



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

CAMPÚS "CIUDAD UNIVERSITARIA"

**“ACTUALIZACIÓN HIDROLÓGICA Y PROPUESTA DE
REGIONALIZACIÓN DE NIVELES DE AGUA, PARA LA
RECUPERACIÓN DE UN SISTEMA LAGUNAR”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

FRANCISCO JAVIER GARCÍA FLORES

ASESOR: INGENIERO VÍCTOR FRANCO

MÉXICO, D.F.

MAYO DEL 2007



Yo puedo predecir el camino de los
cuerpos celestes, pero decir muy poco del
movimiento de una pequeña gota de agua.
Galileo Galilei

A mis padres:

Alicia Flores Victoria
Crispin García Paz.

Les dedico esta tesis y les doy mil gracias por el amor incondicional que siempre me han brindado, porque siempre me han impulsado a seguir adelante, por todo su apoyo, cariño y comprensión que hacen que la vida sea más sencilla, porque son personas maravillosas que me han enseñado los valores de la vida y que a base de su sacrificio contribuyo grandemente a formar la persona que ahora soy; gracias por todo el esfuerzo que han hecho para que mis hermanos y yo pudiéramos tener una educación universitaria, gracias, por inculcarnos el bien; gracias, por escucharme, por brindarme su fuerza, confianza y sobre todo por darme la libertad de elegir.

A Dios le doy las gracias por mantenerlos a mi lado y con el corazón “Mil gracias” porque por ellos soy la persona que soy.

A mi esposa:

Rebeca Moreno López

Te dedico esta tesis y te doy las gracias por ser tan maravillosa persona, por todos los momentos que hemos pasado juntos, te agradezco todos los consejos que me haz dado, porque día a día me enseñas tantas cosas nuevas, gracias por tu alegría, compañía, paciencia, amor y ternura, gracias por ser mi confidente, amante y amiga, y sobre todo por estar junto a mí. Gracias por impulsarme continuamente para terminar este importante proyecto, que hoy es coronado en este sueño que hemos materializado juntos...al fin!.

Agradezco a mi asesor de Tesis, Ingeniero Víctor Franco, con la más sincera gratitud y admiración por haberme brindado su confianza y por haber aceptado dirigir la presente investigación, concediéndome un poco de su invaluable tiempo, pero sobre todo por compartir sus conocimientos adquiridos en el desarrollo y ejercicio de su profesión, sin los cuales no hubiese podido culminar de manera satisfactoria el presente trabajo.

Gracias a todos y cada uno de los miembros que formaron parte del Jurado.

Agradezco a la Universidad Nacional Autónoma de México, por ser el pilar de un sin número de carreras universitarias, pero especialmente a la Facultad de Ingeniería y a quienes compartieron sus conocimientos, experiencia, anécdotas y amor por la Ingeniería:

Con mucho cariño, admiración y respeto, agradezco al Ing. José Roberto Cagigas Velásquez, por haber depositado en mi su confianza, brindándome la maravillosa oportunidad de trabajar a su lado, por sus consejos, por compartir conmigo de manera incondicional su vasto conocimiento y sobre todo por fomentar siempre en mi el espíritu de lucha, ética, superación y entrega a la Ingeniería, asimismo gracias a su maravillosa familia, por hacerme sentir parte de ellos.

A mis hermanos:

Cynthia y Alan Edgar

Gracias, por estar siempre conmigo, porque además de hermanos somos amigos, les agradezco soportarme tanto tiempo, así como su amor y confianza, por todos esos juegos y peleas de niños.

Estoy muy orgulloso de que estén a punto de terminar sus carreras les deseo una vida maravillosa, llena de amor y éxitos personales y profesionales.

A mi abue:

Que siempre me ha querido, comprendido y por ser un gran ejemplo de fortaleza, sabiduría, perseverancia y paciencia.

A mis tíos, tías y primos:

Por ser grandes personas, porque siempre están conmigo y por su ayuda incondicional, porque son a todo dar, los quiero mucho.

A mis amigos:

Con quienes he compartido diferentes momentos de mi vida; Verónica, Gabriela, Beatriz, Virginia, Lala, Ericka, Mario, Manuel, Alejandro, Arturo, Abraham, Erick, Gabriela, Raymundo, Graciela, Rodrigo y Mónica, por todos los momentos divertidos que hemos pasado juntos, pues con su compañía y apoyo hicieron más sencillo el trayecto.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	3
I OBJETIVOS.....	5
II LOS SISTEMAS LAGUNARES Y EL BALANCE HIDRÁULICO.....	7
II.1 Propuesta metodológica.....	7
II.2 Caso de aplicación.....	12
III INFORMACIÓN HIDROLÓGICA.....	15
III.1 Aportaciones de agua al sistema.....	15
III.1.1 Aportaciones por lluvia.....	15
III.1.2 Aportaciones fluviales y datos de hidrometría.....	19
III.1.3 Aportaciones y registros de agua tratada.....	20
III.2 Extracciones por demanda del uso del agua.....	23
III.2.1 Demanda de evaporación.....	23
III.2.2 Demanda de cultivos.....	24
III.2.3 Temperatura.....	25
III.2.4 Demanda de vegetación acuática.....	26
III.3 Comportamiento del sistema y registros de niveles.....	28
III.4 Estudios topográficos e información gráfica recopilada.....	30
III.5 Procesamiento y complementación de la información.....	31
III.5.1 Evaporación.....	32
III.5.2 Temperatura.....	33
IV CONFIGURACIÓN DEL TERRENO Y CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO DEL SISTEMA.....	36
IV.1 Velocidades de hundimiento.....	36
IV.2 Curva elevaciones – capacidades.....	38
V ANÁLISIS Y OBTENCIÓN DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO.....	43
V.1 Estudio de datos de lluvia – escurrimiento, cuenca del río “A”.....	43
V.1.1 Coeficiente de escurrimiento mensual.....	47
V.1.2 Coeficiente de escurrimiento diario.....	48
V.2 Coeficiente de escurrimiento zona lagunar.....	49
VI ESTIMACIÓN TEMPORAL DE VARIABLES HIDROLÓGICAS.....	50
VI.1 Estimación mensual de lluvia – escurrimiento.....	53
VI.2 Evaporación mensual.....	57
VI.3 Lamina de riego mensual.....	58
VI.4 Evapotranspiración mensual por vegetación acuática.....	62
VI.5 Infiltración y excedencias mensuales.....	64
VI.6 Estimación de avenida de diseño.....	67
VI.7 Transito de avenida.....	73
VI.7.1 Transito de avenidas, desarrollo teórico.....	74
VI.7.2 Curvas de descarga en estructuras de control y excedencias existentes.....	77
VI.7.3 Datos sintéticos de lluvia.....	85
VII EL MODELO.....	87
VII.1 Desarrollo teórico.....	87
VII.2 Balance hidráulico.....	90

VII.3	Calibración del modelo y obtención de coeficientes.....	99
VII.3.1	Método de mínimos cuadrados.....	100
VII.3.2	Método de la matriz transpuesta.....	105
VII.3.3	Método de máx-mín.....	106
VII.4	Análisis de resultados.....	107
VIII	SIMULACIÓN NÚMÉRICA.....	109
VIII.1	Simulación y determinación de la eficiencia de distribución del agua en el sistema integral en condiciones actuales.....	109
VIII.2	Propuesta de regionalización y funcionamiento hidráulico a futuro.....	114
VIII.2.1	Propuesta de ubicación de estructuras de control de niveles y avenidas.....	115
VIII.2.2	Curva elevaciones-capacidades de la propuesta de regionalización.....	116
VIII.2.3	Determinación de niveles de operación hidráulica.....	119
VIII.3	Simulación con datos sintéticos de lluvia para la regionalización propuesta.....	120
VIII.3.1	Revisión de la capacidad útil, a partir de los datos sintéticos. Zona I, II y III.....	120
VIII.3.2	Revisión de la capacidad útil, a partir de los datos sintéticos. Zona IV, V y VI.....	125
VIII.4	Simulación numérica con avenida de diseño.....	133
IX	PROPUESTA DE POLÍTICA DE OPERACIÓN.....	143
IX.1	Estructuras de control de niveles.....	143
IX.2	Estructuras de obras de excedencias.....	145
IX.3	Directrices de operación.....	148
IX.3.1	Operación mensual anual promedio.....	148
IX.3.2	Operación extraordinaria con avenida de diseño.....	151
X	CONCLUSIONES.....	154
	BIBLIOGRAFÍA.....	156

INTRODUCCIÓN

La sobrevivencia de un cuerpo de agua, ya sea: ríos, lagos y lagunas, no son exclusivamente responsabilidad de las instancias Federales de un país, o bien, de aquéllas Autoridades Regionales o Estatales, en cuyo ámbito territorial le compete la ubicación de estos cuerpos de agua.

Es competencia de habitantes, usuarios del agua o recursos naturales, de los cuales depende la existencia del lago, así como de las autoridades a nivel municipal o del núcleo urbano, vecino o vecinos al cuerpo de agua; colaborar y participar en el proceso del diseño de la legislación y posteriormente, en la administración y conservación del estatus ecológico del cuerpo de agua.

Las formas de vida de los núcleos urbanos, cercanos a cuerpos de agua, deben ser compatibles con el entorno acuático del cuerpo de agua, la creación de costumbres y la forma de alimentación y en general de subsistencia, deben ser respetuosas al agua y sus usos.

Al respecto, es importante las legislaciones sobre la materia en nuestro país, e igualmente lo son la cantidad de violaciones a ésta normatividad y el número de lagos y núcleos urbanos ribereños, en proceso de extinción, por una mala convivencia.

Son muchos los casos e identificados los cuerpos de agua en proceso de secado y/o contaminación, así como, la detección de altos índices de contaminación debidos a la presencia de descargas de aguas residuales urbanas e industriales, que aunadas a las actividades humanas desarrolladas alrededor del lago y en las partes altas de su cuenca, en donde la deforestación, provoca arrastre de sólidos, así como avenidas importantes que llegan a ocasionar inundaciones.

En la mayoría de los casos, los problemas son abordados, instalando un sistema de drenaje que solucionará parcialmente el problema, pero que ha provocado que en la mayor parte del año el volumen de lluvia de escorrentía sea interceptado por el drenaje y llegue al lago solamente un volumen reducido, con importante aporte de sólidos.

A la acción anterior, debe unírsele los posibles asentamientos de terreno ocurridos en la zona del cuerpo de agua, que han modificado la configuración topográfica del fondo, y por tanto, también la distribución del agua.

La combinación anterior, da como resultado que las condiciones del lago se caracterice de la forma siguiente:

- ∞ Azolvado
- ∞ Contaminado
- ∞ En constante reconfiguración de los límites y de su profundidad y distribución
- ∞ Cambio de uso del suelo

Las acciones de saneamiento, no siempre resuelven el problema pero si lo mitigan, en países en proceso de desarrollo – como el nuestro – siempre existirán descargas de aguas negras directas a los cuerpos de agua, en la mayoría de los casos, se trata de usuarios faltos de una cultura compatible con su entorno.

Esto quiere decir, que la construcción de colectores de aguas negras, serán objeto de constantes aplicaciones y equipamientos para responder a las necesidades de controles ambientales previos a la contaminación y generación de enfermedades.

La experiencia en casos reales, se presenta con la existencia de diversas plantas de tratamiento de distintos niveles de tratamiento y distintas capacidades de producción, las cuales con las limitaciones de mantenimiento y redes de distribución ineficientes, son los elementos típicos encontrados en los lagos de nuestro país.

Las plantas de tratamiento se clasifican en:

- ☞ Planta de Tratamiento Nivel Primario
- ☞ Planta de Tratamiento Nivel Secundario
- ☞ Planta de Tratamiento

Las actividades desarrolladas dentro del lago, tales como:

- ☞ Floricultura
- ☞ Agricultura
- ☞ Horticultura
- ☞ Turismo
- ☞ Pesca
- ☞ Actividades deportivas y de esparcimiento

Obligarán a un núcleo importante de habitantes a establecer medidas de control para preservar o mantener las actividades económicas, ya que, existirá en la mayoría de los casos, una competencia real por el recurso agua, tanto en cantidad como en calidad.

Por todo lo anterior, los habitantes construirán estructuras diversas, que le permitan mantener un nivel de agua adecuado para todas sus necesidades, sin embargo, la falta del conocimiento de la capacidad de almacenamiento del sistema, los volúmenes medidos de agua aportada (lluvia y agua tratada), no le permitirán – en la mayoría de los casos - administrar en forma adecuada el recurso agua.

Las lecturas de niveles, es una información, generalmente disponible en algunos años de registros, sin embargo, la creación de una base de estos datos, representa un intento aplicable a solo un número reducido de casos; y representa una búsqueda – de las autoridades - de una mejor gestión del agua para el cuerpo de agua.

Actualmente la situación real que se llega a presentar en los diversos lagos del país, es una falta de administración del recurso agua, ya que, las necesidades comentadas anteriormente, como son, por ejemplo: hundimientos de terreno y las demandas del uso del agua para agricultura, no son registradas y por tanto carecen de control, lo que conlleva a una búsqueda permanente de las autoridades para conocer: las aportaciones reales de agua tratada, por cada una de las descargas al sistema Lagunar, la capacidad de almacenamiento del sistema, lecturas de niveles en el Lago, registro actual de la operación de la infraestructura hidráulica, falta lectura de niveles y de gastos de descarga en las estructuras vertedoras.

En otro orden de ideas, un programa de medición de lo anterior, le permitiría a diversas autoridades, implementar un sistema de gestión (distribución y administración) del agua, con el objetivo de controlar primero los usos de la misma y después fomentar determinadas actividades económicas, como en el caso del turismo, la agricultura y de esparcimiento.

I. OBJETIVOS

En países subdesarrollados, es común delegar a un segundo o tercer nivel de importancia, la conservación de ecosistemas naturales, como ocurre con los de sistemas de canales, lagunas, deltas, etc., lo cual obedece a que, los recursos son mayoritariamente distribuidos en servicios urbanos, seguridad y gastos operativos de aparatos gubernamentales.

En esas condiciones la correcta administración de estos sistemas, requieren de la disponibilidad de datos de medición de los comportamientos de niveles del agua, así como de la calidad del agua en sistemas lagunares, lo cual sería de un gran valor que debería ser utilizada al máximo; y a su vez enriquecido con los datos climatológicos propios de la región.

En las costas, es todavía difícil la disponibilidad de datos de contaminación, como son: lagunas, canales, esteros, etc.

La tesis que nos ocupa, analizará un sistema de canales y lagunas, en donde se disponen de dos salidas generales de agua, con cinco aportaciones de arroyos naturales y 15 descargas de aguas residuales tratadas; el sistema de canales, se encuentra en una cuenca cerrada, cercana a una zona urbana.

Se realizará un proceso de búsqueda de soluciones que puedan adaptarse a las condiciones del lugar y que a su vez representen inversiones alcanzables, es preciso involucrar todas las variables capaces de aportar o afectar la disponibilidad y calidad del agua en el tiempo.

En el caso que nos ocupa, será importante determinar la dependencia del sistema lagunar a los volúmenes descargados de agua tratada, así como, también de otros tipos de fuente de suministro: lluvia y aguas negras entre otras.

Se revisará la variación de la demanda de agua en el tiempo, principalmente durante temporadas de estiaje del año, éstas pueden deberse a: infiltración, evaporación, evapotranspiración de maleza acuática, así como, de áreas de cultivo, o bien, la falta de una buena coordinación entre la demanda y la disponibilidad.

En la mayoría de los casos, no es posible disponer de mediciones de la aportación de escurrimiento de arroyos al sistema lagunar que se analiza, entonces, la determinación de los volúmenes de aportaciones a dicho sistema lagunar se convierte en la búsqueda de procedimientos que el ingeniero hidrólogo, considere confiables, en función de la disponibilidad de información climatológica, así como la elección del método numérico para la predicción de la relación lluvia-escurrimiento, que además sea compatible con la información disponible y las características físicas de la cuenca.

Se realizará el Balance Hidrológico del cuerpo de agua, a partir de datos mensuales, determinando la disponibilidad del recurso agua para la zona en estudio.

La información mensual disponible de cambios de niveles en los cuerpos de agua, representa, el conocimiento mes a mes de la ganancia ó pérdida de volumen en el sistema.

Aplicando la ecuación de balance, para los intervalos de tiempo con información climatológica disponible, e igualando éste resultado al cambio de volumen en el sistema; es posible, mediante la solución del sistema de ecuaciones, obtener los coeficientes que permitan cumplir, en forma simultanea, la ecuación de balance para los distintos intervalos de tiempo.

Los coeficientes obtenidos, permitirán, simular funcionamientos del sistema que busquen escenarios a futuro, con el objetivo de obtener zonas con un mismo nivel de operación, considerando para esto, la información topográfica disponible, la ubicación actual de descargas de agua tratada, seccionamientos, esclusas, así como, las políticas de operación actuales del sistema.

Los coeficientes antes mencionados, permitirán, la revisión de arreglos de Regionalización de Niveles, sometiendo la capacidad de almacenamiento de diseño, a un tren de datos sintéticos, contruidos a partir de los disponibles por las estaciones pluviográficas¹.

Por último, como marcan los buenos criterios en los diseños de las estructuras hidráulicas, éstas deben considerar un Período de Retorno de Diseño (Tr) y deberán ser sometidas a revisión, a fin de determinar las políticas de operación normales y emergentes, que la hagan funcional en todo momento.

Toda obra hidráulica debe ser operada de acuerdo con los criterios de diseño y los objetivos para lo cual fue requerida. Los criterios de operación, son obtenidos a partir de las necesidades de volumen demandados en el tiempo, las características geométricas de la infraestructura hidráulica diseñada, así como la oferta de agua disponible. A partir de los resultados de los análisis de funcionamiento hidráulico del sistema, tanto general y por cada región, se elaborarán las directrices generales de operación para el proyecto de las cuales abarcaron los períodos de estiaje y el de lluvias.

En consecuencia, las necesidades de implantación del proyecto en el sistema lagunar, requerirán de un programa de inversiones, de obra, así como de nuevas políticas de operación.

¹ Pluviógrafo: Aparato que lleva un registro de altura de lluvia contra tiempo. Los más comunes son de forma cilíndrica, y el embudo receptor está ligado a un sistema de flotadores, que originan el movimiento de una aguja sobre un papel registrador montado en un sistema de reloj. Utilizando el pluviógrafo se conoce la intensidad de precipitación i , que se define como la altura de precipitación entre el tiempo en que se originó. Referencia. 16.

II. LOS SISTEMAS LAGUNARES Y EL BALANCE HIDRÁULICO

Los trabajos de la presente Tesis, constituyeron una constante interacción entre el objetivo final de desarrollar un procedimiento que permitiese desde el balance hidráulico, el uso de la información disponible del comportamiento de los niveles en el cuerpo de agua, la información hidrométrica y climatológica; todo ello en la búsqueda de proyección del comportamiento del sistema; a fin de encontrar soluciones que permitan una mejor gestión del agua.

II.1. Propuesta metodológica

En los siguientes párrafos, se describirá la recopilación y procesamiento de información, de acuerdo a criterios convencionales de la Hidrología, su aplicación al balance hidráulico del sistema y finalmente, la obtención de una metodología que permite la proyección del comportamiento, basada en los pronósticos aceptables de comportamientos ocurridos.

Información disponible

Aportaciones de Agua Tratada y Residual.- Se estima que los asentamientos ribereños albergan a cerca de 25,920 habitantes, los cuales, de acuerdo con estimaciones del Gobierno Local, consumen una dotación media de agua potable de 200 [l/hab/día], volúmen de aguas servidas que descargan totalmente al sistema de canales, creando una aportación media estimada en 60 [l/s] durante los 365 días del año.

Las descargas residuales, son consideradas por las autoridades locales, como clandestinas desde la toma de agua potable; hasta su descarga final al cuerpo de agua; estas se encuentran dispersas en toda la geografía de la ribera del sistema, como se verá en la información gráfica del sistema.

Con relación al agua tratada, se observa un constante esfuerzo de las autoridades en la captación de las aguas negras, interceptándolas en su trayectoria al sistema de canales, sin embargo, las descargas residuales de las riberas, requieren de una solución eficiente y además que arraigue en la cultura de los habitantes, a fin de que ellos mismos se vuelvan ejecutores de su mantenimiento.

Las aguas residuales del área urbana del cuerpo de agua, son captadas y conducidas a dos Plantas de Tratamiento, las que a su vez tratan el agua y mediante un sistema de conducción, descargan el agua residual tratada al sistema.

Afortunadamente, el mayor volúmen de agua tratada, proviene del tratamiento de las aguas residuales de una zona urbana ajena a la problemática del sistema.

A pesar de los esfuerzos, las necesidades de agua tratada en el sistema, superan la actual disponibilidad de agua tratada; esto se debe a una distribución de las descargas, que ya no ésta acorde con la configuración topográfica del cuerpo de agua, en una condición semejante se encuentran la ubicación de estructuras reguladoras y controladoras de niveles del agua. Todo esto acentúa las regiones con la falta de agua, así como realza, aquellas con excesos de la misma.

La información disponible, desde años atrás (1990), describe un importante volúmen de agua tratada para mantener los niveles en el cuerpo de agua de los canales, este recurso, proviene de las actuales plantas de tratamiento que derivan agua tratada a la zona. Por lo que, se dispuso de información de volúmenes de agua, de acuerdo con los registros disponibles (1990 – 2003) y aportados a la zona en estudio.

Aportaciones Debidas a Lluvia.- Las aportaciones por lluvia, son las generadas por la precipitación directa sobre el cuerpo de agua de todo el Sistema, así como las precipitadas sobre el terreno firme de las partes altas de la cuenca y el escurrimiento a través de los cauces intermitentes de los Arroyos:

- B.
- C.
- D.
- E.
- F.
- G.

Es importante señalar, que afortunadamente, las cuencas de los cauces señalados anteriormente, poseen estaciones pluviográficas en operación, por lo que el volumen llovido sobre la zona, podrá ser determinado mediante métodos hidrológicos.

Por otra parte, la determinación de la capacidad de las cuencas a absorber parte del volumen de lluvia, permite estimar los valores de los coeficientes de escurrimiento². En el caso de análisis, como el de muchas cuencas lacustres del país, carecen de estaciones Hidrométricas, cuyos registros permitan determinar la magnitud de las aportaciones de escurrimiento al sistema de canales.

La determinación de las aportaciones por lluvia, se ha realizado a partir de la similitud entre las cuencas de la zona en estudio con la cuenca del Río “A” (la cual es una cuenca adyacente a los Ríos “B” y “C”). La Cuenca “A” de referencia, posee registros de Hidrométricos (de 1982 a 2001), por lo que, el coeficiente de escurrimiento en la Cuenca “A”, fue determinado mediante el análisis de los hidrogramas³ de escurrimiento y la separación de gasto base⁴ y el volumen de escurrimiento directo⁵, y la relación de éste último con el volumen de lluvia sobre la Cuenca “A”.

De acuerdo con la información disponible, las características del subsuelo o fondo del sistema en estudio, constituido por arcillas, le proporcionan un impermeabilidad, que permiten desprestigiar las posibles aportaciones de origen subterráneo.

Salidas o Descargas.- En esta parte del estudio se consideraron a la evaporación como un elemento de salida directa del cuerpo de agua, por lo que se determino la altura media de evaporación a partir de los registros de información disponible, correspondientes a las estaciones climatológicas operadas en la zona.

Infiltración.- De acuerdo con estudios realizados a sistemas de canales similares (referencia 12), la pérdida por infiltración del cuerpo de almacenamiento de agua, representa valores despreciables, no obstante se le ha considerado, ya que, puede ser determinante en los niveles de agua en el sistema de canales, durante los períodos de estiaje de la cuenca.

De acuerdo con la referencia antes citada, el valor considerado de infiltración es: 0.0055 [m³/s/km²] (referencia 12).

² Coeficiente de Escurrimiento: Relación del volumen de escurrimiento anual (Ve), entre el volumen de precipitación anual (Vp) correspondiente, $C_e = V_e/V_p$. Referencia 1

³ Hidrograma: Es un gráfico, el cual relaciona el gasto contra el tiempo, dicho gráfico se obtiene al medir el gasto que pasa de manera continua durante un intervalo de tiempo por una determinada sección transversal de un río o canal. Referencia 1.

⁴ Gasto Base: Es el escurrimiento subterráneo que de manera más lenta llega hasta la salida de la cuenca (puede tardar años en llegar), y, en general, difícilmente se le puede relacionar con una tormenta particular, a menos que la cuenca sea demasiado pequeña y su suelo muy permeable. Debido a que se produce bajo el nivel freático, es el único que alimenta a las corrientes cuando no hay lluvias y por eso se dice que forma el escurrimiento base. Referencia 1.

⁵ Escurrimiento Directo: El escurrimiento superficial es el que llega más rápido hasta la salida de la cuenca. Por ello está relacionado directamente con una tormenta particular y entonces se dice que proviene de la precipitación en exceso o efectiva y que constituye el escurrimiento directo. Referencia 1.

El Consumo por las Actividades de Riego.- Fueron estimadas a partir de la información de las prácticas agrícolas más comunes y extensivas, así como, de la extensión de áreas sembradas y el número de cosechas levantadas al año.

La Presencia Malezas Acuáticas.- En éste caso de análisis, el consumo de agua por la presencia extensiva de Lirio Acuático, representan un importante volúmen evapotranspirado de acuerdo con los estudios de campo (referencia 18), realizados en diversos cuerpos de almacenamiento de agua en el País.

De acuerdo con lo anterior, la referencia encuentra a partir de mediciones en campo, la magnitud de la lámina de evapotranspiración por unidad de área cubierta lirio acuático, la cual depende del mes y del cuerpo de agua estudiado.

Los cuerpos de agua estudiados son limitados y carecen de una variedad, por lo que, se han seleccionado los resultados del cuerpo de agua que más se asemejan al caso de estudio de la presente tesis, en éste caso los del “Lago de Chapala”.

Por otra parte, debido a la importancia que revisten los volúmenes de agua evapotranspirado por las malezas acuáticas, los programas de eliminación de malezas, son aún limitados, sin embargo, en el caso de estudio, existen registros de los programas anuales de eliminación de esta maleza acuática, así como, de las áreas de espejo de agua propensas a ser invadidas.

Los Volúmenes de Derrames.- Se originan en las regiones de configuración topográfica más baja, en donde, de acuerdo con la información de operación hidráulica, han sido instaladas dos estructuras hidráulicas con vertedores, cuyos niveles de vertido pueden ser ajustados mediante el uso de placas. De esta forma en temporada de estiaje, se instalan las placas a fin de retener la mayor cantidad de agua. En temporada de lluvias, por el contrario, son eliminadas en forma gradual las placas, para evitar inundaciones.

Las estructuras hidráulicas, para el control de volúmenes en exceso son denominadas por el personal de operación como los vertedores “París” y “Canadá”.

Cambios en los Volúmenes del Cuerpo de Agua.- El personal de operación, a fin de dar una organización a los trabajos de control de niveles, así como asociar los instantes de riesgos de inundación o bien las necesidades de incrementos de agua tratada para el sistema de canales, ha instalado una serie de puntos indicadores representativos de niveles de agua en todo el sistema, a fin de diseñar un programa de operación acorde con la demanda de agua en las diferentes temporadas del año.

Por lo anterior, se ha recopilado un acervo de al menos tres años de los cambios de niveles del agua en el sistema lagunar, los cuales son medidos en distintos puntos de intereses del sistema lagunar, ésta información se ha utilizado en su totalidad de años disponibles, esto con el objeto de encontrar en la presente tesis, un modelo hidráulico, capaz de reproducir el comportamiento del sistema.

El Modelo.- En el funcionamiento hidráulico de un cuerpo de agua, una variable importante es la unidad de intervalo de tiempo, esto permite esbozar el diseño del modelo y las ecuaciones a intervenir.

El movimiento del agua en el sistema, se debe principalmente a las diferencias mínimas de niveles entre el conjunto de regiones con controles de nivel, incluyendo en esto las dos salidas finales del sistema.

El desnivel entre los cuerpos de agua, es reducido, por lo que, las velocidades en el agua son casi imperceptibles y erráticas en su distribución; esto último quiere decir que, en una región con un nivel de agua, podrán existir zonas con un aparente estancamiento.

Por lo anterior, el Modelo se podría concebir a partir de la ecuación de continuidad, teniendo en cuenta, que las variaciones en el almacenamiento, pueden ser consideradas en la topografía del fondo y los márgenes. De ésta forma, la derivación de gastos entre los distintos cuerpos de agua, será función del tiempo y tipo de estructura hidráulica y sus principios de funcionamiento.

No obstante, la configuración final del modelo, será función de su calibración a partir de las mediciones de niveles disponibles. De acuerdo con la experiencia en el desarrollo de modelos, estos se ven generalmente afectados por coeficientes, cuya función es la de minimizar el error promedio entre las mediciones de cambios de nivel y los cálculos de los volúmenes de entrada y salida del sistema. Es importante señalar, que los principios físicos a partir de los cuales se crea el Modelo, deben ser respetados en todo el desarrollo de diseño.

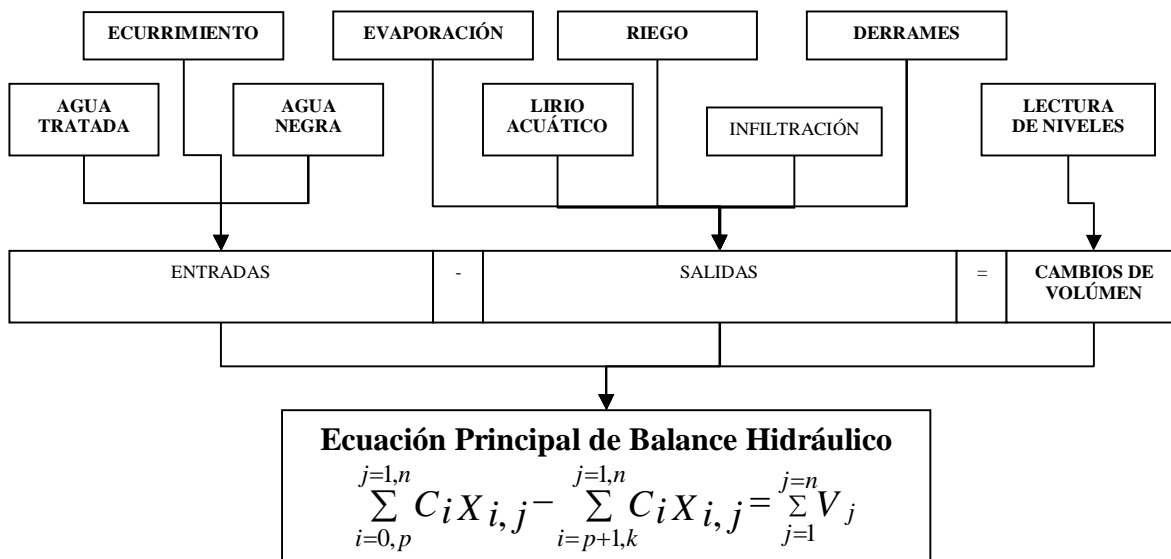
Para la obtención de los coeficientes, existen una gran variedad de métodos numéricos, los cuales serán revisados de acuerdo a la disponibilidad de la información, es decir, que será necesario revisar la precisión del modelo considerando la información diaria, semanal o mensual.

Para dicho análisis se utilizarán los métodos de:

- Mínimos Cuadrados.
- Matriz Transpuesta.
- EL método de Max-Min (usando el software “Lindo”).

A partir de las variables e Información disponibles

Estructura: El Modelo considera la ecuación de balance y los coeficientes que minimicen el error respecto a la medición de los niveles en el sistema analizado.



donde:

C_i : coeficiente obtenido por métodos numéricos que minimizan el error entre la medición real y el cambio en el volúmen medido y el calculado.

X_{ij} : variables ($i=0$ a p) que aportan agua al sistema, en los distintos intervalos de tiempo ($j=1$ a n).

V_{ij} : mediciones de campo en el cambio de volúmen en sistema , para el intervalo de tiempo de análisis.

De acuerdo a lo anterior, las variables que contienen las salidas de agua del sistema, son las que poseen subíndices para las variaciones de $i = p+1$ a k , todas estas con signo negativo en el valor del coeficiente.

Es importante señalar, que los distintos planteamientos de análisis, ya sea, para datos diarios, semanales o mensuales, deberán ser tomados en cuenta las unidades de cálculo, en los coeficientes de la ecuación.

Criterio de análisis: El modelo a definir, parte de la función error de la ecuación de continuidad para el intervalo de tiempo seleccionado.

Por lo que, la determinación de los valores de los coeficientes, será tal que la función error sea mínima, sujeta a la matriz de mediciones de datos, por ejemplo mensuales climatológicos, demandas, entradas y medición de niveles en el sistema.

Sistema Lagunar

$$MinF((error)^2) = \left(\sum_{j=1}^{j=n} V_j - \left(\sum_{i=0,p}^{j=1,n} C_i X_{i,j} - \sum_{i=p+1,k}^{j=1,n} C_i X_{i,j} \right) \right)^2$$

Sujeto a:

$$\begin{aligned} C_0 X_{0,1} + C_1 X_{1,1} + \dots - C_K X_{K,1} &= \sum V_1 \\ C_0 X_{0,2} + C_1 X_{1,2} + \dots - C_K X_{K,2} &= \sum V_2 \\ C_0 X_{0,3} + C_1 X_{1,3} + \dots - C_K X_{K,3} &= \sum V_3 \\ \vdots & \\ C_0 X_{0,n} + C_1 X_{1,n} + \dots - C_K X_{K,n} &= \sum V_n \end{aligned}$$

C_0 : Rango

C_1 : Rango

C_2 : Rango

\vdots

C_K : Rango

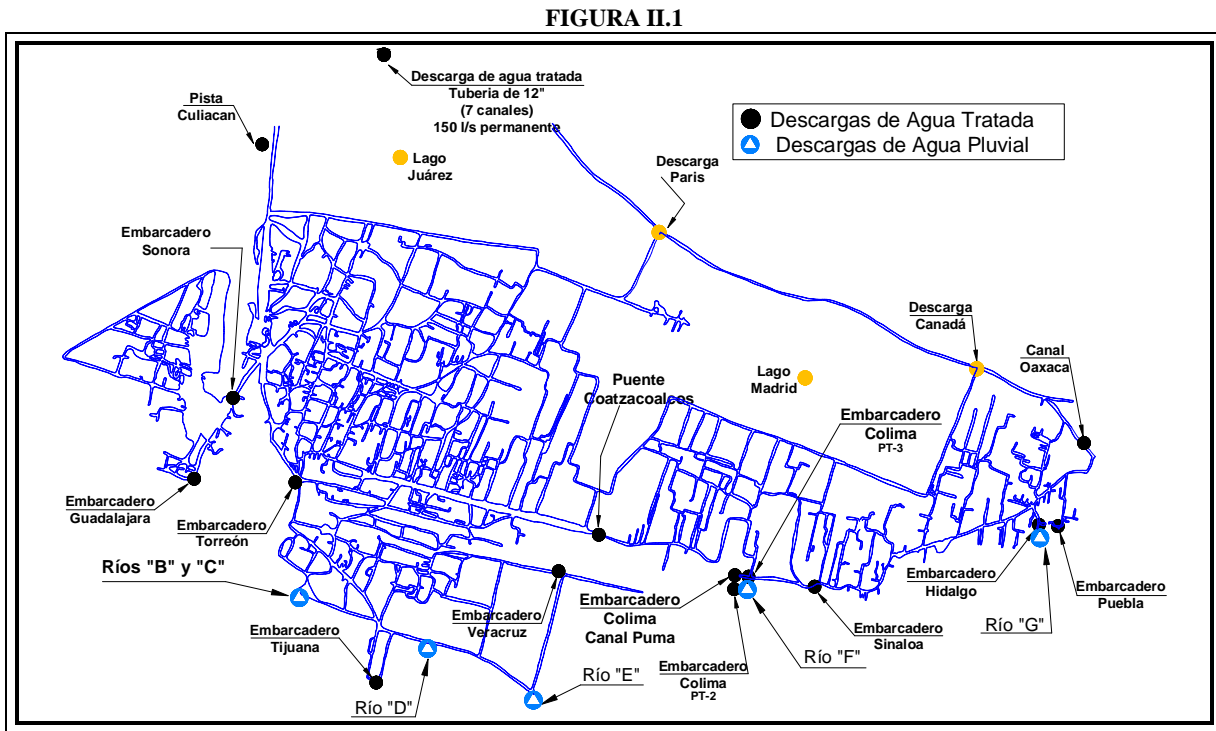
Solución: El sistema planteado, para cada intervalo de tiempo con medición de cambio de volúmen, plantea un sistema de ecuaciones sobredeterminado, es decir, es mayor el número de ecuaciones que el de incógnitas. La solución del sistema de ecuaciones, proporcionará los valores de los coeficientes, que proporcione la mejor aproximación a los cambios de niveles medidos:

$$C_0 X_0 + C_1 X_1 + \dots - C_k X_k = V_j$$

Una vez seleccionado y desarrollado el principio físico que represente el funcionamiento del sistema, la contundencia del modelo es función directa de la cantidad de información utilizada para su definición y calibración.

II.2. Caso de Aplicación

La **Figura II.1** muestra el sistema de canales y lagunas, en donde se disponen de dos salidas generales de agua, con cinco aportaciones de arroyos naturales y 15 descargas de aguas residuales tratadas; el cual, se encuentra en una cuenca⁶ cerrada, cercana a una zona urbana.



El sistema de canales y lagunas, ha permitido desde tiempos lejanos, la explotación de la tierra por las manos del hombre, para la obtención de productos agrícolas y acuáticos; sin embargo la sobre explotación de los mantos acuíferos subterráneos, ha modificado la configuración topográfica original, resultando una desigual distribución topográfica en constante proceso de hundimiento, provocando una mala distribución del agua, tanto en cantidad, como en calidad, está última, debido a la presencia de descargas de aguas negras residuales a los cuerpos de agua.

El proceso de hundimiento del terreno en forma desigual, ha propiciado que importantes áreas de cultivo, hayan perdido gradualmente el acceso al agua, de ahí que, se creen en forma progresiva grandes espacios de pastizales ociosos, susceptibles de ser invadidos y ocupados por zonas habitacionales que agravarían aun más el deterioro ambiental de la región; ello debido a la dificultad y alto costo para el acceso al agua.

En el proceso de búsqueda de soluciones que puedan adaptarse a las condiciones del lugar y que a su vez representen inversiones alcanzables, es preciso involucrar todas las variables capaces de aportar o afectar la disponibilidad y calidad del agua en el tiempo.

En el caso que nos ocupa, la disponibilidad de agua residual tratada, representa un futuro promisorio, respecto a la calidad del agua en el sistema, sin embargo, será importante determinar la dependencia del sistema lagunar a los volúmenes descargados de agua tratada, así como, también de otros tipos de fuente de suministro: lluvia y aguas negras entre otras.

⁶ Cuenca: Zona de la superficie terrestre en donde (si fuera impermeable) las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida. Referencia 1.

Las operaciones de las estructuras de control, ya sea de compuerta abatible o deslizante, a fin de trasladar embarcaciones de una región a otra, son fundamentales en las actividades comerciales y turísticas en el sistema. El volumen desplazado en cada maniobra de traslado, toma un carácter de importancia cuando el número de operaciones diarias es alto.

De acuerdo con la información recopilada, se identifico que las operaciones mensuales por el paso de embarcaciones, se efectuaba en un número importante por día y esto cada vez que se realizaba, descargaba el volumen equivalente ocupado entre las dos compuertas, hacia la zona aguas abajo.

La **Tabla II.1**, muestra el número de operaciones diarias de cada una de las esclusas, así como la capacidad y volumen derivado por cada operación y por día.

Estos volúmenes fueron tomados en cuenta en los balances de la regionalización actual y fueron además, aplicados en los puntos con esclusas en donde no se poseía datos de registros de operación.

**TABLA II.1
OPERACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONTROL**

ZONA	ESCLUSA	NUMERO DE OPERACIONES DIARIAS	CAPACIDAD DE LA ESCLUSA [m ³]	VOLUMEN DESPLAZADO [m ³ /día]
I	Artificios	35	54	1,890
	Darwin	15	60	900

De acuerdo con la información proporcionada por operación hidráulica y recopilada, se obtuvo el gasto que actualmente se descarga como agua negra al sistema lagunar; esto se lleva a cabo en descargas clandestinas cada vez en reducción, este gasto es de 60 [l/s].

De acuerdo con operación hidráulica, la estimación de la magnitud de aguas negras aportadas al sistema, esta basada en los recorridos de detección de descargas clandestinas, la frecuencia y a los avisos a usuarios de eliminación de la descarga clandestina, así como, la estimación de densidades de población.

De la misma forma, la distribución espacial de las descargas, es función de la frecuencia de detección de descargas y de la región de que se trate.

De acuerdo con lo anterior, la magnitud de los gastos de aportación, proporcionados, para cada una de las diferentes zonas de la regionalización actual, se distribuye de la siguiente forma:

- Zona I: 3 [l/s].
- Zona II: 12 [l/s].
- Zona III: 12 [l/s].
- Zona IV: 20 [l/s].
- Zona V: 3 [l/s].
- Zona VI: 10 [l/s].

La variación de la demanda de agua en el tiempo, pueden llegar a consumir importantes volúmenes de agua y producir niveles críticos, principalmente durante temporadas de estiaje del año, éstas pueden deberse a: infiltración, evaporación, evapotranspiración de maleza acuática, así como, de áreas de cultivo, o bien, la falta de una buena coordinación entre la demanda y la disponibilidad, podría llegar a producir derrames por exceso de almacenamiento.

Ya que no es posible disponer de mediciones de la aportación de escurrimiento de los cinco arroyos al sistema lagunar, entonces, el uso de criterios hidrológicos basados en la semejanza de las condiciones topográficas de las cuencas vecinas con medición en la climatología y escurrimiento, cobertura vegetal, tipo de suelo, aplicables a cuencas vecinas, es una herramienta que reducirá las incertidumbres en la estimación del comportamiento lluvia-escurrimiento.

En el caso concreto, fue posible obtener la relación lluvia-escurrimiento de una cuenca vecina inmediata, que permitió la obtención de coeficientes de escurrimiento quincenales y mensuales para un periodo de 20 años.

La información disponible en la cuenca vecina, permitió la obtención del Balance Hidrológico del cuerpo de agua, a partir de datos mensuales para el periodo de 1990 a 2003, determinando de la disponibilidad del recurso agua para la zona en estudio.

La información mensual disponible de cambios de niveles en los cuerpos de agua, representa, el conocimiento mes a mes de la ganancia ó pérdida de volúmen en el sistema.

De esta forma aplicando la ecuación de balance, para los intervalos de tiempo con información climatológica disponible, e igualando éste resultado al cambio de volúmen en el sistema; es posible, mediante la solución del sistema de ecuaciones, obtener los coeficientes que permitan cumplir, en forma simultanea, la ecuación de balance para los distintos intervalos de tiempo.

