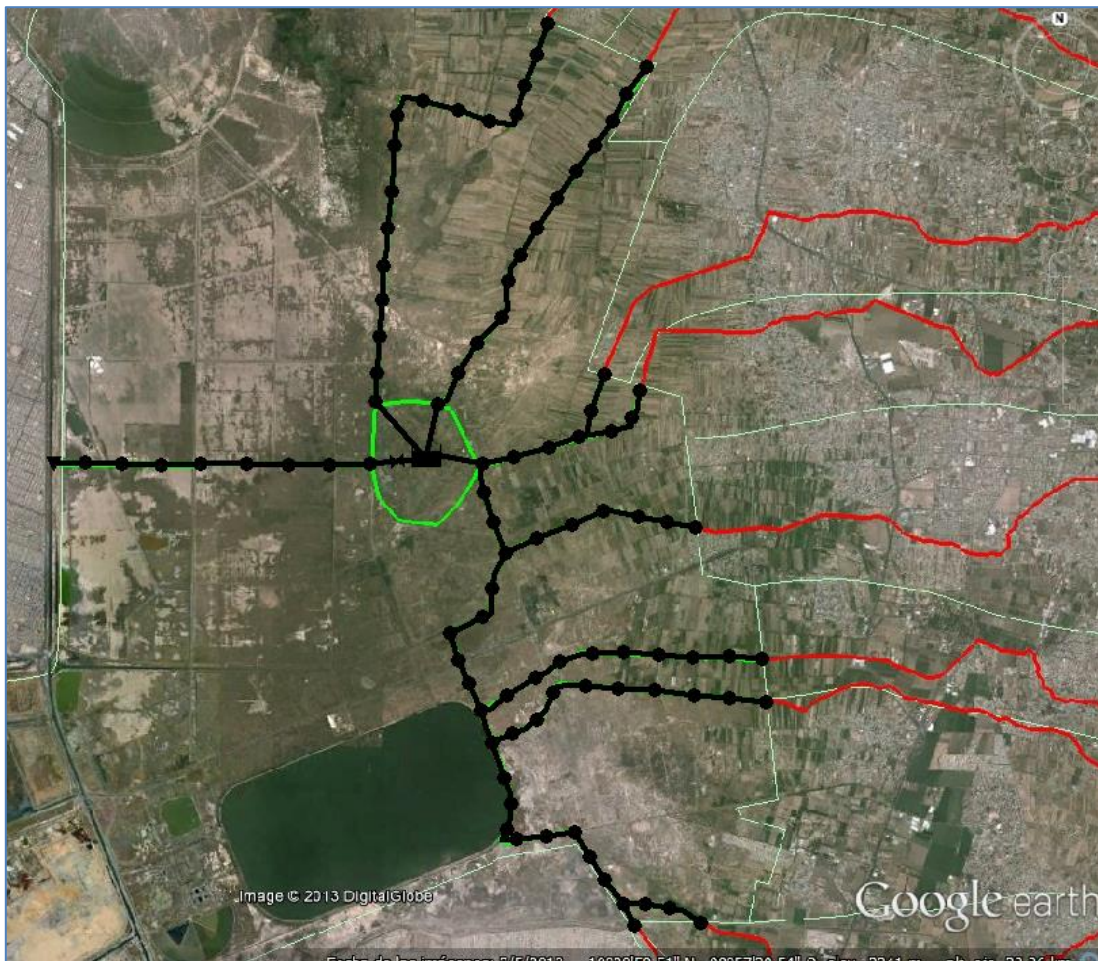


Figura 4.3 Geometría en el modelo, con un sitio de regulación.

4. TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LAGO DE TEXCOCO

5. Verificar tiempos de análisis, en el modelo, en este caso de 16 días, para observar los niveles de la laguna por la descarga.
6. Considerar las mismas propiedades y secciones transversales de los cauces principales y/o adecuar la sección transversal de los cauces con el objeto de evitar desbordes, en promedio los canales de las subcuencas 235 a 243, se sobreelevó 0.50 m.
7. Realizar el funcionamiento hidráulico, revisando los resultados del sistema, de entradas, desbordes, salidas y tirante en el reservorio. Por ejemplo, para una descarga nula, ver figura 4.4

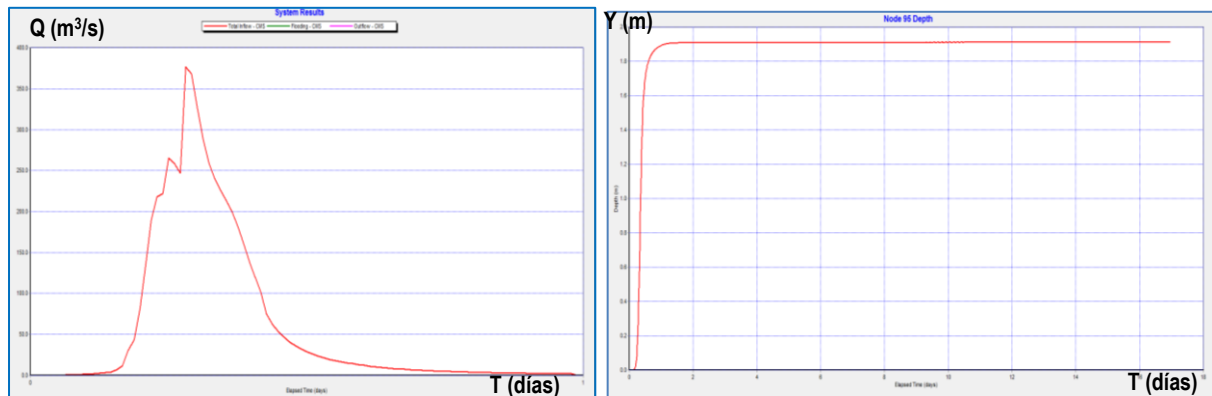


Figura 4.4 hidrograma total del sistema y limnigrama en la laguna, descarga nula.

8. Revisar la sección y funcionamiento del canal de salida al dren general del Valle, en descarga libre, ver figura 4.5, y el hidrograma de salida, que por condiciones de entrada es constante hasta su descarga.

Con el procedimiento anterior se realizó el tránsito de avenidas para diferentes áreas requeridas y condiciones de descarga nula, 5.0 m³/s y 20.0 m³/s como máximo, mostrando en los resultados el nivel máximo de la laguna, tabla 4.2.