La discrepancia entre el resultado del balance calculado por métodos hidrológicos y el determinado a partir de la medición de niveles de agua, es un error que puede originarse en:

- Los análisis hidrológicos en la determinación de escurrimiento,
- La determinación del volumen de riego, y éste como función del área cultivada y número de cosechas anuales.
- Las posibles variaciones horarias del gasto de aportación de agua tratada al sistema.
- La variaciones de movimiento diario en el sistema, de las áreas cubiertas por lirio acuático y sus posibles afectaciones al cálculo de la evapotranspiración por malezas acuáticas;
- Así como, el posible impacto en la determinación del área del sistema sujeta a la evaporación por radiación solar.
- Las posibles variaciones del coeficiente infiltración en el área del sistema de canales o lagunar.
- Por último, aún cuando existen importantes diferencias de magnitudes entre los volúmenes de agua tratada y lluvia, respecto de las aportaciones de agua negra, éste último representa aproximadamente la décima parte de las aportaciones mensuales de agua tratada al sistema, por lo que su impacto por posibles errores en sus estimación, podrían considerársele despreciables, no así, en el aspecto de contaminación, razón por la cual, es importante analizar su evolución en el tiempo.

En este caso, a continuación se describe la magnitud de información procesada y los procedimientos hidrológicos aplicados.

III. ANÁLISIS DE INFORMACIÓN DISPONIBLE

III.1. Aportaciones de agua al sistema

III.1.1. Aportaciones por lluvia

Información de Estaciones Pluviométricas

Ha sido posible reunir información mensual del período de 1972 a 2003, para las estaciones pluviométricas de 24 horas. La información consta de dos periodos: el primero de ellos abarca los años de 1972 a 1981, ver **Tabla III.1**; la información en este periodo, esta completa; en el segundo periodo de información al cual le corresponde al periodo de años de 1982 a 2003, ver **Tabla III.2**, se puede observa la falta de registros de los cuales no se cuenta con información disponible, inclusive de años completos.

TABLA III.1
RESUMEN DE DATOS DISPONIBLES DE ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS
LLUVIA DATOS MENSUALES 1972 – 1981

CUENCA	ESTACIÓN	PERIODO	DISPONIBLE
RÍO A	1	1972 - 1981	Si
	2		
	3		
	4		
	5		
RÍO F	6	1972 – 1981	Si
	7		
	3		
	8		
	9		
SILAO	1	1972 – 1981	Si
	2		
	10		
	8		
	9		
	5		
	4		

TABLA III.2
RESUMEN DE DATOS DISPONIBLES DE ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS
DATOS DE LLUVIA MENSUAL 1972 – 2003

PERIODO	ESTACIÓN	OBSERVACIONES
1972 - 2003	11	1972 a 1981 datos mensuales disponibles.
		1983 mes de Noviembre sin registro.
		1987 mes de Septiembre sin registro.
		1989 mes de Enero sin registro.
		1990 mes de Junio a Diciembre sin registro.
		1991 a 1993 sin registro.
		1994 mes de Enero a Octubre sin registro.
		1995 mes de Julio a Diciembre sin registro.
		2002 registro no disponible.
		2003 mes de Junio a Diciembre sin registro.

TABLA III.2
RESUMEN DE DATOS DISPONIBLES DE ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS
DATOS DE LLUVIA MENSUAL 1972 – 2003

PERIODO	ESTACIÓN	OBSERVACIONES
1972 - 2003	4	1972 A 1981 datos mensuales disponibles.
		1988 mes de Junio a Diciembre sin registro.
		1989 a 2003 sin datos.
1972 - 2003	5	1972 A 1981 datos mensuales disponibles.
		1986 mes de Noviembre y Diciembre sin registro.
		1987 mes de Enero a Junio sin registro.
		1989 mes de Septiembre a Diciembre sin registro.
		1990 a 2003 sin datos.
1972 – 2001	1	1972 a 1981 datos mensuales disponibles.
		1991 mes de Enero sin registro.
		1993 mes de Agosto sin registro.
		1994 mes de Marzo, Junio, Julio, Agosto, Septiembre y Octubre sin registro
		1995 mes de Agosto a Diciembre sin registro
		1999 mes de Enero sin registro
1972 – 2003	2	1972 a 1981 datos mensuales disponibles.
		1988 periodo sin registro.
		1989 periodo sin registro.
		1993 mes de Octubre a Diciembre sin registro.
		1994 mes de Enero a Mayo sin registro.
		2002 registros no disponibles.
		2003 del mes de Junio a Diciembre registros no disponibles.
1972 – 2003	10	1972 a 1981 datos mensuales disponibles.
		1982 a 1998 registros mensuales disponibles.
		2000 mes de Octubre a Diciembre sin registro.
		2001 mes de Enero y Febrero sin registro.
		2002 y 2003 sin datos.
1972 – 2001	3	1972 a 1981 datos mensuales disponibles.
		1989 meses de Enero, Mayo y de Julio a Diciembre sin registro.
		1991 meses de Agosto a Diciembre sin registro.
		1992 sin registro.
		1994 sin registro.
		1995 sin registro.
		1996 mes de Enero sin registro.

Por lo anterior, se decidió procesar los registros mensuales de las estaciones pluviométricas de 24 horas, correspondientes al periodo de años comprendido entre los años de 1972 a 1981.

Lo anterior, como se verá más adelante, planteó la necesidad de completar la información a partir de la disponible, de acuerdo con procedimientos estadísticos recomendados en la Referencia 1.

Información de Estaciones Pluviográficas

Se reunió información mensual de estaciones pluviográficas en el periodo de 1982 a 2003; la **Tabla III.3**, muestra la disponibilidad de esta información, este tipo de estaciones, cuenta con pluviógrafos, los cuales reportan en tiempo real, la información de la evolución de la lluvia. Por lo que, las estaciones pluviográficas, poseen información de la variación de la lluvia en el tiempo, esta información es de una mayor precisión en el comportamiento de esta última; por lo que, dicha información, fue considerada en su totalidad.

Por todo lo anterior, la información que se utilizó para la realización del análisis es la siguiente:

- ✓ 1972 – 1981 Estaciones pluviométricas.
- ✓ 1982 – 2003 Estaciones pluviográficas.

**TABLA III.3
RESUMEN DE DATOS DISPONIBLES DE ESTACIONES PLUVIOGRÁFICAS
DATOS DE LLUVIA DIARIA Y MENSUAL (1982 – 2003)**

AÑO	ESTACIÓN																	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1982	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM
1983	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM
1984	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM
1985	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM
1986	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM
1987	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM	DM
1988	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD
1989	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD
1990	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD
1991	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD
1992	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD
1993	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD
1994	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD
1995	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD
1996	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD
1997	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD
1998	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD

TABLA III.3
RESUMEN DE DATOS DISPONIBLES DE ESTACIONES PLUVIOGRÁFICAS
DATOS DE LLUVIA DIARIA Y MENSUAL (1982 – 2003)

AÑO	ESTACIÓN																	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1999	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD
1990	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD
1991	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD
1992	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD
1993	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD
1994	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD
1995	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD
1996	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD
1997	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD
1998	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD
1999	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD
2000	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD
2001	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD
2002	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD
2003	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD	DD

DD: Datos Diarios.;
DM: Datos Mensuales.

Las **Figuras III.1, III.2 y III.3** muestran la ubicación geográfica de las estaciones que fueron utilizadas en el análisis de la cuenca del Río "A", así mismo, las **Figuras III.4, III.5 y III.6**, muestran la ubicación de las estaciones para las cuencas: "Silao", "B", "C", "D", "E", "F" y "G".

FIGURA III.1
ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS CUENCA "A"
(1972 – 1981)

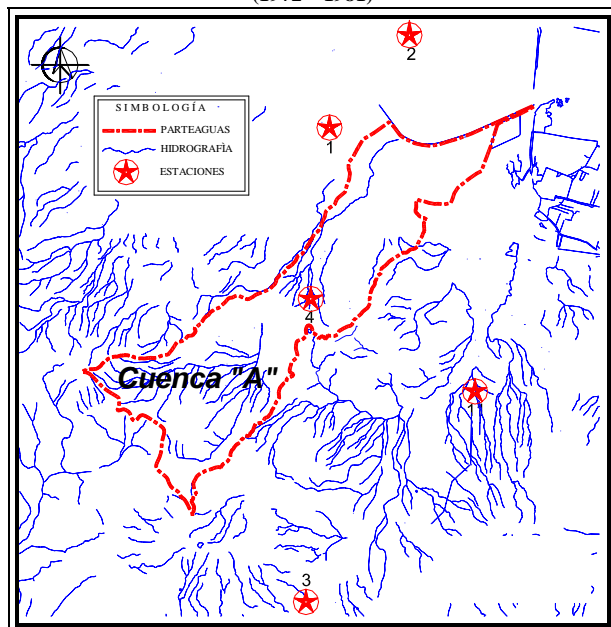


FIGURA III.2
ESTACIONES PLUVIOGRÁFICA CUENCA "A"
(1982 – 2001)

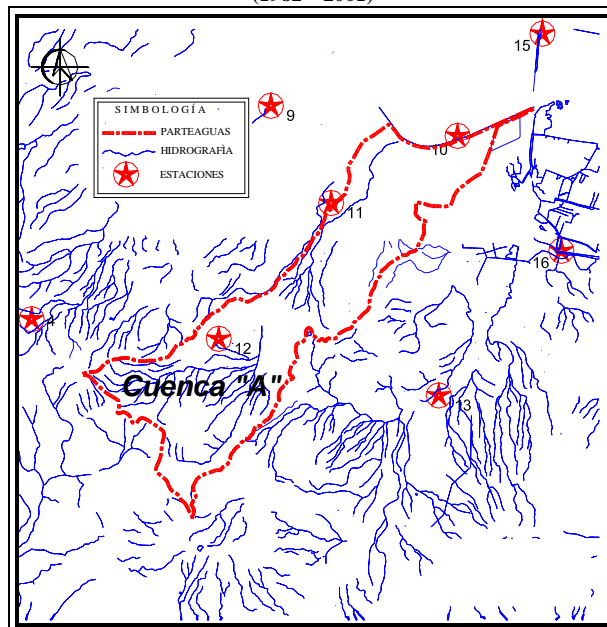


FIGURA III.3
ESTACIONES PLUVIOGRÁFICAS CUENCA "A"
 (2002 – 2003)

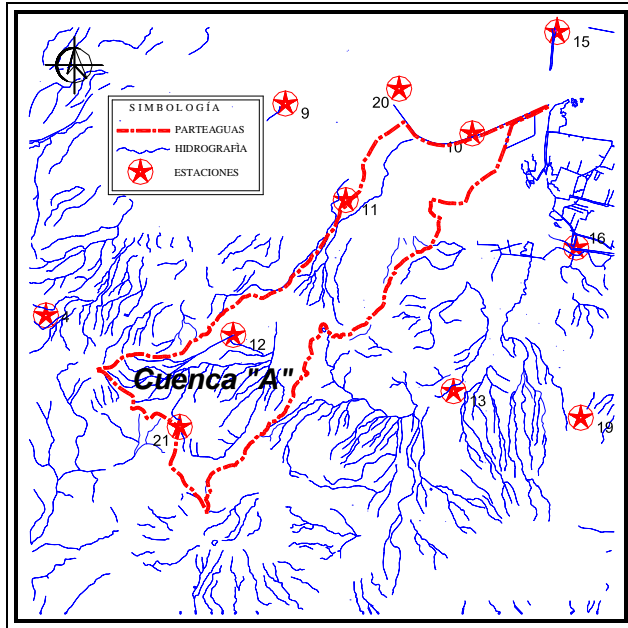


FIGURA III.4
ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS
CUENCAS "SILAO", "B", "C", "D", "E", "F" Y "G"
 (1972 – 1981)

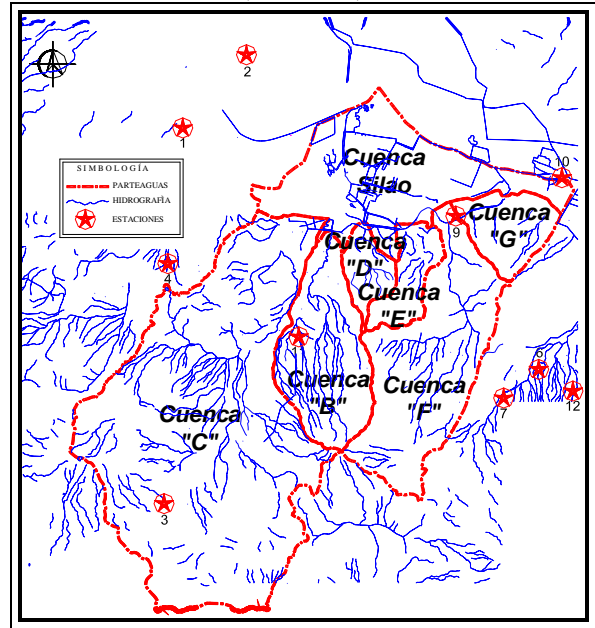


FIGURA III.5
ESTACIONES PLUVIOGRÁFICAS
CUENCAS "SILAO", "B", "C", "D", "E", "F" Y "G"
 (1982 – 2001)

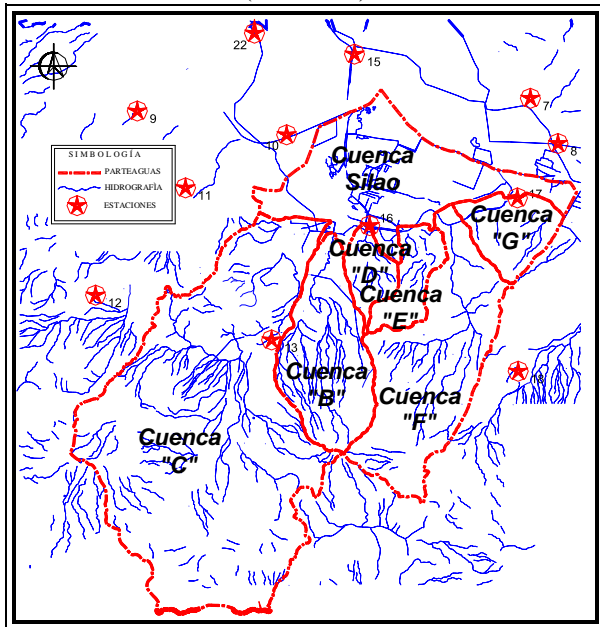
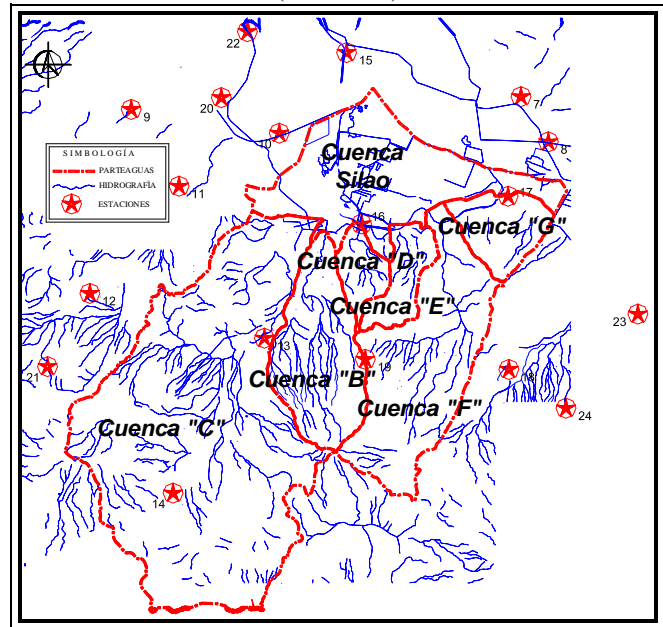


FIGURA III.6
ESTACIONES PLUVIOGRÁFICAS
CUENCAS "SILAO", "B", "C", "D", "E", "F" Y "G"
 (2002 – 2003)



III.1.2. Aportaciones Fluviales y datos de hidrometría

La estación "España" registra los escurrimientos del Río "A", la cual es una cuenca vecina y geológicamente semejante a las cuencas que aportan escurrimiento al cuerpo de agua, razón por la cual, es posible deducir de ésta las condiciones de la relación Lluvia – Escurrimiento.

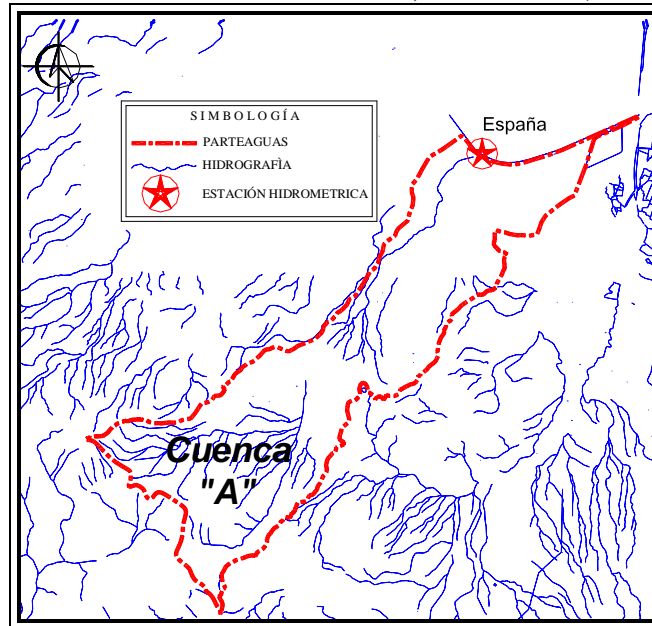
La **Tabla III.4**, muestra la disponibilidad de datos, en el periodo correspondiente a los años de 1982 a 2001, ésta información, posee algunos datos faltantes, los cuales pueden ser reconstruidos sin ello esto afecte la veracidad de la información. Lo anterior, permitirá estimar los Coeficientes de Escorrimento (C_e) mensual e instantáneo; este último, para analizar los impactos de posibles avenidas en el sistema de canales.

TABLA III.4
RESUMEN DE DATOS DISPONIBLES DE LA ESTACIÓN HIDROMÉTRICA “ESPAÑA”
DATOS MENSUALES (1982 – 2001)

ESTACIÓN	PERIODO	OBSERVACIONES
España	1982-1988	Periodo de información completo
	1989	Faltan datos de los meses de Enero a Marzo y de Julio a Diciembre
	1990-2001	Periodo de información completo

La **Figura III.7**, muestra la ubicación de las estaciones hidrométrica “España” para la lectura del escurrimiento de la Cuenca “A”.

FIGURA III.7
ESTACIÓN HIDROMÉTRICA “ESPAÑA”, CUENCA “A” (1982 – 2001)



III.1.3. Aportaciones y registros de agua tratada

Es importante señalar, que los datos de lectura en el efluente de cada planta de tratamiento es la utilizada en el estudio en base a los datos recopilados. La magnitud de agua tratada aportada al sistema, es una estimación, debido a que actualmente no se poseen estructuras de aforo en los puntos de entrega de agua tratada. Por lo anterior, las estimaciones de aportación fueron revisadas, considerando el diámetro de la descarga en revisión.

Actualmente son tres las plantas que vierten parte de su producción o bien el total al Sistema Silao, como son: las plantas de tratamiento **PT-1**, **PT-2** y **PT-3**.

Los datos disponibles con los que se cuenta de estas plantas, abarcan el periodo de los años de 1990 a 2003. La información recopilada estima los gastos de producción por cada una de las plantas de

tratamiento de aguas residuales, así como el derivado al Sistema de canales Silao, como es el caso de la planta de tratamiento **PT-1**, en donde el período de los años de 1985 a 1989.

Es importante señalar que, la planta de tratamiento **PT-3** no cuenta con registros de medición, por lo que, la información proporcionada por el personal de operación, consiste en un valor promedio de producción de 20 [l/s] a partir de su inicio de operaciones en el año de 1999.

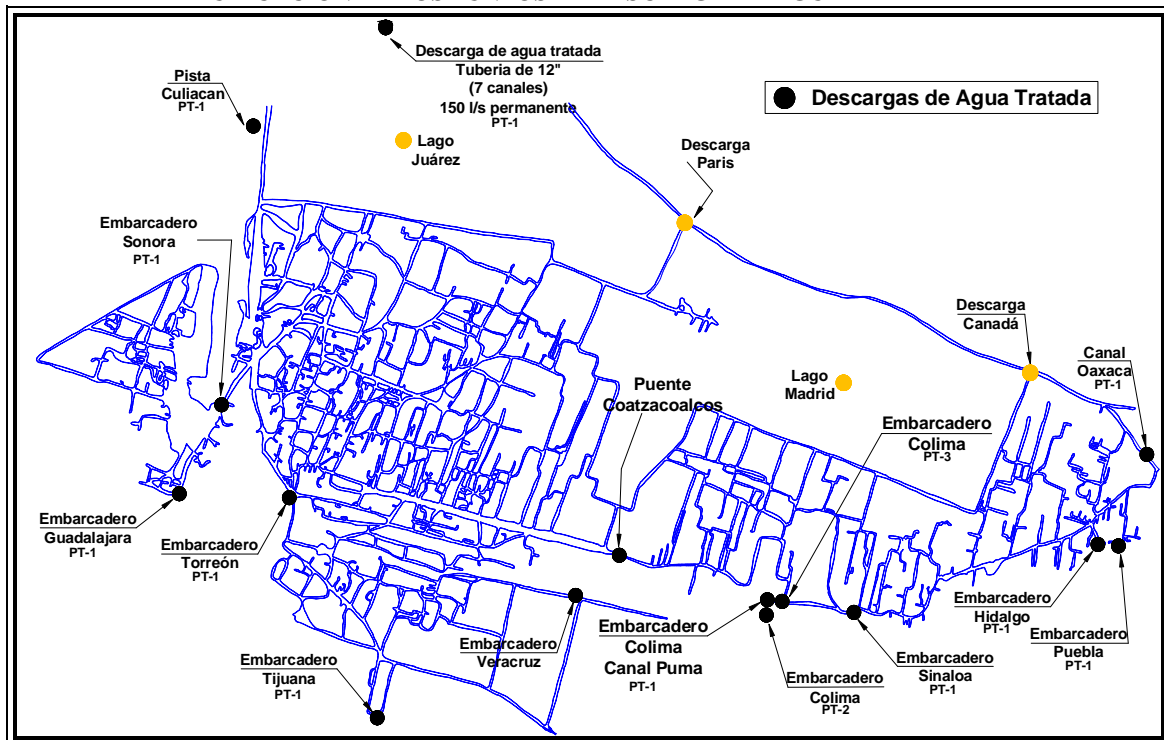
De acuerdo con la información recopilada, parte de la producción de la planta de tratamiento **PT-1** es derivada a la zona industrial cercana a la planta, esta derivación es cercana a un 33% de la producción de la planta.

En la **Tabla III.5** se muestra el periodo de información disponible, la unidades en que se encuentran los registros se expresa en [l/s]. En la **Figura III.8**, se observa la ubicación de las descargas de agua tratada al Sistema Silao.

TABLA III.5
RESUMEN DE DATOS DE VOLÚMENES MENSUALES DISPONIBLES DE AGUA TRATADA (1990 – 2003)

PERIODO	PLANTA	OBSERVACIONES
1990 - 2003	PT-1	Datos mensuales no disponibles en los meses de Noviembre y Diciembre del 2003.
1990 - 2003	PT-2	1990 Datos mensuales disponibles del mes de Marzo a Diciembre.
		1991 a 2000 Datos mensuales disponibles de todo el año.
		2001 Datos mensuales disponibles de los meses de Enero a Mayo y de Agosto a Diciembre.
		2002 a 2003 Datos mensuales disponibles de todo el año.

FIGURA III.8
UBICACIÓN DE LOS PUNTOS DE DESCARGA DE AGUA TRATADA



La **Tabla III.6**, resume la información de descarga de agua tratada, así como, las horas del servicio diario. Los gastos que se listan son valores medios aproximados que son revisados con la información de medición en la producción de agua tratada de cada planta.

Planta de tratamiento PT-1

Desafortunadamente, los puntos de entrega de agua tratada al sistema Silao, carecen de medición, esta solo es practicada en los efluentes de las Plantas de Tratamiento, de las cuales se posee un registro de medición desde 1990, esta información es la de mayor precisión; de acuerdo con esta información, se destina un 66.7% de la producción total de la planta de tratamiento **PT-1** para el Sistema Silao.

Este porcentaje de agua tratada enviado al sistema Silao, se distribuye en las ocho descargas, cuyo gasto es función de las condiciones de presión en las líneas y del diámetro de la sección de tubería en cada una de las descargas.

La **Tabla III.6**, de acuerdo con operación hidráulica del sistema Silao, seis de las ocho descargas provenientes de la planta de tratamiento **PT-1**, son las que ejercen una mayor influencia en el mantenimiento de niveles en el sistema debido a su ubicación y a la aportación de agua al sistema Silao.

Plantas de tratamiento PT-2 y PT-3

La producción de agua tratada de estas plantas, esta dedicada al 100% al sistema de lagunas y canales, por lo que su gasto de descarga en cada punto, de acuerdo con operación hidráulica, se determina, de acuerdo al área de la sección de cada una de las descargas.

TABLA III.6
APORTACIONES DE AGUA AL SISTEMA DE CANALES Y LAGUNAS SILAO

PROCEDENCIA	PUNTO DE DESCARGA	DESCARGA		OBSERVACIONES
		DIÁMETRO	GASTO [l/s]	
PT-1	Mercado	6"	30	
	Parque	12"	150	
	Pista Culiacán	12"	50	12hrs 2 veces al mes
	Sonora	6"	50	Permanente
	Embarcadero Guadalajara	6"	10	Variable
	Embarcadero Torreón	12"	30 – 40	Permanente
	Embarcadero Tijuana	36"	300	Permanente
	Embarcadero Hidalgo	20"	50	Permanente
	Canal Oaxaca	12"	50	Permanente
PT-2	Embarcadero Colima	12	20	Permanente al pluvial (45cm)
	Embarcadero Sinaloa	12	30	Permanente al pluvial (45cm)
	Embarcadero Puebla	4	5	Permanente
	Embarcadero Colima	12	20	Permanente
Rebombeo Canal Puma	Embarcadero Colima	20	45	12hrs al día
Rebombeo de Canal Abasolo	Puente Coatzacoalcos	12	60	De 4 a 6 hrs al día
	Seccionamiento Veracruz	8	20	De de 4 a 6 hrs al día (no opera)

Nota: Las descargas de agua tratada del Mercado, Pista Culiacán y Parque no impactan en el mantenimiento de niveles en los del sistema Silao.

III.2. Extracciones por demanda del uso del agua

III.2.1. Demanda de Evaporación

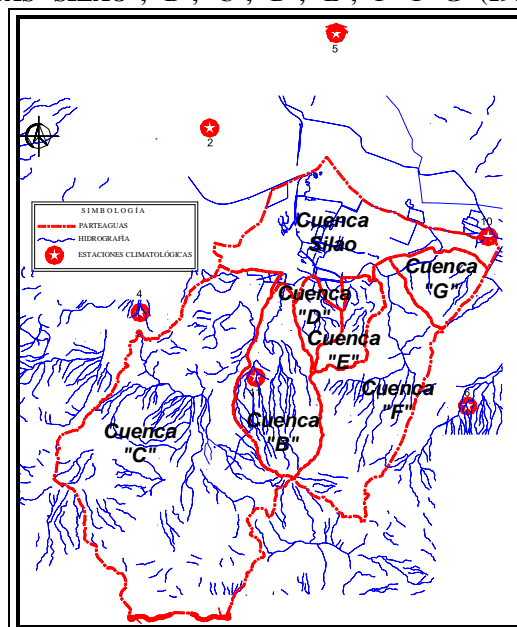
Se reunió información de las estaciones climatológicas administradas por el organismo federal, para el periodo comprendido entre 1981 a 2003; de éstas, sólo las estaciones “2” y “10” tienen los registros mas completos para el año de 1999, ver **Tabla III.7**.

Para el análisis, la información disponible en la estación “10” representa las condiciones de ser una cuenca vecina con las condiciones geológicas más parecidas y cercanas a la zona en estudio. Sin embargo, la información hidrológica, aun cuando cubre el periodo de análisis, no es continua en ninguno de los casos, los valores disponibles están dispersos, por lo que deberán ser completados.

TABLA III.7
RESUMEN DE DATOS NO DISPONIBLES DE ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS
DATOS MENSUALES DE EVAPORACIÓN, 1972 – 2003

PERIODO	ESTACIÓN	OBSERVACIONES
1972 - 2001	10	2000 faltan registros de Octubre a Diciembre.
		2001 faltan registros de Enero a Febrero.
1972 a 2003	2	1999 faltan registros de Agosto a Diciembre.
		2000 faltan registros de Enero, Febrero, Noviembre y Diciembre.
		2001 faltan registros de Abril, Julio, Agosto, Noviembre y Diciembre
		2002 sin registros.
1972 - 2003	11	1999 a 2003 sin registros disponibles.
1972 - 2003	4	1999 a 2003 sin registros disponibles.
1972 - 2003	5	1999 a 2003 sin registros disponibles.
1972 - 2003	6	1999 a 2003 sin registros.

FIGURA III.9
ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS, EVAPORACIÓN
CUENCAS “SILAO”, “B”, “C”, “D”, “E”, “F” Y “G” (1972 – 2003)



III.2.2. Demanda de Cultivos

Información de cultivos

Las dos actividades económicas más importantes en el sistema lagunar, lo constituyen la agrícola y la turística, las cuales representan una derrama económica que hace rentable las inversiones en cuanto a infraestructura, sin embargo, no existe una administración actual en ésta dirección, permitiendo la economía informal, sin una reglamentación y por tanto, planeación a futuro.

Lo anterior, deja vulnerables las dos actividades económicas citadas en la actualidad en una competencia por la disponibilidad del agua.

La actividad agrícola, se lleva a cabo con gran eficiencia, ya que, las propiedades utilizan al máximo los espacios disponibles para este fin.

De acuerdo con la información recopilada, el área susceptible de ser sembrada en el Sistema Silao es de 4,134 [Ha] para cultivos cíclicos y de 44 [Ha] en cultivos perennes. En el Sistema Silao, según datos recopilados posee 1,961 [Ha] cultivadas y ociosas distribuidas de la siguiente forma:

SISTEMA SILAO (HASTA MARZO 1999)			
ZONAS	ÁREA CULTIVADA (Ha)	ÁREA OCIOSA (Ha)	ÁREA TOTAL (Ha)
Z - 1	31.68	72.32	104
Z - 2	30.00	64.00	94
Z - 3	49.00	115.00	164
Z - 4			
Z - 5	27.00	68.00	95
Z - 6	31.25	59.75	91
Z - 7	3.5	73.50	77
TOTAL	172.43	452.57	625

El área de cultivos, tiene los siguientes tipos con su correspondiente porcentaje: 40% Flores, 40% Hortalizas y 20% Gramíneas (maíz de consumo).

Es importante señalar que el principal productor de Hortalizas es la Zona IV, pues en ella se aprovecha el 100% de sus áreas cultivables.

Evolución del área cultivable

La presión por áreas para nuevos espacios para la construcción de vivienda y servicios, han avanzado sobre las áreas de cultivo, por lo que, las actividades económicas han sido reorientadas. De acuerdo con la información recopilada, el comportamiento fue el siguiente:

ZONAS	PERIODO (1970-1980)	PERIODO (1981 - 2003)
I, II y III (a la baja)	60% sembrada; 40% ociosa	30% sembrada; 70% ociosa
IV (a la alta)	60% sembrada; 40% ociosa	80% sembrada; 20% ociosa
V y VI (a la alta)	60% sembrada; 40% ociosa	80% sembrada; 20% ociosa

De acuerdo con lo anterior, en la **Tabla III.10**, se muestran los valores de evolución de los diferentes cultivos para todo el Sistema Silao.

TABLA III.10
RESUMEN DE DATOS MENSUALES DISPONIBLES ESTIMADOS DE EVOLUCIÓN DE
CULTIVOS Y ÁREAS AGRÍCOLAS DEL SISTEMA SILAO (1972 – 2003)

AÑO	HORTALIZAS [Ha]	FLORES [Ha]	MAÍZ [Ha]	PASTOS [Ha]	TOTAL [Ha]
1972	588.0	376.1	120.5	774.4	1,859.1
1973	559.3	364.7	114.9	795.2	1,834.2
1974	530.7	353.3	109.2	816.0	1,809.2
1975	502.0	341.9	103.5	836.8	1,784.3
1976	473.3	330.6	97.8	857.7	1,759.4
1977	444.7	319.2	92.1	878.5	1,734.5
1978	416.0	307.8	86.4	899.3	1,709.6
1979	387.3	296.5	80.7	920.1	1,684.6
1980	358.7	285.1	75.0	940.9	1,659.7
1981	358.1	233.5	72.9	945.4	1,609.9
1982	357.5	281.4	70.8	949.9	1,659.7
1983	357.0	279.6	68.7	954.4	1,659.7
1984	356.4	277.7	66.6	958.9	1,659.7
1985	355.9	275.9	64.5	963.4	1,659.7
1986	355.3	274.0	62.4	967.9	1,659.7
1987	354.8	272.2	60.3	972.4	1,659.7
1988	354.2	270.3	58.2	976.9	1,659.7
1989	353.7	268.5	56.1	981.4	1,659.7
1990	353.1	266.7	53.9	985.9	1,659.7
1991	352.6	264.8	51.9	990.4	1,659.7
1992	352.0	262.9	49.8	994.9	1,659.7
1993	351.5	261.1	47.7	999.4	1,659.7
1994	350.9	259.3	45.6	1,003.9	1,659.7
1995	350.4	257.4	43.4	1,008.4	1,659.7
1996	349.8	255.6	41.3	1,012.9	1,659.7
1997	349.3	253.8	39.2	1,017.4	1,659.7
1998	348.7	251.9	37.1	1,021.9	1,659.7
1999	348.1	250.1	35.0	1,026.4	1,659.7
2000	347.5	248.3	33.0	1,030.8	1,659.6
2001	346.9	246.5	30.9	1,035.3	1,659.6
2002	346.4	244.6	28.8	1,039.8	1,659.6
2003	345.8	242.8	26.7	1,044.3	1,659.6

III.2.3. Temperatura

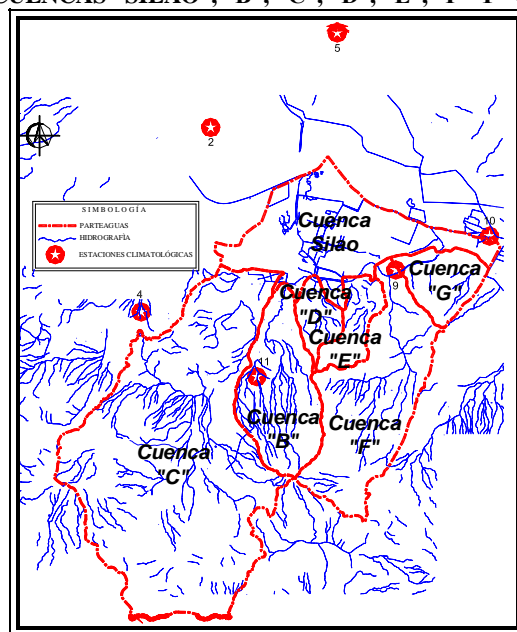
Se recopiló información de las estaciones climatológicas administradas por el organismo federal, resultando que dicha información se encuentra en las mismas condiciones a las de evaporación y se presenta en la **Tabla III.8**, aun cuando cubre el periodo de análisis, se encuentra incompleta.

Ahora bien, la estación seleccionada para representar las condiciones climatológicas del sistema en estudio es la estación “10”. La **Figura III.11**, muestra la ubicación de las estaciones climatológicas en la cuenca “Silao”.

TABLA III.8
RESUMEN DE DATOS NO DISPONIBLES DE ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS
TEMPERATURA DATOS MENSUALES, 1972 – 2003

PERIODO	ESTACIÓN	OBSERVACIONES
1972 a 2003	9	1999 a 2003 sin registros disponibles.
1972 - 2003	5	1999 a 2003 sin registros disponibles.
1972 - 2003	4	1999 a 2003 sin registros disponibles.
1972 - 2003	10	2000 faltan registros de Octubre a Diciembre.
		2001 Faltan registros de Enero y Febrero.
		2002 y 2003 sin registro de datos.
1972 - 2003	2	2002 faltan registros disponibles.
		2003 faltan registros de Junio a Diciembre.
1972 - 2003	11	1999 faltan registros de datos de Septiembre.
		2002 faltan los registros totales.
		2003 faltan registros de Junio a Diciembre.

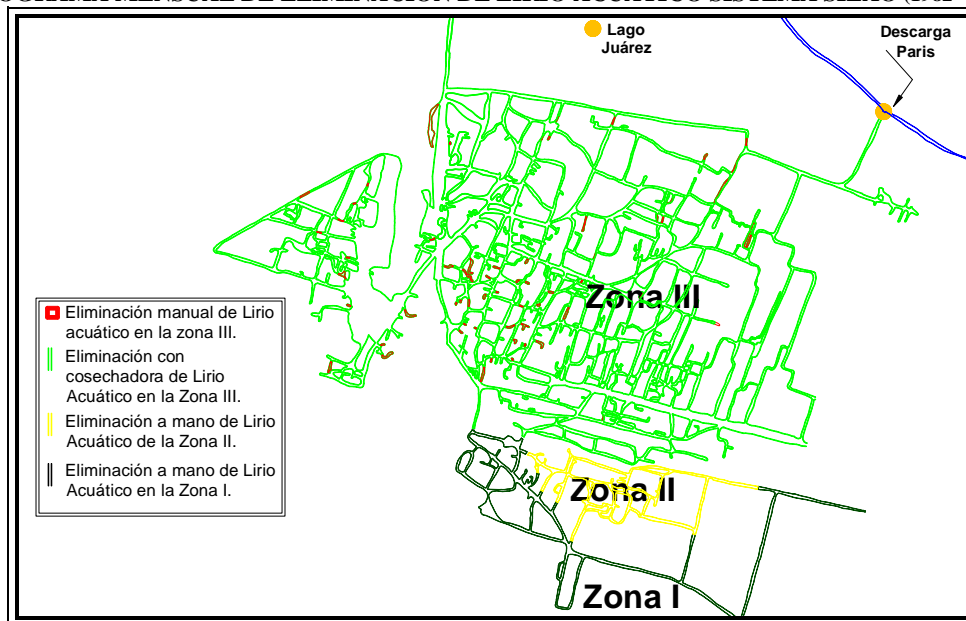
FIGURA III.11
ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS TEMPERATURA (1972 – 2003)
CUENCAS “SILAO”, “B”, “C”, “D”, “E”, “F” Y “G”



III.2.4. Demanda de vegetación acuática

La aplicación del programa de eliminación de lirio acuático está basado en la magnitud de la presencia de la maleza, más que en las causas que la originan; y su eliminación es a través de equipos mecánicos y manuales, sin la utilización de elementos químicos; por lo que, no se cuenta con registros históricos. En la **Figura III.12**, se pueden observar las zonas en las que se utiliza la cosechadora para la eliminación de lirio acuático, así como las zonas en las que la eliminación de esta maleza acuática es manual.

FIGURA III.12
PROGRAMA MENSUAL DE ELIMINACIÓN DE LIRIO ACUÁTICO SISTEMA SILAO (1982 – 2003)



De acuerdo con los datos, mensualmente se resuelve solo el 55.3% de la longitud programada, esto representa 48 [km/mes], contra una meta mensual total de 96.7 [km]. El programa actual de eliminación de lirio acuático se aplica desde el año de 1982, exclusivamente en las zonas I, II y III, excluidas por tanto las zonas IV, V y VI.

Los trabajos de limpieza son aplicados mediante la cosechadora de lirio acuático y en aquellas zonas en las cuales no es posible utilizarla, los trabajos son realizados de manera manual. La **Tabla III.9**, resume los datos mensuales del programa de eliminación de Lirio Acuático en el Sistema Silao.

TABLA III.9
RESUMEN DE DATOS DISPONIBLES DEL PROGRAMA MENSUAL DE ELIMINACIÓN DE LIRIO ACUÁTICO SISTEMA SILAO (1982 – 2003)

		ESTIMADOS DE ÁREAS INFECTADAS EN Ha							
PERIODO	MES	Z O N A						SISTEMA GENERAL	
		I	II	III	IV	V	VI		
1972 - 1981	1	22.61	7.25	219.19	37.53	20.13	19.34	532.04	
	2	22.61	7.25	219.19	37.53	20.13	19.34	532.04	
	3	22.61	7.25	219.19	37.53	20.13	19.34	532.04	
	4	22.61	7.25	219.19	37.53	20.13	19.34	532.04	
	5	22.61	7.25	219.19	37.53	20.13	19.34	532.04	
	6	22.61	7.25	219.19	37.53	20.13	19.34	532.04	
	7	22.61	7.25	219.19	37.53	20.13	19.34	532.04	
	8	22.61	7.25	219.19	37.53	20.13	19.34	532.04	
	9	22.61	7.25	219.19	37.53	20.13	19.34	532.04	
	10	22.61	7.25	219.19	37.53	20.13	19.34	532.04	
	11	22.61	7.25	219.19	37.53	20.13	19.34	532.04	
	12	22.61	7.25	219.19	37.53	20.13	19.34	532.04	

TABLA III.9
RESUMEN DE DATOS DISPONIBLES DEL PROGRAMA MENSUAL DE ELIMINACIÓN
DE LIRIO ACUÁTICO SISTEMA SILAO (1982 – 2003)

ESTIMADOS DE ÁREAS INFECTADAS EN Ha								
PERIODO	MES	Z O N A						SISTEMA GENERAL
		I	II	III	IV	V	VI	
1982 - 1998	1	21.75	6.07	220.37	37.53	20.13	19.34	531.17
	2	22.61	4.38	225.30	37.53	20.13	19.34	535.27
	3	22.18	5.44	224.68	37.53	20.13	19.34	535.28
	4	21.89	5.75	198.13	37.53	20.13	19.34	508.75
	5	22.46	5.00	219.06	37.53	20.13	19.34	529.50
	6	22.43	4.49	214.09	37.53	20.13	19.34	523.99
	7	22.46	3.99	215.32	37.53	20.13	19.34	524.77
	8	22.47	2.73	213.60	37.53	20.13	19.34	521.79
	9	22.63	4.32	216.80	37.53	20.13	19.34	526.74
	10	22.63	4.23	212.84	37.53	20.13	19.34	522.69
	11	23.01	3.59	204.90	37.53	20.13	19.34	514.49
	12	23.07	6.40	201.05	37.53	20.13	19.34	513.51
1999 - 2003	1	21.56	6.09	218.87	37.53	20.13	19.34	529.51
	2	22.51	4.42	224.79	37.53	20.13	19.34	534.70
	3	22.03	5.47	224.04	37.53	20.13	19.34	534.54
	4	21.71	5.78	192.18	37.53	20.13	19.34	502.66
	5	22.34	5.03	217.30	37.53	20.13	19.34	527.66
	6	22.31	4.53	211.34	37.53	20.13	19.34	521.16
	7	22.35	4.04	212.82	37.53	20.13	19.34	522.19
	8	22.36	2.79	210.75	37.53	20.13	19.34	518.88
	9	22.53	4.36	214.60	37.53	20.13	19.34	524.48
	10	22.54	4.27	209.84	37.53	20.13	19.34	519.64
	11	22.95	3.64	200.31	37.53	20.13	19.34	509.89
	12	23.02	6.42	195.70	37.53	20.13	19.34	508.12

III.3. Comportamiento del sistema y registros de niveles

La evolución de los niveles del agua, fue registrado en diferentes puntos del Sistema Silao, tales como; “Canal Australia”, “Embarcadero Egipto”, “Descarga Paris”, “Descarga Canadá” y “Lago Juárez”, en estos puntos los niveles fueron registrados diariamente, lo que permite que, a partir de estos se puedan deducir los mensuales, y así estimar los períodos de pérdidas ó de recuperación de volúmenes del cuerpo del sistema “Silao”. Desafortunadamente, los registros disponibles son de los años de 1991 a 1993 y de 1997 a 1999. A la fecha, los puntos de lecturas de niveles han sido reubicados, y su disponibilidad es aún limitada.