Tirante o altura de bordos (m)	Área requerida (km ²)	Gasto de descarga (m ³ /s)		
		0	5	20
		Tirante máximo en la laguna (m)		
1.5	3.40	1.46	1.37	1.35
2.0	2.55	1.91	1.80	1.73
2.5	2.04	2.34	2.20	2.05

Tabla 4.2 Niveles máximos de la laguna para diferentes áreas y descargas sitio general.

Para las lagunas de regulación se proponen, como sección en planta con forma de pentágono, con apoyo de AutoCAD inscritos en un círculo con un radio determinado, aproximándose al área mínima requerida, para determinar la longitud de bordos a partir del perímetro del pentágono, ver tabla 4.3.

4. TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LAGO DE TEXCOCO

Tirante o altura de bordos (m)	Área requerida (km ²)	Pentágono regular		
		Radio (km)	Área (km ²)	Perímetro (km)
1.5	3.40	1.20	3.42	7.053
2.0	2.55	1.05	2.62	6.172
2.5	2.04	0.97	2.24	5.701

Figura 4.3 Longitud de bordos por pentágono para el área requerida.

Con lo que se tienen los siguientes comentarios.

- Para la condición de descarga nula, los tirantes en la laguna son menores a los considerados en las áreas requeridas, ya que el nivel del agua en la laguna, se mantiene en algunos canales que durante la entrada de flujo o descarga a el lago ver figura 4.5a, se nivela al disminuir el flujo, como en los del sur, los cuales almacenan una parte del volumen total ver figura 4.5b.

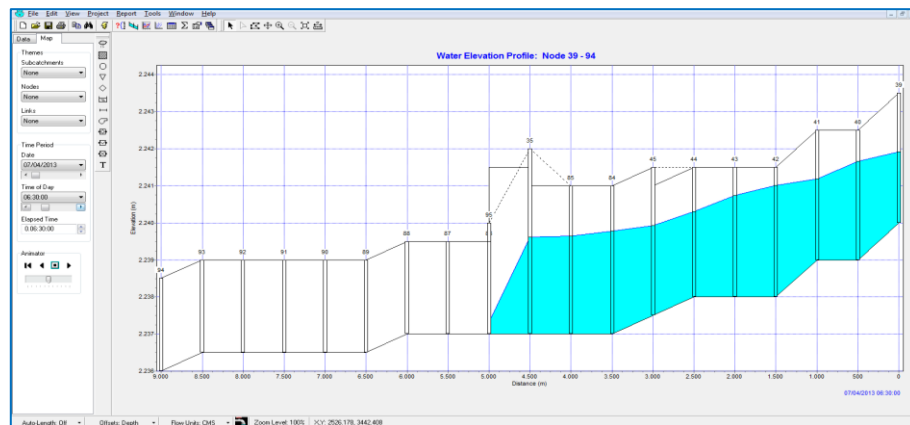


Figura 4.5a Perfil hidráulico máximo de descarga del río Texcoco al lago de Texcoco.

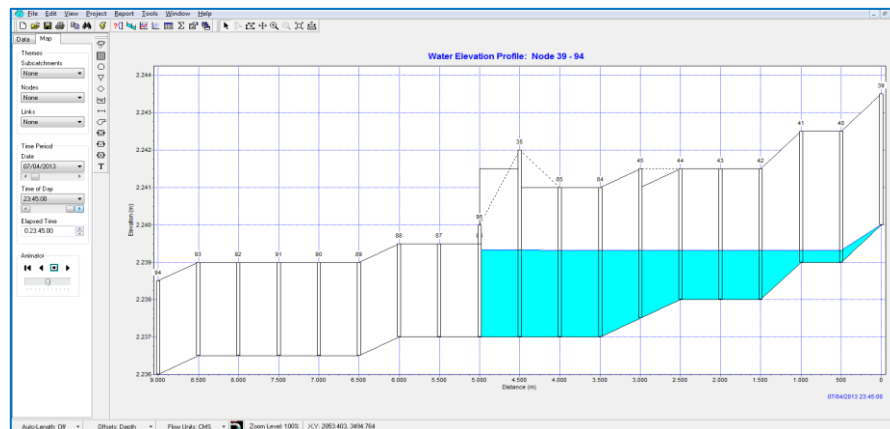


Figura 4.5 Perfil hidráulico de descarga y río Xalapango, al nivel de la laguna.

4. TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LAGO DE TEXCOCO

- Para la condición de descarga constante de $5 \text{ m}^3/\text{s}$, los niveles disminuyen aproximadamente 10 cm, con respecto al nivel con descarga nula y en el caso de la descarga constante de $20 \text{ m}^3/\text{s}$, se tienen 15 cm aproximadamente, con un tiempo de descarga mayor a 16 días ver figura 4.6.

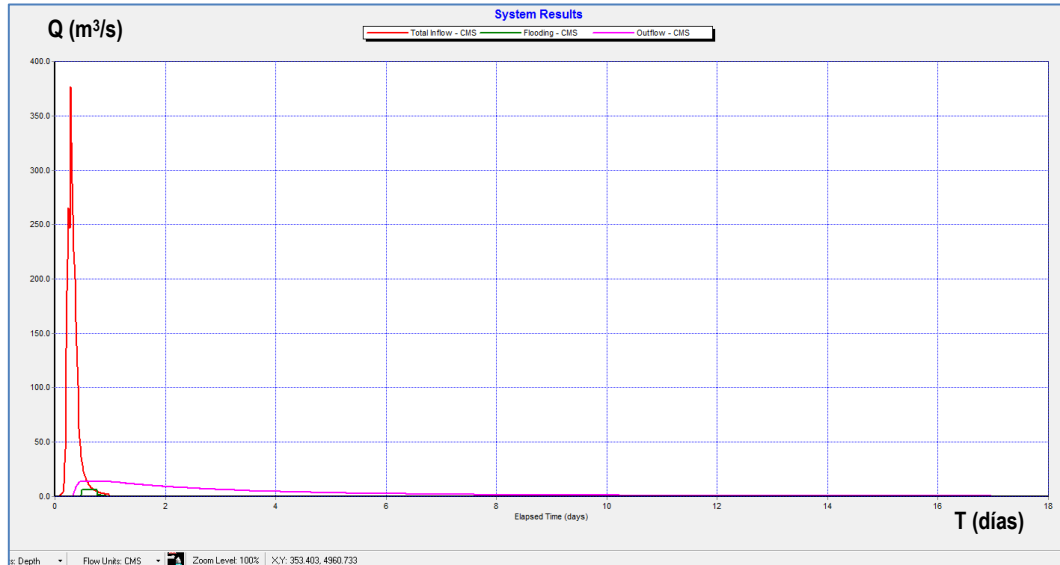


Figura 4.6 Hidrogramas de entrada, salida y desborde de la laguna de regulación.