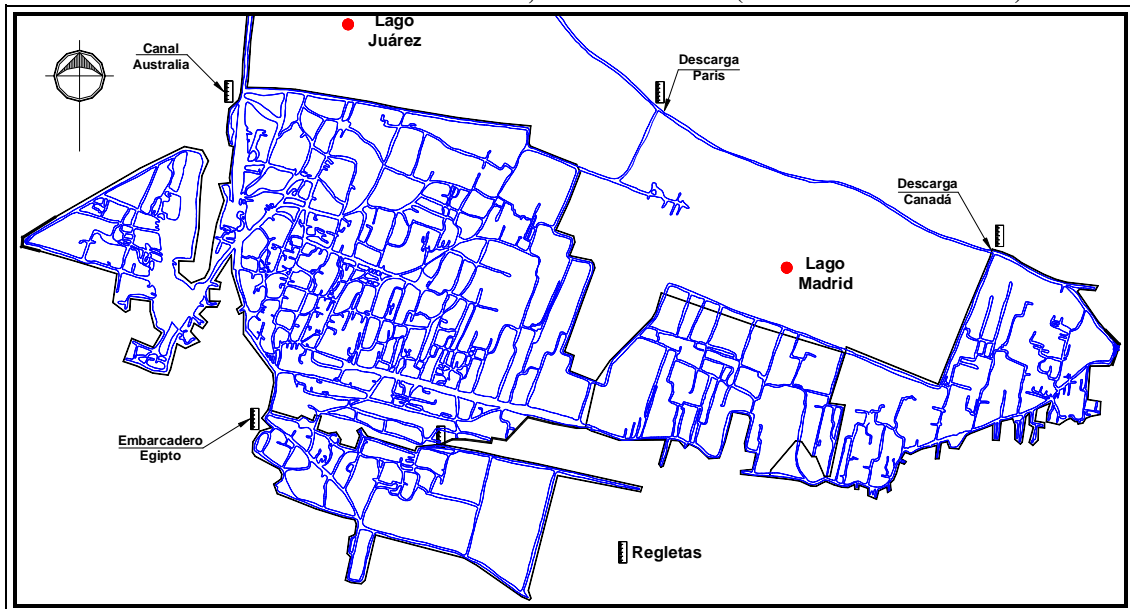
La **Tabla III.10**, presenta un resumen de la información disponible, la cual fue utilizada en el presente estudio de ésta tesis.

TABLA III.10
RESUMEN DE DATOS MENSUALES DISPONIBLES DE LECTURA DE NIVELES EN EL SISTEMA SILAO

PERIODO	SITIO	OBSERVACIONES
1991 - 1993	Canal Australia	1991 Datos disponibles en los meses de Agosto a Diciembre
		1992 Datos mensuales disponibles
		1993 Datos disponibles en los meses de Enero a Julio.
1997 - 1999	Canal Australia	1997 Datos disponibles del mes de Marzo a Diciembre.
		1998 Datos mensuales disponibles.
		1999 Datos mensuales disponibles del mes de Enero al mes de Abril.
1991 - 1993	Embarcadero Egipto	1991 Datos disponibles en los meses de Agosto a Diciembre.
		1992 Datos mensuales disponibles.
		1993 Datos disponibles en los meses de Enero a Julio.
1997 - 1999	Embarcadero Egipto	1997 Datos disponibles del mes de Marzo a Diciembre.
		1998 Datos mensuales disponibles.
		1999 Datos disponibles únicamente en los meses de Enero a Abril.
1991 - 1993	Lago Juárez	1991 Datos disponibles en los meses de Agosto a Diciembre.
		1992 Datos mensuales disponibles.
		1993 Datos disponibles en los meses de Enero a Julio.
1997 - 1999	Lago Juárez	1997 Datos disponibles del mes de Marzo a Diciembre
		1998 Datos mensuales disponibles.
		1999 Datos disponibles en los meses de Enero a Abril.
1991 - 1993	Descarga Paris	1991 Datos disponibles en los meses de Agosto a Diciembre.
		1992 Datos Mensuales disponibles.
		1993 Datos disponibles en los meses de Enero a Julio.
1991 - 1993	Descarga Canadá	1991 Datos disponibles únicamente en el mes de Agosto.
		1992 Datos disponibles únicamente en los meses de Abril, Junio y de Agosto a Diciembre.
		1993 Datos disponibles únicamente en los meses de Enero, Febrero y Marzo.
1997 - 1999	Descarga Paris	1997 Datos disponibles del mes de Marzo a Diciembre.
		1998 Datos mensuales disponibles.
		1999 Datos mensuales del mes de Enero a Abril.
1997 - 1999	Descarga Canadá	1997 Datos disponibles del mes de Marzo a Diciembre.
		1998 Datos mensuales disponibles.
		1999 Datos disponibles del mes de Enero al mes de Abril.
1991 - 1993	Embarcadero Colima	1991 Datos disponibles únicamente en los meses de Septiembre a Diciembre.
		1992 Datos disponibles en los meses de Enero a Marzo, en el mes de Mayo y en el mes de Julio.
		1993 Periodo sin registros.
1997 - 1999	Embarcadero Colima	1997 a 1999 Periodo sin registro de datos.
1991 - 1993	Canal Bolívar	1991 Periodo sin registros.
		1992 Periodo sin registros.
		1993 Datos disponibles únicamente en los meses de Abril a Julio.
1997 - 1999	Canal Bolívar	1997 a 1999 Periodo sin registros disponibles.

En la **Figura III.13**, se observa la ubicación física de los puntos de lectura de niveles en 7 (siete) puntos localizados en el Sistema Silao.

FIGURA III.13
PUNTOS DE LECTURA DE NIVELES, SISTEMA SILAO (1991 - 1993 Y 1997 - 1999)



III.4. Estudios topográficos e información gráfica recopilada

Existen trabajos para la detección de procesos de hundimiento del terreno, así como para la ubicación de infraestructura hidráulica para el control de niveles; la **Tabla III.11** muestra la información topográfica y gráfica recabada.

TABLA III.11
RESUMEN DE ESTUDIOS E INFORMACIÓN TOPOGRÁFICA RECABADA

PROYECTO	ESCALA	FECHA
Estudio topográfico para 19 sitios que determinan la altimetría del Sistema Silao.		Abril 2001
Estudio para la nivelación de los bancos ubicados en los canales del Sistema Silao.		Noviembre 1999
Dimensionamiento del Lago Madrid.	1:7500	
Proyecto para la rehabilitación de los canales de la zona oriente del Sistema Silao.	1:7500	Diciembre 1998
“Planta General. Sistema Silao”	1:10000	
“Seccionamientos. Zona I del Sistema Silao”	1:10000	
Dimensionamiento del Lago Madrid	1:7500	Diciembre 2000
Proyecto Geométrico de obras del Sistema Silao “Hundimientos del Terreno Periodo 1986 - 1996”	1:1	
Altimetría, Hidrografía y Datos Toponímicos del Sistema Silao	1:50000	
Proyecto Geométrico de obras requeridas para mejorar el funcionamiento hidráulico de las zonas I, II y III del Sistema Silao “Curvas de nivel año 2000”	1:1	
Sistema Silao Abril 2001 (planta con los canales)		
Seccionamientos Existentes del Sistema Silao	1:10000	2000
Proyecto Geométrico de obras del Sistema Silao.	CN 1:1	Año 2000
Carta de climas	1:1000000	1981
Levantamiento Topográfico en el Sistema Silao	1:2000	Mayo 1990

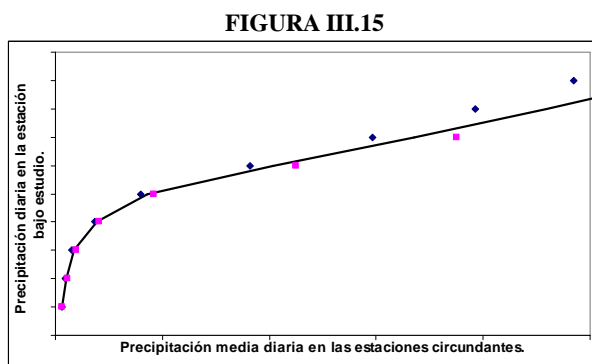
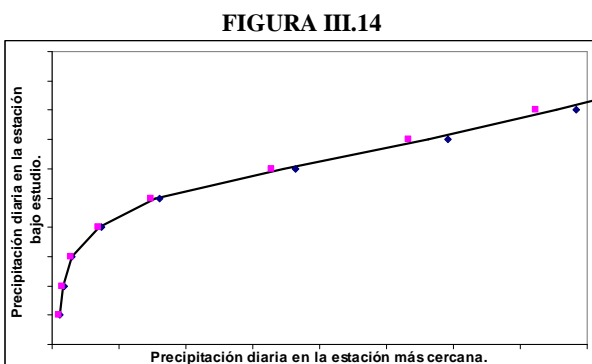
III.5. Procesamiento y complementación de la información

Como se comentó anteriormente, la información de lámina de lluvia y evaporación esta incompleta, y dado que se trata de variables de la ecuación de balance, es necesario completar los registros de dichos datos.

De acuerdo con la Referencia 1, el criterio de elección para la complementación de la información climatológica faltante, depende del grado de correlación de los datos disponibles entre las estaciones vecinas y la estación en estudio con datos faltantes. Es importante señalar, que para una mejor elección de las estaciones vecinas, es recomendable establecer la elección, a partir de la construcción de los “Polígonos de Thiessen” para el conjunto total de estaciones involucradas con datos disponibles.

Primer criterio

En estos casos, se pueden estimar los datos faltantes si se tienen registros simultáneos de algunas estaciones situadas cerca de la estación en cuestión y uniformemente repartidas. Una manera de hacerlo es construir el gráfico (ver **Figuras III.14** y **III.15**), donde se correlacionan los datos disponibles medidos (precipitaciones, temperaturas o evaporación) de la variable climatológica en estudio de una estación cercana o el promedio de las medidas en varias estaciones circundantes con la registrada en la estación en estudio.



Una vez obtenida esta gráfica y si el coeficiente de correlación del ajuste de los datos es aceptable, bastaría conocer, para el día o mes en cuestión, el valor promedio estadístico de la variable climatológica (evaporación, temperatura o precipitación) en la estación más cercana, o bien, el valor medio en las estaciones circundantes consideradas en el día o mes en cuestión para deducir los datos faltantes.

Segundo criterio

Si la media anual – de la variable en estudio - en cada una de las estaciones circundantes difiere en menos del 10% de la registrada en la estación en estudio, los datos faltantes pueden ser estimados haciendo un promedio aritmético de los registrados en las estaciones circundantes.

Tercer criterio

Cuando la correlación obtenida del primer criterio no es aceptable, además, cuando la media anual de la variable en estudio, de las estaciones circundantes, difiere en más del 10% respecto a la registrada

en la estación en estudio, la referencia 1, propone estimar el valor, mediante la expresión que se muestra a continuación, la cual originalmente está escrita para la precipitación:

$$h_{p_x} = \frac{1}{n} \left[\frac{p_x}{p_1} h_{p_1} + \frac{p_x}{p_2} h_{p_2} + \dots + \frac{p_x}{p_n} h_{p_n} \right]$$

donde:

h_{p_i} ; altura de precipitación registrada el día en cuestión en la estación auxiliar i , en [mm].

h_{p_x} ; altura de precipitación faltante en la estación en estudio, en [mm].

p_x ; precipitación media anual en la estación en estudio, en [mm].

p_i ; precipitación media anual en la estación auxiliar i , en [mm], $i=1$.

n ; número de estaciones auxiliares o circundantes.

III.5.1. Evaporación

A continuación, se vera el procedimiento que se siguió para la complementación de la información faltante de evaporación, ya que, esta es una de las variables de la ecuación de balance.

Haciendo uso de la expresión anterior, la cual, originalmente está escrita para la precipitación; por lo que, fue adaptada para el caso de la evaporación:

$$Ev_{p_x} = \frac{1}{n} \left[\frac{Ev_x}{Ev_1} Ev_{p_1} + \frac{Ev_x}{Ev_2} Ev_{p_2} + \dots + \frac{Ev_x}{Ev_n} Ev_{p_n} \right]$$

donde:

Ev_{p_i} ; altura de evaporación registrada el mes en cuestión en la estación auxiliar i , en [mm].

Ev_{p_x} ; altura de evaporación mensual faltante, en la estación en estudio en [mm].

Ev_x ; altura de evaporación promedio histórico anual en la estación en estudio, en [mm].

Ev_i ; altura de evaporación promedio histórico anual en cuestión para la estación auxiliar i , en [mm], $i=1$.

n ; número de estaciones auxiliares o circundantes.

A partir de la ecuación anterior, se generaron los datos mensuales faltantes del mes de octubre del año 2000, así como, de los meses de enero y febrero del año de 2001, para la estación "10".

Es conveniente señalar, que debido al reducido número de estaciones con registros de lamina de evaporación, los criterios de la Referencia 1, no fueron posible ser aplicados exhaustivamente, por lo que, se concluyó en la necesidad de utilizar el promedio histórico para generar datos faltantes en meses de las estaciones en las cuales no se contaba con información de estaciones circundantes, que para el caso de la evaporación:

$$\overline{Ev} = \frac{\sum_{i=1}^n Ev_i}{n}$$

donde:

\overline{Ev} ; media histórica mensual de la lámina de evaporación, en [mm].

Ev_i ; lámina de evaporación mensual del año i , en [mm]

n ; número de datos de información disponible.

La ecuación anterior se utilizo para generar los datos de evaporación de los meses de noviembre y diciembre del año de 2000, así como, de los años completos de 2002 y 2003, de la estación "10".

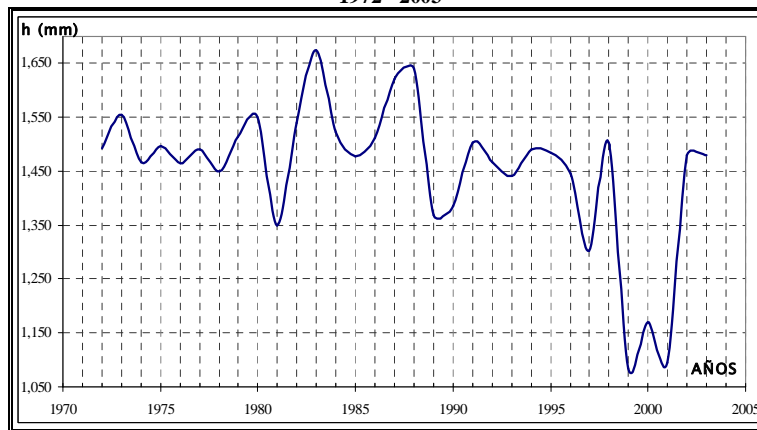
La **Tabla III.12**, muestra un resumen total anual de la lámina de evaporación mensual para todo el periodo de análisis, en ésta, se incluyen aquéllos datos ya complementados.

En la **Figura III.16**, se observa el comportamiento del resumen total anual de la lámina de evaporación mensual.

TABLA III.12
RESUMEN TOTAL ANUAL DE LÁMINA DE EVAPORACIÓN MENSUAL ESTACIÓN “10”, 1972 – 2003

AÑO	ALTURA TOTAL [mm]	AÑO	ALTURA TOTAL [mm]	AÑO	ALTURA TOTAL [mm]	AÑO	ALTURA TOTAL [mm]
1972	1,493.3	1980	1,551.3	1988	1,640.9	1996	1,446.1
1973	1,555.2	1981	1,350.2	1989	1,368.2	1997	1,303.0
1974	1,466.7	1982	1,539.7	1990	1,386.6	1998	1,504.3
1975	1,495.9	1983	1,674.1	1991	1,504.3	1999	1,083.4
1976	1,464.9	1984	1,523.2	1992	1,467.9	2000	1,168.8
1977	1,491.5	1985	1,476.6	1993	1,442.0	2001	1,094.8
1978	1,449.1	1986	1,511.2	1994	1,491.5	2002	1,479.8
1979	1,514.4	1987	1,620.2	1995	1,484.9	2003	1,479.8

FIGURA III.16
LÁMINA DE EVAPORACIÓN TOTAL ANUAL ESTACIÓN CLIMATOLOGICA “10”
1972 - 2003



III.5.2. Temperatura

En forma semejante que la información de evaporación, fue necesario completar los datos de temperatura media mensual.

Para el caso del Tercer Criterio, la expresión fue adaptada para la temperatura, la cual se escribe como sigue:

$$T_{P_x} = \frac{1}{n} \left[\frac{T_x}{T_1} T_{p_1} + \frac{T_x}{T_2} T_{p_2} + \dots + \frac{T_x}{T_n} T_{p_n} \right]$$

donde:

- T_{pi}**: temperatura registrada el mes en cuestión en la estación auxiliar **i**, en (Centígrados).
- T_{px}**: temperatura mensual faltante, de la estación en estudio, en (Centígrados).
- T_x**: temperatura promedio histórica mensual en la estación en estudio, en (Centígrados).
- T_i**: temperatura promedio histórica al mes en cuestión para la estación auxiliar **i**, en (Centígrados). *i*=1.
- n**: número de años con información disponible.

La ecuación anterior se utilizó para generar los datos de los meses de octubre, noviembre y diciembre del año del 2000, así como, para los meses de enero y febrero del año 2001, de la estación “10”.

El promedio histórico, constituyó el último criterio utilizado cuando no se dispuso de estaciones circundantes o vecinas, por tanto, siguiendo el mismo criterio que en el caso de la evaporación:

$$\bar{T} = \frac{\sum_{i=1}^n T_i}{n}$$

donde:

- \bar{T} ; media histórica mensual de temperatura, en [°C].
- T_i ; temperatura mensual del año i , en [°C]
- n ; número de datos de información disponible.

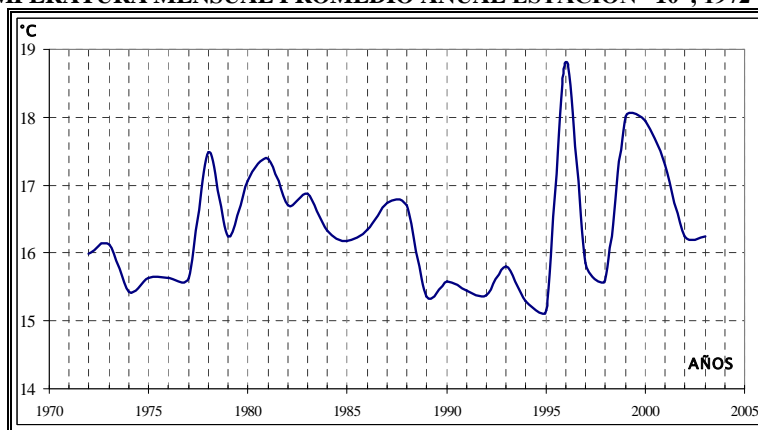
Los datos generados con esta ecuación son todos los meses de los años de 2002 y 2003, para la estación “10”.

La **Tabla III.13**, muestra el resumen promedio anual de la temperatura mensual para todo el periodo de análisis, en esta, se incluyen aquellos datos ya completados, en la **Figura III.17**, se puede observar el comportamiento del promedio anual de temperatura mensual.

TABLA III.13
RESUMEN DE TEMPERATURA MEDIA MENSUAL ESTACIÓN “10”, 1972 – 2003

AÑO	PROMEDIO ANUAL [°C]	AÑO	PROMEDIO ANUAL [°C]	AÑO	PROMEDIO ANUAL [°C]	AÑO	PROMEDIO ANUAL [°C]
1972	15.99	1980	17.06	1988	16.71	1996	18.82
1973	16.13	1981	17.38	1989	15.36	1997	15.85
1974	15.43	1982	16.70	1990	15.58	1998	15.60
1975	15.63	1983	16.87	1991	15.45	1999	18.02
1976	15.63	1984	16.33	1992	15.38	2000	17.94
1977	15.63	1985	16.18	1993	15.81	2001	17.29
1978	17.49	1986	16.35	1994	15.30	2002	16.25
1979	16.25	1987	16.74	1995	15.15	2003	16.25

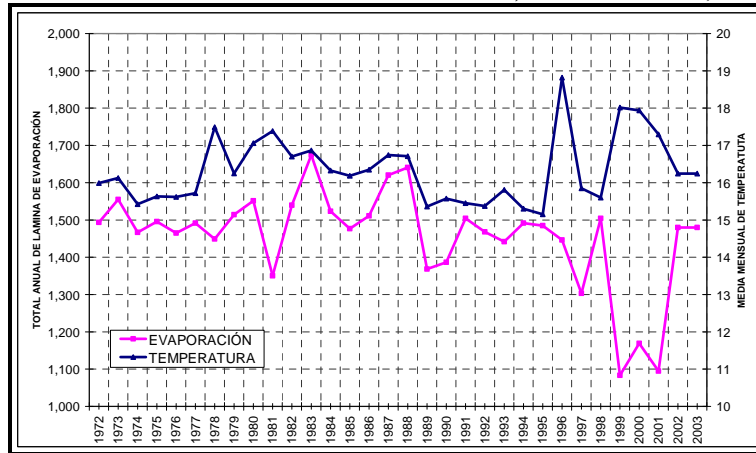
FIGURA III.17
TEMPERATURA MENSUAL PROMEDIO ANUAL ESTACIÓN “10”, 1972 - 2003



Por lo anterior, en la **Figura III.18**, se muestra la comparación del total anual de lamina de evaporación con la media mensual de temperatura, en dicha figura se observa que existe un comportamiento semejante en sus gráficas, ya que, a mayor temperatura mayor evaporación, esto se puede observar, tomando dos años como ejemplo, en este caso tomemos los años de 1975 y 1980, en

los cuales se tiene una temperatura media anual de 15.63° y 17.06° respectivamente, presentándose una lamina de evaporación total anual de 1,495.9 [mm] y 1,551.3 [mm] respectivamente.

FIGURA III.18
COMPARACIÓN DE LÁMINA DE EVAPORACIÓN TOTAL ANUAL
Y TEMPERATURA MENSUAL PROMEDIO ANUAL, ESTACIÓN "10", 1972 - 2003



IV. CONFIGURACIÓN DEL TERRENO Y CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO DEL SISTEMA

IV.1. Velocidades de hundimiento

La zona del sistema lagunar, esta conformado por gravas, arenas, bloques, basaltos y piroclásticas, de los cuales, los principales materiales localizados superficialmente tenemos arcillas y arenas, en esta zona predominan sedimentos de tipo arcilloso intercalados con arenas de grano fino, así como basaltos fracturados de gran permeabilidad.

La **Tabla IV.1**, muestra las características principales de la arcilla en el manto superficial de la zona del sistema lagunar, la cual a través del tiempo, tras la extracción de agua del subsuelo, ha modificado la arcilla, tornándola en un proceso constante de variación en la velocidad de consolidación, causando esto en la superficie y fondo del sistema de canales, un proceso de hundimiento de importante magnitud.

**TABLA IV.1
CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE LA ARCILLA**

MANTO SUPERFICIAL		
MATERIAL	SUPERFICIE Y HASTA 4.2 [m]	DE 4.2 A 6.6 [m]
		Limo orgánico gris oscuro con manchas de vidrio volcánico
W	126 %	130 %
LL	256 %	160 %
LP	100 %	82 %
Contenido de finos	90 %	86 %
Clasificación según SUCS	OH	OH y MH
γ	1.199 t/m ³	1.26 t/m ³
E	3.8	3.43
Gw	79 %	99 %
Cohesión a partir de UU	3 t/m ²	
Resistencia al cortante (prueba triaxial)	1.75 t/m ²	
# golpes	3 (consistencia blanda)	
C _u N _c F _R	6.95	

Por tanto, el régimen irregular e importante de velocidad de hundimiento del terreno, constituye las razones fundamentales de que las estructuras hidráulicas de control, pierdan su funcionalidad.

Su determinación, se efectuó a partir de la información topográfica recopilada, consistente en planos topográficos o documentos de información topográfica de 62 mojoneras distribuidas en todo el Sistema de Lagunas y Canales, los cuales poseían un número importante de registros históricos de nivelación.

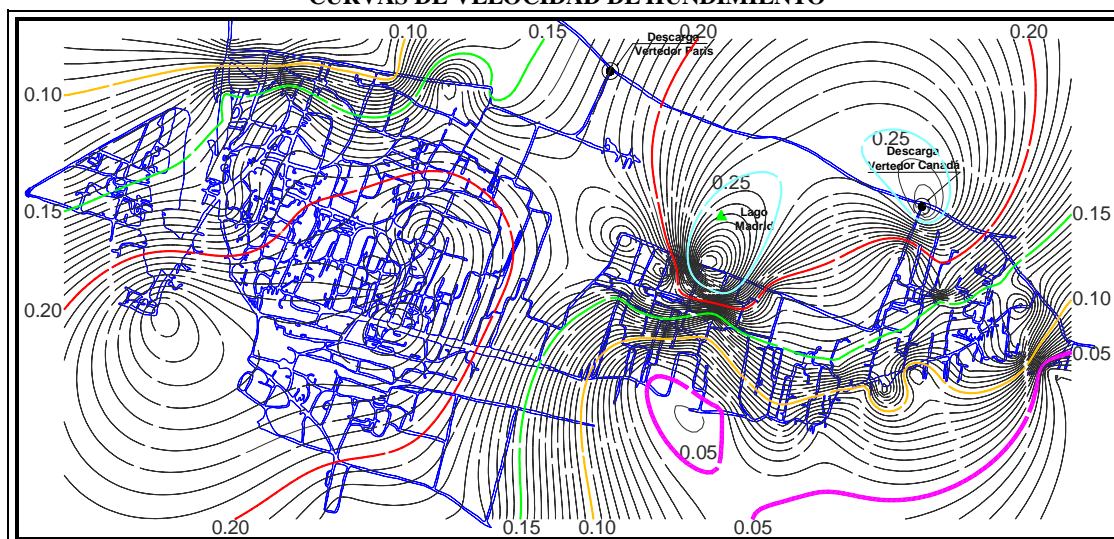
La diferencia aritmética entre cada lectura, permitió calcular la velocidad de hundimiento, en metros por año, para cada una de las mojoneras. Los resultados de este procedimiento se presentan en la **Tabla IV.2**.

TABLA IV.2
VELOCIDADES DE HUNDIMIENTO EN EL SISTEMA 2000 – 2003

MOJONERA	HUNDIMIENTO [m/año]	MOJONERA	HUNDIMIENTO [m/año]	MOJONERA	HUNDIMIENTO [m/año]
BN-01	0.138	M-18	0.087	M-39	0.148
BN-02	0.080	M-19	0.070	M-40	0.309
BN-03	0.074	M-20	0.165	M-41	0.175
M-01	0.129	M-21	0.168	M-42	0.049
M-02	0.196	M-22	0.118	M-43	0.087
M-03	0.142	M-23	0.127	M-44	0.061
M-04	0.195	M-24	0.163	M-45	0.096
M-05	0.147	M-25	0.186	M-46	0.094
M-06	0.119	M-26	0.195	M-47	0.083
M-07	0.120	M-27	0.190	M-48	0.137
M-08	0.136	M-28	0.122	M-49	0.059
M-09	0.175	M-29	0.153	M-50	0.074
M-10	0.183	M-30	0.275	M-51	0.093
M-10	0.186	M-31	0.157	M-52	0.134
M-11	0.148	M-32	0.109	M-53	0.105
M-12	0.135	M-33	0.190	M-54	0.059
M-13	0.026	M-34	0.116	M-55	0.137
M-14	0.052	M-35	0.140	M-56	0.122
M-15	0.268	M-36	0.145	M-57	0.250
M-16	0.109	M-37	0.143	M-58	0.176
M-17	0.178	M-38	0.171	--	--

Finalmente, con los registros, se obtuvieron las funciones de proyección de hundimientos, utilizando para la proyección, ecuaciones de tipo logarítmicas, las cuales obtenían el mejor valor de coeficiente de correlación del ajuste. Para el año 2003, se obtuvieron las curvas de igual hundimiento para todo el Sistema Lagunar (ver **Figura IV.1**), de la misma forma que en la Referencia 7.

FIGURA IV.1
CURVAS DE VELOCIDAD DE HUNDIMIENTO



A partir de la obtención de las curvas de igual velocidad de hundimiento, fue posible ubicar las zonas con mayor índice en éste proceso. En la Figura mencionada, se observan regiones con velocidades de hundimiento anual superiores a los 20 cm. Esta situación, ha provocado que cualquier estructura de control ubicada en estas áreas, este condenada a fallar estructuralmente, o bien, hundirse y perder la elevación de terreno que le justificó alguna vez su diseño y construcción.

De ahí que, el hundimiento del terreno, es el factor decisivo que determina en el tiempo el movimiento de agua y su concentración. Por ello, su pronostico en el tiempo, y su utilización para definir la ubicación y características de la estructuras de control hidráulico, permitirá una mayor vida operativa cumpliendo el objetivo.

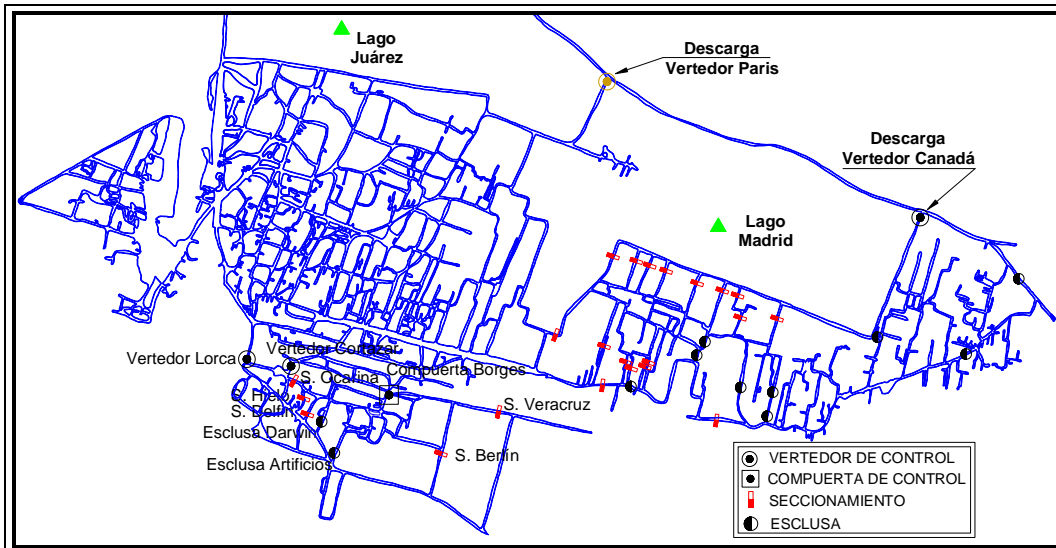
IV.2. Curva Elevaciones - Capacidades

La capacidad de almacenamiento de un sistema de canales o laguna, es función de las condiciones topográficas del fondo, márgenes y de estructuras hidráulicas operadas, que permitan el control de las descargas de gastos, así como el almacenamiento y/o regulación.

Para el caso de aplicación, el sistema de canales posee un importante número de estructuras de control de derivación de gastos de varios tipos: Compuertas, vertedores y orificios, así como también de estaciones de bombeo, y un importante acervo histórico de control de Bancos de nivel, así como de planos topográficos con información planimétrica y altimétrica. Desafortunadamente, dada la evolución de los asentamientos en el terreno, esta información deja de ser vigente en un corto tiempo.

A partir de la información topográfica recopilada, se logro la ubicación de las estructuras hidráulicas para el control de niveles y paso de embarcaciones; así como, de los seccionamientos existentes en el sistema en estudio. En la **Figura IV.2**, se muestran la ubicación de las estructuras hidráulicas antes mencionadas y existentes en el sistema de lagunas y canales.

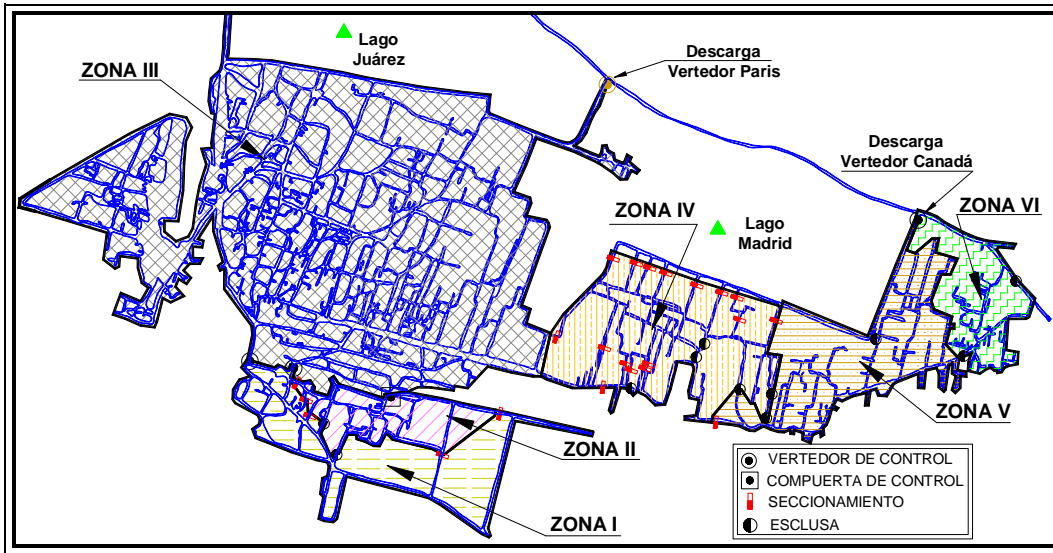
FIGURA IV.2
ESCLUSAS Y SECCIONAMIENTOS EXISTENTES ACTUALMENTE EN EL SISTEMA



A partir de las estructuras y seccionamientos en operación de esta zona, se ha preparado el esquema actual de la regionalización de niveles actual, en donde los seccionamientos y estructuras permiten controlar y sostener un nivel del agua. Un conjunto de canales delimitados por una serie de estructuras y seccionamientos, así como, un nivel común de agua, es considerado como región de

nivel o zona de nivel. De esta forma se lograron establecer seis zonas con niveles de agua diferentes, las cuales se muestran en la **Figura IV.3**.

FIGURA IV.3
REGIONALIZACIÓN ACTUAL DEL SISTEMA



La determinación de la regionalización actual, es función de la ubicación de las estructuras de control, esto permitió establecer el conjunto de canales y lagunas, los límites perimetrales, por tanto el área del espejo de agua, el área suelo agrícola y el área urbana, todo esto comprendido entre los límites perimetrales. Las dimensiones, ubicación e infraestructura, es posible sólo con apoyo de información gráfica del trazo, nivelación en márgenes y fondo de los canales. En el caso de aplicación fue posible disponer de ésta información en medios magnéticos y disponibles en el software de AutoCad.

En la **Tabla IV.3**, se resumen las áreas de suelo agrícola, de espejo de agua y área urbana de cada una de las seis zonas, que en la actualidad constituyen la regionalización de niveles en el sistema de canales y lagunas.

TABLA IV.3
RESUMEN DE ÁREA URBANA, PARCELAS Y CANALES POR ZONAS

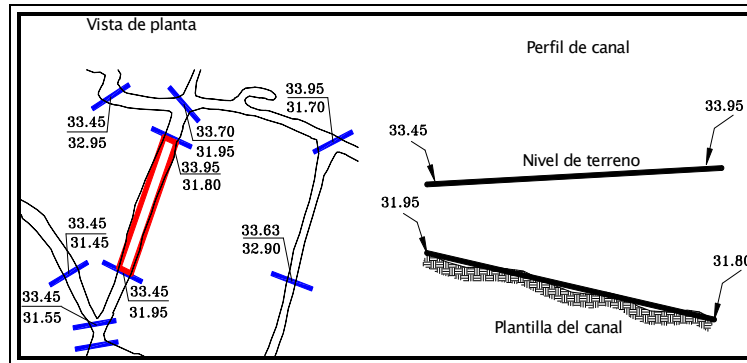
ZONA	ÁREAS EN [m ²]			
	PARCELAS	CANALES	URBANA	TOTAL
I	1,172,103.4	236,070.9	5,680,143.6	7,088,317.8
II	420,715.7	84,735.5	-	505,451.1
III	6,140,495.3	2,278,534.2	7,731,182.8	16,150,212.4
IV	1,743,755.6	373,493.4	511,338.9	2,628,587.9
V	939,830.1	201,301.3	-	1,141,131.5
VI	903,117.5	193,437.9	-	1,096,555.4

Curva de elevaciones - capacidades del sistema

La capacidad de almacenamiento como función de las profundidades es un factor que deberá conocerse y su determinación de la capacidad de almacenamiento del Sistema Lagunar, fue realizada con la información topográfica recopilada y disponible al año 2000, consistente en 1,350 secciones transversales con 730 tramos. Las secciones fueron, actualizadas al año 2003, a partir de las curvas de igual velocidad de hundimiento.

La información actualizada de cada sección transversal, constituyen de un par de datos, los cuales representan la elevación del terreno en cada una de las márgenes y de la plantilla del canal tal y como se muestra de la **Figura IV.4**

FIGURA IV.4
CONSIDERACIONES EN EL CÁLCULO DE LA CURVA ELEVACIONES – CAPACIDADES



Hecho lo anterior se obtuvieron las curvas Elevaciones-Capacidades, en cada región establecida como control, en cada uno de los canales que la constituyen, de la siguiente manera:

El procedimiento que a continuación se describe, depende de las características de la información topográfica disponible, la forma en que fue resuelta, puede ser diferente en otros casos.

Procedimiento de obtención de curva de elevaciones - capacidades del sistema

Para dos secciones próximas, como las mostradas en la **Figura IV.4**, se obtiene el ancho de canal para cada una de ellas. Se consideró además que el ancho del canal es igual al promedio de los anchos medidos en las secciones extremas, que definen al canal. Se ha supuesto que la plantilla de fondo tiene una pendiente uniforme, la cual es función del espaciamiento real entre cada sección.

El procedimiento fue aplicado a cada zona de la regionalización actual, se buscó la elevación mínima de plantilla y la elevación mínima de bordo, para calcular la capacidad de almacenamiento útil entre estos dos límites, esto con el fin de ubicar los tramos de canal con profundidades escasas, así como, puntos en donde existan riesgos de desborde e inundación.

Una vez que se conocen estos datos, se calcula el volúmen contenido en el canal entre elevaciones de espejo de agua de 5 [cm]. Finalmente, al hacer la suma de los volúmenes de todos los canales de la zona con respecto a la misma elevación, se obtiene una curva elevaciones - capacidades.

Posteriormente, para cada zona, se obtuvieron las representaciones graficas reales de las coordenadas (elevación, capacidad), observándose el comportamiento. Se propuso, a manera de simplificar el acceso a cálculo numérico de los volúmenes de almacenamiento, la representación de la capacidad de almacenamiento en una ecuación de la estructura siguiente, donde **k** y **m**, son coeficientes que se obtendrán de la mejor curva de ajuste.

$$V = kh^m$$

donde:

V: es el volúmen almacenado de agua en los canales de la zona; [m³].

h: es la profundidad media de agua en los canales de la zona; en [m].

K y m: son constantes obtenidas en el método.

La estructura de la ecuación puede ser obtenida mediante la regresión lineal, por el método de mínimos cuadrados, aplicándolo a los datos de cálculo de la curva de Elevaciones – Capacidades.

Método de mínimos cuadrados

Considerando la estructura propuesta de la ecuación de la Curva Elevaciones – Capacidades, si se aplican logaritmos naturales a ambos miembros de la ecuación y haciendo uso de las propiedades de los logaritmos, la ecuación queda de la siguiente forma:

$$L_N V = L_N k + mL_N h$$

La ecuación anterior toma la forma de una ecuación lineal para la cual la obtención de los coeficientes **k** y **m**, se realiza haciendo uso del método de mínimos cuadrados.

$$Y = b + mx$$

El error de la proyección con respecto a los datos originales, se escribe como sigue:

$$Error = Y - b - mx$$

Esta es la denominada función error, a partir de la cual, si se desea que el error entre la predicción y los datos reales sea mínimo, se eleva la ecuación al cuadrado.

$$(Er)^2 = [Y - [b + mx]]^2$$

Desarrollando la potencia.

$$(Er)^2 = Y^2 - 2Yb - 2Yxm + nb^2 + 2xbm + x^2 m^2$$

Para hallar los valores de **m** y **b** que minimizan $(Er)^2$, tomamos las primeras derivadas parciales de $(Er)^2$ con respecto a **m** y **b** e igualamos a cero.

$$\frac{\delta(Er)^2}{\delta b} = -2Y + 2nb + 2xm = 0 \quad \frac{\delta(Er)^2}{\delta m} = -2Yx + 2xb + 2x^2 m = 0$$

Agrupando convenientemente el resultado de cada derivada parcial, se obtiene un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas.

$$\begin{aligned} nb + xm &= Y \\ xb + x^2 m &= xY \end{aligned}$$

Del cual se obtiene el sistema matricial siguiente:

$$\begin{bmatrix} n & x \\ x & x^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} b \\ m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Y \\ xY \end{bmatrix}$$

Resolviendo la matriz resultante por algún método, por ejemplo de los determinantes, se obtienen los coeficientes **m** y **b**.

$$\begin{aligned} b &= L_n K & k &= e^b \\ X &= L_n (h) & h &= e^x \end{aligned}$$

Debido a las diferentes geometrías de canales, puede presentarse que en los extremos de la curva de Elevaciones - Capacidades Real, se observen algunos puntos dispersos, los cuales, produzcan que en estas zonas, las curvas de proyección y real se separen. Por lo que, se recomienda revisar las constantes obtenidas, mediante la detección y eliminación de él o los datos que perturben la tendencia general de la ecuación, hasta encontrar el mínimo error, y, por tanto, mayor similitud entre las dos curvas.

Las graficas de las **Figuras IV.5 a IV.10**, muestran las curvas Elevaciones-Capacidades, las cuales fueron obtenidas para cada una de las zonas en las que actualmente esta dividido el Sistema de Canales y Lagunas, así como, de las ecuaciones correspondientes. En la gráfica de la **Figura IV.11**, se muestra la curva Elevaciones-Capacidades para el Sistema Integral.