- En la figura 4.6, se observa una derrama o desborde, debido al aumento de niveles del agua en los canales, debido a que el área de regulación disminuye y los tirantes en la laguna se incrementan, que sobreelevan los niveles hacia aguas arriba desde el ingreso de los canales a la laguna, para una descarga de $5 \text{ m}^3/\text{s}$, y el limnigrama en la figura 4.6a.

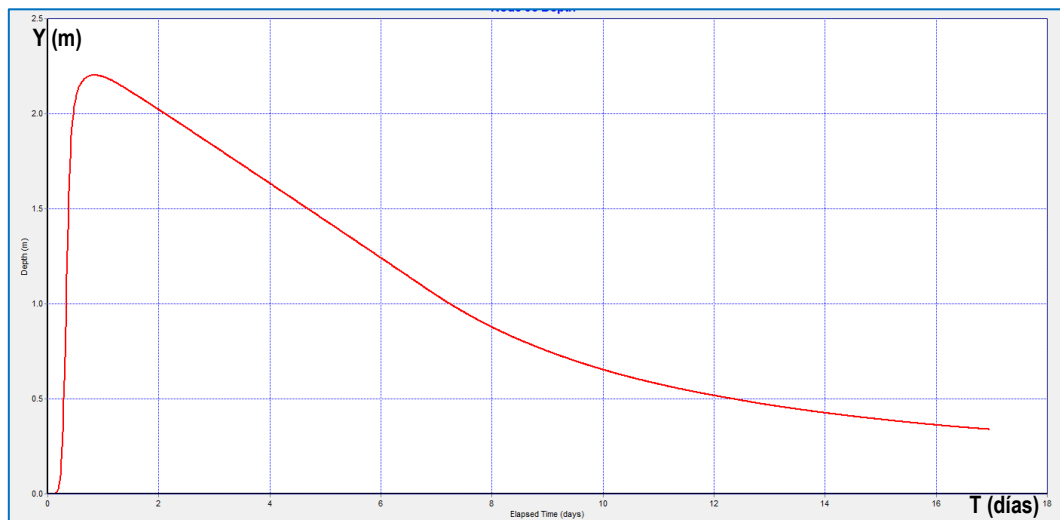


Figura 4.6a Limnigrama del sitio general para una descarga de $5 \text{ m}^3/\text{s}$.

4. TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LAGO DE TEXCOCO

- En cuanto a la longitud de bordos, de la tabla 4.3, se observa que la mínima de 5.7 km corresponde al área requerida con un tirante de 2.5 m, que como se observa en la figura 4.5, incrementa los niveles en los canales de llegada, algo que sucede ligeramente con el área para un tirante de 2.0, que tendría una longitud de bordos aproximada de 6.17 km, y en el caso del área requerida para un tirante de 1.5, se tendrían 7.043 km de bordos.

De lo anterior y con respecto a los tirantes analizados en el tránsito de avenidas y longitud de bordos, se recomienda el área de 3.04 km², con un tirante máximo de la laguna de regulación de 1.5 m y un bordo libre de 0.5 m, para seguridad y vida útil del lago por azolvamiento, se determina la altura de bordos de 2.0 m. Para efectos de conservación, se recomienda que el área requerida sea la mínima en el lago, ya que al tener mayor área se tendrá mayor capacidad de regulación ante un cambio de patrones de lluvia que incrementen el escurrimiento en las subcuencas, y de considerar el remanso producido por el nivel de la laguna en los canales de llegada.

En la siguiente figura 4.7, se muestra el lago general final con respecto al análisis anterior, con una descarga de 5.0 m³/s al DGV.

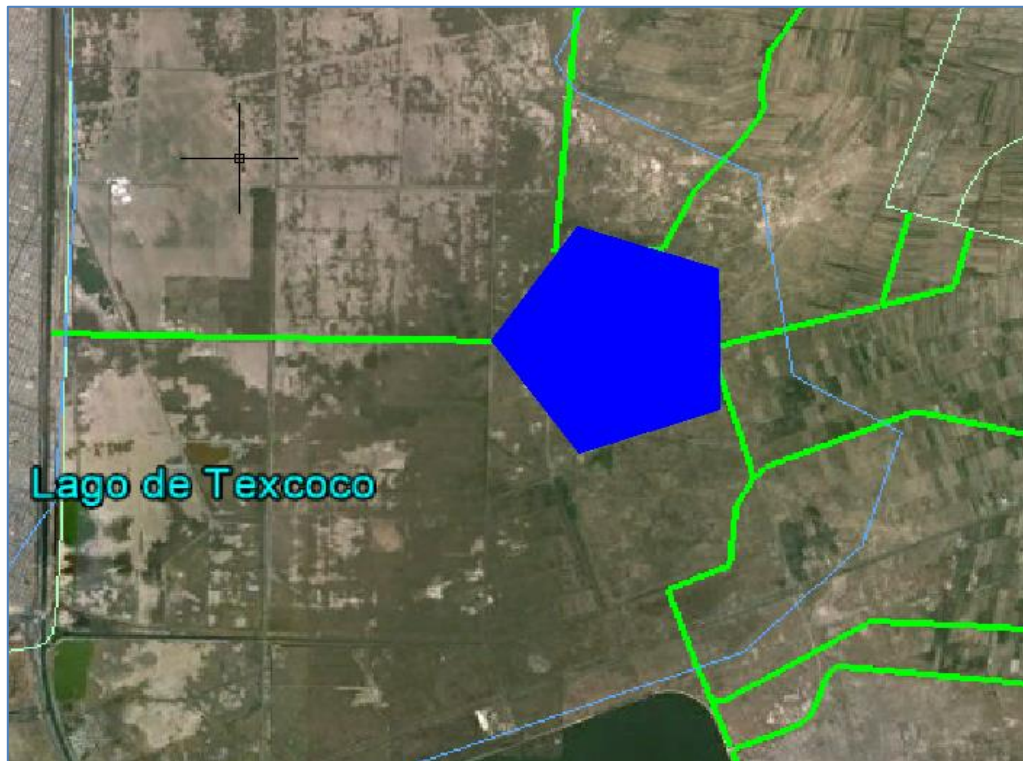


Figura 4.7 Vista en planta del lago general propuesto.

4. TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LAGO DE TEXCOCO

4.4 TRÁNSITO DE AVENIDAS EN VARIOS SITIOS DE REGULACIÓN.

Ahora se proponen diversos sitios de regulación de avenidas de los ROVM en el lago de Texcoco, ver figura 4.8; se observa la propuesta para tres sitios de regulación, considerando la influencia por distancia entre cauces principales, de la siguiente forma:

- En el sitio 01, ingresarán los ríos Papalotla (S-244) y San Juan Teotihuacán (S-246-250).
- En el sitio 02, los ríos Texcoco (S-241), Xalapango (S-242) y Coxcacocac (S-243).
- Y en el sitio 03, los ríos Coatepec (S-235,237,238), Santa Mónica (S-236), San Bernardino (S-239) y Chapingo (S-240).

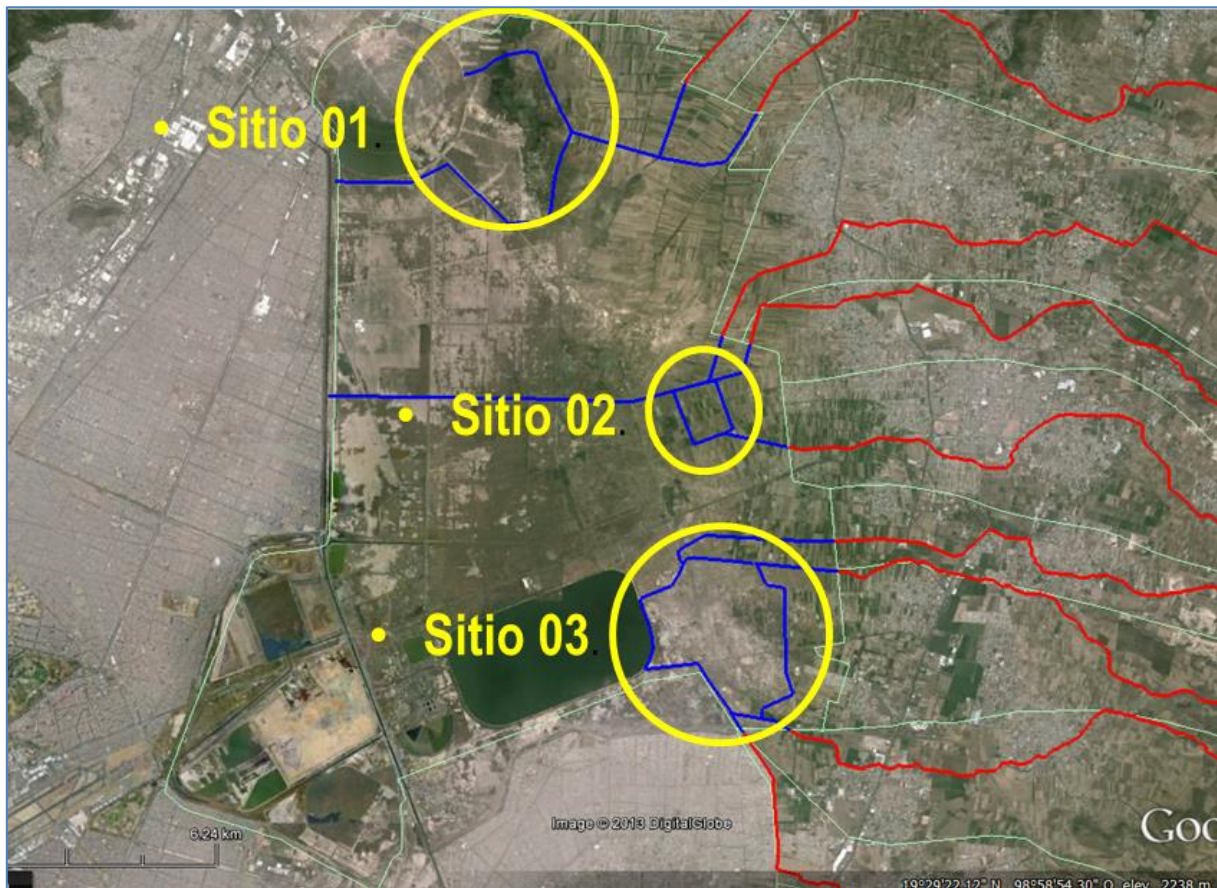


Figura 4.8 Sitios de regulación propuestos en lago de Texcoco.

4. TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LAGO DE TEXCOCO

Análisis del sitio 01.

De acuerdo a los ríos Papalotla y San Juan Teotihuacán, se tiene que regular un volumen de **3.421 Mm³**, por lo que se analiza el área requerida en función del tirante. Ver tabla 4.4

Vol total m³	3420981
Tirante (m)	Área (km²)
1.5	2.28
2.0	1.71
2.5	1.37

Tabla 4.4 Análisis de tirante y área requerida sitio 01.

Se realizó el tránsito de avenidas para las diferentes condiciones de descarga y tirante, en cada área requerida, ver tabla 4.5, mostrando uno de los resultados del sistema, figura 4.9.

Tirante o altura de bordos (m)	Área requerida (km ²)	Gasto de descarga (m ³ /s)		
		0	5	20
1.5	2.28	1.43	1.28	1.09
2.0	1.71	1.90	1.71	1.45
2.5	1.37	2.36	2.12	1.80

Tabla 4.5 Niveles máximos de la laguna para diferentes áreas y descargas sitio 01.

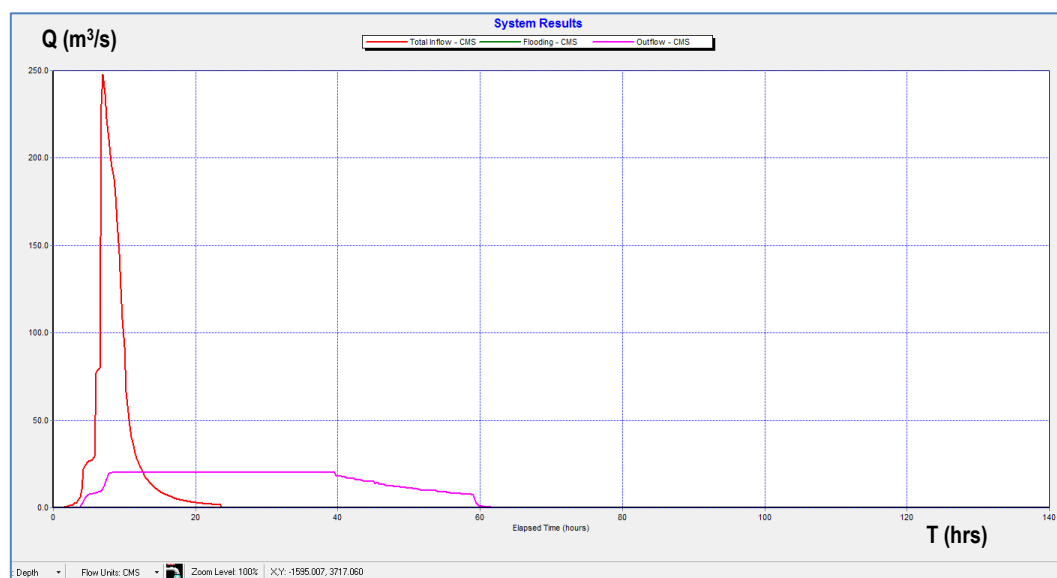


Figura 4.9 Hidrograma de entrada, salida y desborde del sitio 01, para un tirante de 2.5 y gasto de salida de 20 m³/s.

4. TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LAGO DE TEXCOCO

Se analizaron las dimensiones del pentágono requerido para cada tirante. Tabla 4.6

Tirante o altura de bordos (m)	Área requerida (km ²)	Pentágono regular		
		Radio (km)	Área (km ²)	Perímetro (km)
1.5	2.28	0.98	2.28	5.76
2.0	1.71	0.85	1.71	4.99
2.5	1.37	0.76	1.37	4.46

Tabla 4.6 Longitud de bordos por pentágono para el área requerida del sitio 01.

En este caso, el nivel del agua en la laguna, con las áreas requeridas, no influye en el nivel de los canales, ante una sobreelevación de los mismos, por lo que para seguridad de los bordos y laguna, propongo una altura de bordos, con 0.50 m de bordo libre, de 2.5 m, con un área requerida de 1.71 km², con una descarga máxima de 5 m³/s. ver figura 4.10 y limnigrama figura 4.10 a.



Figura 4.10 Vista de sitio 01 propuesto.

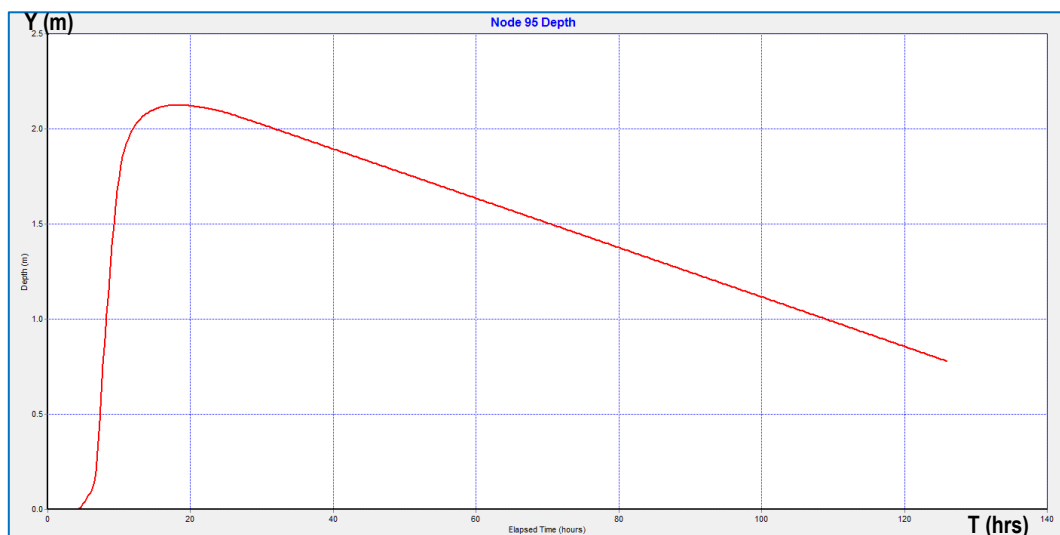


Figura 4.10a Limnigrama del sitio 01, descarga de 5 m³/s.

4. TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LAGO DE TEXCOCO

Análisis del sitio 02.

De acuerdo a los ríos Texcoco, Xalapango y Coxacoac, se tiene que regular un volumen de **0.924 Mm³**, por lo que se analiza el área requerida en función del tirante. Ver tabla 4.7

Vol total m ³	924597
Tirante (m)	Área (km ²)
1.5	0.62
2.0	0.46
2.5	0.37

Tabla 4.7 Análisis de tirante y área requerida sitio 02.

Se realizó el tránsito de avenidas para las diferentes condiciones de descarga y tirante, en cada área requerida, ver tabla 4.8, mostrando uno de los resultados del sistema, figura 4.11.

Tirante o altura de bordos (m)	Área requerida (km ²)	Gasto de descarga (m ³ /s)		
		0	5	20
1.5	0.62	1.48	1.29	1.22
2.0	0.46	1.97	1.72	1.56
2.5	0.37	2.40	2.12	1.81

Tabla 4.8 Niveles máximos de la laguna para diferentes áreas y descargas sitio 01.