FIGURA IV.5
CURVA ELEVACIONES-CAPACIDADES, ZONA I

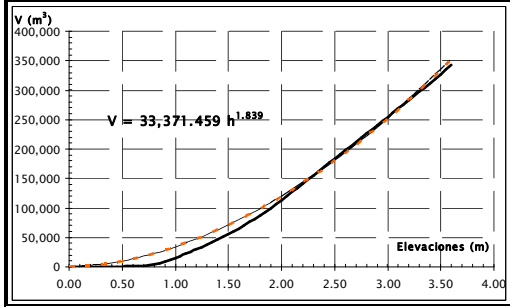


FIGURA IV.6
CURVA ELEVACIONES-CAPACIDADES, ZONA II

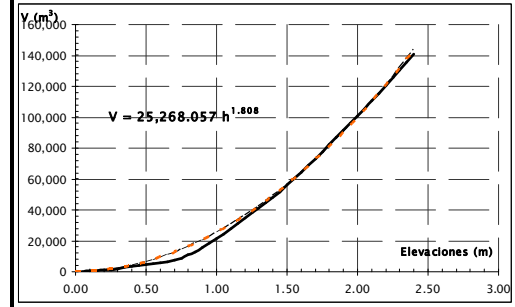


FIGURA IV.7
CURVA ELEVACIONES-CAPACIDADES, ZONA III

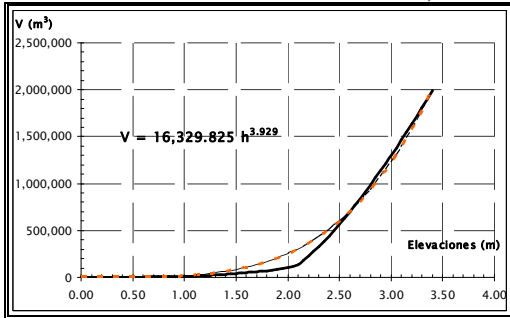


FIGURA IV.8
CURVA ELEVACIONES-CAPACIDADES, ZONA IV

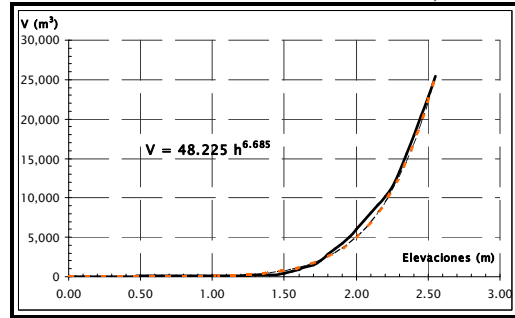


FIGURA IV.9
CURVA ELEVACIONES-CAPACIDADES, ZONA V

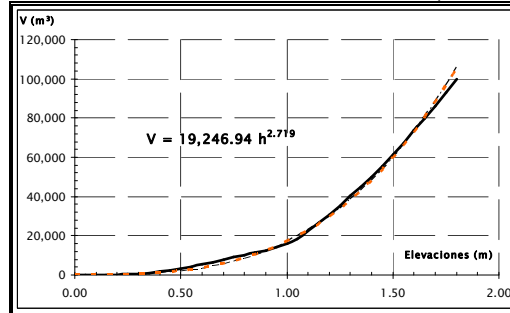


FIGURA IV.10
CURVA ELEVACIONES-CAPACIDADES, ZONA VI

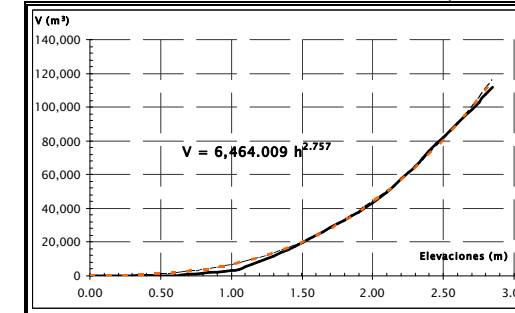
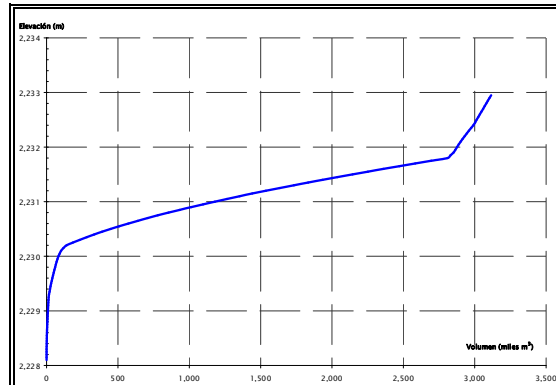


FIGURA IV.11
CURVA ELEVACIONES-CAPACIDADES TOTAL DEL SISTEMA LAGO



V. ANÁLISIS Y OBTENCIÓN DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO

Las semejanzas geológicas que existen entre la Cuenca del Río “A” y la Cuenca del Sistema Silao, hacen posible utilizar, los coeficientes de escurrimiento medio mensual y el instantáneo para avenidas, obtenido para la Cuenca del Río “A”.

La Cuenca del Río “A” es una cuenca adyacente a la del Sistema Silao (como se ve en la **Figura V.1**). Él río cuenta con una estación hidrométrica en su cauce principal, la cual registra el escurrimiento de la cuenca. “A”.

La comparación de datos hidrométricos, así como, de los datos de lluvia en las estaciones generó los escurrimientos registrados.

Es decir, que el análisis de los hidrogramas registrados de escurrimiento, después de separar los escurrimientos base del producido por la lluvia en exceso, es posible determinar el comportamiento del Coeficiente de Escurrimiento (C_e) de la Cuenca del Río “A”, análisis que fue llevado hasta la revisión diaria, pasando por el análisis mensual y anual.

De esta forma, dependiendo de la unidad de tiempo de análisis (día, duración de tiempo de la tormenta de análisis), la variación del coeficiente de escurrimiento, puede ser obtenida, de acuerdo con la Referencia 8 y las figuras 2.1, 2.2 y 2.3.

En los subcapítulos siguientes, se abordan y determinan los conceptos parteaguas, área de cuenca, pendiente de cuenca y del cauce, a fin de obtener la variación en el tiempo del coeficiente de escurrimiento.

V.1. Estudio de datos de lluvia – escurrimiento, cuenca del río “A”

Para el conocimiento de las características físicas de la cuenca, útiles en los análisis del escurrimiento de avenidas, es necesario determinar: el área y la pendiente de la cuenca, la longitud y pendiente del cauce principal.

En la determinación de estas características, se utilizó la información recopilada y de acuerdo con los métodos de Referencia 16, se determino lo siguiente:

El trazo del parteaguas se llevo a cabo a partir de documentos gráficos del INEGI a escala 1:10,000 y después se trazaron sobre las imágenes digitalizadas de la zona en estudio. Partiendo de las imágenes digitalizadas y pasadas a AutoCad, se trazo el parteaguas de la cuenca la cual resultado de 5,517 [Ha], como se muestra en la **Figura V.2**.

FIGURA V.1
CUENCAS “A” Y SILAO

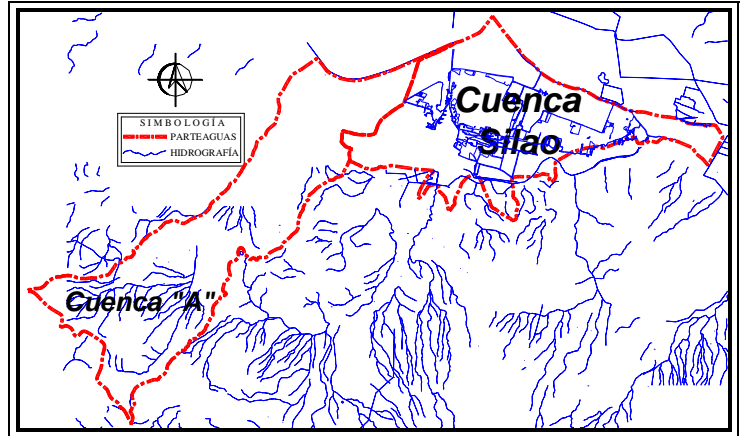
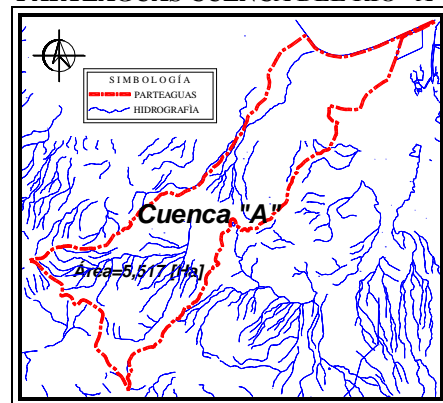


FIGURA V.2
PARTEAGUAS CUENCA DEL RÍO “A”



Pendiente de la cuenca

En la determinación de este parámetro físico, se describe el uso del Criterio de Horton, según Referencias 2 y 16:

- ✖ Como primer paso, se traza una malla sobre el plano de la cuenca analizada, para la cual, es conveniente orientar en el sentido de la corriente del cauce principal. Si la cuenca analizada es menor o igual a 250 [km²], es necesario que la malla sea de cuatro cuadros por lado; por su parte, si la cuenca analizada es mayor de 250 [km²], entonces el número de cuadros de la malla deberán ser incrementados, la aproximación de este método dependerá del tamaño de la malla.
- ✖ Como siguiente paso, se determina la longitud de cada una de las líneas que conforman la malla y que están dentro de la cuenca, además de lo anterior, se cuentan las intersecciones y tangencias de cada línea con las curvas de nivel. Así, la pendiente de la cuenca en estudio, para cada una de las direcciones de la malla, se obtiene mediante las ecuaciones siguientes:

$$S_x = \frac{N_x \cdot D}{L_x} \quad ; \quad S_y = \frac{N_y \cdot D}{L_y}$$

donde:

D: desnivel constante entre curvas de nivel.

L_x: longitud total de las líneas de la malla en la dirección “x”.

L_y: longitud total de las líneas de la malla en la dirección “y”.

N_x: número total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección “x”, con las curvas de nivel.

N_y: número total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección “y”, con las curvas de nivel.

S_x: pendiente de la cuenca en la dirección “x”.

S_y: pendiente de la cuenca en la dirección “y”.

Finalmente, para la pendiente media de la cuenca, Horton considera que, se puede determinar de la siguiente forma:

$$S_c = \frac{N \cdot D \cdot \sec \theta}{L}$$

donde:

L: L_x + L_y

N: N_x + N_y

D: desnivel constante entre curvas de nivel.

θ: ángulo entre las líneas de la malla y las curvas de nivel.

De acuerdo con este procedimiento, Horton sugiere un valor promedio de Sec θ=1.57, además también propone que, en la practica es igualmente eficaz ignorar el termino Sec θ (lo cual fue utilizado en este trabajo escrito). En la **Tabla V.1**, se pueden observar los resultados de la aplicación de este método, mismos que fueron aplicados a la Cuenca del Río “A”.

TABLA V.1
PENDIENTE DE LA CUENCA DEL RÍO “A”

Σ N _x	1553
Σ N _y	1674
Σ L _x [km]	160.429
Σ L _y [km]	159.918
D [km]	0.01
S _x	0.09680
S _y	0.10468
S_c	0.10073

Pendiente del cauce principal

El cálculo de la pendiente del cauce principal, se puede determinar según Referencia 1 y 16, el cual consiste en lo siguiente:

La pendiente de un tramo de río se determina como el desnivel topográfico entre los puntos extremos del tramo, dividido por la longitud horizontal de dicho tramo, esto es:

$$S = \frac{H}{L}$$

donde:

H: desnivel entre los extremos del tramo del cauce, en [m].

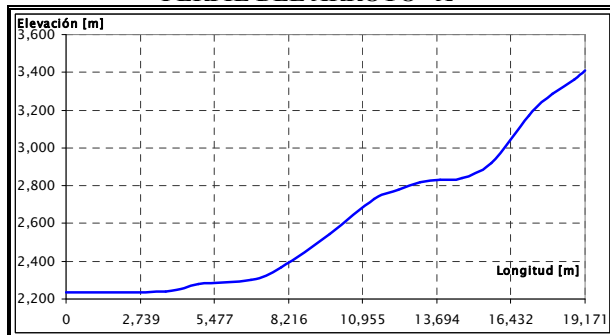
L: longitud horizontal del tramo de cauce, en [m].

S: pendiente del tramo de cauce.

TABLA V.2
RESULTADO DE LA PENDIENTE DEL ARROYO “A”

Longitud	X	Elevación	Pendiente
0.0	0.0	2,234	
3,684.7	3,684.7	2,240	0.00163
1,186.8	4,871.5	2,280	0.03370
1,969.6	6,841.0	2,300	0.01015
1,105.6	7,946.6	2,370	0.06332
1,790.4	9,736.9	2,545	0.09774
1,629.5	11,366.5	2,730	0.11353
904.5	12,271.1	2,780	0.05528
799.1	13,070.1	2,820	0.05006
742.8	13,812.9	2,830	0.01346
825.6	14,638.5	2,840	0.01211
1,059.1	15,697.6	2,920	0.07554
1,413.8	17,111.4	3,170	0.17683
868.8	17,980.2	3,285	0.13236
791.3	18,771.5	3,360	0.09479
399.7	19,171.2	3,410	0.12509
Pendiente Total:			0.07037

FIGURA V.32
PERFIL DEL ARROYO “A”



En la **Tabla V.2**, se observan los resultados del cálculo de la pendiente del Río “A”. La **Figura V.3**, muestra el perfil del Río “A”.

Lluvia media

Para la obtención de la altura de lluvia media, ya sea, diaria o mensual, para el periodo de datos disponibles, es necesario el trazo de los Polígonos de Thiessen (Referencias 1 y 16), este método, según las referencias citadas, consiste en:

1. Unir, mediante líneas rectas dibujadas en un plano de la cuenca, las estaciones más próximas entre sí. Con ello se forman triángulos en cuyos vértices están las estaciones pluviométricas o pluviográficas.
2. Trazar líneas rectas que bisectan los lados de los triángulos.
3. Cada estación quedará rodeada por líneas rectas del paso 2, que forman los llamados polígonos de Thiessen y el parteaguas será el área de influencia de la estación correspondiente.
4. La lluvia media, se calcula como un promedio pesado de las precipitaciones registradas en cada estación, usando como peso el área de influencia correspondiente:

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

donde:

A_i: área de influencia de la estación **i**.

h_{pi}: altura de precipitación en la estación **i**.

A_T: área total de la cuenca.

Las **Figuras V.4 a V.6**, muestran los Polígonos de Thiessen trazados para la Cuenca del Río “A” y los porcentajes de área por estación pueden ser consultados en las **Tablas V.3 a V.5**.

TABLA V.4
PORCENTAJE DE LOS POLÍGONOS DE THIESSEN
CUENCA DEL RÍO "A"
ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS (1972 – 1981)

CUENCA	ESTACIÓN	ÁREA	
		[Ha]	[%]
"A"	2	186.7	3.4
	1	1,126.1	20.4
	4l	3,909.5	70.9
	3	295.2	5.3
TOTAL =		5,517.5	100

FIGURA V.4
POLÍGONOS DE THIESSEN CUENCA DEL RÍO "A"
ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS (1972 – 1981)

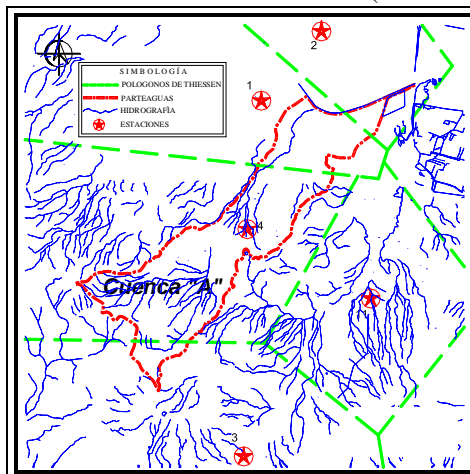


TABLA V.5
PORCENTAJE DE LOS POLÍGONOS DE THIESSEN
CUENCA DEL RÍO "A"
ESTACIONES PLUVIOGRÁFICAS (1982 – 2001)

CUENCA	ESTACIÓN	ÁREA	
		[Ha]	[%]
"A"	15	0.7	0.01
	10	715.8	13.0
	11	1,692.4	30.7
	12	2,980.7	54.0
	4	103.6	1.9
	13	24.3	0.4
	TOTAL		5,517.5

FIGURA V.5
POLÍGONOS DE THIESSEN CUENCA DEL RÍO "A"
ESTACIONES PLUVIOGRÁFICAS (1982 – 2001)

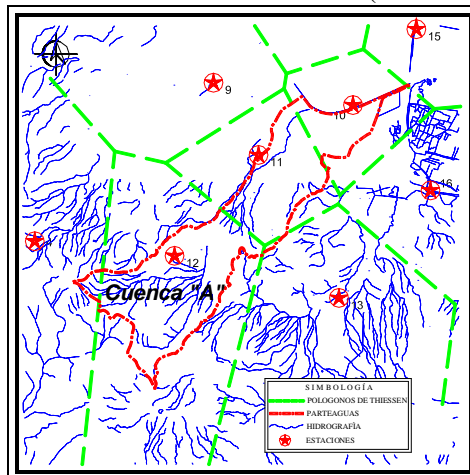


TABLA V.6
PORCENTAJE DE LOS POLÍGONOS DE THIESSEN
CUENCA DEL RÍO "A"
ESTACIONES PLUVIOGRÁFICAS (2002 – 2003)

CUENCA	ESTACIÓN	ÁREA	
		[Ha]	[%]
"A"	15	0.7	0.01
	10	646.0	11.8
	20	119.9	2.2
	11	1,643.3	29.8
	12	1,688.5	30.6
	13	24.4	0.4
	21	1,379.6	25.0
	4	15.1	0.2
	TOTAL		5,517.5

FIGURA V.6
POLÍGONOS DE THIESSEN CUENCA DEL RÍO "A"
ESTACIONES PLUVIOGRÁFICAS (2002 – 2003)

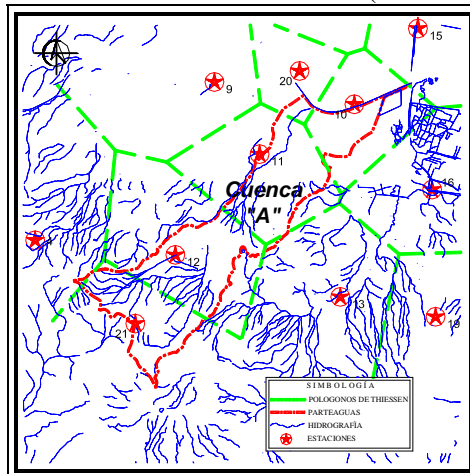
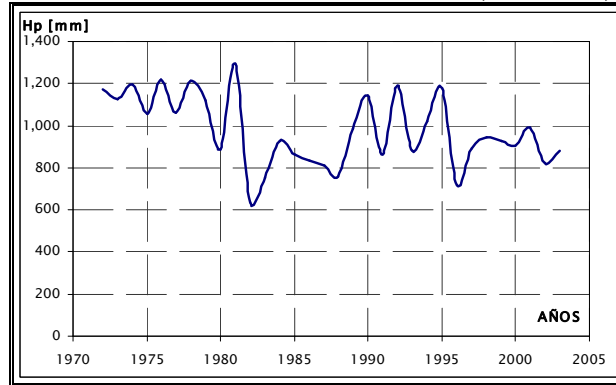


FIGURA V.7
LLUVIA MEDIA CUENCA DEL RÍO “A” (1972 – 2003)



Volúmen Llovido

Una vez que se cuenta con la lámina de lluvia media, es posible obtener el volúmen llovido sobre la cuenca, de acuerdo con Referencias 1 y 16, el volúmen llovido, se determina con la expresión siguiente:

$$V_{LL} = A_C \cdot \overline{h_p}$$

donde:

V_{LL} : volúmen llovido, en [m³].

A_C : área total de la cuenca, en [m²].

$\overline{h_p}$: altura de precipitación media, en [m].

En la **Figura V.8**, se observa el comportamiento del volúmen llovido mensual calculado para la Cuenca del Río “A”, los resultados de la grafica representan los volúmenes totales anuales de lluvia.

La **Figura V.9**, muestra el comportamiento del volúmen total anual de escurrimiento obtenido de los datos de la estación hidrométrica “España”.

FIGURA V.8
VOLÚMEN TOTAL ANUAL LLOVIDO
CUENCA DEL RÍO “A” (1972 – 2003)

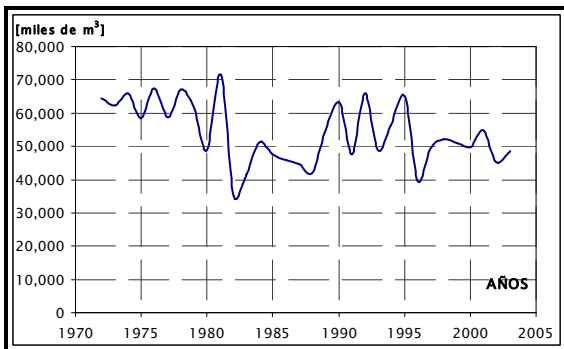
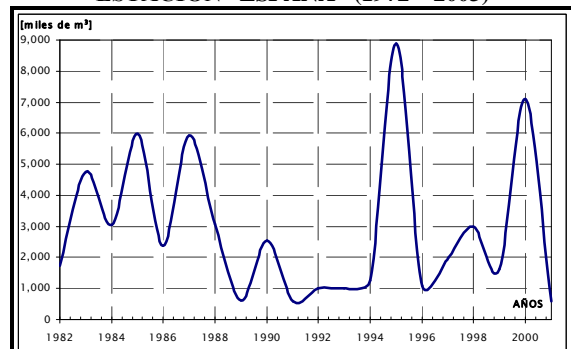


FIGURA V.9
VOLÚMEN TOTAL ANUAL DE ESCURRIMIENTO
MENSUAL CUENCA DEL RÍO “A”
ESTACIÓN “ESPAÑA” (1972 – 2003)



V.1.1. Coeficiente de escurrimiento mensual

Para la obtención del Coeficiente de Escurrimiento (C_e), se utilizo el resultado del análisis de los hidrogramas de escurrimiento de la Cuenca “A”, en donde fue obtenido el volúmen de escurrimiento directo en el total del período de información disponible hidrométrica. De ésta forma, realizando el cociente del volúmen llovido sobre la cuenca y el de escurrimiento directo, de acuerdo con las referencias 1 y 16, se obtiene el coeficiente de escurrimiento:

$$C_e = \frac{V_{Esc}}{V_{LLov}} \cdot 100$$

donde:

C_e : coeficiente de escurrimiento, en [%].

V_{Esc} : volúmen de escurrimiento, en [m³].

V_{LLov} : volúmen llovido, en [m³].

Con la expresión anterior, se estimó el coeficiente de escurrimiento mensual en el periodo de años de 1982 a 2001. Los coeficientes medios mensuales de escurrimiento fueron obtenidos, descartando en el proceso de cálculo los valores cercanos y mayores a 100% ya que, fueron identificados los períodos de tiempo con volúmen de lluvia despreciable y valores de escurrimientos registrados por la estación hidrométrica influenciados por lluvias antecesoras. En la **Tabla V.6**, se muestra el Coeficiente de Escurrimiento, resultado de la media mensual de la Cuenca del Río “A” para el periodo de años de 1982 a 2001.

El procedimiento, consistió en que, una vez obtenidos dichos coeficientes mensuales y diarios, se prosiguió a estimar la media mensual y el máximo de cada mes en cada año de análisis.

TABLA V.6
MEDIA MENSUAL DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO DE LA CUENCA DEL RÍO “A” (1982 – 2001)

MES	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Ce [%]	5.42	2.57	5.20	2.65	3.99	5.33	4.91	8.38	4.83	4.14	7.41	1.15

V.1.2. Coeficiente de escurrimiento diario

Este coeficiente, se obtuvo para tormentas e hidrogramas de escurrimiento aisladas. En este análisis, se observó una dispersión de los resultados, lo cual, se debió a la influencia de volúmenes de lluvia de intervalos de tiempo anteriores, sin embargo, se asumió como resultados satisfactorios, aquellos que se encontrasen con un valor de dispersión bajo, de tal forma que la desviación estándar se mantuviese constante (4.5%) para el número mayor de datos.

Por otra parte, fueron determinados los gastos base de escurrimiento, que resultaron en tres periodos:

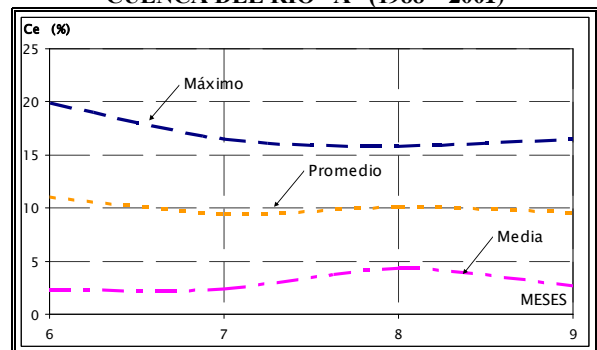
- ❖ Enero a abril de **0.005** [m³/s].
- ❖ Mayo a septiembre de **0.04** [m³/s].
- ❖ Octubre a diciembre de **0.004** [m³/s].

El escurrimiento base promedio, permitió separar el volúmen en exceso, y a partir de este, se determinó el coeficiente de escurrimiento instantáneo como se ha descrito en párrafos anteriores.

TABLA V.7
COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO MENSUAL
CUENCA DEL RÍO “A” (1988 – 2001)

Ce GENERAL EN [%]			
MES	MEDIA	MÁXIMO	PROMEDIO
Junio	2.20	19.83	11.01
Julio	2.34	16.44	9.39
Agosto	4.28	15.81	10.04
Septiembre	2.67	16.42	9.54

FIGURA V.10
Ce (%) DIARIO VALORES MEDIO Y MÁXIMO Y
PROMEDIO, DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE 4.2%
CUENCA DEL RÍO “A” (1988 – 2001)



En la **Tabla V.7**, se muestra el resultado final de la obtención del coeficiente de escurrimiento instantáneo. La grafica de la **Figura V.10**, muestra el comportamiento del coeficiente calculado.

Para el coeficiente de escurrimiento instantáneo, se analizaron exclusivamente los períodos con lluvia en exceso, que en este caso son, los meses de: junio, julio, agosto y septiembre. El coeficiente de escurrimiento instantáneo será utilizado para la generación de las avenidas de diseño, y el análisis de funcionamiento del sistema de canales sometida al paso de avenidas.

V.2. Coeficiente de escurrimiento zona lagunar

De acuerdo con la información recopilada (referencia 7), el coeficiente de escurrimiento, estimado para la cuenca Total del Sistema Lagunar, se obtuvo mediante un promedio pesado, tomando como datos los siguientes

TIPO DE ÁREA	Lago	Urbana	Cultivos	Pastos	TOTAL
Ce	1.0	0.5	0.15	0.15	
Área [km ²]	7.3560	3.4053	22.8299	10.6472	44.2384

El coeficiente de escurrimiento ponderado, es entonces:

$$Cep = \frac{1.0(7.356) + 0.5(3.4053) + 0.15(22.8299) + 0.15(10.6472)}{44.2384} = 0.32$$

VI. ESTIMACIÓN TEMPORAL DE VARIABLES HIDROLÓGICAS

VI.1. Estimación mensual de lluvia - escurrimiento

Área y pendiente de la cuenca

De acuerdo con la información topográfica y configuración del terreno recopilada, se trazó el parteaguas de la cuenca de aportación de escurrimiento al sistema de canales y se identificaron seis subcuencas aportadoras al Sistema, las cuales se puede observar en la **Figura VI.1**.

FIGURA VI.1
CUENCAS APORTADORAS AL SISTEMA



TABLA VI.
RESUMEN DE ÁREAS DEL SISTEMA DE CUENCAS

CUENCA	ÁREA [Ha]
B	2,904.866
C	13,082.381
D	666.473
E	902.587
F	4,566.320
G	1,229.711
Silao	4,423.842

Los recorridos de campo para la identificación de descargas de arroyos al Sistema, fueron realizados y, permitieron ubicar que existen cinco descargas, una de ellas reunía las aportaciones de los Ríos pertenecientes a las cuencas “B” y “C”, la **Figura VI.2**, indica en forma aproximada, los puntos de descarga de cada una de las cuencas al Sistema.

De forma semejante a la cuenca del Río “A”, se realizaron los cálculos sobre material gráfico para determinar las características físicas de las cuencas: área y pendiente de cada una de las cuencas, longitud y pendiente del cauce principal de cada cuenca.

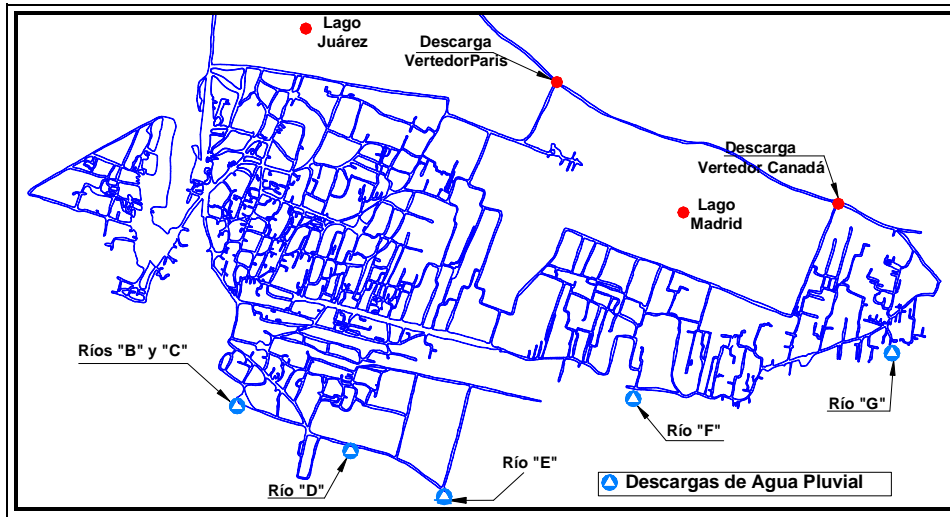
TABLA VI.2
RESUMEN DE PENDIENTES DEL SISTEMA DE CUENCAS

PENDIENTE	CUENCA					
	B	C	D	E	F	G
Suma N _x	1224	2598	543	712	1449	471
Suma N _y	1538	2391	529	625	1446	749
Suma L _x [km]	110.6	262.3	48.8	56.1	128.6	84.3
Suma L _y [km]	110.8	263.4	49.2	56.1	128.5	84.0
D [km]	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
S _x	0.1107	0.0991	0.1113	0.1269	0.1127	0.0558
S _y	0.1388	0.0908	0.1076	0.1115	0.1125	0.0892
S _c	0.1247	0.0949	0.1094	0.1192	0.1126	0.0725

Los procedimientos para la obtención de las características físicas de las cuencas, se realizaron de acuerdo con los procedimientos recomendados en Referencias 1 y 16, descritos en el capítulo V. La

Tabla VI.1, muestra el resumen del cálculo de las áreas de cada una de las cuencas a estudiar. En la Tabla VI.2, se observan los resultados del cálculo de la pendiente para cada una de las cuencas.

FIGURA VI.2
PUNTOS DESCARGA DE AGUA PLUVIAL EN EL SISTEMA



Longitud y pendiente del cauce principal

De conformidad con los procedimientos descritos en el capítulo V, se determinaron la longitud de los cauces principales, así como, la pendiente de los mismos, a continuación en las Figuras VI.3 a VI.8, se muestran los perfiles de los cauces principales de cada una de las cuencas aportadoras al Sistema Silao, ya que, estos permitirán determinar la capacidad y rapidez de respuesta de la cuenca, en la generación de avenidas.

FIGURA VI.3
PERFIL DEL ARROYO "B"

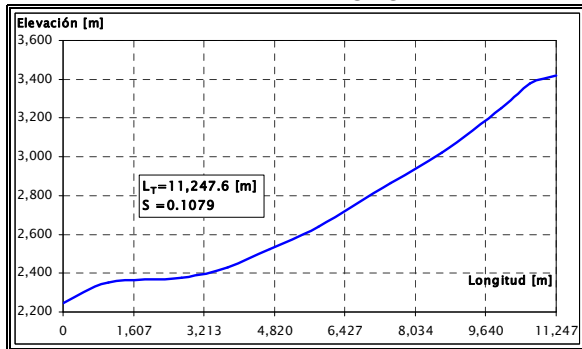


FIGURA VI.4
PERFIL DEL ARROYO "C"

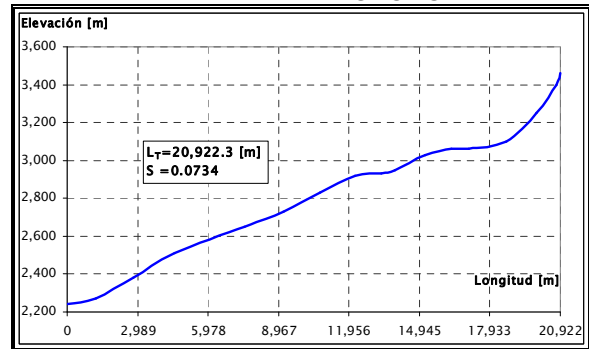


FIGURA VI.5
PERFIL DEL ARROYO "D"

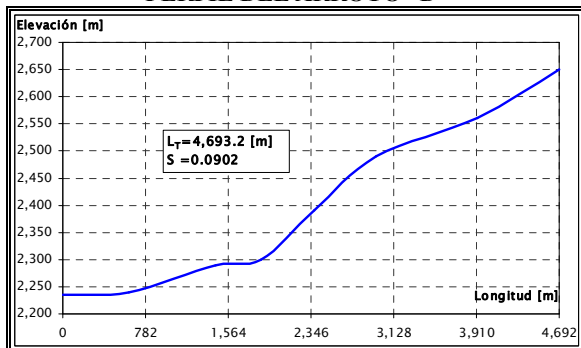
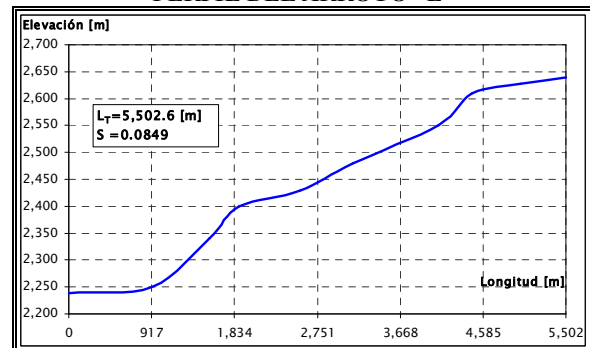
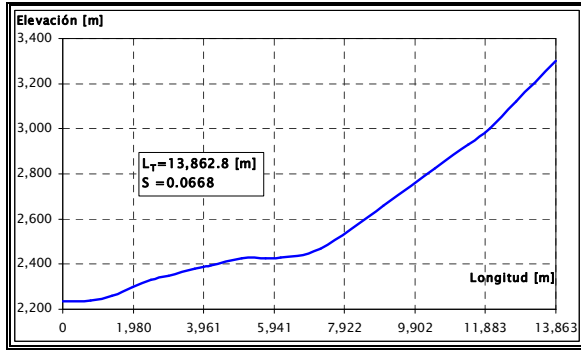


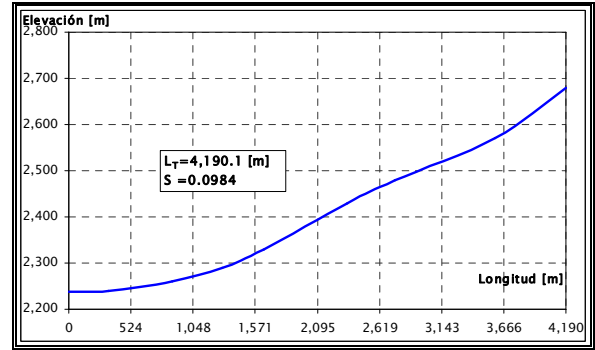
FIGURA VI.6
PERFIL DEL ARROYO "E"



**FIGURA VI.1.7
PERFIL DEL ARROYO "F"**



**FIGURA VI.1.7
PERFIL DEL ARROYO "G"**



Determinación de volúmenes de escurrimientos

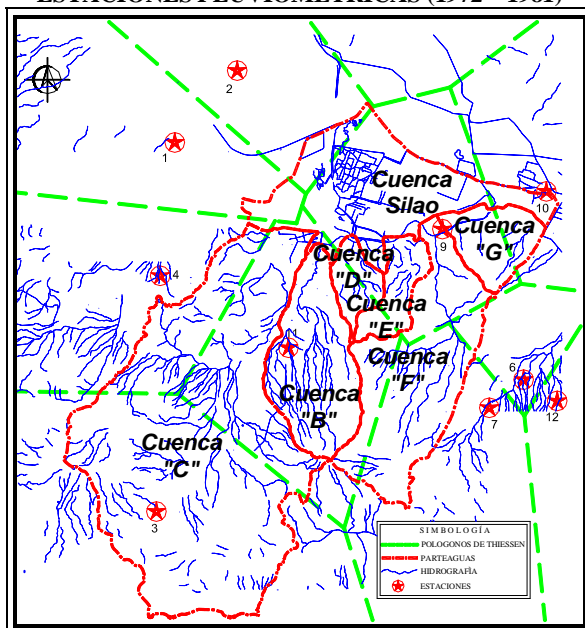
A partir de la relación lluvia-escurrimiento obtenida para la Cuenca "A", así como, de la obtención de la altura de lluvia media de las cuencas en estudio, se obtuvo el volumen llovido, como resultado del producto del área de la cuenca por la altura media de lluvia.

El volumen de escurrimiento es obtenido, considerando que existe similitud entre la cuenca "A" y las vecinas sujetas a estudio; de tal forma que el producto del coeficiente de escurrimiento por los valores de volúmenes de lluvia sobre cada una de las cuencas, permite determinar el volumen de escurrimiento directo de cada una de las cuencas. En los párrafos siguientes, se describen los resultados del escurrimiento de cada una de las cuencas en estudio.

Lluvia media

La determinación de la lluvia media mensual, se realizó a través del uso de los Polígonos de Thiessen, que fueron diseñados en su geometría en el Capítulo V. En las Figuras VI.9 a VI.11, se muestran los polígonos de Thiessen, resultantes y correspondientes para el Sistema de Cuencas, objeto de este análisis.

**FIGURA VI.9
POLÍGONOS DE THIESSEN, SISTEMA DE CUENCAS
ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS (1972 – 1981)**



**FIGURA VI.10
POLÍGONOS DE THIESSEN, SISTEMA DE CUENCAS
ESTACIONES PLUVIOGRÁFICAS (1982 – 2001)**

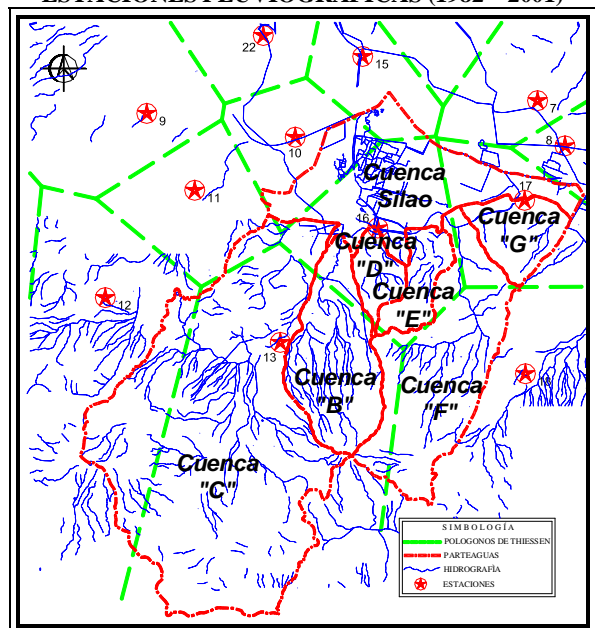
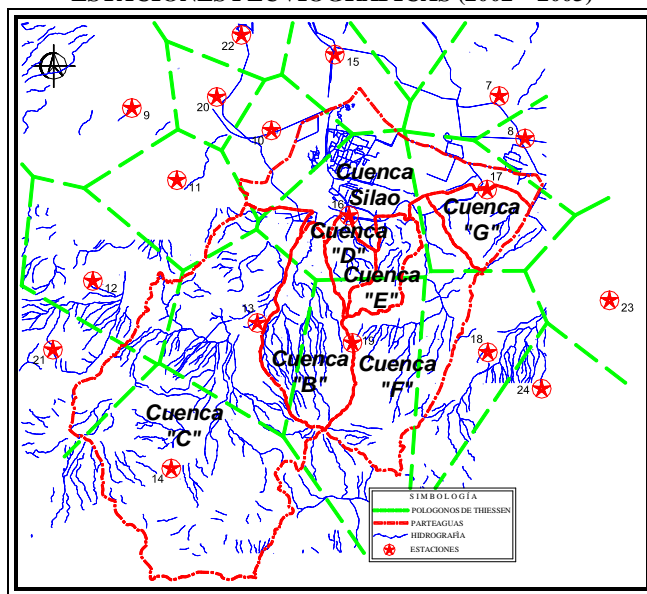


FIGURA VI.11
POLÍGONOS DE THIESSEN SISTEMA DE CUENCAS
ESTACIONES PLUVIOGRÁFICAS (2002 – 2003)



Volúmen llovido

El cálculo del volúmen mensual llovido de cada una de las cuencas, que intervienen ó aportan al Sistema de Canales y Lagunas, se determino como el producto de la altura media de lluvia sobre la cuenca en estudio por el valor de su área, como se cita en las Referencias 1 y 16 y se describe a continuación.

$$V_{LL} = A_C \cdot \overline{h_p}$$

donde:

V_{LL} : volúmen llovido mensual, en [m³].

A_C : área total de la cuenca, en [m²].

$\overline{h_p}$: altura de precipitación media mensual, en [m].

En las **Figuras VI.12 a VI.18**, se muestra la variación del valor del volúmen de lluvia, a partir de valores mensuales para cada una de las cuencas. Los volúmenes mostrados, son volúmenes totales anuales de lluvia en el periodo de años de 1972 a 2003.