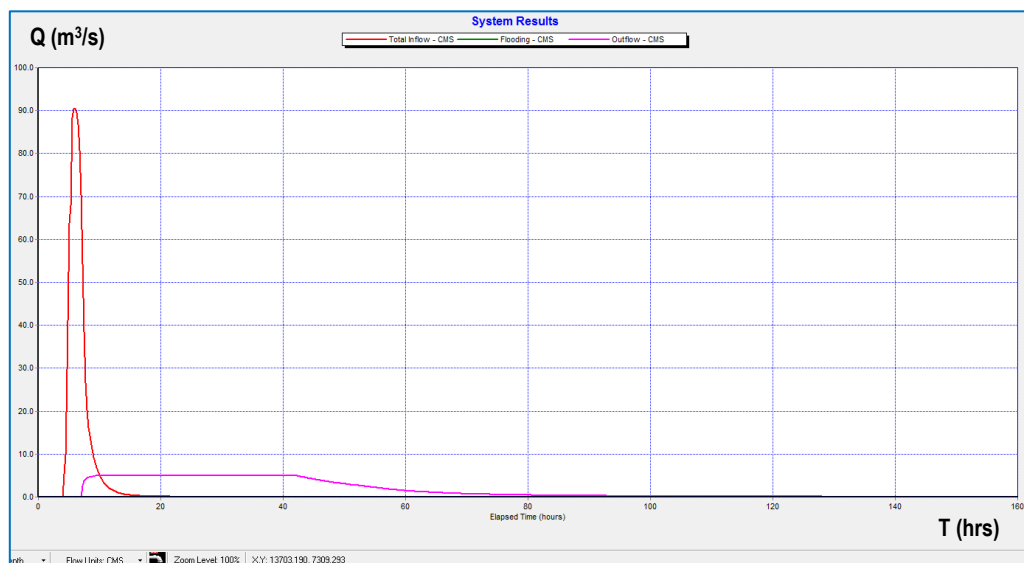


Figura 4.11 Hidrograma de entrada, salida y desborde del sitio 02, para un tirante de 2.5 y gasto de salida de 5.0 m³/s.

Ahora se proponen las dimensiones del pentágono, tabla 4.9

4. TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LAGO DE TEXCOCO

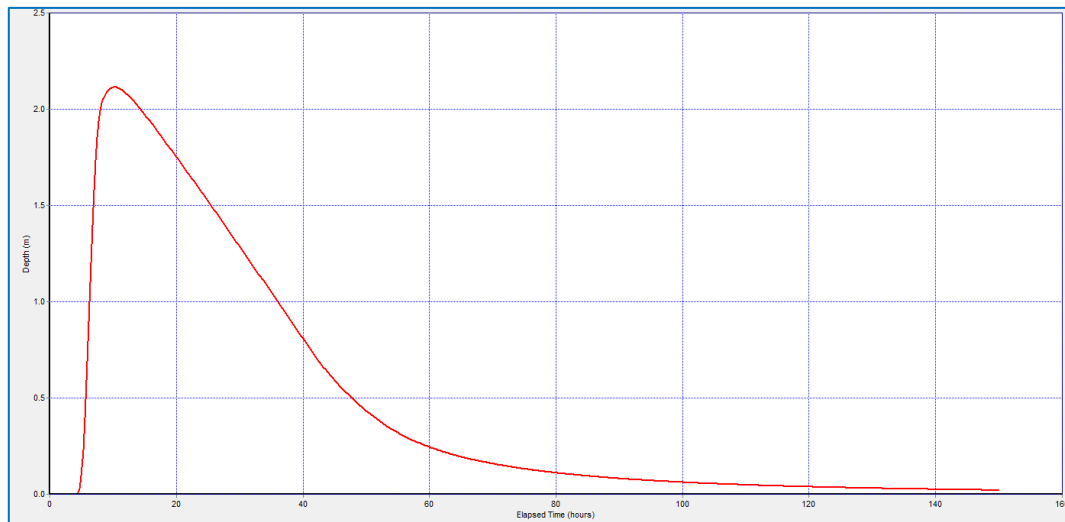
Tirante o altura de bordos (m)	Área requerida (km ²)	Pentágono regular		
		Radio (km)	Área (km ²)	Perímetro (km)
1.5	0.62	0.52	0.64	3.05
2.0	0.46	0.45	0.48	2.64
2.5	0.37	0.40	0.38	2.35

Tabla 4.9 Longitud de bordos por pentágono para el área requerida, sitio 02.

En este caso, el nivel del agua en la laguna, con las áreas requeridas, no influye en el nivel de los canales, ante una sobreelevación de los mismos, por lo que para seguridad de los bordos y laguna, propongo una altura de bordos, con 0.50 m de bordo libre, de 2.5 m, con un área requerida de 0.46 km², y una descarga máxima de 5 m³/s. ver figura 4.12 y limnigrama figura 4.12 a.



Figura 4.12 Vista de sitio 02 propuesto.

Figura 4.12a Limnigrama del sitio 02, descarga de 5 m³/s.

4. TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LAGO DE TEXCOCO

Análisis del sitio 03.

De acuerdo a los ríos Coatepec, Santa Mónica, San Bernardino y Chapingo, se tiene que regular un volumen **0.89 Mm³**, por lo que se analiza el área requerida en función del tirante. Ver tabla 4.10

Vol total m ³	892854
Tirante (m)	Área (km ²)
1.5	0.60
2.0	0.45
2.5	0.36

Tabla 4.10 Análisis de tirante y área requerida sitio 03.

Se realizó el tránsito de avenidas para las diferentes condiciones de descarga y tirante, en cada área requerida, ver tabla 4.11, mostrando los hidrogramas del sistema, figura 4.13.

Tirante o altura de bordos (m)	Área requerida (km ²)	Gasto de descarga (m ³ /s)		
		0	5	20
1.5	0.60	1.45	1.24	1.16
2.0	0.44	1.95	1.67	1.49
2.5	0.36	2.36	2.01	1.69

Tabla 4.11 Niveles máximos de la laguna para diferentes áreas y descargas sitio 03.

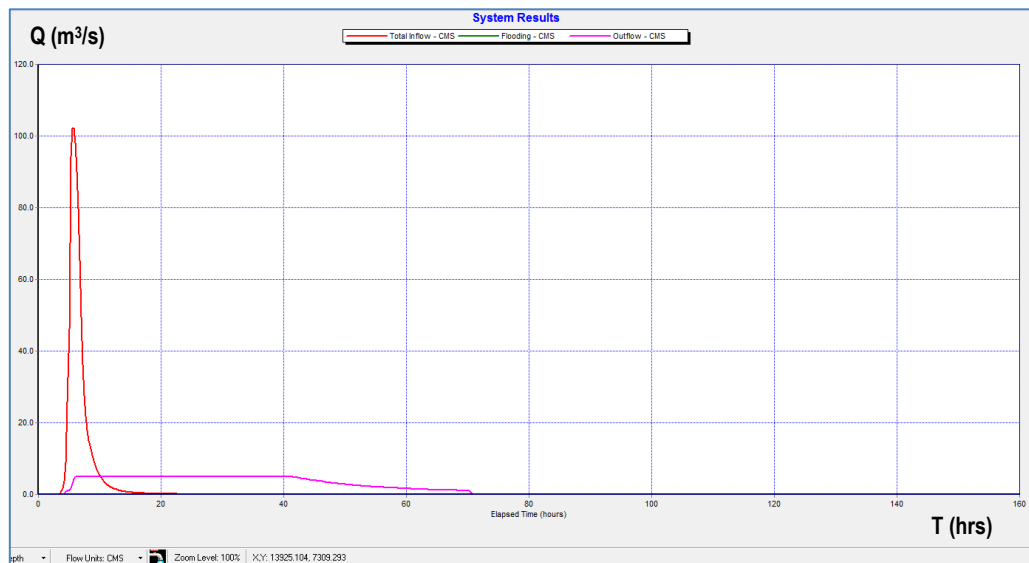


Figura 4.13 Hidrograma de entrada, salida y desborde del sitio 03, para un tirante de 2.5 y gasto de salida de 5.0 m³/s.

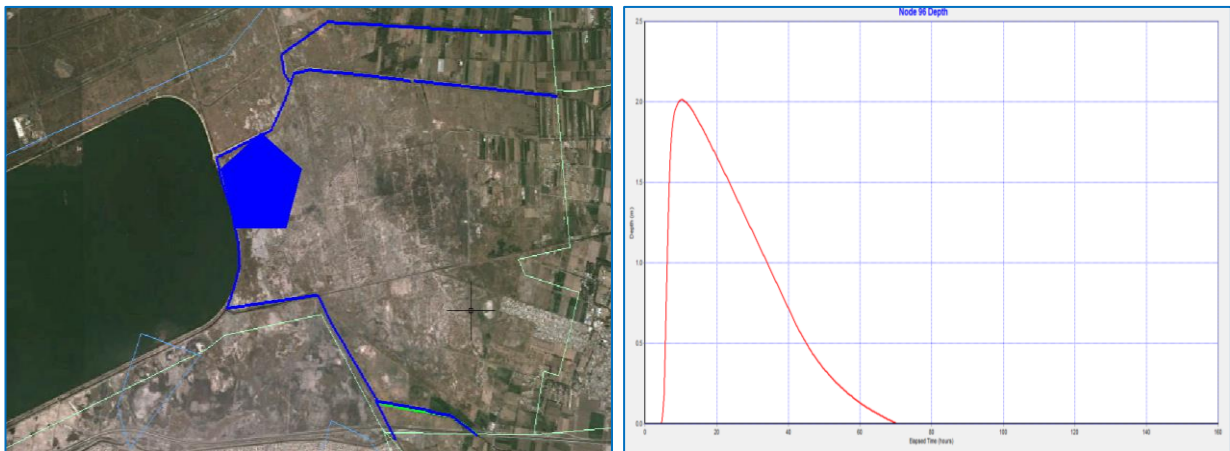
Ahora se proponen las dimensiones del pentágono, tabla 4.12.

4. TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL LAGO DE TEXCOCO

Tirante o altura de bordos (m)	Área requerida (km ²)	Pentágono regular		
		Radio (km)	Área (km ²)	Perímetro (km)
1.5	0.60	0.51	0.61	2.99
2.0	0.45	0.44	0.46	2.58
2.5	0.36	0.39	0.36	2.29

Tabla 4.12 Longitud de bordos por pentágono para el área requerida, sitio 03.

En este caso, el nivel del agua en la laguna con las áreas requeridas, no influye en el nivel de los canales ante una sobreelevación de los mismos, por lo que para seguridad de los bordos y laguna, propongo una altura de bordos de 2.0 m. con 0.50 m. de bordo libre, con un área requerida de 0.60 km², para una descarga máxima de 5 m³/s. ver figura 4.14, que a diferencia de las anteriores el nivel del fondo de la laguna, es similar al nivel del fondo de los canales de llegada y limnigrama figura 4.14 a.

Figura 4.14 Vista de sitio 03 propuesto y Figura 4.14a Limnigrama del sitio 03, descarga de 5 m³/s.

De este análisis de sitios de regulación se tienen los siguientes comentarios.

- El área requerida entre las tres propuestas es de 2.77 km², comparados con los 3.04 km² de un sitio de regulación, es inferior lo cual repercute en costo de construcción.
- Para el sitio uno o general, la canalización de todos los cauces en el lago de Texcoco, con el objeto de cumplir con la regulación en un sitio, sería costoso, comparado con la propuesta de tres sitios, que se analizó.
- De los tres sitios propuestos para su regulación, con la cercanía de sus ríos de entrada, se analizó el nivel de la laguna de regulación y perfiles hidráulicos de los cauces para definir el área requerida.
- El área requerida para los tres sitios es mínima, es muy recomendable disponer de mayor área.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

En el desarrollo temático de la tesina en “Hidrología de los ríos del oriente del Valle de México y funcionamiento hidráulico en conjunto con el Lago de Texcoco.”, se cumplió con los objetivos planteados en cada uno de los capítulos, analizando la hidráulica de la zona federal del lago de Texcoco con la influencia hidrológica de su cuenca de aportación, correspondiente a las subcuencas de los Ríos del Oriente del Valle de México (ROVM), proponiendo sitios de regulación de avenidas en el lago de Texcoco y condiciones de descarga al Dren General del Valle, del Sistema de Drenaje y Control de Inundaciones del Valle de México (SDVM).

En principio, se analizó hidrológicamente la cuenca tributaria al lago de Texcoco, con un enfoque de cuenca urbana empleando el método de regionalización de lluvias del Valle de México, en el que se calculó, el área total, urbana y no urbana, la precipitación de diseño y en particular, el coeficiente de escurrimiento local (CeL) con resultados diferentes al Ce regional (CeR), como se describió en el capítulo 1, ver tabla 1.15 “Coeficiente de escurrimiento local y regional.”

Fue de gran utilidad emplear los planos de las subcuencas del Valle de México, al trasladar de AutoCAD a Google Earth, los contornos de las figuras requeridas, con lo que se apreciaron las imágenes satelitales para la determinación de las áreas urbanas y no urbanas, considerando el desarrollo urbano y áreas tributarias, y en forma local el índice de escurrimiento y coeficiente no urbano, obteniendo resultados con mayor precisión por cada cuadro de la malla correspondiente, sujeta al análisis que se realizó en el capítulo 1, ver tabla 1.8 “Resultados del IUL para la subcuenca piloto.”

En cuanto al índice de urbanización local (IUL), de las áreas urbanas en las subcuencas de los ROVM, en general aumentó con respecto al regional dando cuenta al desarrollo urbano de la zona, por imágenes satelitales (mayo de 2013), en el que se recomienda observar la potencialidad de urbanización de las zonas o recuadros de análisis del capítulo 1, ver figura 1.14 “Imagen de asignación de IUL, malla C.”