FIGURA VI.12
VOLÚMEN TOTAL ANUAL LLOVIDO CUENCA "B"

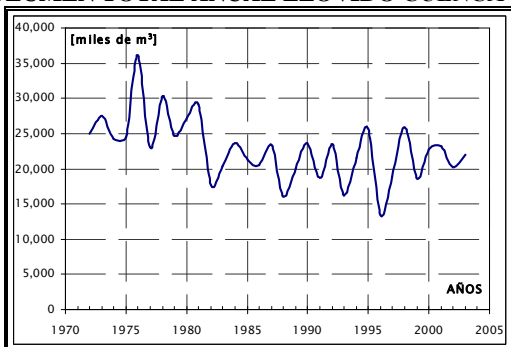


FIGURA VI.13
VOLÚMEN TOTAL ANUAL LLOVIDO CUENCA "C"

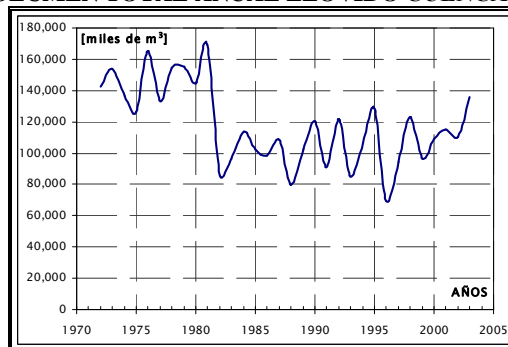


FIGURA VI.14
VOLÚMEN TOTAL ANUAL LLOVIDO CUENCA “D”

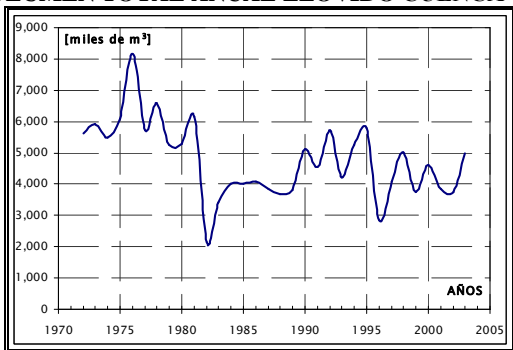


FIGURA VI.15
VOLÚMEN TOTAL ANUAL LLOVIDO CUENCA “E”

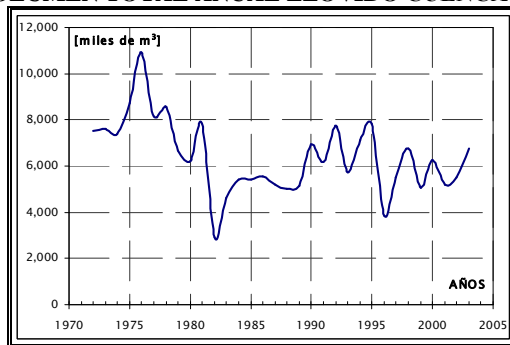


FIGURA VI.16
VOLÚMEN TOTAL ANUAL LLOVIDO CUENCA “F”

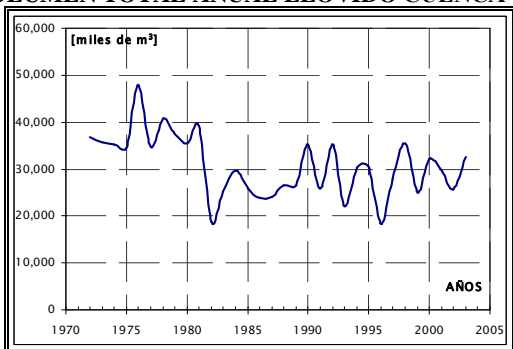


FIGURA VI.17
VOLÚMEN TOTAL ANUAL LLOVIDO CUENCA “G”

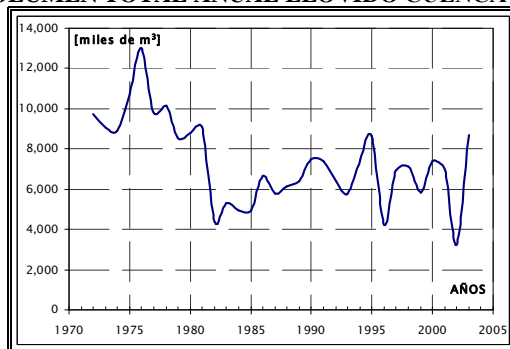
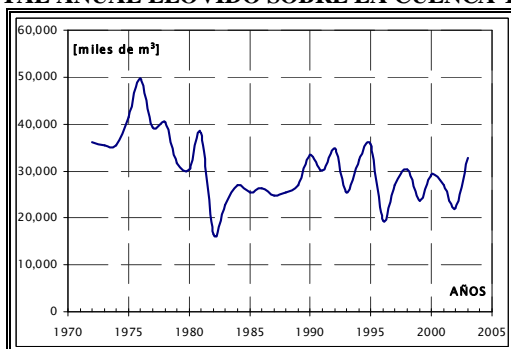


FIGURA VI.18
VOLÚMEN TOTAL ANUAL LLOVIDO SOBRE LA CUENCA TOTAL “SILAO”



Por lo anterior, dependiendo de la Región de análisis, así como del valor de área de aportación de escurrimiento, la variable “volumen llovido”, estará constituida por un conjunto de datos, que variará de acuerdo con el mes y año de que se trate.

Escurrecimiento directo

De acuerdo con las Referencias 1 y 7, el volumen de escurrimiento mensual para cada una de las siete cuencas, puede ser obtenido como sigue:

$$V_{Esc_i} = \frac{C_{e_i} \cdot V_{LLov_i}}{100}$$

donde

V_{Esc_i} : volúmen de escurrimiento en el mes i, en $[m^3]$.

C_{e_i} : coeficiente de escurrimiento en el mes i, en [%] (ver **Tabla V.6**).

V_{LLov_i} : volúmen de lluvia media en el mes i, en $[m^3]$.

Como se ya se comento en el capítulo V.2, coeficiente de escurrimiento estimado para la cuenca Total del Sistema Silao, es de **0.32**.

En las **Figuras VI.19 a VI.25**, se observa la variación en el tiempo del volúmen total anual de escurrimiento de cada una de las cuencas, y el total acumulado de las cuencas de aportación al Sistema Total de Canales y Parcelas, en el periodo de años de 1972 a 2003.

FIGURA VI.19
ESCURRIMIENTO TOTAL ANUAL CUENCA "B"

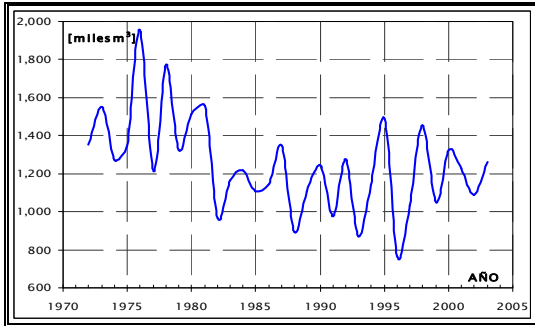


FIGURA VI.20
ESCURRIMIENTO TOTAL ANUAL CUENCA "C"

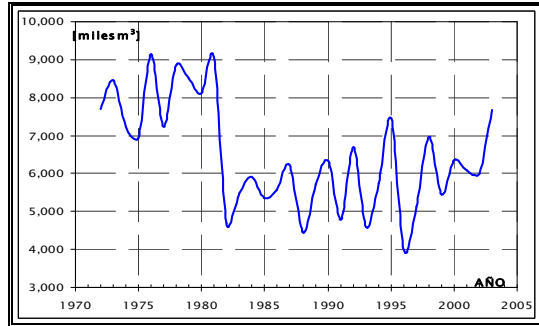


FIGURA VI.21
ESCURRIMIENTO TOTAL ANUAL CUENCA "D"

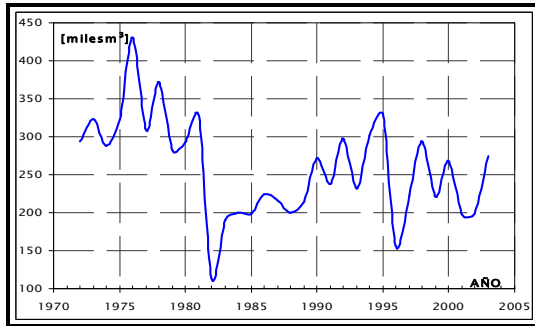


FIGURA VI.22
ESCURRIMIENTO TOTAL ANUAL CUENCA "E"

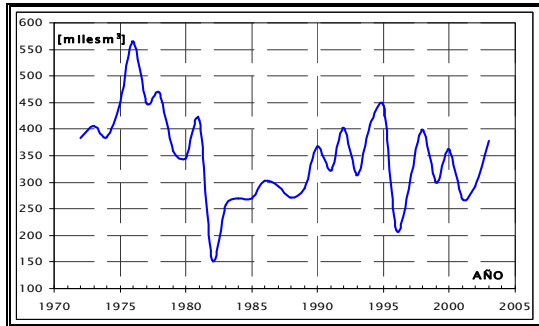


FIGURA VI.23
ESCURRIMIENTO TOTAL ANUAL CUENCA "F"

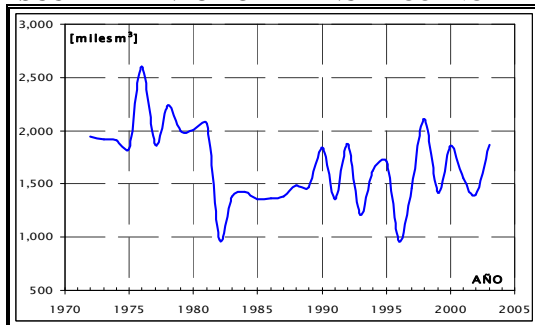


FIGURA VI.24
ESCURRIMIENTO TOTAL ANUAL CUENCA "G"

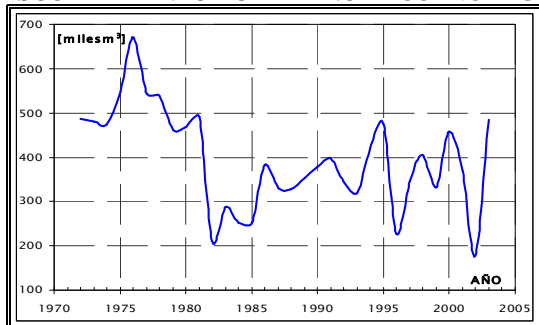
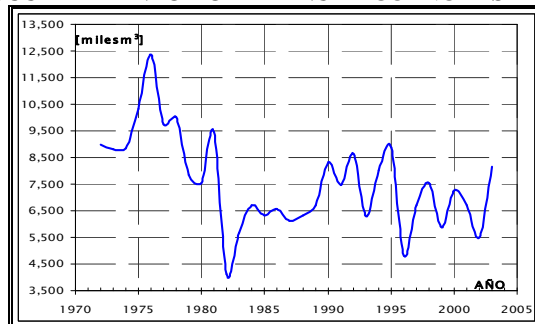


FIGURA VI.25
ESCURRIMIENTO TOTAL ANUAL CUENCA "SILAO"



De acuerdo con los datos de operación hidráulica local, los almacenamientos en la Presa San Esteban y el Lago Juárez, no son considerados en el análisis de conjunto debido a su ubicación respecto al sistema general, sin embargo los escurrimientos generados en las Cuencas de la Presa San Esteban, si son considerados como aportaciones al Sistema de Lagunas y Canales.

Los volúmenes precipitados sobre el Sistema de Lagunas y Canales, fueron distribuidos de acuerdo con los subsistemas de operación que se tienen en la zona, en este caso, el sistema total de canales y lagunas consta de seis zonas.

De acuerdo con lo anterior el escurrimiento total en cada uno de los seis (6) subsistemas, estará compuesto por el escurrimiento generado en la propia cuenca formada por el Sistema Total de Canales Lagunas y Parcelas, más la aportación por descarga pluvial, según el arroyo a que pertenezca, estos últimos ubicados con base en la información gráfica recopilada, ver **Figura VI.2**.

Para calcular la aportación por lluvia precipitada sobre cada uno de las seis zonas en las que esta dividido el sistema (Referencias 1 y 16), se utilizo la siguiente expresión:

$$V_{Esc_{j,i}} = \frac{\bar{h}_p \cdot Ce \cdot A_j}{100}$$

donde:

$V_{Esc_{j,i}}$: volúmen de escurrimiento en el mes i de la zona j , en $[m^3]$.

\bar{h}_p : altura de lluvia media del mes i en la Cuenca Silao, en $[m]$.

Ce : coeficiente de escurrimiento de la Cuenca Silao (32), en $[\%]$

A_j : suma de área urbana, canales y tierra agrícola de la zona j , en $[m^2]$.

Así las **Figuras VI.26 a VI.31**, muestran la variación en el tiempo del volúmen total anual de escurrimiento, constituido por la suma de las aportaciones de escurrimientos de cuencas, más el volúmen de aportación generado por la precipitación sobre el Sistema de Canales Lagunas y Parcelas, esto determinado para cada una de las zonas del Sistema de Canales Lagunas y Parcelas.

FIGURA VI.26
VOLÚMEN DE ESCURRIMIENTO TOTAL ANUAL
ZONA I (1972 – 2003)

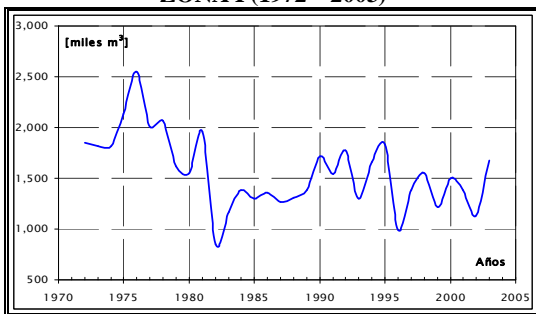


FIGURA VI.27
VOLÚMEN DE ESCURRIMIENTO TOTAL ANUAL
ZONA II, 1972 – 2003

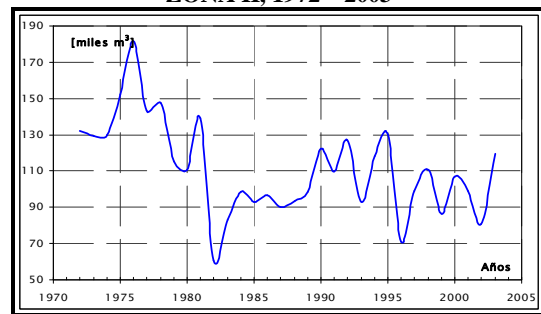


FIGURA VI.28
VOLÚMEN DE ESCURRIMIENTO TOTAL ANUAL
ZONA III (1972 – 2003)

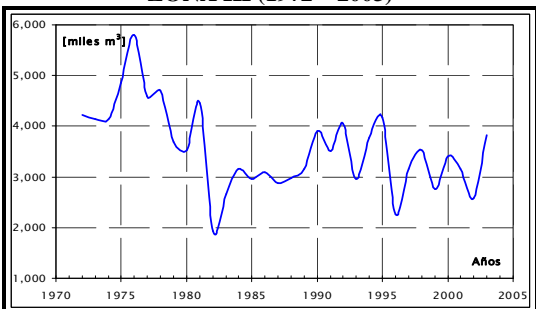


FIGURA VI.29
VOLÚMEN DE ESCURRIMIENTO TOTAL ANUAL
ZONA IV (1972 – 2003)

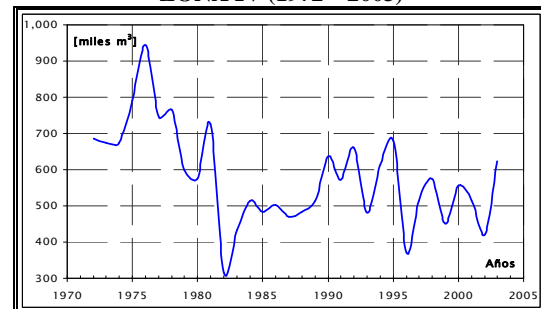


FIGURA VI.30
VOLÚMEN DE ESCURRIMIENTO TOTAL ANUAL
ZONA V (1972 – 2003)

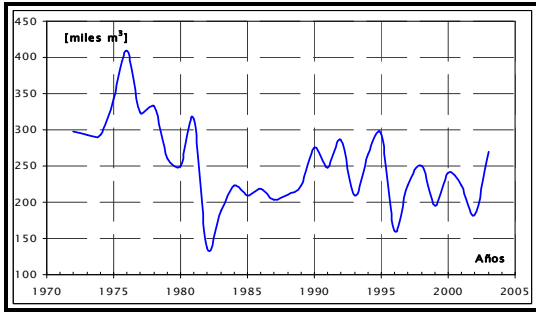
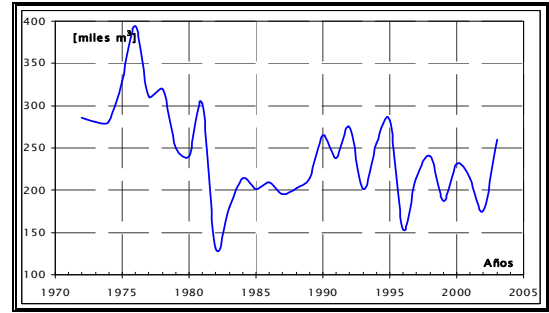


FIGURA VI.31
VOLÚMEN DE ESCURRIMIENTO TOTAL ANUAL
ZONA VI (1972 – 2003)



VI.2. Evaporación mensual

La información de lámina de evaporación recopilada de las estaciones climatológicas, permite estimar el volúmen de agua evaporado en cada una de las seis zonas.

Como ya se menciona en el capítulo III.5.1, la información de lámina de evaporación posee faltantes de información, los registros más completos y disponibles pertenecen a la estación Climatológica “10”, la cual se encuentra a una distancia del centro de la cuenca del sistema total de canales y parcelas de 6.5 [km]. Por tal motivo, se optó por considerar a la estación climatológica “10”, como la única estación, cercana al sitio de estudio y útil para el cálculo del volúmen de evaporación.

El cálculo del volúmen mensual de evaporación de los cuerpos de agua, se obtuvo siguiendo las recomendaciones de las Referencias 1, 6, y 7, en las cuales se tiene la siguiente expresión:

$$V_{Evapo_{j,i}} = 0.7 \cdot A_j \cdot \bar{h}_{Evapo_i} \quad \text{donde:}$$

$V_{Evapo_{j,i}}$: volúmen de evaporación mensual del cuerpo de agua j en el mes i , en [m³].
 0.7: factor de corrección.
 A_j : área superficial del cuerpo de agua j , en [m²].
 \bar{h}_{Evapo_i} : lamina de evaporación media del mes i , en [m].

En las **Figuras VI.32 a VI.37**, se observa el resultado del cálculo del volúmen de evaporación mensual para cada una de las zonas, las gráficas muestran el volúmen de evaporación total anual para los años de 1972 a 2003. Estos valores ingresarán en la ecuación de balance hidráulico, dependiendo del mes y año, así como de zona que se analice.

FIGURA VI.32
VOLÚMEN DE EVAPORACIÓN TOTAL ANUAL ZONA I

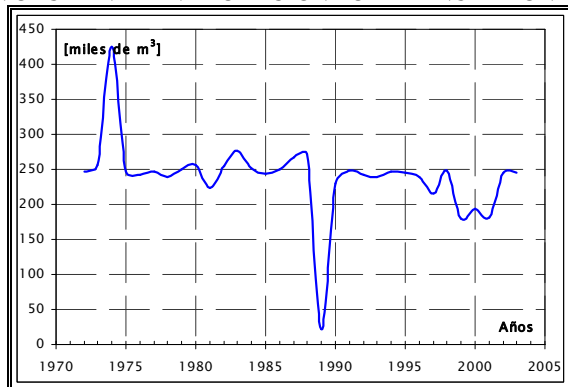


FIGURA VI.33
VOLÚMEN DE EVAPORACIÓN TOTAL ANUAL ZONA II

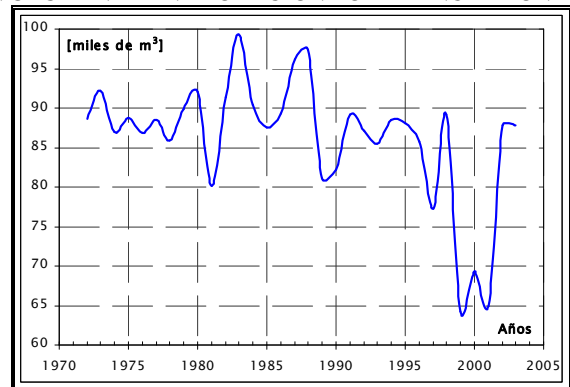


FIGURA VI.34
VOLÚMEN DE EVAPORACIÓN TOTAL ANUAL ZONA III

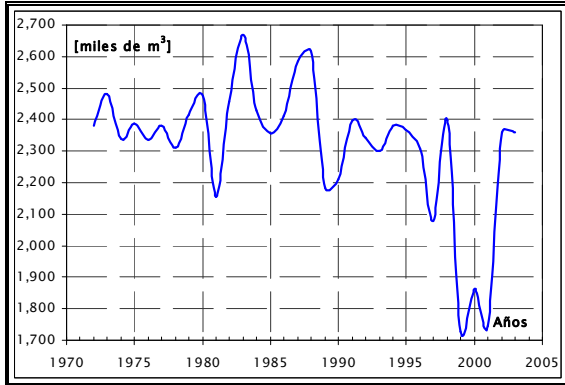


FIGURA VI.35
VOLÚMEN DE EVAPORACIÓN TOTAL ANUAL, ZONA IV

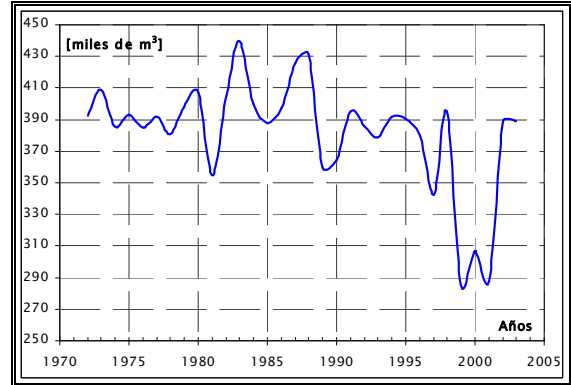


FIGURA VI.36
VOLÚMEN DE EVAPORACIÓN TOTAL ANUAL ZONA V

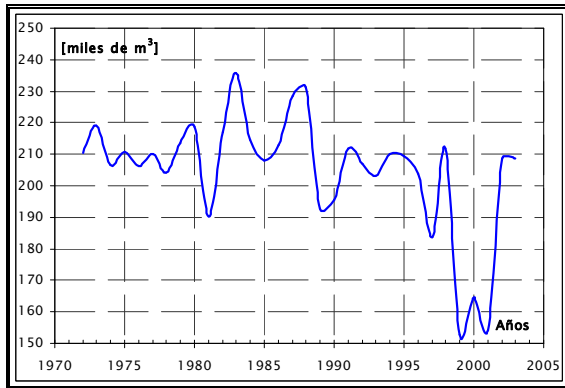
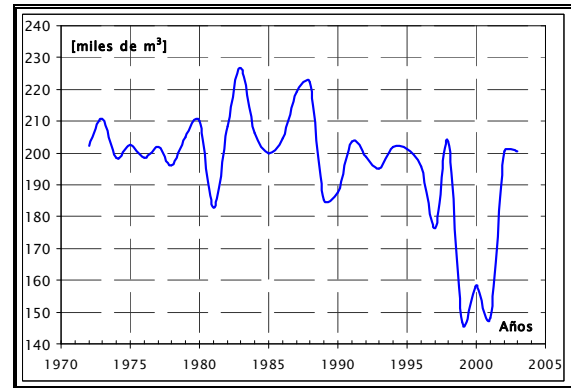


FIGURA VI.37
VOLÚMEN DE EVAPORACIÓN TOTAL ANUAL ZONA VI



VI.3. Lamina de riego mensual

La vegetación que preponderantemente cubra las partes firmes de tierra dentro del Sistema Lagunar, representa un consumidor de agua necesario, y la mayoría de las veces el Sistema Lagunar, puede soportar una importante magnitud de árboles y flora. Por lo anterior, es de gran importancia determinar los volúmenes de agua de consumo y su variación a lo largo del ciclo anual de estaciones. Adicionalmente, es importante considerar en el futuro los cambios en la demanda de agua por éste tipo de uso, o bien, la reducción de la disponibilidad de agua y el impacto de esto en la demanda por riego.

Para el Caso Práctico abordado en la presente tesis, ha sido posible considerar las variaciones en la demanda por riego, considerando la evolución en la magnitud de área disponible para este fin en el tiempo, así como la expansión de la extensión de tierras ociosas.

De acuerdo con la información disponible del caso práctico de aplicación, existen importantes áreas cubiertas por cultivos y pastizales, por lo que, con objeto de aproximar los procedimientos de la práctica común del agricultor del Sistema de Canales, Lagunas y Parcelas, en el uso de bombas para extraer agua de los canales con el fin de utilizarla para riego; se considera que el exceso de riego regresa al Sistema de Canales, en forma de escurrimiento superficial, o bien, evaporado de tal forma que los cultivos sólo utilizarán el agua necesaria para su desarrollo, y esto, se define como el “Uso Consuntivo”, y éste varía según el tipo de cultivo.

El criterio utilizado para el cálculo de la lámina de riego para “Uso Consuntivo” es el de Blaney-Cridle (Referencias 1 y 6), este método, tiene en cuenta la temperatura, las horas de sol diarias, el

tipo de cultivo, la duración del ciclo vegetativo, además de la temporada de siembra y la zona en la cual esta ubicada el área de cultivo. El ciclo vegetativo de un cultivo es el tiempo que transcurre entre la siembra y la cosecha y, por supuesto, lo anterior varía de cultivo a cultivo.

El método para calcular la lamina de riego esta basado en la siguiente expresión:

$$E_{t_i} = Kc_i \cdot f_i$$

donde:

E_{t_i} : lamina de riego durante el ciclo vegetativo, en [cm].

Kc_i : coeficiente de desarrollo parcial (Referencia 1).

f_i : factor de temperatura y luminosidad.

El factor de temperatura y luminosidad f_i se calcula como: $f_i = P_i \left(\frac{T_i + 17.8}{21.8} \right)$

donde:

P_i : porcentaje de horas sol del mes i con respecto al año.

T_i : temperatura media del mes i , en [°C] (**Tabla VI.3**).

Así la primera información que debe conocerse, son los tipos de cultivo preponderantes. De acuerdo con la información recabada del sistema de canales, lagunas y parcelas en la zona de estudio, se tienen cuatro tipos de cultivo preponderantes, los cuales son: Hortalizas, Flores, Maíz y Pastizales.

La obtención del coeficiente parcial de desarrollo (kc_i) y los meses de duración del ciclo vegetativo para cada uno de los cuatro cultivos representativos de la zona, se obtuvo mediante las figuras 4.4a y 4.4b de las páginas 62 y 63 respectivamente de Referencia 1.

Conforme a las referencias citadas, el porcentaje de horas sol, depende de la latitud norte donde se encuentra ubicado el lugar en estudio, para este caso, corresponde a **19°** latitud norte, a partir de este dato los porcentajes de horas sol de cada mes se obtuvieron de la Referencia 1, tabla 4.5 de la página 60, la **Tabla VI.3** muestra el por ciento de horas sol mensual.

TABLA VI.3
PORCENTAJE DE HORAS SOL MENSUAL

MES	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
P_i	7.79	7.28	8.41	8.51	9.11	8.97	9.20	8.92	8.28	8.19	7.63	7.71

Calculada la lámina media de riego mensual, el volúmen de riego utilizado en cada una de las subregiones, es función de la lámina de riego, el tiempo de cultivo, el número de cosechas y el área a cultivar en cada zona.

El volúmen mensual de riego se determina (Referencia 1), mediante la siguiente expresión:

$$V_{m_i} = E_{t_i} \cdot A_{Cul}$$

donde:

V_{m_i} : volúmen de riego en el mes i , en [m³].

E_{t_i} : lamina media de riego en el mes i , en [m].

A_{Cul} : área de cultivo, en [m²].

La **Tabla VI.4**, representa la variación en el tiempo del área de cultivo, así como el tipo de cultivo para todo el sistema en conjunto.

La información recopilada, respecto a la evolución del área y tipo de cultivo, esta dividida en tres partes: la primera de ellas comprende las zonas I, II y III; la segunda abarca la zona de IV; y la tercera corresponde a las zonas V y VI.

Teniendo en cuenta la actual regionalización para el control de niveles del agua, los resultados antes mencionados, fueron distribuidos en proporción al área y ubicación de las zonas, así como el tipo de cultivo.

Debido a la escasez de información gráfica de la ubicación de cultivos, se concluyó que el área de tierra agrícola de cada zona, representa un porcentaje del total área de área de la zona que corresponde.

TABLA VI.4
EVOLUCIÓN DE ÁREAS Y TIPO DE CULTIVO, SISTEMA LAGUNAR

AÑO	HORTALIZAS	FLORES	MAÍZ	PASTOS	TOTAL
	ÁREA (Ha)				
1972	588.0	376.1	120.6	774.4	1,859.1
1973	559.3	364.7	114.9	795.2	1,834.2
1974	530.7	353.4	109.2	816.0	1,809.2
1975	502.0	342.0	103.5	836.8	1,784.3
1976	473.3	330.6	97.8	857.7	1,759.4
1977	444.7	319.2	92.1	878.5	1,734.5
1978	416.0	307.8	86.4	899.3	1,709.6
1979	387.3	296.5	80.7	920.1	1,684.6
1980	358.7	285.1	75.0	940.9	1,659.7
1981	358.1	233.5	72.9	945.4	1,610.0
1982	357.6	281.4	70.8	949.9	1,659.7
1983	357.0	279.6	68.7	954.4	1,659.7
1984	356.5	277.7	66.6	958.9	1,659.7
1985	355.9	275.9	64.5	963.4	1,659.7
1986	355.3	274.0	62.4	967.9	1,659.7
1987	354.8	272.2	60.3	972.4	1,659.7
1988	354.2	270.4	58.2	976.9	1,659.7
1989	353.7	268.5	56.1	981.4	1,659.7
1990	353.1	266.7	54.0	985.9	1,659.7
1991	352.6	264.8	51.9	990.4	1,659.7
1992	352.0	263.0	49.8	994.9	1,659.7
1993	351.5	261.1	47.7	999.4	1,659.7
1994	350.9	259.3	45.6	1,003.9	1,659.7
1995	350.4	257.4	43.5	1,008.4	1,659.7
1996	349.8	255.6	41.4	1,012.9	1,659.7
1997	349.3	253.8	39.2	1,017.4	1,659.7
1998	348.7	251.9	37.1	1,021.9	1,659.7
1999	348.2	250.1	35.0	1,026.4	1,659.7
2000	347.5	248.3	33.0	1,030.8	1,659.6
2001	346.9	246.5	30.9	1,035.3	1,659.6
2002	346.4	244.6	28.8	1,039.8	1,659.6
2003	345.8	242.8	26.7	1,044.3	1,659.6

En las graficas de las **Figuras VI.38 a VI.43**, se muestra el volúmen de riego total anual necesario por cultivo para cada zona, para las condiciones actuales del Sistema Silao.

Las gráficas muestran, que el consumo de agua por los pastizales es importante y a diferencia de los cultivos, el agua en este caso, es tomada de la humedad del suelo adyacente a los canales a través de las raíces durante la época de secas. Es importante señalar, que la demanda de agua por este concepto, puede verse alterada si el pasto es eliminado por quema o bién en forma manual.

De igual forma que la variable de escurrimiento, la demanda por riego, es representada por un conjunto de datos en el tiempo, el cual ingresa a la ecuación de balance para un mes y año determinados.

FIGURA VI.38
VOLÚMEN DE RIEGO TOTAL ANUAL
POR TIPO DE CULTIVO, ZONA I (1972 – 2003)

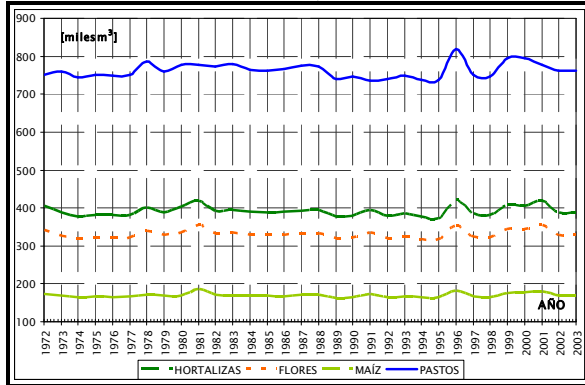


FIGURA VI.39
VOLÚMEN DE RIEGO TOTAL ANUAL
POR TIPO DE CULTIVO, ZONA II (1972 – 2003)

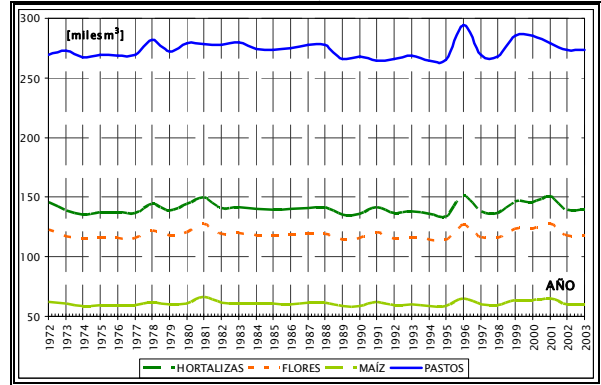


FIGURA VI.40
VOLÚMEN DE RIEGO TOTAL ANUAL
POR TIPO DE CULTIVO, ZONA III (1972 – 2003)

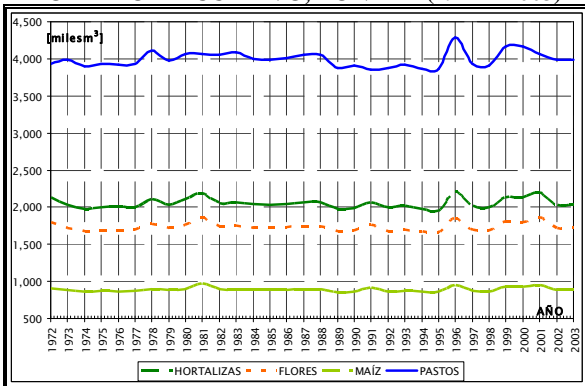


FIGURA VI.41
VOLÚMEN DE RIEGO TOTAL ANUAL
POR TIPO DE CULTIVO, ZONA IV (1972 – 2003)

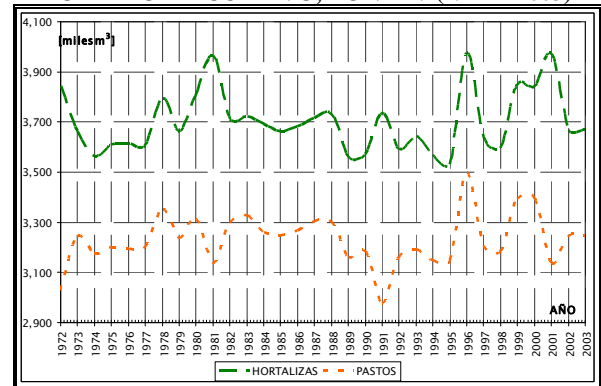


FIGURA VI.42
VOLÚMEN DE RIEGO TOTAL ANUAL
POR TIPO DE CULTIVO, ZONA V (1972 – 2003)

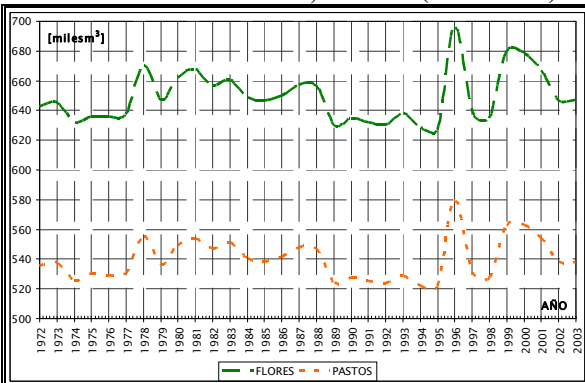
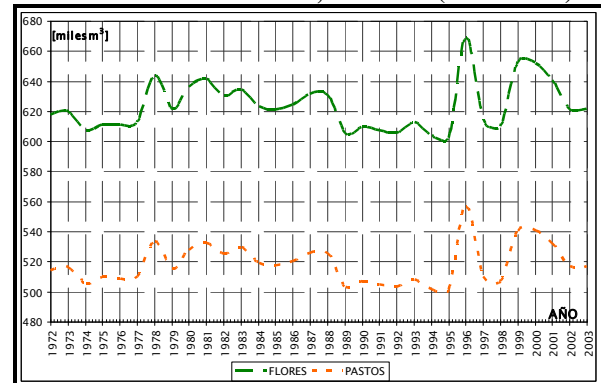


FIGURA VI.43
VOLÚMEN DE RIEGO TOTAL ANUAL
POR TIPO DE CULTIVO, ZONA VI (1972 – 2003)



VI.4. Evapotranspiración mensual por vegetación acuática

La vegetación acuática, es otro elemento de gran importancia, ya que, puede representar un consumidor de grandes volúmenes de agua. Para el caso práctico, la vegetación acuática representativa esta constituida por la presencia el “Lirio Acuático”, cuyo cálculo de la lamina unitaria por unidad de área de evapotranspiración mensual, se efectuó mediante la relación de la evapotranspiración por Lirio Acuático (E_t) y la lámina de evaporación (E_0), misma que parte de los trabajos de investigación de campo realizada por el Instituto Mexicano de la Tecnología del Agua (ver referencia 18).

La relación E_t/E_0 se llevó a cabo partiendo de los resultados de Referencia 18 obtenidos de la presa Guadalupe, en la **Tabla VI.5** se muestra la relación E_t/E_0 .

Así, el cálculo de la lámina de evapotranspiración por lirio acuático mensual se obtuvo de la siguiente forma:

$$\bar{h}_{LA} = \bar{h}_{Evapo} \cdot \frac{E_t}{E_0}$$

donde:
 \bar{h}_{LA} : lamina media de evapotranspiración por Lirio Acuático, en [mm].
 \bar{h}_{Evapo} : lamina media de evaporación, en [mm].
 E_t/E_0 : relación de evapotranspiración por Lirio Acuático (E_t) y la evaporación (E_0).

La expresión anterior, permite calcular la lámina de evapotranspiración por unidad de área por lirio acuático, que aplicada a las áreas con infección de esta maleza acuática, permitirá obtener el volumen por unidad de tiempo evapotranspirado. El programa de limpieza es aplicado en las zonas: I, II y III.

TABLA VI.5
RELACIÓN DE E_t/E_0 DE LIRIO ACUÁTICO

MES	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
E_t/E_0	1.0	1.0	1.57	1.57	1.84	2.96	3.346	3.28	1.57	1.0	1.0	1.0

El cálculo del volumen de evapotranspiración mensual por lirio acuático, se realizó para cada una de las seis zonas mediante la siguiente expresión:

$$V_{LA} = 0.7 \cdot \bar{h}_{LA} \cdot A_{LA}$$

donde:
 V_{LA} : volumen mensual de evapotranspiración por lirio acuático, en [m³].
0.7: factor de corrección.
 \bar{h}_{LA} : lamina media de evaporación, en [m]
 A_{LA} : área infectada por lirio acuático, en [m²].

La **Tabla VI.6**, muestra la estimación mensual de área infectada por lirio acuático para cada una de las zonas, considerando para esto su evolución mensual en el ciclo anual, las cuales fueron utilizadas para la estimación del volumen evapotranspirado por lirio acuático.

TABLA VI.6
ESTIMACIÓN DE ÁREAS INFECTADAS POR LIRIO ACUÁTICO EN EL SISTEMA SILAO

PERIODO	MES	I	II	III	IV	V	VI	SISTEMA SILAO
		ÁREA [Ha]						
1972 A 1981	1	22.6	7.3	219.2	37.5	20.1	19.3	532.0
	2	22.6	7.3	219.2	37.5	20.1	19.3	532.0
	3	22.6	7.3	219.2	37.5	20.1	19.3	532.0
	4	22.6	7.3	219.2	37.5	20.1	19.3	532.0

TABLA VI.6
ESTIMACIÓN DE ÁREAS INFECTADAS POR LIRIO ACUÁTICO EN EL SISTEMA SILAO

PERIODO	MES	I	II	III	IV	V	VI	SISTEMA SILAO
		ÁREA [Ha]						
1972 A 1981	5	22.6	7.3	219.2	37.5	20.1	19.3	532.0
	6	22.6	7.3	219.2	37.5	20.1	19.3	532.0
	7	22.6	7.3	219.2	37.5	20.1	19.3	532.0
	8	22.6	7.3	219.2	37.5	20.1	19.3	532.0
	9	22.6	7.3	219.2	37.5	20.1	19.3	532.0
	10	22.6	7.3	219.2	37.5	20.1	19.3	532.0
	11	22.6	7.3	219.2	37.5	20.1	19.3	532.0
	12	22.6	7.3	219.2	37.5	20.1	19.3	532.0
1982 A 1998	1	21.8	6.1	220.4	37.5	20.1	19.3	531.2
	2	22.6	4.4	225.3	37.5	20.1	19.3	535.3
	3	22.2	5.4	224.7	37.5	20.1	19.3	535.3
	4	21.9	5.8	198.1	37.5	20.1	19.3	508.8
	5	22.5	5.0	219.1	37.5	20.1	19.3	529.5
	6	22.4	4.5	214.1	37.5	20.1	19.3	524.0
	7	22.5	4.0	215.3	37.5	20.1	19.3	524.8
	8	22.5	2.7	213.6	37.5	20.1	19.3	521.8
	9	22.6	4.3	216.8	37.5	20.1	19.3	526.7
	10	22.6	4.2	212.8	37.5	20.1	19.3	522.7
	11	23.0	3.6	204.9	37.5	20.1	19.3	514.5
	12	23.1	6.4	201.1	37.5	20.1	19.3	513.5
1999 A 2003	1	21.6	6.1	218.9	37.5	20.1	19.3	529.5
	2	22.5	4.4	224.8	37.5	20.1	19.3	534.7
	3	22.0	5.5	224.0	37.5	20.1	19.3	534.5
	4	21.7	5.8	192.2	37.5	20.1	19.3	502.7
	5	22.3	5.0	217.3	37.5	20.1	19.3	527.7
	6	22.3	4.5	211.3	37.5	20.1	19.3	521.2
	7	22.4	4.0	212.8	37.5	20.1	19.3	522.2
	8	22.4	2.8	210.7	37.5	20.1	19.3	518.9
	9	22.5	4.4	214.6	37.5	20.1	19.3	524.5
	10	22.5	4.3	209.8	37.5	20.1	19.3	519.6
	11	23.0	3.6	200.3	37.5	20.1	19.3	509.9
	12	23.0	6.4	195.7	37.5	20.1	19.3	508.1

La información disponible sobre los procedimientos de eliminación de lirio acuático, permiten concluir en dos procedimientos básicos: Cosechadora de lirio (captura y molido parcial), un segundo procedimiento consistente en la eliminación manual, mediante redes y embarcaciones pequeñas.

Las graficas de las **Figuras VI.44 a VI.49**, muestran la variación en el tiempo del volúmen total anual de evapotranspiración de lirio acuático calculado para cada una de las subregiones del sistema de lagunas y canales; estos valores se integrarán al cálculo del balance hidráulico, de acuerdo con el mes, año y zona de que se trate.

FIGURA VI.44
VOLÚMEN DE EVAPOTRANSPIRACIÓN TOTAL ANUAL
POR LIRIO ACUÁTICO, ZONA I (1972 – 2003)

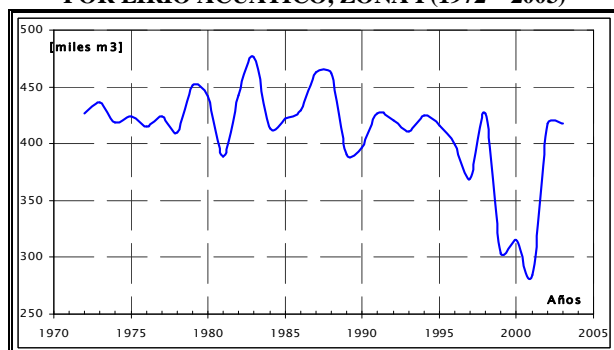


FIGURA VI.45
VOLÚMEN DE EVAPOTRANSPIRACIÓN TOTAL ANUAL
POR LIRIO ACUÁTICO, ZONA II (1972 – 2003)

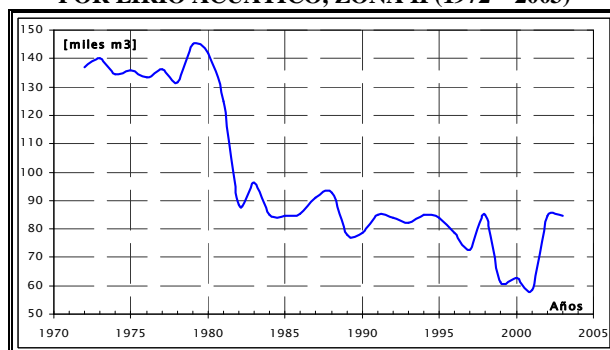


FIGURA VI.46
VOLÚMEN DE EVAPOTRANSPIRACIÓN TOTAL ANUAL
POR LIRIO ACUÁTICO, ZONA III (1972 – 2003)

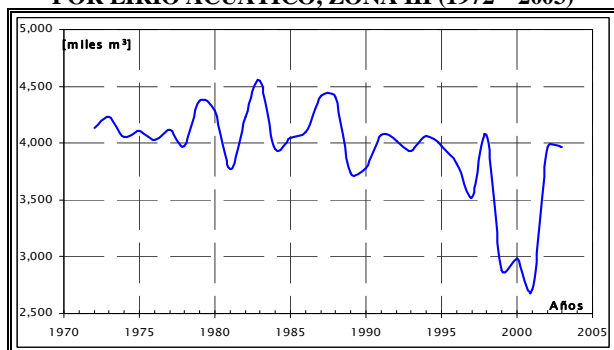


FIGURA VI.47
VOLÚMEN DE EVAPOTRANSPIRACIÓN TOTAL ANUAL
POR LIRIO ACUÁTICO, ZONA IV, 1972 - 2003

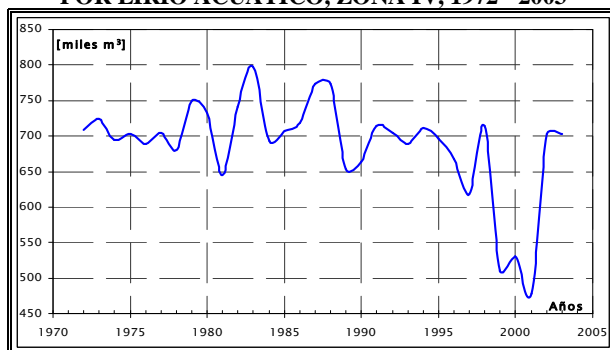


FIGURA VI.48
VOLÚMEN DE EVAPOTRANSPIRACIÓN TOTAL ANUAL
POR LIRIO ACUÁTICO, ZONA V, 1972 - 2003

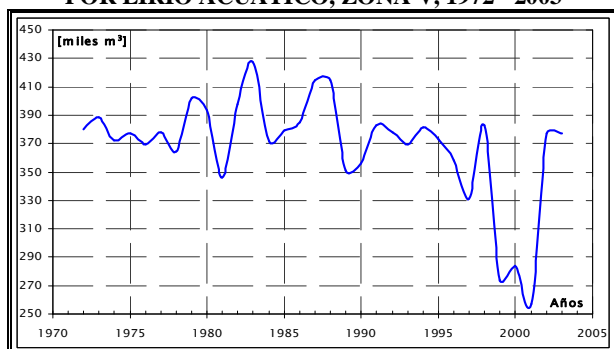
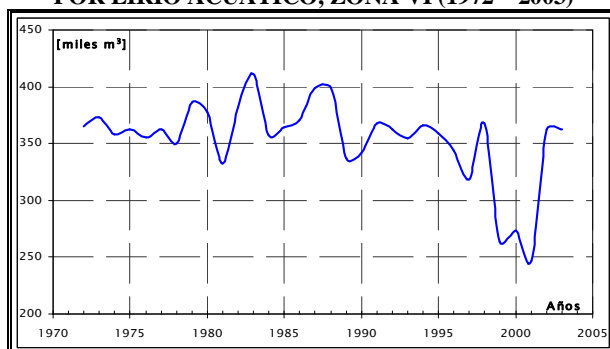


FIGURA VI.49
VOLÚMEN DE EVAPOTRANSPIRACIÓN TOTAL ANUAL
POR LIRIO ACUÁTICO, ZONA VI (1972 – 2003)



VI.5. Infiltración y excedencias mensuales

El agua contenida entre las márgenes y el fondo de los canales, se ve sometida a los procesos de extracción ya descritos, como son: el riego, derrames de excedentes, evaporación y evapotranspiración por consumo de las malezas acuáticas, así como también, aunque en un proceso de menor velocidad, la infiltración al subsuelo de forma lenta, debido a que el fondo y márgenes están constituidos por una arcilla impermeable.

Considerando a la “Infiltración” como el proceso mediante el cual el agua penetra en el suelo, a través de su superficie y queda retenida en él o alcanza un manto acuífero incrementando el volumen de éste” (referencia 5); el proceso de infiltración ocurrido en el caso práctico de aplicación, de

acuerdo con información mostrada en la Referencia 6, es de un valor cercano a **0.0055** [$\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$] el cual, según la referencia citada, fue obtenido a través de observaciones de campo.

Es importante señalar, que existen varios métodos para la obtención de éste índice, desde el establecimiento de un tramo control de canal, de área y volúmen conocidos, en donde sea posible medir en todo momento los volúmenes de entrada y salida de agua, así como el volúmen evaporado, de esta forma, por medio del balance hidráulico por unidad de tiempo, puede determinarse a la infiltración.

Por lo anterior, conocida el área de contacto del fondo, puede establecerse el valor por unidad de área del volúmen infiltrado. A continuación se presentan algunas de las metodologías para la obtención de este índice:

- *Índice de infiltración media.*- El cual esta basado en la hipótesis de que, para una tormenta con determinadas condiciones iniciales, la cantidad de recarga en la cuenca permanece constante a través de toda la duración de la tormenta. Esto es, si se conoce el histograma de la tormenta, el índice de la infiltración media ϕ , en la intensidad de lluvia media sobre la cual el volúmen de lluvia es igual al del escurrimiento directo observado.
- *Criterio del coeficiente de escurrimiento.*- Con este criterio se supone que las pérdidas son proporcionales a la intensidad de la lluvia, esto es: $f=(1-C_e)i$, es decir, $r=C_ei$.
- *Criterio del United States Soil Conservation Service (USSCS).*- De acuerdo con este criterio la relación entre el coeficiente de escurrimiento y la altura de precipitación total de una tormenta está dada por: $C_e=[(P-0.2S)^2]/[P^2+0.8SP]$, donde P es la altura total de precipitación de la tormenta y S es un parámetro por determinar, con las mismas unidades de P. El parámetro S se puede estimar si se conocen varias parejas de valores (P,C_e); el valor de S puede tomarse como el que hace que la variancia del error cometido al calcular C_e, con respecto al coeficiente de escurrimiento real, sea mínima.
- *Criterio del índice de precipitación antecedente.*- Este criterio relaciona el índice de infiltración media ϕ con las condiciones de humedad del suelo y es útil para problemas de predicción de avenidas a corto plazo.
- *Infiltrómetro de carga constante.*- Estos infiltrómetros permiten conocer la cantidad de agua que penetra en el suelo en un área cerrada, a partir de agua que debe agregarse a dicha área para mantener un tirante constante, que generalmente es de medio centímetro.
- *Simuladores de lluvia.*-Estos simulan la lluvia, aplicando el agua en forma constante al suelo mediante regaderas. El área que estos simuladores cubren varía generalmente entre 0.1 [m^2] y 40 [m^2]. En estos aparatos la capacidad de infiltración se deduce midiendo el escurrimiento superficial resultante de una lluvia uniforme.

El coeficiente de infiltración a usar en éste caso, es un valor de volúmen por unidad de tiempo y por unidad de área, del cual se desprende, que las posibles variaciones en el área del cuerpo de agua del Sistema Silao, harían crecer o decrecer el valor del volúmen infiltrado.

No obstante, y de acuerdo con el caso práctico aplicado en la presente tesis, la curva elevaciones - capacidades, muestra una variabilidad despreciable en magnitud del área, cuando se incrementa la profundidad o elevación del agua en análisis; por lo que, desde este punto de vista, para una zona determinada, el volúmen infiltrado, a partir de esta variación, se asume que permanecerá prácticamente constante para el caso práctico que nos ocupa.

Las **Figuras VI.50 a VI.55**, resumen en forma anual, para los años de 1972 a 2003, el cálculo mensual de infiltración para cada una de las zonas en las que esta dividido el Sistema Lagunar.

FIGURA VI.50
VOLÚMEN TOTAL ANUAL DE INFILTRACIÓN ZONA I

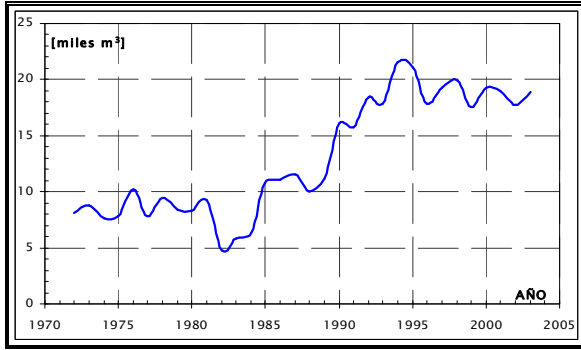


FIGURA VI.51
VOLÚMEN TOTAL ANUAL DE INFILTRACIÓN ZONA II

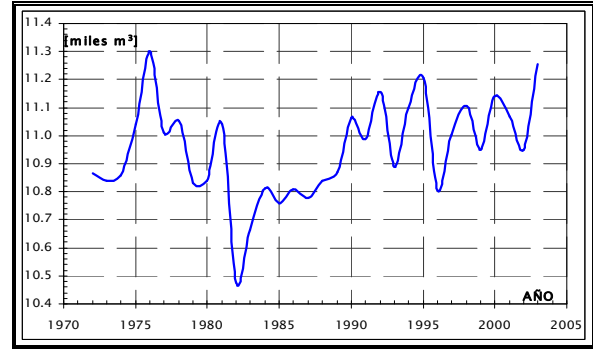


FIGURA VI.52
VOLÚMEN TOTAL ANUAL DE INFILTRACIÓN ZONA III

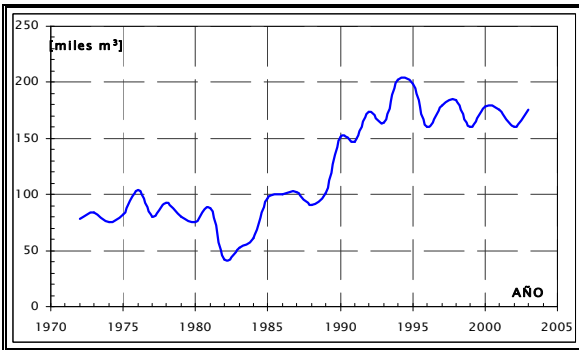


FIGURA VI.53
VOLÚMEN TOTAL ANUAL DE INFILTRACIÓN ZONA IV

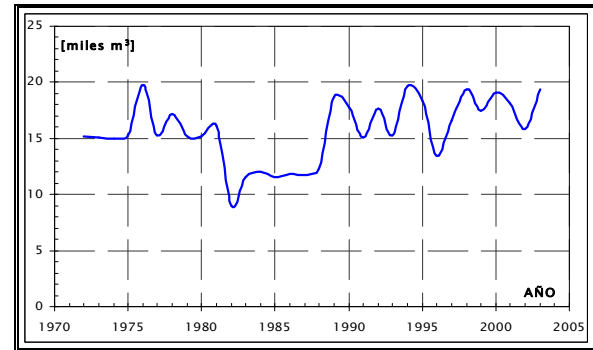


FIGURA VI.54
VOLÚMEN TOTAL ANUAL DE INFILTRACIÓN ZONA V

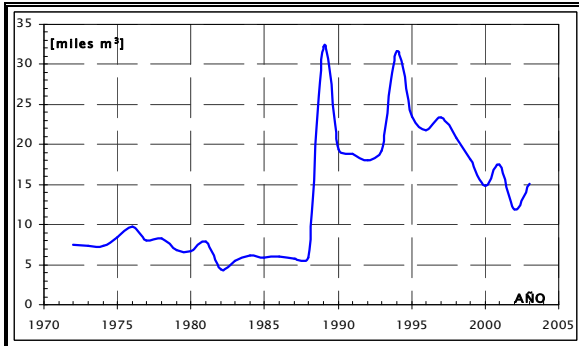
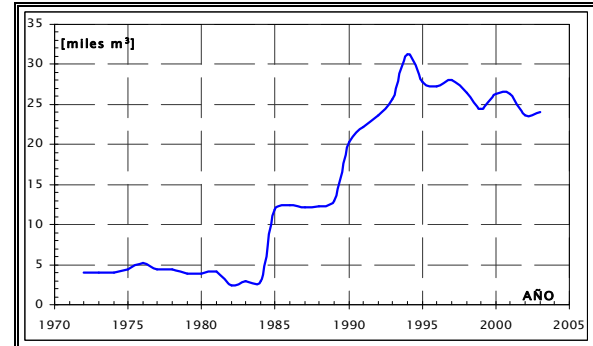


FIGURA VI.55
VOLÚMEN TOTAL ANUAL DE INFILTRACIÓN ZONA VI



Excedencias mensuales

En sistemas lagunares, con estructuras de excedencias, éstas evitarán los desbordes e inundaciones durante la temporada de lluvias. Por lo anterior, es necesario considerar en los balances las condiciones de nivel de agua y almacenamiento, a partir del cual, los volúmenes integrados al Sistema Lagunar, serán derramados y considerados como excedencias. La variación en el tiempo de la profundidad del agua, la posición y las características geométricas, de las estructuras de excedencias, permitirán determinar la magnitud de los volúmenes descargados en el tiempo.

Las excedencias, son volúmenes de agua no recuperables, que salen del sistema lagunar y estos pueden presentarse en cualquier temporada del año y su magnitud puede ser variable.

Para el caso práctico que se aborda en la presente tesis, los volúmenes de excedencias, se consideran variables a través del tiempo; por lo que, son parte de las variables incógnita en el proceso de solución de la ecuación de balance.

VI.6. Estimación de avenida de diseño

En sistemas lagunares, sometidos a riesgo de avenidas por las descargas de arroyos fluviales, o bien, sujetas a tormentas intensas de lluvia sobre el cuerpo de agua del sistema lagunar, estos volúmenes pueden incrementar los niveles de agua en el Sistema Lagunar, poniendo a prueba las instalaciones para el control de avenidas.

Por lo anterior, dependiendo del grado de importancia de la actividad humana en el Sistema Lagunar, se deben establecer las condiciones de riesgo permisible, es decir evaluar: el período de retorno de avenida (T_r), Coeficiente de Escurrimiento (C_e), así como, las condiciones de llenado en del sistema lagunar.

Por otra parte, los procedimientos para la determinación del hidrograma de avenida, dependen de las dimensiones de las cuencas, así como, de las características físicas del cauce y cuenca y de las tormentas presentadas.

Para el caso práctico planteado, debido a que se trata de cuencas pequeñas, que según la referencia 18 son: “Las investigaciones hidrológicas han mostrado que existe una diferencia significativa entre una cuenca grande y una pequeña; en una cuenca pequeña, la intensidad y cantidad de escurrimiento son predominantemente influenciadas por condiciones físicas del suelo y cobertura vegetal, sobre las cuales el hombre tiene algún control, por lo anterior, el estudio hidrológico debe dar más atención a las características de la cuenca”.

Los hidrogramas analizados, fueron obtenidos de los métodos siguientes: método de la fórmula racional, el método de Chow y el hidrograma unitario triangular; considerando para esto un $T_r = 5$ años; así como, el coeficiente de escurrimiento asociado al análisis de las tormentas instantáneas registradas en la cuenca “A”.

A continuación, se presentan las condiciones de aplicación numérica de los procedimientos de cálculos de avenidas.

Método de la fórmula racional

El método de la fórmula racional de acuerdo con la referencia 8, es un método empírico para el cálculo de avenidas y es un criterio aplicable con gran precisión a cuencas pequeñas y con áreas no mayores a 15 [km²], aún cuando puede ser aplicado a cuencas no mayores a 100 [km²], así como períodos de retorno no mayores de 100 años.

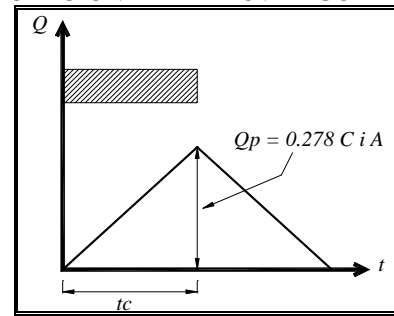
El criterio, considera que una parte de la lluvia escurre directamente hasta la salida de la cuenca en análisis, el método establece que durante la lluvia se presenta al menos en una vez el gasto de equilibrio, además que la capacidad de infiltración de la cuenca no cambia, el hidrograma que resulta de la aplicación de este método se observa en la **Figura VI.56**, por lo que, el gasto pico se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Q_p = 0.278 C i A$$

donde:

- Q_p : gasto pico, en $[m^3/s]$.
- C : coeficiente de escurrimiento.
- i : intensidad media de lluvia para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca, en $[mm/hr]$, su valor depende del periodo de retorno.
- A : área de la cuenca, en $[Km^2]$.

FIGURA VI.56
HIDROGRAMA MÉTODO DE LA FÓRMULA RACIONAL
(DURACIÓN DE LA LLUVIA IGUAL A t_c)



El tiempo de concentración se define como el tiempo que tarda una partícula en viajar desde el punto más lejano de la cuenca hasta el punto de salida de la misma. Su valor se puede estimar mediante la fórmula propuesta por Kirpich:

$$t_c = 0.0003245 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77}$$

donde:

- t_c : tiempo de concentración, en $[hr]$.
- L : longitud del cauce principal, en $[m]$
- S : pendiente media del cauce principal.

La **Tabla VI.7**, muestra los datos físicos de las cuencas, así como los resultados para los: gastos, intensidades de lluvia y volúmenes en exceso para el método de la formula racional. En las **Figuras VI.57 a VI.62**, se observan los diagramas de cada una de las cuencas obtenidos por el método.

TABLA VI.7
DATOS FÍSICOS DE LAS CUENCAS INTENSIDAD DE LLUVIA Y GASTOS
PARA EL MÉTODO DE LA FORMULA RACIONAL PARA $T_r=5$ años $C_e=11\%$.

Cuenca	Área Cuenca $[Km^2]$	Longitud Cauce $[m]$	Pendiente Cauce	Tiempo Concentración $[hr]$	Intensidad Lluvia $[mm/hr]$	Gasto Pico $[m^3/s]$
B	29.047	11,247.6	0.10792	1.0	32.98	29.3
C	130.82	20,922.3	0.07338	1.9	34.49	137.9
D	6.665	4,693.2	0.09019	0.6	44.35	9.0
E	9.026	5,502.6	0.08493	0.6	41.30	11.4
F	45.663	13,862.8	0.06681	1.4	27.84	38.9
G	12.297	4,190.1	0.09838	0.5	41.03	15.4

FIGURA VI.57
HIDROGRAMA FÓRMULA RACIONAL CUENCA "B"

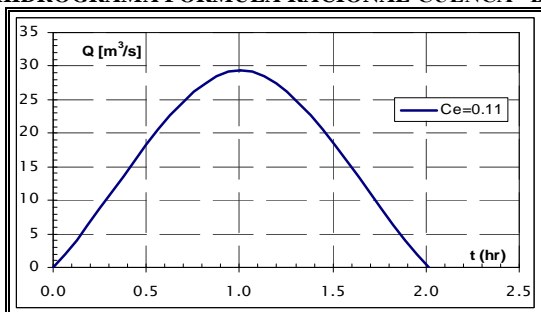


FIGURA VI.58
HIDROGRAMA FÓRMULA RACIONAL CUENCA "C"

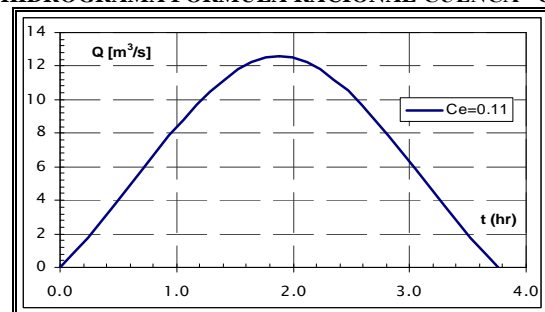


FIGURA VI.59
HIDROGRAMA FÓRMULA RACIONAL CUENCA “D”

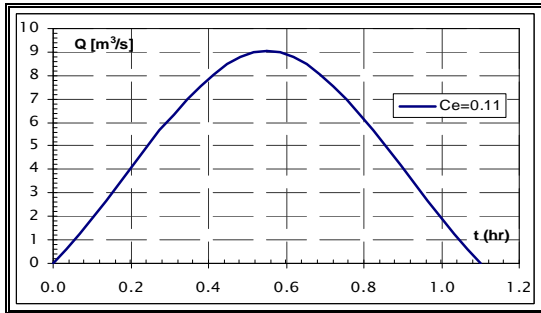


FIGURA VI.60
HIDROGRAMA FÓRMULA RACIONAL CUENCA “E”

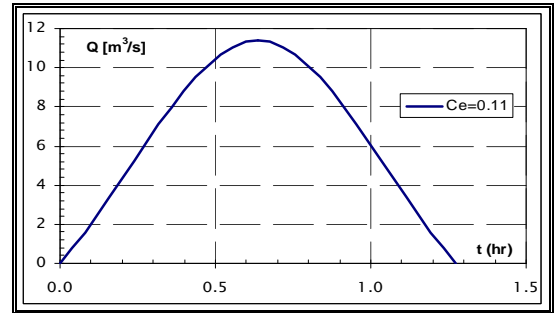


FIGURA VI.61
HIDROGRAMA FÓRMULA RACIONAL CUENCA “F”

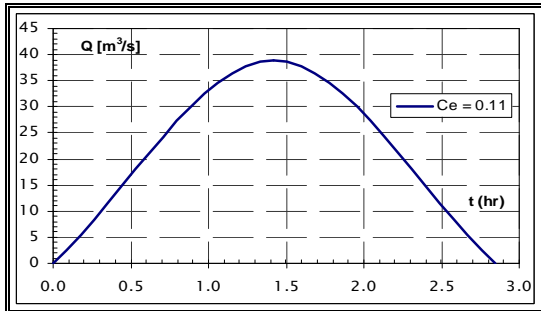
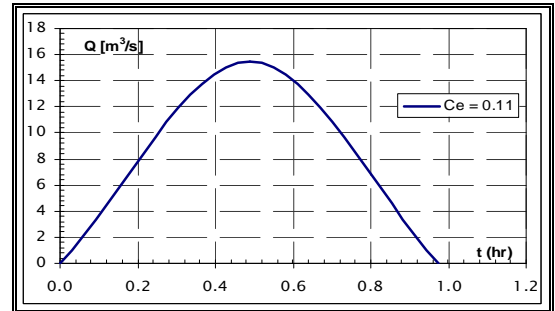


FIGURA VI.62
HIDROGRAMA FÓRMULA RACIONAL CUENCA “G”



Método de Chow

Este método fue deducido por V.T. Chow en 1962, basándose en los conceptos teóricos del hidrograma unitario. El método de Chow, es un método empírico para el cálculo de avenidas, aplicable a cuencas no urbanas con área no mayores a 25 [km²]. Chow establece que el gasto pico se calcula como:

$$Q_p = \frac{0.278 P_e A_c}{d_e} Z$$

donde:

Q_p: gasto de pico, en [m³/s].

A_c: área de la cuenca, en [Km²].

d_e: duración efectiva de la tormenta, en [hrs].

P_e: lluvia en exceso, en [mm].

Z: factor de reducción del pico, adimensional.

La lluvia efectiva “**P_e**”, se calcula mediante la ecuación del U.S. Soil Conservation Service:

$$P_e = \frac{\left(P - \frac{5080}{N} + 50.8 \right)^2}{P + \frac{20320}{N} - 203.2}$$

donde:

P: precipitación total, en [mm].

N: número de escurrimiento.

La obtención de la precipitación total “**P**”, se hace mediante la construcción de las curvas “**I-D-Tr**” intensidad-duración-periodo de retorno, las cuales son construidas para la zona de estudio, se determina la intensidad de la lluvia correspondiente a la duración adoptada y al periodo de retorno de diseño, por lo que, la precipitación total se calcula mediante la siguiente expresión:

$$P = i * d$$

donde:

i: intensidad de la lluvia, en [mm/hr].

d: duración adoptada, en [hr].

El número “**N**” es un parámetro hidrológico de la cuenca que indica el potencial para producir escurrimiento cuando los suelos no están congelados, el número “**N**”, depende del tipo de suelo, la

cobertura vegetal, la pendiente del terreno y la precipitación antecedente, entre otros factores, los valores del número “N” pueden ser obtenidos de la tabla 7.3, referencia 1, pagina 118.

El factor de reducción de pico “Z”, se calcula, según Chow, como una función del tiempo de pico “t_p” y de la duración en exceso “d_e”, el cual se obtiene de la figura 8.20, referencia 1, pagina 230.

El tiempo de pico se obtiene con la expresión:
$$t_p = 0.00505 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64}$$

donde:

- t_p: tiempo de pico, en [hr].
- L: longitud total del cauce principal, en [m].
- S: pendiente del cauce principal, en [%].

La **Tabla VI.8**, muestra los datos físicos de las cuencas, como son: intensidad de lluvia, gastos y volúmenes para el triangular. Las **Figuras VI.63 a VI.68**, muestran el diagrama unitario triangular de cada una de las cuencas.

TABLA VI.8
DATOS FÍSICOS DE LAS CUENCAS Y GASTOS, PARA EL MÉTODO DE CHOW CON Tr=5 AÑOS

Cuenca	Área Cuenca [Km ²]	Longitud Cauce [m]	Pendiente Cauce	Tiempo de Concentración [hr]	Intensidad Lluvia [mm/hr]	Gasto Pico [m ³ /s]
B	29.047	11,247.6	0.10792	0.9	34.40	4.0
C	130.82	20,922.3	0.07338	1.6	37.51	3.6
D	6.665	4,693.2	0.09019	0.6	44.01	6.0
E	9.026	5,502.6	0.08493	0.6	41.47	7.2
F	45.663	13,862.8	0.06681	1.2	29.88	3.3
G	12.297	4,190.1	0.09838	0.5	40.17	14.3

FIGURA VI.63
HIDROGRAMA MÉTODO DE CHOW, CUENCA “B”

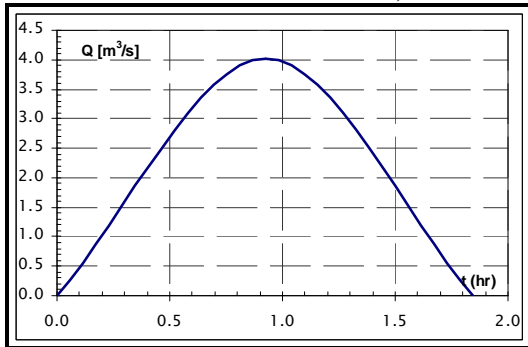


FIGURA VI.64
HIDROGRAMA MÉTODO DE CHOW, CUENCA “C”

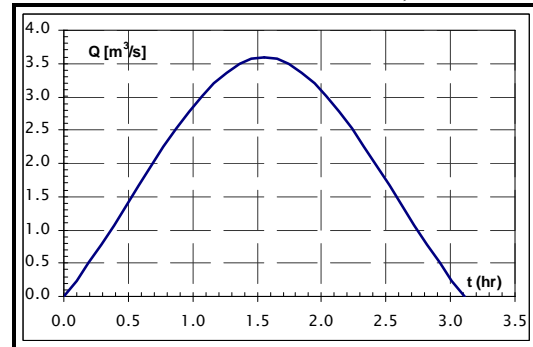


FIGURA VI.65
HIDROGRAMA MÉTODO DE CHOW, CUENCA “D”

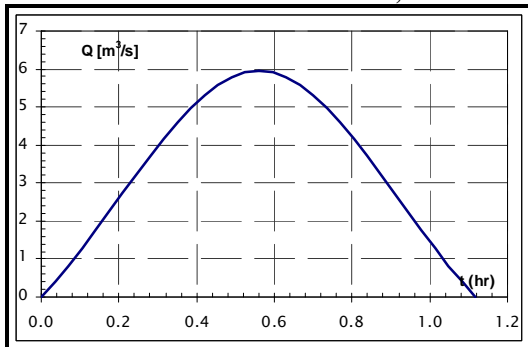


FIGURA VI.66
HIDROGRAMA MÉTODO DE CHOW, CUENCA “E”

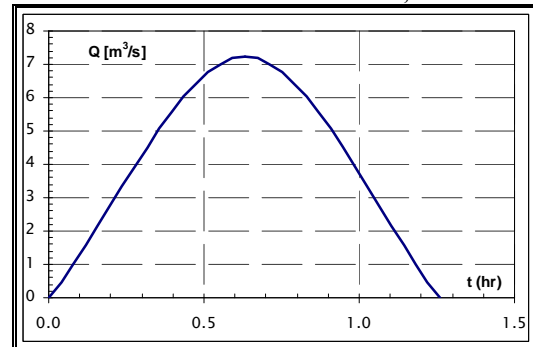


FIGURA VI.67
HIDROGRAMA MÉTODO DE CHOW, CUENCA “F”

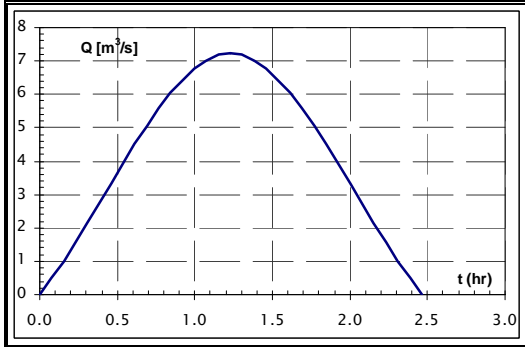
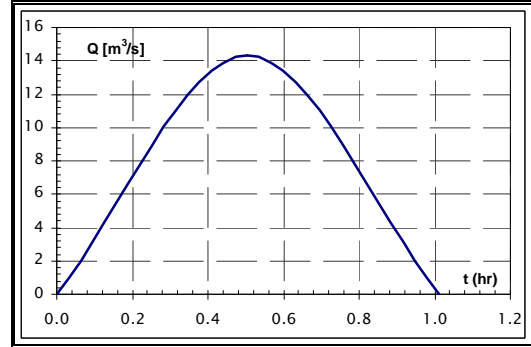


FIGURA VI.68
HIDROGRAMA MÉTODO DE CHOW, CUENCA “G”



Hidrograma unitario triangular (HUT)

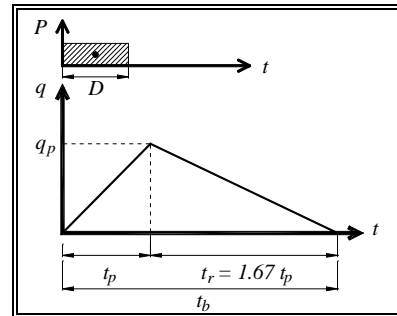
A través de este método, se obtiene un hidrograma unitario sintético, el cual, es útil al aplicarlo en cuencas en las cuales se cuenta con poca información y no se requiere de precisar la forma del hidrograma de escurrimiento. Es un Método Hidrológico, con mayor rango de aplicación de cuencas de hasta 2,590 [km²]. Para definir el hidrograma unitario triangular, solo se requiere conocer las características físicas de la cuenca y de la tormenta. La **Figura VI.69**, muestra el hidrograma unitario triangular y las variables que intervienen en este método. De la **Figura VI.69**, se obtiene el gasto pico como:

$$q_p = 0.208 \frac{A}{t_p}$$

donde:

- q_p : gasto de pico, en [m³/s/mm].
- A : área de la cuenca, en [Km²].
- t_p : tiempo de pico, en [hr].

FIGURA VI.69
HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR



El tiempo de pico se obtiene con la expresión: $t_p = 0.5 D + t_r$

donde:

- D : duración efectiva de la tormenta, en [hr].
- t_r : tiempo de retraso, en [hr].

El tiempo de retraso se estima como: $t_r = 0.6 t_c$

donde:

- t_c : tiempo de concentración, en [hr].

Si se sustituye la expresión para calcular el tiempo de retraso en la expresión para determinar el tiempo de pico se llega a:

$$t_p = 0.5 D + 0.6 t_c$$

Cuando no se conoce la duración efectiva de la tormenta, esta se puede estimar partiendo de la siguiente expresión:

$$D = 2\sqrt{t_c}$$

La **Tabla VI.9**, muestra los datos físicos de las cuencas, como son: intensidad de lluvia, gastos y volúmenes para el triangular.

TABLA VI.9
DATOS FÍSICOS DE LAS CUENCAS Y GASTOS, PARA EL MÉTODO DEL HUT CON $T_r=5$ AÑOS

Cuenca	Área Cuenca [Km ²]	Longitud Cauce [m]	Pendiente Cauce	Tiempo de Concentración [hr]	Intensidad Lluvia [mm/hr]	Gasto Pico [m ³ /s]
B	29.047	11,247.6	0.10792	1.9	32.98	94.89
C	130.82	20,922.3	0.07338	2.5	34.49	373.24
D	6.665	4,693.2	0.09019	1.6	44.35	27.33
E	9.026	5,502.6	0.08493	1.7	41.30	32.94
F	45.663	13,862.8	0.06681	2.1	27.84	103.03
G	12.297	4,190.1	0.09838	2.0	41.03	19.01

Las **Figuras VI.70 a VI.75**, muestran el diagrama unitario triangular de cada una de las cuencas.

FIGURA VI.70
HUT, CUENCA "B"

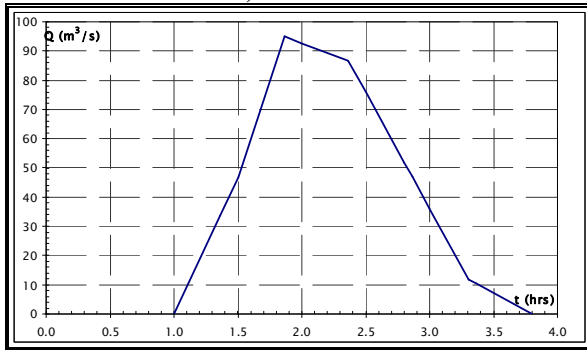


FIGURA VI.71
HUT, CUENCA "C"

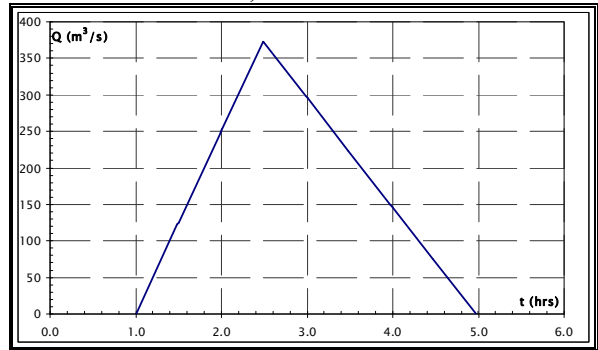


FIGURA VI.72
HUT, CUENCA "D"

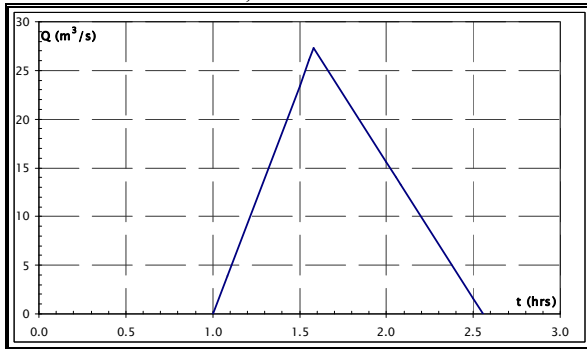


FIGURA VI.73
HUT, CUENCA "E"

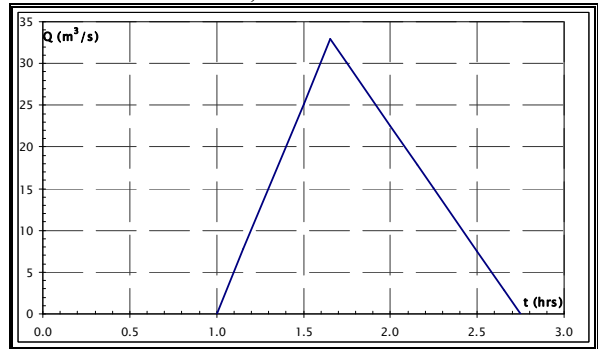


FIGURA VI.74
HUT, CUENCA "F"

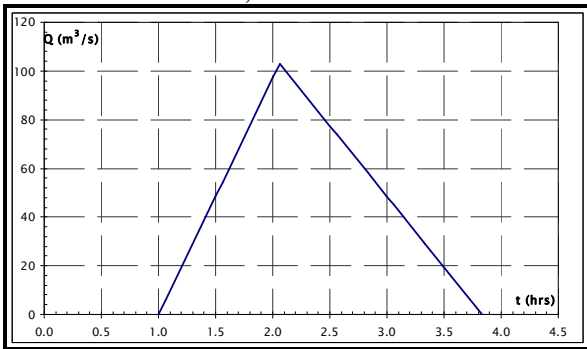
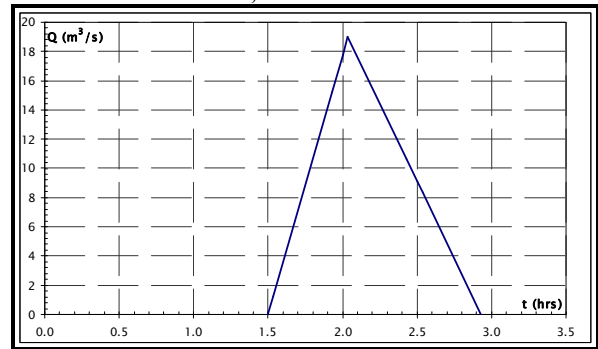


FIGURA VI.75
HUT, CUENCA "G"



En la **Tabla VI.10**, se observa que los gastos reportados por el método del hidrograma unitario triangular son excesivos para el caso de las Cuencas: “B”, “C” y “F”, esto puede deberse, al procedimiento para la obtención del número de escurrimiento “N”, el cual interviene en el cálculo de la lluvia efectiva, el criterio desaprovecha el análisis de coeficiente de escurrimiento instantáneo realizado a través del análisis de los datos hidrométricos y de lluvia.

Por otro lado, se observa que los gastos obtenidos mediante el método de Chow, son parecidos a los calculados mediante la fórmula racional, lo anterior, para el caso de las cuencas “D”, “E” y “G”, sin embargo, el método de Chow tiene buenos resultados para cuencas de hasta 25 [km²], por lo que, de las cuencas “B”, “C” y “F” quedan fuera de este rango, asimismo, al igual que el Hidrograma Unitario Triangular, el método de Chow, también desaprovecha el análisis de coeficiente de escurrimiento instantáneo realizado a través del análisis de los datos hidrométricos y de lluvia obtenido para la cuenca “A”.

TABLA VI.10
COMPARACIÓN DEL GASTO PICO CON Tr=5 AÑOS

Cuenca	Área Cuenca [Km ²]	Longitud Cauce [m]	Pendiente Cauce	Intensidad Lluvia [mm/hr]	Racional		Chow		HUT	
					t _c [hr]	Q _p [m ³ /s]	t _c [hr]	Q _p [m ³ /s]	t _c [hr]	Q _p [m ³ /s]
B	29.047	11,247.6	0.10792	32.98	1.0	29.3	0.9	4.0	1.9	94.89
C	130.82	20,922.3	0.07338	34.49	1.9	137.9	1.6	3.6	2.5	373.24
D	6.665	4,693.2	0.09019	44.35	0.6	9.0	0.6	6.0	1.6	27.33
E	9.026	5,502.6	0.08493	41.30	0.6	11.4	0.6	7.2	1.7	32.94
F	45.663	13,862.8	0.06681	27.84	1.4	38.9	1.2	3.3	2.1	103.03
G	12.297	4,190.1	0.09838	41.03	0.5	15.4	0.5	14.3	2.0	19.01

Por todo lo anterior, y debido a que cinco de las seis cuencas posee áreas de escurrimientos inferiores a 100 [Km²], y tres de éstas cuencas son menores a 15 [km²], se utilizaron los resultados obtenidos por el método de la fórmula racional, en el cual, se ha utilizado el coeficiente de escurrimiento instantáneo de 0.11, el cual fue obtenido del análisis realizado para la cuenca “A”.

VI.7. Transito de avenida

El análisis del funcionamiento hidráulico de un sistema lagunar o de canales, es función de la magnitud y distribución en el tiempo de los volúmenes de ingreso de agua al sistema y en el punto o puntos de descarga; de ésta forma, la evolución de los niveles de agua en el recinto del sistema, será función de las condiciones de descarga.

El funcionamiento se incrementa en complejidad, cuando además de las condiciones en las descargas, se poseen puntos de control intermedios de distintos principios de funcionamiento hidráulico, sin embargo, es importante hacer intervenir en el análisis a la totalidad de sitios de control, a fin de obtener resultados precisos del análisis. Por lo anterior, es importante obtener en campo las condiciones reales de la geometría de todas las estructuras de control.

Debido a que no se dispone de información de registros de condiciones de gasto descargado y de tirante agua en sección aguas arriba y aguas abajo de cada estructura, se desarrolla a continuación las ecuaciones de gasto de descarga para cada tipo de estructura de control operando en el sistema de canales.

El objetivo de la obtención de las ecuaciones, es simular el paso de una avenida en cualquiera de las regiones de control de niveles actual y las que se propongan a futuro.

VI.7.1. Transito de avenidas, desarrollo teórico

La ecuación fundamental de continuidad escrita en forma diferencial para flujos transitorios a superficie libre, considerando para esto que se presentan variaciones de “h” y “V” dependiendo del tiempo. Las variaciones en el espacio son despreciables, esto es, un volúmen de control fijo; como es el caso del embalse de una presa.

La ecuación se escribe como sigue:

$$\frac{dV}{dt} = I - Q \quad (1)$$

donde:

dV/dt : cambio del volúmen almacenado en el sistema con respecto al tiempo.

I : gasto de entrada al sistema.

Q : gasto de salida del sistema.

Considerando incrementos finitos en el segundo miembro de la ecuación diferencial;

$$\frac{dV}{dt} = \frac{I_{i+1} + I_i}{2} - \frac{Q_{i+1} + Q_i}{2} \quad (2)$$

donde los subíndices i e $i+1$ denotan valores al inicio y al final del intervalo de simulación.

Por otro lado, el cambio en la diferencial del gasto de salida, así como su forma en incrementos finitos:

$$dQ = Q_{i+1} - Q_i \quad (3)$$

sumando y restando el término Q_i a la expresión anterior

$$dQ = Q_{i+1} - Q_i + Q_i - Q_i \quad (4)$$

agrupando, términos;

$$dQ = Q_{i+1} + Q_i - 2Q_i \quad (5)$$

obteniendo el valor medio del gasto de salida, para dos instantes finitos;

$$\frac{dQ}{2} = \frac{Q_{i+1} + Q_i}{2} - Q_i \quad (6)$$

$$\frac{dQ}{2} + Q_i = \frac{Q_{i+1} + Q_i}{2} \quad (7)$$

Por otra parte, considerando que la ley de descargas o gastos de salida, es una función continua y además derivable, en términos de la relación de evolución de la profundidad del agua en el volúmen de control;

$$Q = r h^p \quad (8)$$

donde:

h : elevación del nivel del agua en el almacenamiento.

r y p : constantes de la ecuación con menor error de aproximación a lo puntos de comportamiento del comportamiento de la descarga.