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Para el coeficiente no urbano local (CnuL) de zonas no urbanas, se encontró que hay una variabilidad de resultados con respecto al regional, en algunos casos aumentó y en otros disminuyó, debido al análisis de densidad de vegetación y pendiente de la cuenca, en cada recuadro de la malla analizado, con lo que el coeficiente de escurrimiento ponderado generó un comportamiento similar al regional que repercute directamente en el escurrimiento de las subcuencas para los gastos máximos preliminares e hidrogramas, que se calcularon en el capítulo 2.

La altura de lluvia o precipitación de diseño, se analizó para cada subcuenca de forma individual con precipitaciones aisladas en sus cuencas, pero es más probable tener lluvia en toda la zona, por lo que se calculó el factor de ajuste por área total, obteniendo la precipitación de diseño en forma general, que considera la simultaneidad de eventos, el cual se desarrolló en el capítulo 1, ver tabla 1.18 “Factor de ajuste por área, para cada subcuenca y total.”, útil para los análisis posteriores.

Los gastos máximos preliminares se calcularon con la fórmula racional y los hidrogramas se generaron con un método desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, para el valle de México, los cuales se analizaron para diferentes duraciones de tormenta, que incide directamente en la intensidad de precipitación de la fórmula racional y en la altura de lluvia o precipitación de diseño en la generación de hidrogramas, la cual arrojó resultados similares en el gasto máximo preliminar para una duración de tormenta equivalente al tiempo de concentración y gasto pico del hidrograma, para una precipitación de diseño con la duración de tormenta de 24 hrs. Con lo que se optó por generar los hidrogramas con una precipitación de diseño para el área total de las subcuencas de 1480 km², duración de tormenta de 24 horas y periodo de retorno de 100 años, que se emplearon en el análisis hidráulico de los ROVM, como se realizó en el capítulo 2, ver tabla 2.12 “Datos generales de los hidrogramas de análisis de las subcuencas de los ROVM.”

El funcionamiento hidráulico de los cauces principales de las subcuencas de los ROVM, se realizó proponiendo secciones transversales regulares y revestidas de concreto, en el que se ingresaron los hidrogramas al inicio del cauce principal, considerando el tránsito de la avenida en la cuenca. Para un análisis de inundaciones se recomienda emplear las secciones transversales irregulares o naturales, con un levantamiento topográfico de los cauces principales.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

El tránsito de la avenida en los cauces principales dio como resultado hidrogramas de salida desfasados, los cuales se ingresaron en el análisis de las lagunas de regulación en el lago de Texcoco, transitando la avenida en los cauces dentro del Lago de Texcoco, hasta los sitios de regulación propuestos.

Para las lagunas de regulación se consideró: el nivel de la laguna para el área mínima requerida, condicionando la descarga al DGV, en el que se propuso un sitio general y tres sitios, analizando el tránsito de avenidas para ambas propuestas, recomendando la de tres sitios bajo un criterio hidráulico y longitud de bordos por construir. En cuanto al procedimiento de construcción recomiendo solo la construcción de bordos, con base en materiales y técnicas que hayan sido previamente empleadas con éxito en el lago de Texcoco.

Con el lago de Texcoco regulando las avenidas de los ROVM, río de los Remedios, Churubusco y del mismo Dren General del Valle por bombeo, se da mayor alivio al sistema de drenaje y control de inundaciones del Valle de México, **de aquí la importancia de la preservación del lago de Texcoco, como zona de regulación de avenidas para el Valle de México,** y para este caso de los ROVM, con las lagunas de regulación por gravedad, considerando la recarga del acuífero mediante extensas lagunas de absorción, ver figura 6.1.



Figura 6.1 Sitios de regulación propuestos en lago de Texcoco.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Disponer de un sitio de regulación con el área mínima requerida en el lago de Texcoco, es limitar la capacidad del mismo, por lo que se tiene que abarcar mayor área para controlar el escurrimiento en temporadas de lluvias; recomiendo en temporadas de estiaje para armonizar el entorno ambiental del lago de Texcoco, grandes lagos para fauna y flora, en el punto de interés de regulación de avenidas en la cuenca del Valle de México, desde un punto de vista sustentable para la cuenca.

El desarrollo de la tesina para las subcuencas de los ROVM, bajo procedimientos propuestos o recomendaciones, está orientada al análisis hidrológico e hidráulico de las demás subcuencas en el Valle de México con las consideraciones pertinentes, sujeto a los límites de infraestructura de drenaje superficial y subterráneo en los análisis correspondientes, y en la aplicación para otras cuencas urbanas, con centros altamente urbanizados como la ciudad de Monterrey o Guadalajara.

El análisis hidrológico del Valle de México a partir de la regionalización de lluvias, es aceptable por personal docente que lo ha empleado a través de los años, con lo que la confiabilidad de esta tesina se incrementa dado el proceso y criterios considerados en el coeficiente de escurrimiento, parámetro hidrológico, de las subcuencas de los ríos del oriente, para la generación de hidrogramas para el Valle de México, que fueron de gran utilidad para dimensionar con mayor confiabilidad las áreas mínimas requeridas en las lagunas de regulación de los ROVM dentro de la zona federal del lago de Texcoco, a partir del escurrimiento calculado.

6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- CONAGUA. “Actualización del funcionamiento hidráulico del sistema de drenaje del área metropolitana del Valle de México”, México D.F., 2003.
- CONAGUA. “Acciones de Infraestructura de Drenaje y Abastecimiento de Agua en el Valle de México 2007-2012.”, México D.F., 2012.
- CONAGUA. “Plan de Consolidación del Rescate Hidroecológico de la Zona Federal del Ex Lago de Texcoco.”, México D.F., 2004.
- ECHAVARRÍA, S.B., “Modelo de simulación del funcionamiento hidráulico del sistema de drenaje del área metropolitana del valle de México. Aplicación a las políticas de operación”, Tesis de doctorado, UNAM, 2013.
- FRANCO, D.C.G., “Análisis regional de lluvias convectivas. Aplicación al Valle de México”, Tesis de maestría, UNAM, 1998.
- SALINAS, P.R., “Avenidas de diseño de las aportaciones del túnel del río de la Compañía.”, Tesis de maestría, UNAM, 2011.