Con esta ecuación, la derivada de la función de descarga con respecto a la profundidad del agua, se obtiene de la ecuación (8);

$$dQ = p r h^{p-1} dh \quad (9)$$

$$\frac{dQ}{2} = \frac{p r h^{p-1} dh}{2} \quad (10)$$

Si se sustituye la expresión (10) en la ecuación (7), se llega a:

$$\frac{p r h^{p-1} dh}{2} + \sum Q_i = \frac{\sum Q_{i+1} + \sum Q_i}{2} \quad (11)$$

De igual forma, considerando que existe una función continua, que represente el comportamiento de la capacidad de almacenamiento en función de la profundidad del agua, con la forma siguiente;

$$V = k h^m \quad (12)$$

Si se obtiene la derivada de la ecuación (12), así como, la relación de cambio con respecto al tiempo;

$$\frac{dV}{dt} = m k h^{m-1} \frac{dh}{dt} \quad (13)$$

llevando las ecuaciones (13) y (11) a la ecuación (1), se obtiene;

$$m k h^{m-1} \frac{dh}{dt} = \frac{I_{i+1} + I_i}{2} - \left(\frac{p r h^{p-1} dh}{2} + \sum Q_i \right) \quad (14)$$

donde para la ecuación de descarga, (h) debe cambiar a H_o , para el caso de orificios de pared gruesa, ó bien, en el caso de vertedor cambiar (h) a h_v , y para conductos a presión (h) a H_d .

simplificando la notación algebraica;

$$\bar{I} = \frac{I_{i+1} + I_i}{2} \quad (15)$$

nuevamente, la ecuación (14);

$$m k h^{m-1} \frac{dh}{dt} + \frac{p r h^{p-1}}{2} dh = \bar{I} - \sum Q_i \quad (16)$$

agrupando los términos de (dh);

$$dh \left(\frac{m k h^{m-1}}{dt} + \sum \left[\frac{p r h^{p-1}}{2} \right] \right) = \bar{I} - \sum Q_i \quad (17)$$

Si se expresa a el cambio en la elevación (dh), del nivel del agua en el sistema, expresado en incrementos finitos, de tal forma que;

$$dh = h_{i+1} - h_i \quad (18)$$

sustituyendo (18) en (17):

$$(h_{i+1} - h_i) \left(\frac{m k h^{m-1}}{dt} + \sum \left[\frac{p r h^{p-1}}{2} \right] \right) = \bar{I} - \sum Q_i \quad (19)$$

despejando el término h_{i+1} de la ecuación anterior:

$$h_{i+1} - h_i = \frac{\bar{I} - \sum Q_i}{\frac{m k h^{m-1}}{dt} + \sum \left[\frac{p r h^{p-1}}{2} \right]} \quad (20)$$

despejando al valor de (h) para el instante siguiente;

$$h_{i+1} = h_i + \frac{\bar{I} - \sum Q_i}{\frac{m k h^{m-1}}{dt} + \sum \left[\frac{p r h^{p-1}}{2} \right]} \quad (21)$$

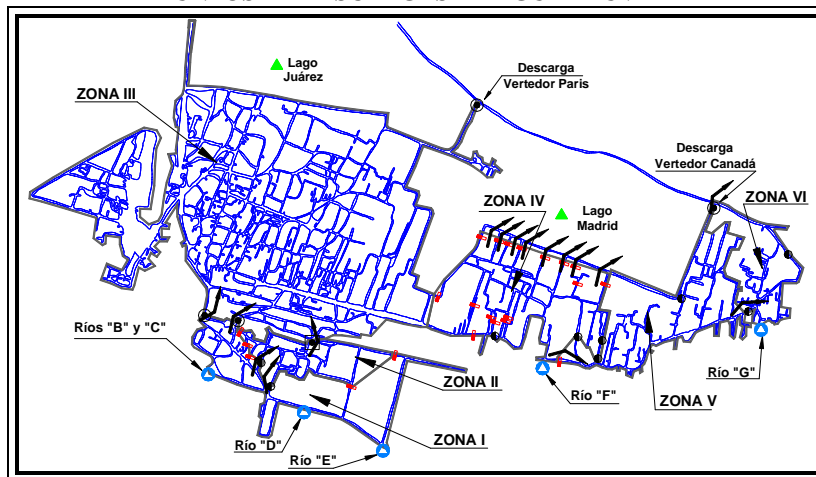
La ecuación (21) permite pronosticar la evolución de la profundidad de almacenamiento en el cuerpo de agua en el tiempo, conocidas las funciones de descarga y del almacenamiento, así como, la avenida de análisis y la elevación en el instante anterior.

El valor del (**dt**) intervalo de tiempo de simulación, debe ser seleccionado cuidadosamente, debido a la optimización de los tiempos cálculo e impresión.

Para el caso práctico, se encontró que un **dt** de 1 a 4 minutos de análisis numérico, es suficiente.

La **Figura VI.76** muestra los puntos de descargas pluviales al lago, las condiciones de regionalización actuales, así como la ubicación de las estructuras de control que permiten la existencia de la actual regionalización, así como, la forma en que son derivados los gastos de la avenida a las zonas bajas.

FIGURA VI.76
PUNTOS DE DESCARGAS DE AGUA PLUVIAL



La simulación de una subregión, obtendrá como resultado el o los hidrogramas de salida, dependiendo del número de puntos de descarga, los que a su vez, constituyen los hidrogramas de entrada a las subregiones de aguas abajo conectadas a la región en análisis.

El programa de transito de avenidas fue desarrollado en lenguaje de programación Fortran, aunque puede ser implementado en una hoja de cálculo de "Excell", a fin de facilitar el acceso a datos y resultados.

Los resultados del transito, deberán mostrar la variación en el tiempo de: los niveles del agua que adquiere la subregión, así como, los gastos descargados por las estructuras de salida; esto permitirá conocer la capacidad de regulación de la subregión al paso de una avenida.

La comparación exhaustiva de los niveles del agua en la subregión resultantes del tránsito de avenida, con las cotas del terreno; tanto en las márgenes, como en el fondo, permitirán la ubicación de áreas con riesgo de inundación y aquellas zonas con riesgo de secarse.

El modelo matemático para el tránsito de avenidas, permite realizar análisis considerando cambios en las estructuras de descarga, o bien, en la política de operación, que permitan una mejor gestión del agua durante el paso de una avenidas.

VI.7.2. Curvas de descarga en estructuras de control y excedencias existentes

De acuerdo con la información que fue recopilada, se detectaron los siguientes tipos de estructuras de control (esclusas, seccionamientos, vertedores, compuertas, tubos de descarga):

- ✓ Vertedor rectangular de pared gruesa y delgada.
- ✓ Conductos de descarga en esclusas (Orificio de pared Delgada o Gruesa).
- ✓ Esclusas con compuerta deslizante parcialmente abierta.
- ✓ Sección de control con compuerta instalada en tubería.

En la **Figura VI.77**, se muestra la ubicación de cada tipo de estructura arriba mencionada, así como las regiones de nivel que mantienen separadas estas estructuras.

Vertedor rectangular de pared gruesa

Este tipo de estructuras que presentan las características de vertedor rectangular, permiten mantener separadas dos regiones del Sistema Lagunar y Canales con Niveles de Agua distintos y son:

- Seccionamientos (Puede ser concebido este tipo de funcionamiento en los casos de seccionamientos bien contruidos y con un nivel de agua en la descarga que eviten el ahogamiento del vertido, así como la destrucción del terraplén que forma el cuerpo del seccionamiento).
- Vertedor Canadá (**Figuras VI.78 y VI.79**).
- Vertedor Paris (**Figuras VI.78 y VI.79**).
- Vertedor Cortazar (**Figura VI.80**).
- Vertedor Lorca (**Figura VI.81**).

FIGURA VI.77
UBICACIÓN DE VERTEDORES

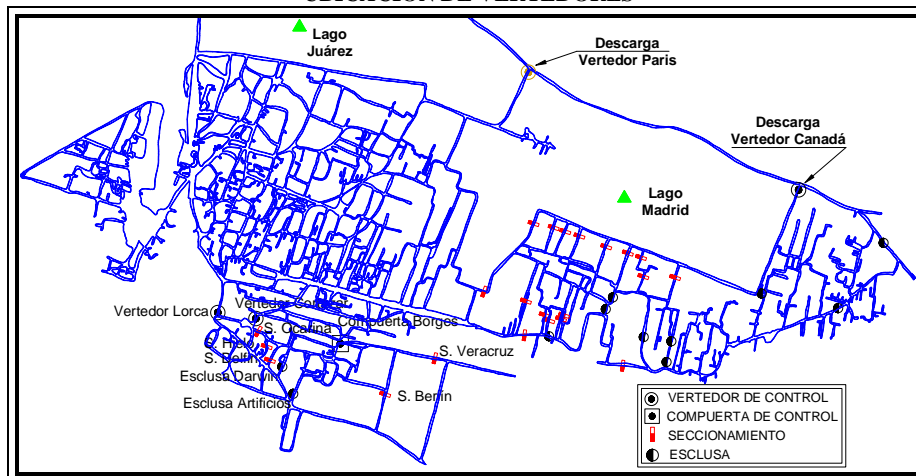


FIGURA VI.78
VERTEDORER CANADÁ Y PARIS (PLANTA)

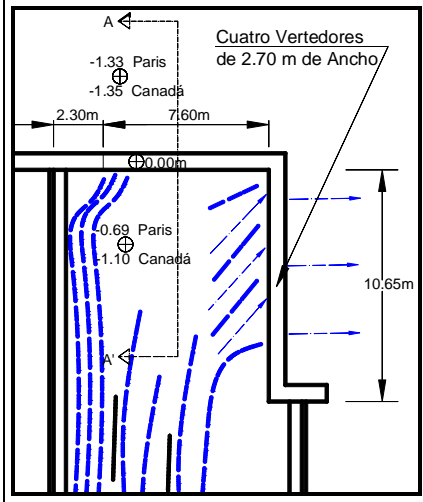


FIGURA VI.80
VERTEDOR CORTAZAR

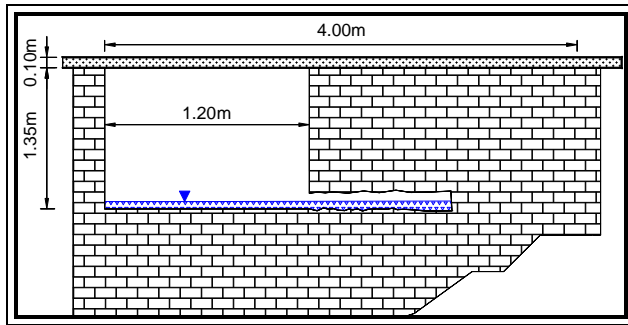


FIGURA VI.79
VERTEDORES CANADÁ Y PARIS (CORTE A-A')

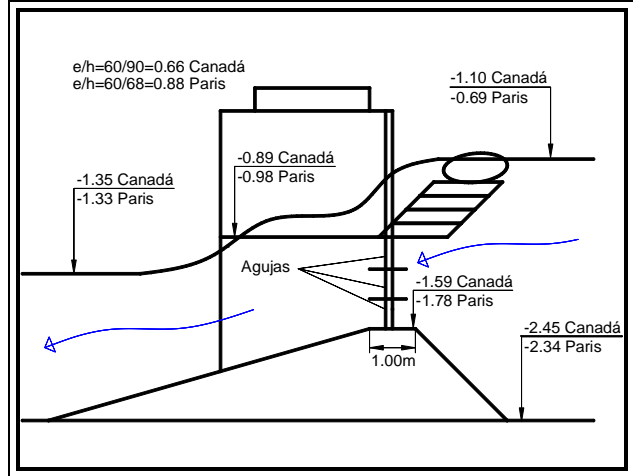
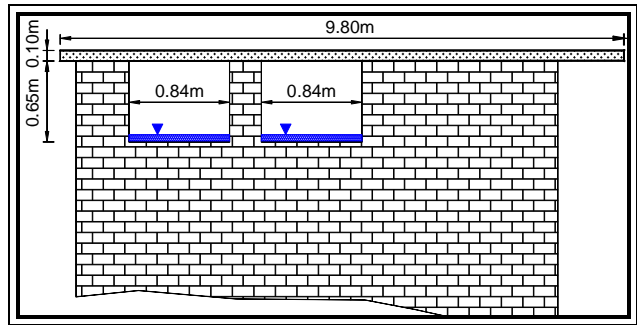


FIGURA VI.81
VERTEDOR LORCA



La obtención del gasto de descarga en un vertedor rectangular, es función de las siguientes variables:

e : Grosor de la cresta del vertedor, en [m].

b : Longitud de cresta del vertedor, en [m].

w : Profundidad desde el fondo del canal hasta la cresta del vertedor del canal de acceso, en [m].

La ecuación para determinar el gasto de descarga de un vertedor rectangular (Referencia 15):

$$Q = \xi_1 C b h_v^{3/2}$$

donde:

Q : gasto de descarga, en [m³/s].

ξ_1 : coeficiente de reducción.

C : coeficiente de descarga, en [m^{1/2}/s].

b : longitud de cresta del vertedor, en [m].

h_v : carga sobre la cresta del vertedor, en [m].

El valor del coeficiente de reducción depende de las siguientes condiciones:

Si $e/h_v > 0.67$ se trata de un vertedor rectangular de pared gruesa, además si:

Si $e/h_v < 0.67$ se trata de un vertedor rectangular de pared delgada por lo que $\xi_1 = 1$

$$\frac{e}{h_v} > 3 \rightarrow \xi_1 = 0.75 + \frac{0.1h_v}{e} \quad \frac{e}{h_v} \leq 3 \rightarrow \xi_1 = 0.70 + \frac{0.185h_v}{e}$$

Para obtener el coeficiente de descarga (C), se utiliza la siguiente ecuación:

$$C = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu$$

donde:

μ : coeficiente de gasto.

g : aceleración de la fuerza de gravedad, en $[m/s^2]$.

Haciendo uso de la fórmula de Rehbock (1929), el coeficiente de gasto se calcula a través de la siguiente expresión (Referencia 15, Tabla 7.1, pagina 246):

$$\mu = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{h_v + 0.11}{w} \right) \right] \left[1 + \frac{0.001}{h_v} \right]^{3/2}$$

Con los datos de la geometría real obtenida en inspección de campo de los vertedores rectangulares, puede determinarse la curva de gastos, y es conveniente agregar que, la condición de pared gruesa o delgada, depende de la carga sobre la cresta vertedora. El grafico resultante de la curva de elevaciones gasto de descarga y carga sobre la cresta, se muestra a continuación (Figuras VI.82 a VI.86).

FIGURA VI.82
CURVA DE DESCARGA, VERTEDEDOR LORCA

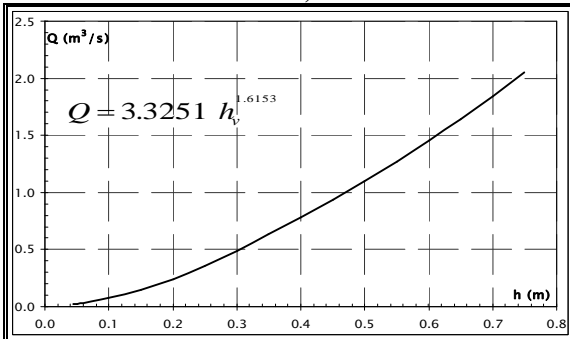


FIGURA VI.83
CURVA DE DESCARGA, VERTEDEDOR CORTAZAR

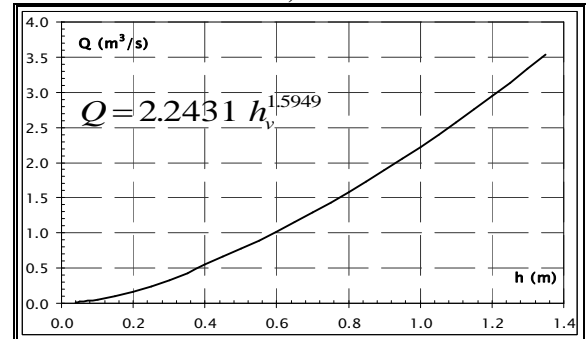


FIGURA VI.84
CURVA DE DESCARGA VERTEDEDOR PARIS

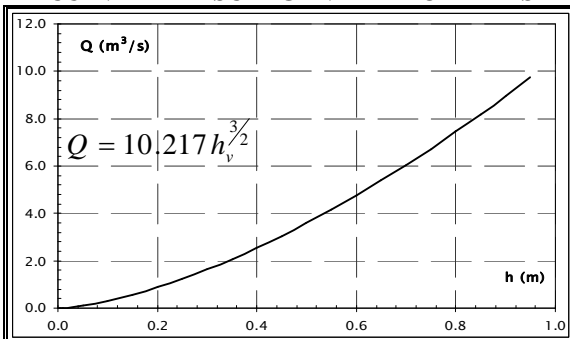


FIGURA VI.85
CURVA DE DESCARGA VERTEDEDOR CANADÁ

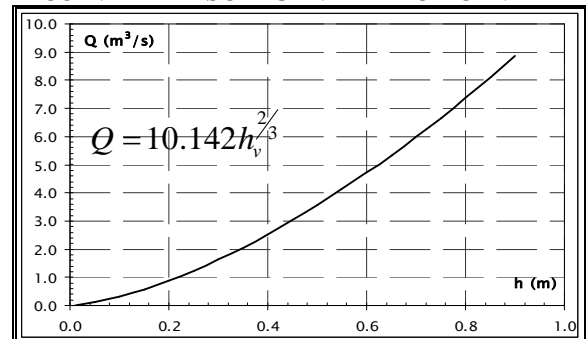
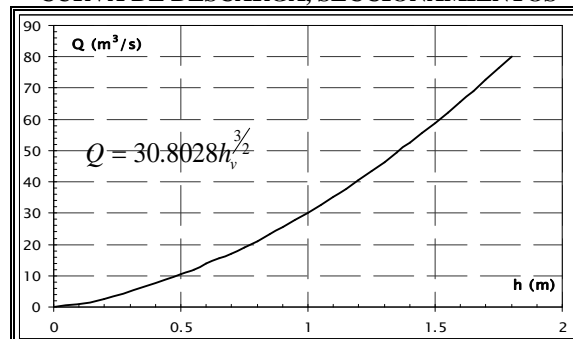
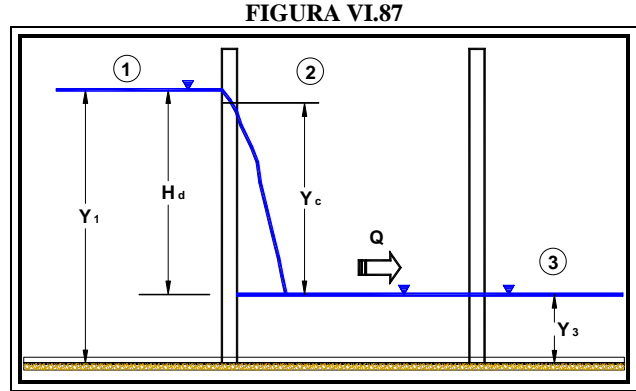


FIGURA VI.86
CURVA DE DESCARGA, SECCIONAMIENTOS



Esclusas con compuerta deslizante parcialmente abierta (esclusa Artificios)

De acuerdo con la información recopilada, las esclusas con posibilidad de descargar gasto a través de las compuertas, son del tipo deslizantes. En este tipo de infraestructura, los equipos pueden sobrecalentarse y dañar el eje de transmisión, ya que, la operación de descarga a través de las compuertas es delicada, debido a los esfuerzos que son necesarios de realizar por los motores, a fin de arrastrar la compuerta en presencia de un desnivel de aguas importante entre el interior de la esclusa y aguas arriba de ésta. Por lo anterior, la operación sólo se lleva a cabo en condiciones de extrema urgencia, y la apertura suele ser entre 40 centímetros a un metro. En la **Figura VI.87**, se muestra el arreglo del funcionamiento hidráulico del conjunto.



Teniendo en cuenta lo anterior, se desarrollan las ecuaciones teóricas, que permitirán estimar la capacidad de descarga de la compuerta deslizante, con una abertura “ b ”, sea la siguiente figura en donde se muestran las variables que intervienen:

- Y_3 : Profundidad del agua en la sección aguas abajo de la esclusa con respecto al fondo de la misma, en [m].
- Y_c : Tirante crítico en la sección contracta de la compuerta, este depende de la abertura y el tirante “ H_d ”, en [m].
- H_d : Desnivel del agua entre las secciones aguas arriba y aguas abajo de la compuerta deslizante, en [m].
- Y_1 : Profundidad del agua en la sección aguas arriba, con respecto al fondo de la esclusa, en [m].
- Q : Gasto de flujo a través de la abertura “ b ” de la esclusa, en [m^3/s].

Aplicando la ecuación de energía entre las secciones 1 y 2, considerando para esto, que se presenta la sección crítica para una contracción, por tanto, al tirante (Y_c) se le asocia en la posición 2, por lo que;

$$H_d = Y_c + \frac{V_c^2}{2g} + k \frac{V_c^2}{2g}$$

El tirante crítico para la condición de energía mínima;

$$Y_c = \left(\frac{Q}{\sqrt{gb}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Considerando para esto que para una sección rectangular; $A_c = b(Y_c)$

La primera ecuación, podría ser escrita en términos del tirante crítico como sigue, en donde la velocidad crítica ha sido escrita en términos del tirante crítico;

$$\frac{V_c^2}{2g} = \frac{Y_c}{2}$$

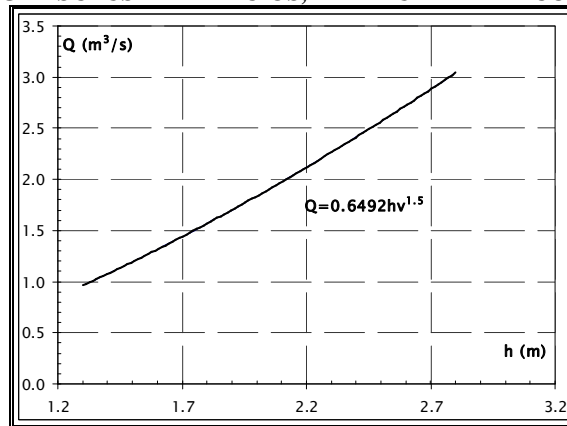
Rescribiendo la ecuación de la energía, en términos del tirante crítico; $H_d = Y_c + \frac{Y_c}{2} + k \frac{Y_c}{2}$

ó bien en términos del gasto; considerando despreciables las pérdidas por la entrada; $K \approx 0.0$;

$$Q = \sqrt{gb} \left(\frac{2H_d}{3} \right)^{\frac{2}{3}}$$

De esta forma, si la abertura “b” es nula, el gasto será nulo también, o bien, si el valor de desnivel del agua entre las dos secciones ① y ③, es cero, el gasto será nulo también.

FIGURA VI.88
CURVA DE DESCARGA ESCLUSA ARTIFICIOS, ABERTURA DE LA COMPUERTA DE 40 [CM]



Conductos de descarga en esclusas (orificio de pared delgada o gruesa)
En esclusas abatibles y deslizantes (orificios)

En todas las esclusas de compuertas deslizantes o abatibles, se presenta la condición de tubos de función de orificios; donde su función principal es la de vaciar o llenar el espacio de la esclusa en forma gradual, a fin, de evitar esfuerzos peligrosos sobre el motor y las paredes de la compuerta, comprendida entre las dos compuertas; por lo anterior, el gasto máximo de descarga dependerá de: la geometría, el diámetro del orificio y la carga máxima del agua sobre la entrada del orificio.

La primera consideración que se tomo en cuenta es:

Si $e/D > 3$; entonces se trata de un tubo a presión.

Si $e/D < 3$; entonces se trata de un orificio de pared gruesa.

donde:

e : longitud del tubo, en [m]

D : diámetro del tubo de descarga, en [m]

Las estructuras de control que funcionan como un orificio de pared gruesa, se encuentran en: la esclusa Artificio (**Figura VI.89**) y la esclusa Darwin (**Figura VI.90**). Con base en la teoría sobre orificios de pared gruesa (Referencia 15), en la cual se establece para determinar el gasto de descarga de un orificio de pared gruesa se utiliza la siguiente ecuación:

$$Q = C_d A \sqrt{2gH_o}$$

donde:

C_d : coeficiente de gasto.

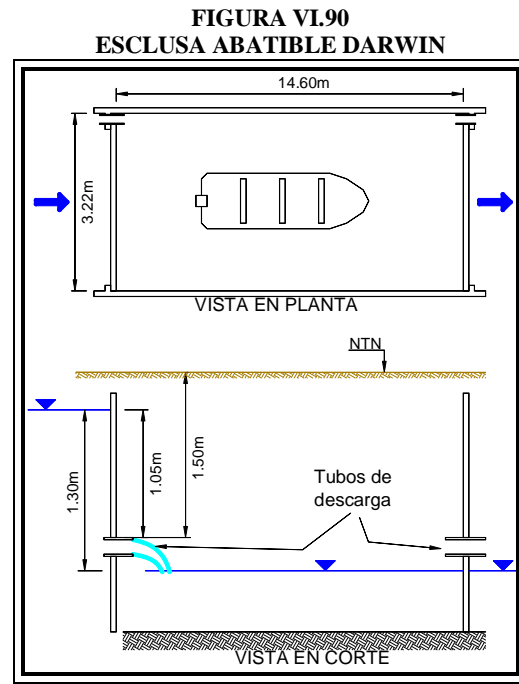
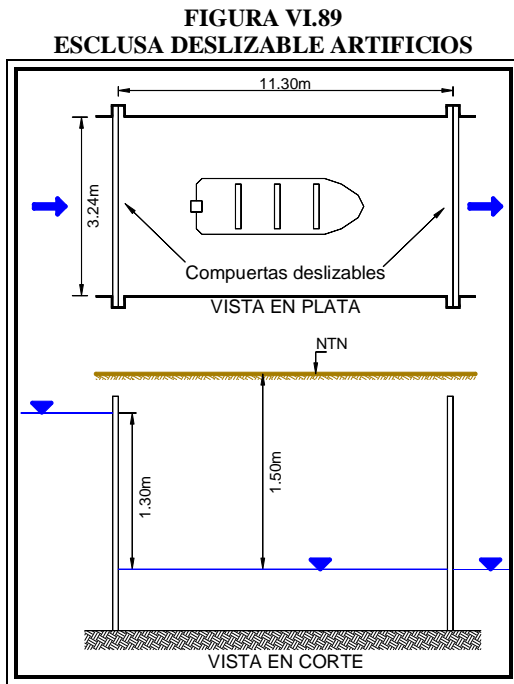
Q : gasto de descarga, en [m³/s].

g : aceleración de la fuerza de gravedad, en [m/s²].

A : área de la sección transversal del orificio, en [m²].

H_o : carga de agua sobre el centro de gravedad del orificio, en [m].

De acuerdo con la información recopilada en campo de la geometría real, además fueron realizadas maniobras en las que pudo obtenerse el comportamiento de esta estructura, de tal forma que fueron medidas en campo, las condiciones de evolución en el tiempo de tirantes en el interior de la esclusa, con lo que, se recabaron mediciones de su funcionamiento, con el fin de obtener el coeficiente de descarga, estas mediciones fueron llevadas a cabo en la esclusa: Darwin.



Aforo en los conductos de descarga de esclusa Darwin

Características de la tubería:

DATO	LECTURA	UNIDAD
Diámetro	0.3048	m
Gasto promedio	0.234	m ³ /s
Carga sobre la tubería	1.1	m
Longitud de tubería	0.75	m
Volúmen descargado	36.19	m ³
Tiempo de descarga	155	seg

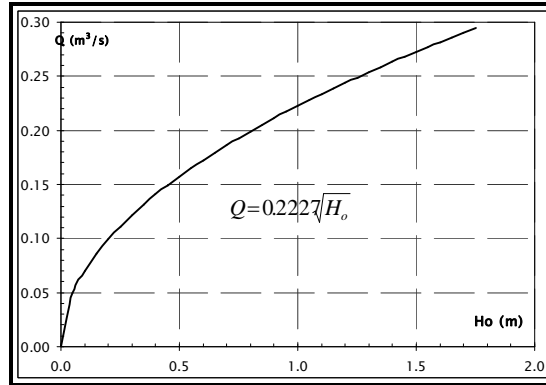
De acuerdo con los datos anteriores, se trata de un orificio de pared gruesa, de conformidad con la Referencia 18, conocidos el gasto, la carga sobre el orificio, el área de la sección del tubo, el coeficiente de descarga se puede estimar despejando de la ecuación de gasto.

$$\text{Coeficiente de descarga} = C_d = 0.689$$

El aforo en los conductos de descarga de esclusa Artificios

Debido a que se trata de tubos de descarga con el mismo diámetro que en el tipo de estructura anterior, así como una longitud similar, los coeficientes de descarga resultaron muy semejantes a los obtenidos en la esclusa Darwin; por lo que, la curva de descarga es la misma para ambas esclusas. El gráfico resultante, se muestran en la **Figura VI.91**.

FIGURA VI.91
CURVA DE DESCARGA. DUCTOS EN LAS ESCLUSAS DARWIN Y ARTIFICIOS



Sección de control con compuerta en tubería (tubo a presión)

Este tipo de estructura, permite separar dos cuerpos de agua con niveles de agua ligeramente distintos, por lo cual es importante que se encuentren instaladas tuberías con secciones de diámetro grandes, a fin de que, con pequeñas diferencias de nivel entre los dos cuerpos de agua, pueda descargarse un gasto importante. Sin embargo, debido a las condiciones de asentamientos de terreno, estas estructuras están condenadas a ser abandonadas a cambio de seccionamientos en puntos con topografía más alta.

Para la obtención de la curva de gastos de descarga, es importante conocer si el tubo funciona a presión o a superficie libre, en todo caso, concluir si el tramo es lo suficientemente largo para ser considerado como una conducción, o bien, como un orificio de pared gruesa, esto, puede ser obtenido a partir de los reportes de operación hidráulica y confirmado analíticamente:

- Si $e/D > 3$; entonces se trata de un tubo a presión.
- Si $e/D < 3$; entonces se trata de un orificio de pared gruesa.

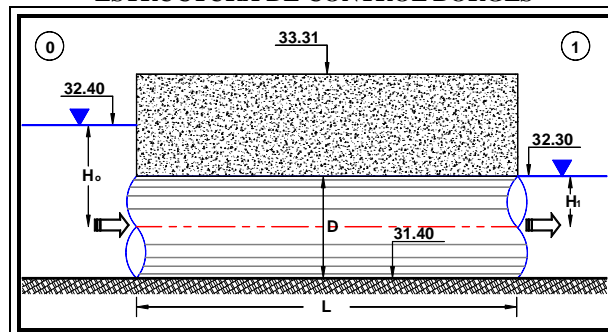
donde:

- e : longitud del tubo, en [m]
- D : diámetro del tubo de descarga, en [m]

De acuerdo con los datos de operación, la estructura “Borges” funciona como una conducción, o bien, como un tubo a presión.

En la **Figura VI.92**, se señalan las condiciones iniciales de la simulación de las avenidas, esto quiere decir, que el nivel en la Zona III es máximo, con lo cual, los tubos de descarga funcionan como una descarga ahogada.

FIGURA VI.92
ESTRUCTURA DE CONTROL BORGES



De acuerdo con Operación Hidráulica, el nivel que se presente en la Zona II, deberá estar por arriba de la clave superior del tubo, además de tener que ser inferior a 1.0 metro, ya que, un nivel superior inundaría la Avenida Covarrubias.

Así, el hidrograma de avenida descargado por las esclusas Darwin y Artificios, correspondiente a la descarga de la Zona I hacia la Zona II, deberá ser controlado por la compuerta de Borges, en el caso de exceder los niveles mencionados, los volúmenes en exceso deberán ser controlados por conducto de los Vertedores de Cortázar y Lorca.

Luego entonces, en la **Figura VI.92**, al aplicar la ecuación de la energía entre ① y ②; en donde se considera que la descarga es ahogada, con lo que se llega a la siguiente ecuación:

$$H_0 - H_1 = H_d = \frac{V^2}{2g} + h_r \quad \text{donde:}$$

h_r : pérdidas locales y por fricción.
 $\frac{V^2}{2g}$: carga de velocidad.

$$h_r = h_e + h_f + h_s \quad \text{donde:}$$

h_f : pérdidas por fricción.
 h_s : pérdida local por salida.
 h_e : pérdida local por entrada.

$$h_e = k_e \frac{V^2}{2g} \quad ; \quad h_s = k_s \frac{V^2}{2g} \quad \text{donde:}$$

k_s : coeficiente de salida (Referencia 18, pagina 313, tabla 8.19, de donde $k_s = 1$).
 k_e : coeficiente de entrada (Referencia 18, pagina 298, figura 8.8, de donde $k_e=0.5$)

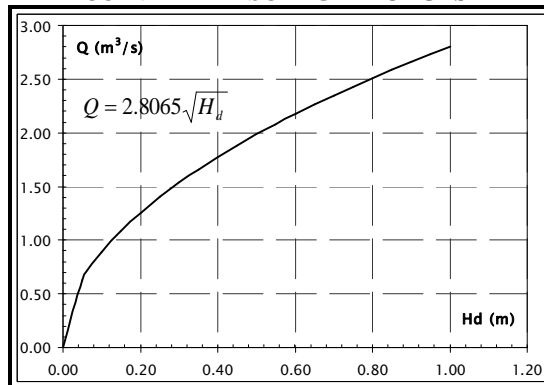
$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad \text{donde:}$$

f : factor de fricción.
 $\frac{V^2}{2g}$: carga de velocidad
 L : longitud del tubo, en [m].
 D : diámetro del tubo, en [m].

Mediante la fórmula de Kozeny, se determina el factor de fricción: $f = \frac{2g}{(8.861 \log D + N)^2}$

Donde el valor de “N” es de 30, que corresponde a tuberías de concreto con juntas roscadas y diámetro mayor de 0.5 metros.

FIGURA VI.93
CURVA DE DESCARGA “BORGES”



Finalmente, al hacer las sustituciones correspondientes en las ecuaciones, se llega a la siguiente expresión, con la que se calcula el gasto de descarga:

$$H_d = 2.6826 \frac{Q^2}{2gA^2}$$

En la **Figura VI.93**, se observa el resultado del cálculo de la curva de descarga de la estructura de control en “Borges”.

VI.7.3. Generación de datos sintéticos de lluvia

Considerando los casos de Sistemas Lagunares, con información climatológica limitada, las condiciones de diseño sometidas al tren de datos disponibles, resultarían insuficientes. Por lo que, es necesario, crear datos sintéticos de mayor tamaño, con el fin de someter las condiciones de proyecto a un tren de datos de lluvia sintéticos. Existen diversos métodos para la creación de datos sintéticos, así como, diversas referencias bibliográficas al respecto, de entre las cuales podemos citar: *JIMÉNEZ E., Eslava M., Domínguez M., “Análisis de Series de Tiempo”, Cenapred, México, 1996.*

Los registros de datos sintéticos de lluvia, son utilizados en el caso práctico, para revisar el funcionamiento de la regionalización propuesta, con datos distintos a los disponibles, representan una condición extrema para el funcionamiento; los datos históricos disponibles, resultan en éste caso, útiles para el análisis de condiciones actuales de regionalización.

Dadas las condiciones de topografía del terreno y a la problemática de hundimiento de la zona, limita las posibles nuevas geometrías de regionalización, por lo que, las opciones por analizar dependerán principalmente de las políticas de operación. Por esta razón, someter cualquier propuesta de regionalización a un registro sintético de datos (mensuales) constituye una condición más desfavorable, que pone a prueba las condiciones normales de operación actual, lo que, permite visualizar variantes en esta misma línea. De ahí que se generaron en forma aleatoria datos sintéticos de la lluvia para 31 años de registros.

Para la generación de los datos sintéticos de lluvia, se utilizó el método de Thomas-Fiering, que propone, que para la generación de datos sintéticos de lluvia (Referencia 1), se utilice la siguiente ecuación:

$$Q_{i+1} = \bar{Q}_{i+1} + b_i(Q_i + \bar{Q}_i) + t_i S_{i+1} \sqrt{1 + r_i^2}$$

donde:

Q_{i+1} : volúmen de escurrimiento en el mes **i+1**.

\bar{Q}_{i+1} : volúmen medio de escurrimiento en el mes **i+1**, obtenido de los registros.

Q_i : volúmen de escurrimiento en el mes **i**.

\bar{Q}_i : volúmen medio de escurrimiento en el mes **i**, obtenido de los registros.

$$b_i = \frac{r_i S_{i+1}}{S_i}$$

t_i : número aleatorio con distribución normal, media cero y variancia uno.

S_i : desviación estándar de los volúmenes registrados en el mes **i**.

S_{i+1} : desviación estándar de los volúmenes registrados en el mes **i+1**.

r_i : coeficiente de correlación entre los volúmenes del mes **i** y el **i+1**.

En las **Figura VI.94 a VI.100**, se puede observar la comparación de volúmenes totales anuales de lluvia real y datos sintéticos para cada una de las cuencas, para los años de 1972 a 2003.

FIGURA VI.94
VOLUMEN DE LLUVIA TOTAL ANUAL CUENCA “B”

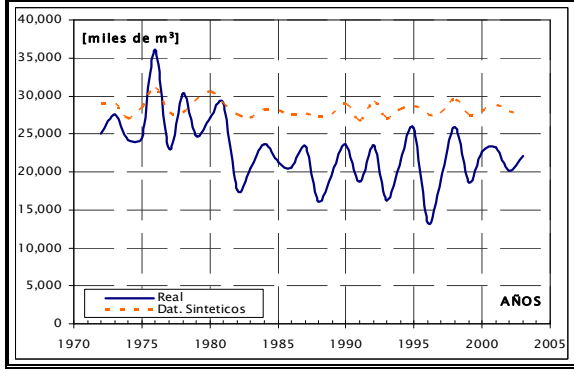


FIGURA VI.95
VOLUMEN DE LLUVIA TOTAL ANUAL CUENCA “C”

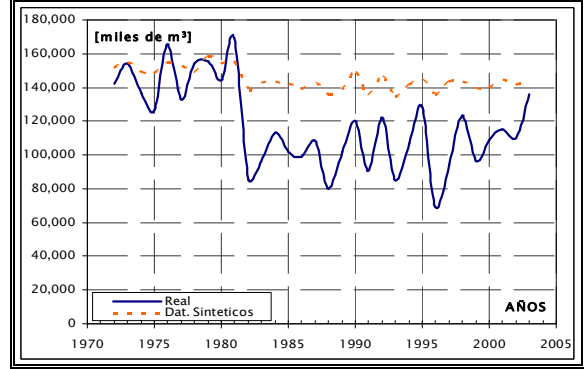


FIGURA VI.96
VOLUMEN DE LLUVIA TOTAL ANUAL CUENCA “D”

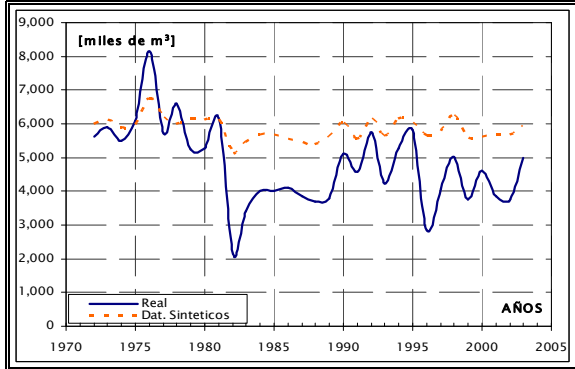


FIGURA VI.97
VOLUMEN DE LLUVIA TOTAL ANUAL CUENCA “E”

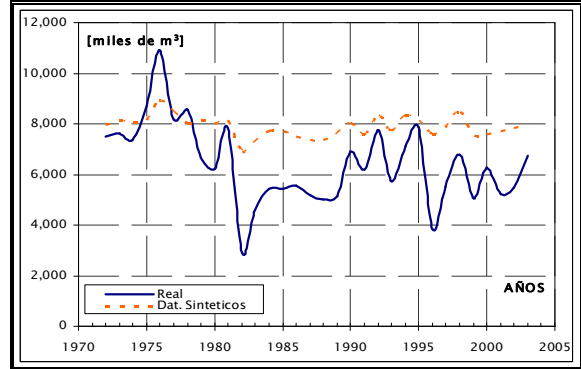


FIGURA VI.98
VOLUMEN DE LLUVIA TOTAL ANUAL CUENCA “F”

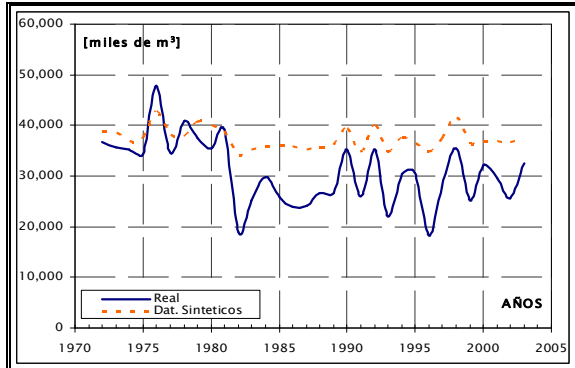


FIGURA VI.99
VOLUMEN DE LLUVIA TOTAL ANUAL CUENCA “G”

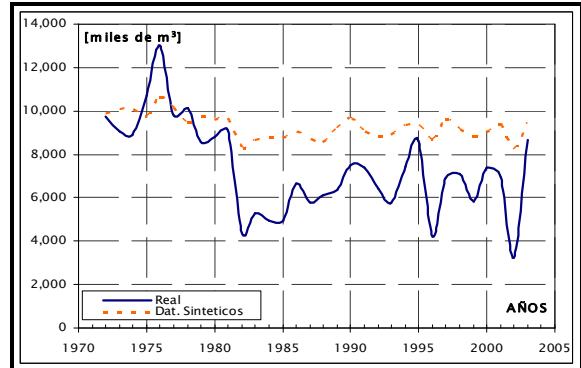
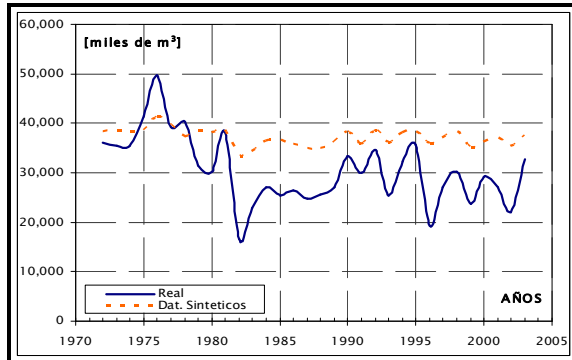


FIGURA VI.100
VOLUMEN DE LLUVIA TOTAL ANUAL CUENCA “SILAO”



VII. EL MODELO NUMÉRICO

La forma general de la ecuación de balance de agua, es abordada en el estudio del balance de agua en hidrología, y resulta de “la aplicación del principio de conservación de masa, a menudo expresado como la ecuación de continuidad. Este principio establece que, para cualquier volumen y para cualquier periodo de tiempo, la diferencia entre los totales de aportación y extracción será balanceada por el cambio en el almacenamiento de agua dentro del volumen en cuestión. Por lo tanto, y, en términos generales, el uso de una técnica de balance implica: la medición de almacenamiento y escurrimiento (velocidades del flujo) del agua, aunque, mediante la selección apropiada de volumen y periodo de tiempo a los que se aplicara el balance” (Referencia 11).

La ecuación de balance de agua para cualquier área natural (como la cuenca de un lago) o cuerpo de agua, indica los valores relativos de la aportación de la extracción y del cambio en el almacenamiento del cuerpo de agua, para el área o el cuerpo en cuestión.

Considerando, que la definición de Modelo consiste: En una representación física o matemática-numérica, el primero construido a una escala conveniente, el segundo mediante el desarrollo de ecuaciones y principios físicos y matemáticos, implementados en lenguaje de programación, sin embargo, ambos, deben permitir, reproducir con buena aproximación el comportamiento de las variables físicas de la estructura a escala real. El objetivo de los modelos es observar el comportamiento del objeto real, sometido a condiciones diferentes a las normales de operación, o bien la corrección de comportamientos no deseados de la estructura real, aplicando para ello modificaciones al diseño original hasta eliminar o mitigar los comportamientos no deseados.

De acuerdo con lo anterior, se desarrolla a continuación el modelo numérico del sistema lagunar del caso práctico presentado en ésta tesis, a partir del principio físico de la conservación de masa.

A continuación se plantea la ecuación base del sistema, dejando la determinación de los coeficientes de calibración, a ser determinados por distintos criterios, teniendo en cuenta para esto, el uso de información lectura de registros de niveles, reflejados en cambios en el volumen de almacenamiento del sistema.

VII.1. Desarrollo teórico

Considerando el caso práctico planteado, la ecuación de balance para vasos y lagos de almacenamiento, para un intervalo de tiempo de análisis, de acuerdo en la Referencia 7, se escribe como sigue:

$$Q_{sl} + Q_{ul} + P_I - E_O - Q_{sO} - Q_{uO} = \Delta S \pm Error \quad (1)$$

donde Q_{sl} , es el escurrimiento de entrada superficial al cuerpo de agua para el estudio y en forma mensual puede plantearse lo siguiente:

$$Q_{sl} = V_{Esc_i} + V_{AT_i} + V_{AN_i} \quad (2)$$

Considerando el caso práctico planteado, que de acuerdo con los registros históricos, en los cuales se concluye que los aportes de agua subterránea, han decrecido en forma total, al grado de hacerse necesarios la importación de agua tratada, a fin de mantener la existencia del Sistema Lagunar. Por lo anterior, el escurrimiento subterráneo, no contribuye de manera importante, entonces se puede despreciar, es decir:

$$Q_{ul} \approx 0.0 \quad (3)$$

Por otro lado, el volúmen que llueve sobre la superficie del sistema de lagunas y canales, así como en el área de pastizales, parcelas y zonas aledañas, estos volúmenes son pequeños en comparación con el volúmen de escurrimiento de las cuencas aportadoras, por lo que, será integrado al escurrimiento de las cuencas aportadoras, así entonces:

$$P_I < V_{Esc_i} \quad (4)$$

Por lo que, en expresiones algebraicas siguientes, P_I , queda integrada dentro del volúmen de escurrimiento (V_{Esc_i}).

En el caso de la evaporación (E_O) se ha considerado que fue realizada por los rayos solares sobre el cuerpo del agua (V_{Evapo}); por otra parte, la evapotranspiración, puede agruparse en dos: la efectuada por el desarrollo de maleza acuática (lirio) (V_{LA}) y del desarrollo de cultivos agrícolas (V_{Rie}), de ahí que, en ese orden, la evaporación, puede escribirse de la forma siguiente:

$$E_O = V_{Evapo} + V_{Rie} + V_{LA} \quad (5)$$

Las excedencias, derrames y/o salidas superficiales, son áquellas que salen del volúmen de control de estudio, o bien, de todo el sistema en su conjunto, ya sea de manera controlada, en donde se incluiría los volúmenes desplazados por maniobras de operación, o por el comportamiento natural hacia otra zona o subregión, esto es:

$$Q_{sO} = V_{Derr_i} \quad (6)$$

En el caso de la infiltración, considerando la información disponible para el caso práctico, la cual consiste en un coeficiente de infiltración por unidad de área, con lo que se tendría lo siguiente:

$$Q_{uO} = I_{Infil} A_{Infil} = V_{Infil} \quad (7)$$

donde:

I_{Infil} : coeficiente de infiltración que para este estudio según Referencia 1 es de 0.005 [$m^3/s/km^2$]

Con relación al cambio en el volúmen de almacenamiento en el Sistema de Canales al final del intervalo de tiempo de cada análisis; y teniendo en cuenta la información disponible (subcapítulo III.3), la cual consiste en lecturas de niveles en el Sistema Silao en forma mensual, para los periodos de agosto de 1991 a julio de 1993 y marzo de 1997 a abril de 1999.

De esta forma, a partir de las lecturas de cambios de nivel, la pérdida o recuperación de volúmenes en el Sistema de Canales y Lagunas, podrá estimarse a partir de las lecturas.

$$\pm \Delta S_{Med} = \pm \Delta h_{Med} A_{SupLago} \quad (8)$$

donde:

ΔS_{Med} : cambio en el volúmen de almacenamiento a partir de mediciones

Δh_{Med} : cambio de nivel en el volúmen de almacenamiento medido

A efecto de plantear el diseño del modelo numérico, es conveniente señalar que pueden definirse para un instante conocido, dos estimaciones del cambio de volúmen en el almacenamiento: aquel que es resultado de una estimación numérica ΔS_{Calc} y aquel que es resultado de una medición ΔS_{Med} , esto puede compararse en los meses que se cuente con información de lectura de niveles.

$$Error = \Delta S_{I_{Calc}} - \Delta S_{I_{Medid}} \quad (9)$$

Considerando precisa la información de lecturas de nivel, debido a que se han efectuado en forma diaria, durante 6 años, y son sometidas a una revisión, así como, a la obtención de la cota real, a partir del sistema de banco oficiales de referencia; por tanto, la naturaleza de un posible error para el caso del cambio de volúmen calculado ΔS_{Calc} , puede deberse a lo siguiente:

- ✖ Error en los procedimientos numéricos de cálculo hidrológico.

Se considera, que el proceso de revisión de datos de lecturas, disminuye la posibilidad de errores, que para el caso del cambio de volúmen medido ΔS_{Med} , pueden originarse de lo siguiente:

- ✖ Error en toma de lecturas de niveles en el cuerpo de agua.
- ✖ Error en la información grafica.
- ✖ Error en el proceso de cálculo de cotas reales a partir del sistema de bancos de referencia.

Escribiendo la ecuación de balance para un determinado intervalo de tiempo de análisis, en este caso para un mes, a partir de las ecuaciones (1) a (9); para el caso de Sistemas de Lagunas y Canales:

$$V_{Esc_i} + V_{AT_i} + V_{AN_i} - V_{Evapo_i} - V_{Rie_i} - V_{LA_i} - V_{Infil_i} - V_{Derr_i} = \Delta S_{Med} \pm Error_i \quad (10)$$

Considerando un intervalo de tiempo de análisis, la ecuación de balance para una subregión determinada:

- V_{Esc_i} : volúmen de aportación de escurrimiento superficial, producto de la aportación la cuenca aportadora a cada subregión y de la precipitación sobre el área del propio cuerpo de agua.
- V_{AT_i} : volúmen de aportación de agua tratada aportada por las plantas de tratamiento, esto para la o las plantas que descarguen en la subregión en estudio.
- V_{AN_i} : volúmen de agua negra aportado en descargas clandestinas a los canales, correspondiente a la subregión en estudio.
- V_{Evapo_i} : volúmen de extracción por agua evaporada directamente de los cuerpos de agua contenidos en cada subregión.
- V_{Rie_i} : volúmen de extracción de agua con fines de uso para riego en los cultivos de cada subregión.
- V_{LA_i} : volúmen de extracción de agua evapotranspirada por maleza acuática, correspondiente a la subregión en estudio.
- V_{Infil_i} : volúmen de extracción por agua infiltrada al subsuelo.
- V_{Derr_i} : volúmen de agua transferida de una subregión a otra por: exceso o por operación para control de niveles u otra operación.
- $\pm \Delta S_{Med}$: cambio de volúmen medido en el almacenamiento.
- $Error$: diferencia numérica o error numérico entre los volúmenes calculados y los estimados a partir de las lecturas de niveles del Sistema de Lagunas y Canales.

La discrepancia entre el resultado del balance calculado por métodos hidrológicos y el determinado a partir de la medición de niveles de agua, es un error que puede originarse en:

- En las estimaciones de las aportaciones de agua de origen pluvial al sistema.
- Las estimaciones de volúmen de las demandas de agua por conceptos de riego y por evapotranspiración por malezas acuáticas.

Por tanto, de acuerdo con lo anterior, es importante minimizar las posibles incertidumbres en la calidad de información de datos disponibles, a fin de enfocar la precisión de los análisis, exclusivamente en los criterios de obtención de las variables del balance. De esta forma, disponiendo de información real del comportamiento de los niveles de almacenamiento en el Sistema, es posible corregir, o bien, minimizar el error en la fase de cálculos del balance, corrigiendo los valores de los

TABLA VII.1
REGIONALIZACIÓN ACTUAL SISTEMA SILAO

Zona	Niveles de operación			Capacidad Nivel medio [m ³]
	Mínimo	Medio	Máximo	
I	32.40	33.40	34.00	254,557.38
II	31.50	32.10	32.40	110,515.06
III	30.10	31.50	31.80	1'991,170.99
IV	31.50	31.70	31.90	17,959.49
V	31.30	31.70	31.90	73,554.25
VI	32.30	32.70	32.95	90,455.00

Las capacidades asociadas a los niveles de operación ya sea las mostradas en la tabla anterior, o bien, en las **Figuras IV.5 a IV.11**, representan la profundidad media de cada una de las zonas que conforman el Sistema Silao.

Condiciones actuales de operación normal y extraordinaria

A la fecha de recopilación de información del caso práctico, los volúmenes adicionales a la condición media de operación, son derivados a la zonas vecinas aguas abajo, a través de los vertedores de excedencias y/o esclusas. Estos volúmenes son los denominados volúmenes de **derrame** o **excedencias**.

Cuando en una zona en particular, el nivel de las aguas es el nivel medio, y las necesidades operativas ya sean por la operación de paso de embarcaciones de una zona a otra o bien, por que, la zona de aguas abajo, no posee los niveles adecuados de agua, se ve la urgencia de transferir recursos de agua de una zona a otra, este volumen se le denomina **consumo**, que una vez derivado, dejará al almacenamiento origen, con un nivel inferior al nivel medio.

El volumen **deficitario** es aquel que es requerido por: necesidades de operación, evaporación, riego, infiltración, evapotranspiración por maleza acuática (lirio) demandados, no pueden ser suministrado, debido a que el almacenamiento de agua de la zona ha sido totalmente agotado.

La **Figura VII.2** muestra la lógica numérica en los cálculos para determinar derrames, consumos y déficit.

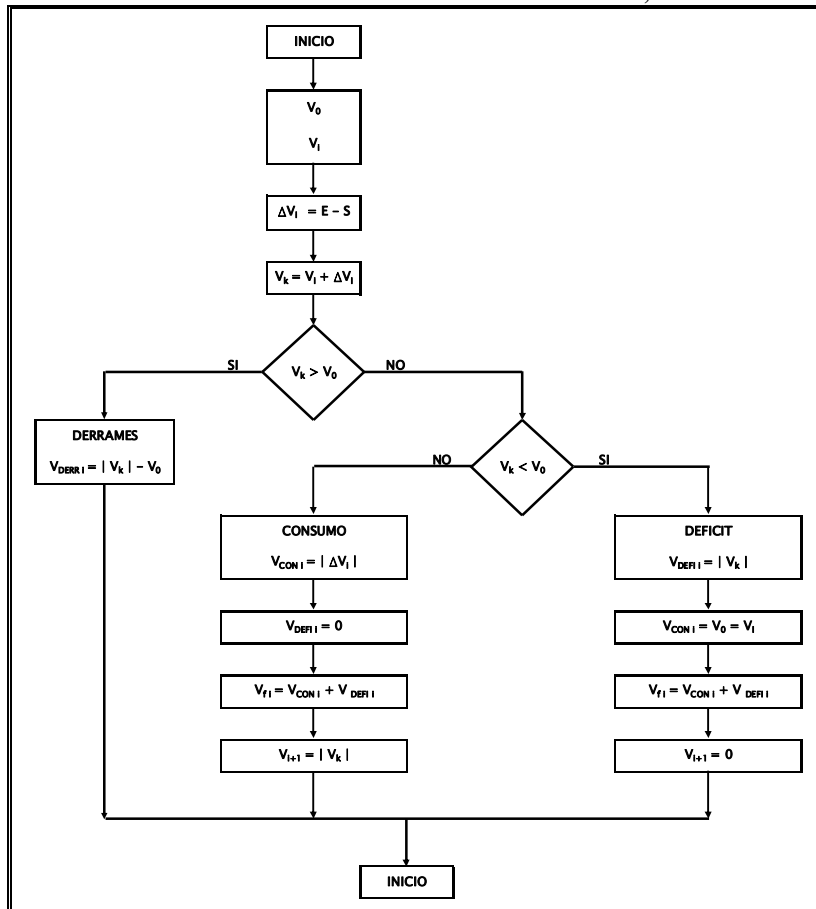
Balance del sistema

Con objeto de evaluar el comportamiento del balance hidráulico del sistema, en el siguiente capítulo se presenta el resultado del balance hidráulico de cada una de las seis regiones en las que se compone el Sistema Total, posteriormente, el balance hidráulico del Sistema de Canales en su conjunto; considerando para esto, la aplicación de la ecuación (10); a los resultados obtenidos, se le ha llamado "*Balance Sin Modelo*". Por otra parte, se ha realizado el resultado del balance por zona y posteriormente para el Sistema en su conjunto, utilizando la información de medición de niveles disponibles; al resultado de este balance se le ha denominado "*Balance Lecturas de Niveles*".

Se considera a los resultados de balance con "*Lecturas de Niveles*", como precisos, así como, los de la región III, como el comportamiento real en ésta zona.

El período de información disponible de niveles (cinco regletas, ver **Figura VII.1** para su ubicación) es del: 91, 92, 93, 97, 98 y 99, período en el cual se posee algunos meses sin información.

FIGURA VII.2
DIAGRAMA DE FLUJO OPERACIÓN ACTUAL
CRITERIO PARA DETERMINAR VOLÚMENES DE: DERRAMES, DÉFICIT Y CONSUMO



En la **Figura VII.1**, se muestra la ubicación de cada una de las seis zonas, así como la interconexión entre las mismas.

La concepción del Modelo, parte de los resultados de zona III, en los que se realiza la calibración y obtención de coeficientes, ya que es en esta zona en donde los datos de medición de modelo son de mayor precisión y período de información disponible.

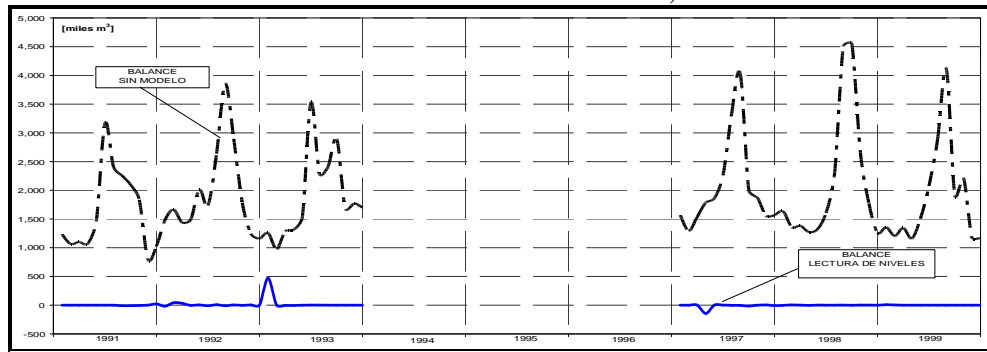
Balance zona I

En la **Figura VII.3**, se observa que el balance “calculado” y el “medido”, por lo general son positivos, y en el caso del “calculado”, se observa que estima la mayor de las veces valores positivos y grandes; así como, constantes variaciones por lo general positivas y por arriba del balance medido.

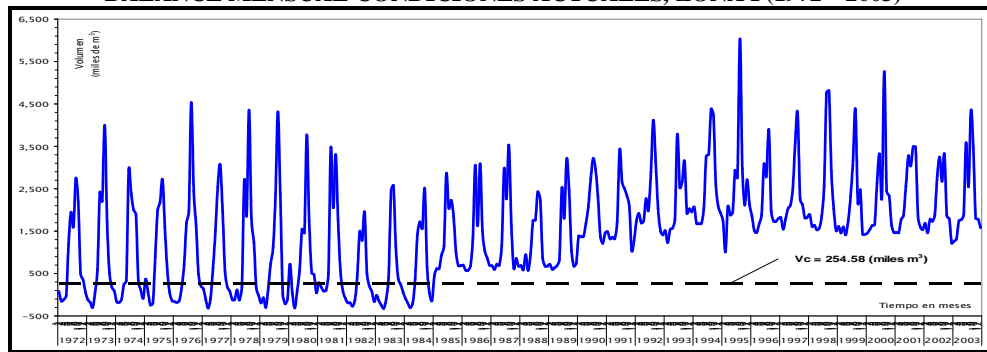
Los resultados de balance mensual, muestran que la máxima diferencia entre las curvas “medidas” y la “calculada” es de 18 a 5 veces respectivamente la capacidad de almacenamiento de la Zona I. Esta diferencia, deberá ser corregida en el modelo; de tal modo que provoque, que los cálculos hidrológicos, reduzcan la diferencia entre lo “medido” y lo “calculado”.

La **Figuras VII.4**, indica que a partir del año de 1985, año en que se inicio la aportación de agua tratada de la planta de tratamiento “PT-1”, siempre habrá volúmen derramado de la zona I a las zonas II y III, así como también, que siempre el nivel del agua estará por arriba del nivel medio de operación; esto quiere decir, que siempre habrá excedencias.

**FIGURA VII.3
COMPARACIÓN DE BALANCE SIN MODELO Y RESULTADO DE BALANCE
A PARTIR DE LECTURA DE NIVELES, ZONA I**



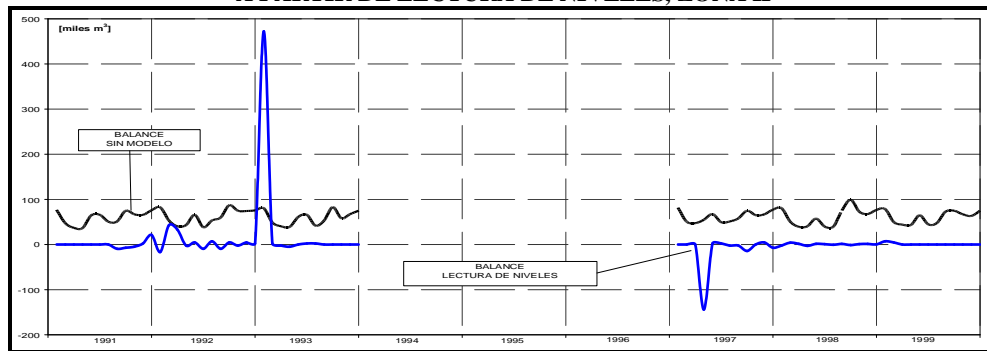
**FIGURA VII.4
BALANCE MENSUAL CONDICIONES ACTUALES, ZONA I (1972 – 2003)**



Balace zona II

La **Figura VII.5**, muestra interesantes variaciones del balance “medido” respecto al “calculado”, las oscilaciones del balance, se encuentran en un rango de más menos una vez la capacidad de almacenamiento de la zona II.

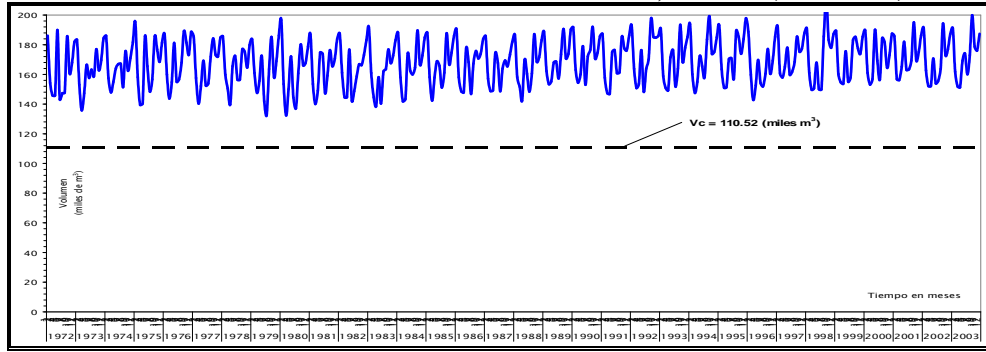
**FIGURA VII.5
COMPARACIÓN DE BALANCE SIN MODELO Y RESULTADO DE BALANCE
A PARTIR DE LECTURA DE NIVELES, ZONA II**



Los resultados obtenidos del balance en las zonas II y III, permiten concluir que el comportamiento entre el balance hidráulico “cálculo” y el “medido”, indican que disminuye el error, en comparación del obtenido en la Zona I, a excepción de los dos puntos que se presentan en los años de 1993 y 1997.

Por otra parte, la **Figura VII.6**, señala que, por lo general, se reportan valores por arriba de la capacidad de almacenamiento de la zona II.

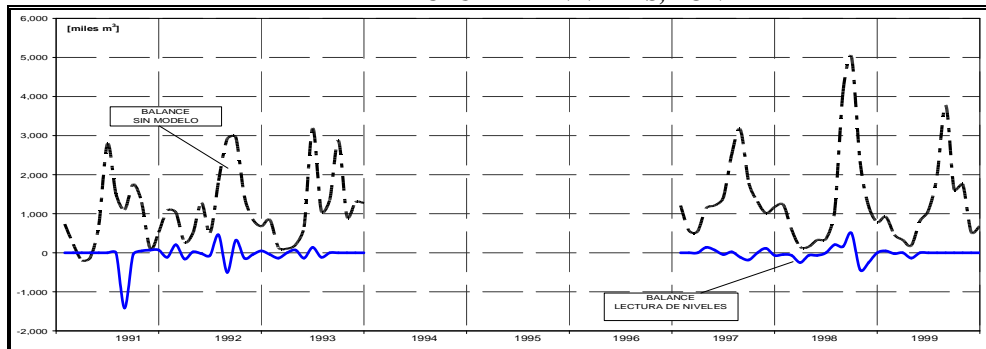
FIGURA VII.6
BALANCE MENSUAL CONDICIONES ACTUALES, ZONA II (1972 – 2003)



Balance zona III

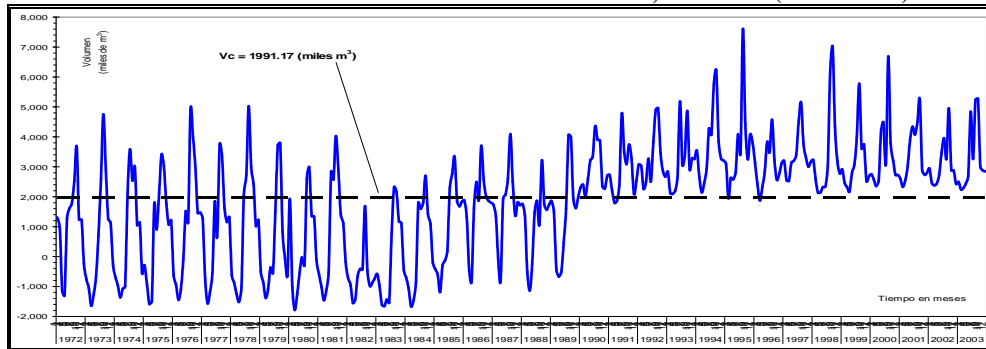
De la **Figura VII.7**, se observa que el balance hidráulico “calculado” y el “medido” siguen una misma tendencia, sin embargo, el balance hidráulico “calculado”, sobre estima el resultado hasta en 10 veces el resultado “medido”.

FIGURA VII.7
COMPARACIÓN DE BALANCE SIN MODELO Y RESULTADO DE BALANCE A PARTIR DE LECTURA DE NIVELES, ZONA III



Adicionalmente, la diferencia que existe entre el balance hidráulico “calculado” y “medido”, con respecto al volúmen de almacenamiento de la zona III es de hasta 2 veces. Es importante señalar, que se observa una semejanza en las tendencias de las dos curvas; esto significa que los puntos altos y bajos coinciden en el tiempo para las dos.

FIGURA VII.8
BALANCE MENSUAL CONDICIONES ACTUALES, ZONA III (1972 – 2003)



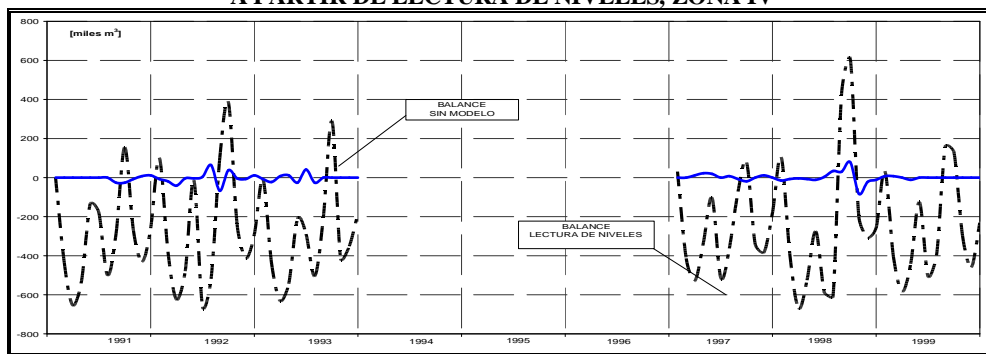
En la **Figura VII.8**, se reporta que a partir del año de 1990, existe una mejoría en los niveles de agua en esta zona, presentándose consumos en el almacenamiento de la zona III, sin que estos reduzcan significativamente la capacidad de almacenamiento disponible.

Lo anterior, de acuerdo con los resultados del balance “medido”, significa que la zona III, podría tener con frecuencia meses con consumos altos de la capacidad de almacenamiento y estos podrían llegar a ser importantes.

Balance zona IV

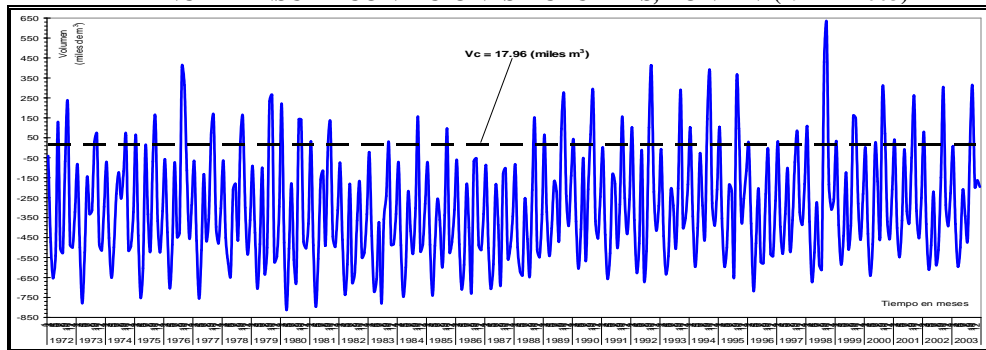
La **Figura VII.9**, muestra que el comportamiento entre los balances “calculado” y “medido” poseen una gran dinámica en el volúmen resultante, además, tanto en el signo del resultado como en la tendencia, acusan valores distintos en todo el periodo de medición disponible, el gráfico del balance “calculado” indica pérdidas de volúmen para la Zona IV. El balance a partir de los resultados “medidos”, registra consumos en la capacidad del Sistema, pero también algunos meses como deficitarios.

FIGURA VII.9
COMPARACIÓN DE BALANCE SIN MODELO Y RESULTADO DE BALANCE A PARTIR DE LECTURA DE NIVELES, ZONA IV



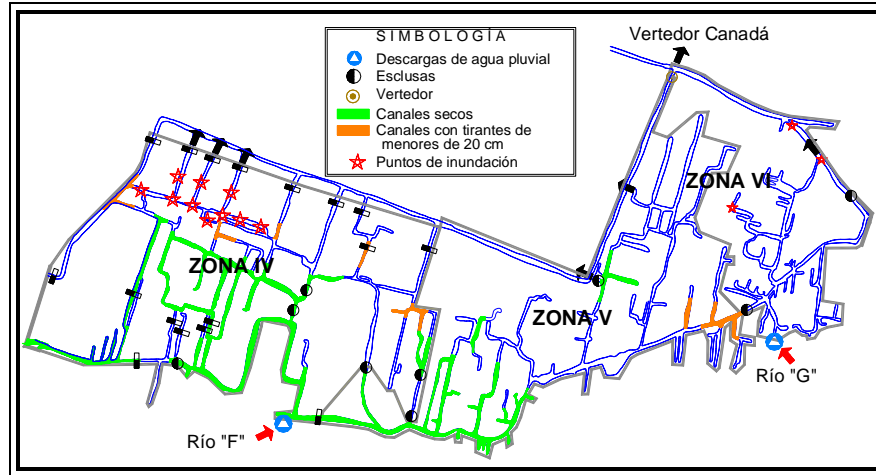
La **Figuras VII.10**, muestra que desde los resultados del balance “calculado”, señalan volúmenes deficitarios de agua, esto quiere decir, que existe una importante demanda potencial de uso que no sería atendida. La **Figura VII.10**, también señala que la mayor parte del tiempo, la Zona IV se encuentra vacía, por los puntos señalados anteriormente.

FIGURA VII.10
BALANCE MENSUAL CONDICIONES ACTUALES, ZONA IV (1972 – 2003)



Por otra parte, en la **Figura VII.11**, en la cual se señalan los canales vacíos o con tirantes de agua reducidos, puede deducirse que el área realmente atendida con el agua que actualmente se envía a la zona IV, es reducida, incluso la capacidad de almacenamiento, ya que, es del orden de 17,000 [m³].

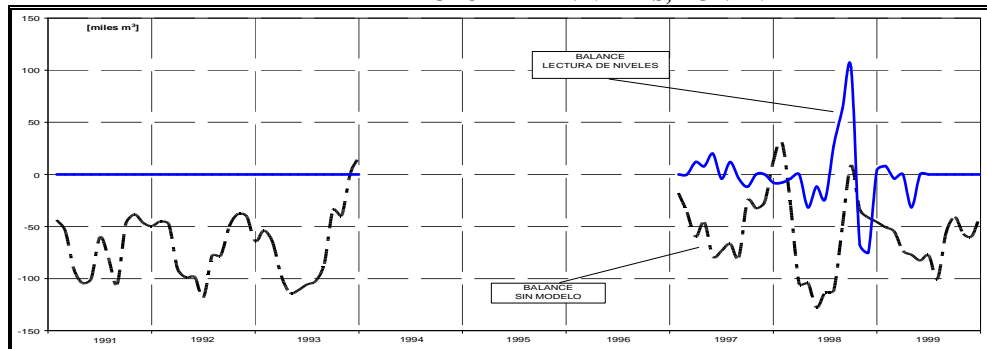
FIGURA VII.11



Balance zona V

En la **Figura VII.12**, a diferencia de las otras zonas, aquí los picos o valores máximos y mínimos en el balance “medido”, son de mayor oscilación, o sea, que de igual forma y magnitud existe déficit como superávit.

FIGURA VII.12
COMPARACIÓN DE BALANCE SIN MODELO Y RESULTADO DE BALANCE A PARTIR DE LECTURA DE NIVELES, ZONA V



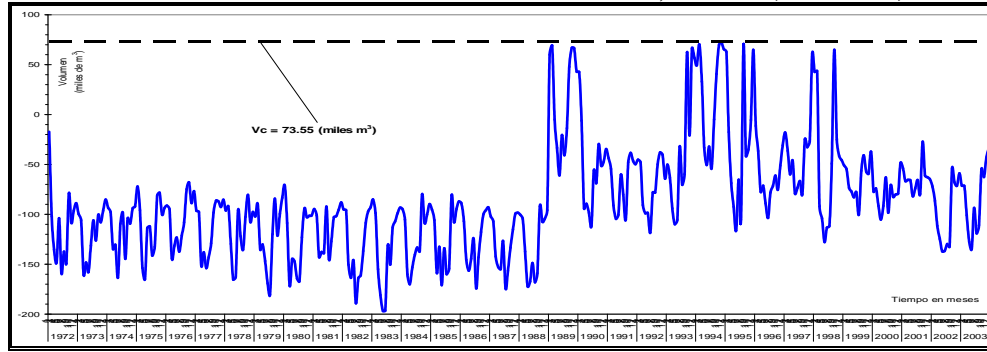
El balance “calculado” sigue la tendencia del balance “medido”, esto es, se presenta cierto paralelismo entre las dos gráficas, sin embargo, el balance “calculado” señala con mayor frecuencia consumos y déficit en los balances.

En la primera parte del gráfico, no existen valores de lecturas de nivel, por lo que, se carece de datos para el comportamiento del balance “medido”.

La **Figura VII.13**, muestra que el almacenamiento de la Zona V al igual que la Zona IV, posee problemas serios de disponibilidad de agua, ya que, se observan periodos largos con disponibilidad nula de agua, así como también se observan recuperaciones efímeras de almacenamiento.

La **Figura VII.11**, muestra los canales de la zona V, con tirantes reducidos, o vacíos, que al igual que la zona IV, actualmente posee una capacidad de almacenamiento reducida con respecto todos los canales disponibles.

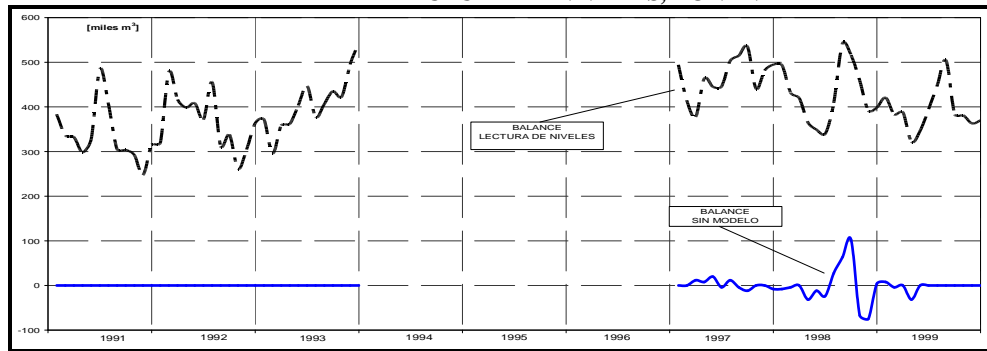
FIGURA VII.13
BALANCE MENSUAL CONDICIONES ACTUALES, ZONA V (1972 – 2003)



Balance zona VI

La **Figura VII.14**, muestra que el balance “calculado” es diferente al “medido”, en lo que respecta al primer periodo, se carece de lecturas de niveles, por lo que, no se concluye al respecto.

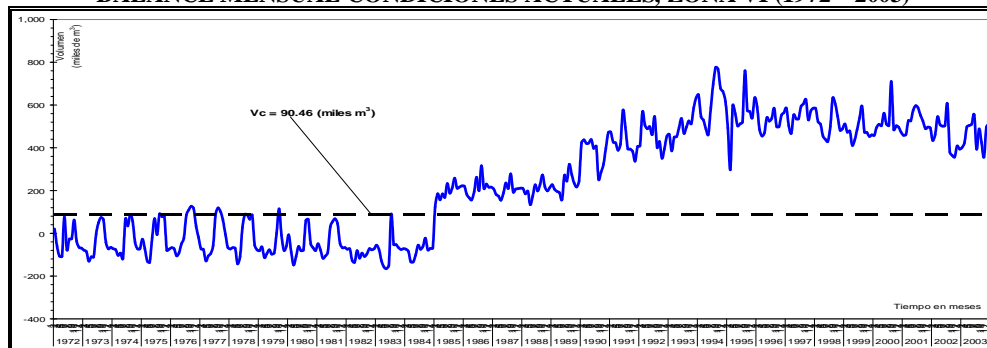
FIGURA VII.14
COMPARACIÓN DE BALANCE SIN MODELO Y RESULTADO DE BALANCE A PARTIR DE LECTURA DE NIVELES, ZONA VI



Adicionalmente, del balance “calculado”, se concluye que se trata de una zona con excedentes de agua, aunque desde los resultados del balance “medido”, señala comportamientos deficitarios acompañados de superávit. La **Figura VII.11**, muestra que la Zona VI no reporta problemas de niveles bajos de almacenamiento.

De acuerdo con la **Figuras VII.14**, muestra que la Zona VI, no reporta problemas de niveles en el almacenamiento, esta conclusión pudiera ser contundente en cuanto al comportamiento de la zona. Es probable que la zona, debido a la presencia de operación hidráulica, posea un exceso de agua siempre.

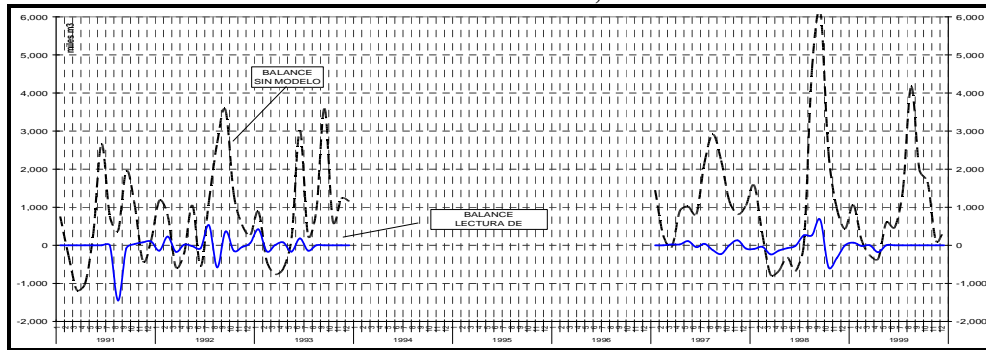
FIGURA VII.14
BALANCE MENSUAL CONDICIONES ACTUALES, ZONA VI (1972 – 2003)



Balance sistema general

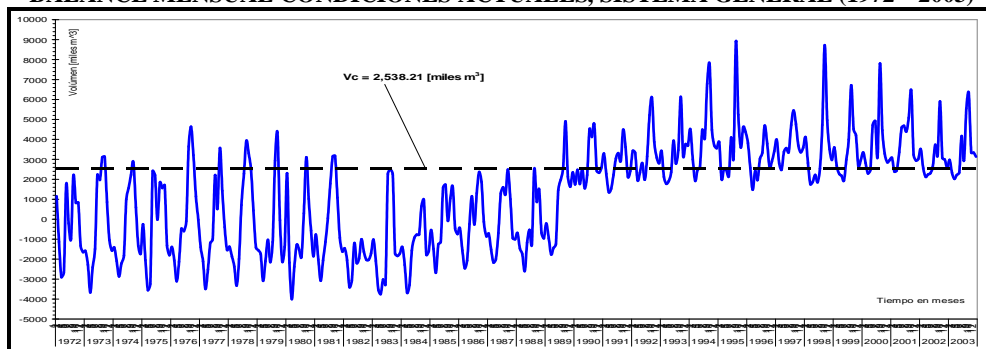
Considerando al Sistema en su conjunto, se efectuó el balance hidráulico, observándose en la **Figura VII.15**, que el resultado del balance “medido” y el “calculado” son diferentes; aun cuando se observan tendencias similares en la presencia de mínimos y máximos en el resultado del balance. De acuerdo con la misma figura, los resultados del balance, en los casos de déficit, las magnitudes tanto “medidas” como “calculadas” son semejantes en magnitud, aun cuando diferentes en el tiempo. Para el caso de los volúmenes en exceso, en la totalidad de los casos el balance “calculado” tiende a sobre estimar el valor del recurso agua excedente.

FIGURA VII.15
COMPARACIÓN DE BALANCE SIN MODELO Y RESULTADO DE BALANCE A PARTIR DE LECTURA DE NIVELES, SISTEMA GENERAL



La **Figura VII.16**, indica que en el año de 1998, se presentaron, niveles bajos de almacenamiento en el Sistema General, que debido a la importancia de la zona III en cuanto a volúmen de almacenamiento, sea en está zona en la que se hayan presentado los niveles bajos de almacenamiento. El resto del periodo de información, las figuras ultimas mencionadas, reportan consumos de volúmen en la capacidad de almacenamiento medio del sistema general.

FIGURA VII.16
BALANCE MENSUAL CONDICIONES ACTUALES, SISTEMA GENERAL (1972 – 2003)



Se puede concluir respecto de la comparación entre los balances “calculado” y “medido”, lo siguiente:

- De acuerdo con los resultados, la aplicación directa de la ecuación de balance, nos permite arribar que existen variables que son sobrestimadas, provocando que el comportamiento se aleje al compararlo con periodos con información disponibles de niveles, como es el caso de la zona III. Sin embargo, existen períodos de tiempo y zonas en las que se observa que las tendencias de comportamiento son similares. Por lo cual, es posible la construcción de un modelo, que permita acercar los comportamientos del balance “calculado” hacia los “medidos”, pues, en seis de los siete casos, no existe una aproximación cercana al balance hidráulico medido, a excepción del Sistema General, en donde existe cierta tendencia y cercanía entre los dos.

- En la mayoría de los casos, a excepción de las Zonas IV y V, el cálculo del balance “calculado” tiende a estar por arriba del balance “medido”.
- El balance “calculado” de la Zona V es bueno, por que existe cercanía y una tendencia parecida en los dos criterios.
- El modelo no puede estar basado a partir del comportamiento de una sola zona.
- Los puntos anteriores, confirman, para el caso práctico que nos ocupa, que el modelo debe ser construido a partir del comportamiento general del Sistema Total de Lagunas y Canales. Se espera la presencia de errores de precisión, cuya magnitud sea aceptable en el caso práctico que se aplica. Sin embargo, en otros casos a enfrentar, es necesario llevar a cabo una campaña de medición, la cual hará que el error será menor, mientras más información de medición de las variables este disponible, misma que podría llevarse a cabo, a intervalos cortos de tiempo.
- Para el caso práctico de aplicación, de acuerdo con los puntos anteriores, el modelo que se obtenga debe partir del comportamiento del Sistema General de Lagunas y Canales.

La información presentada en los gráficos correspondientes a este subcapítulo, representan a los intervalos de tiempo con datos de medición y reúnen los resultados principales del cálculo en el periodo del año de 1972 al 2003.

VII.3. Calibración del modelo y obtención de coeficientes

En el capítulo anterior, se utilizó la ecuación de balance, para el cálculo del cambio de volumen, usando las ocho (8) variables, de las cuales siete (7) son el resultado de cálculos hidrológicos, incluyendo en éstas al índice de infiltración, el cual aumenta en función del tamaño del área. Por último los derrames o excedencias, son considerados una variable determinística y resultado de las condiciones de tirante en los puntos de descarga, así como de las características geométricas de las estructuras hidráulicas.

El planteamiento anterior, representa un modelo de predicción “determinístico”, el cual podría ser escrito como sigue:

$$C_0X_0 + C_1X_1 + C_2X_2 - C_3X_3 - C_4X_4 - C_5X_5 - C_6X_6 - X_7 = Y \quad (11)$$

Este modelo como se define en algunas referencias (Referencia 10), es un modelo determinístico, con error desconocido en la predicción de (Y) como función de (X).

La realidad es distinta, dado que en el comportamiento de un sistema real, se tendrá una gran muestra de (n) valores de (Y) que corresponden a cada una de las (i -ésimos) diferentes valores de cada variable (X_i); de ésta forma el comportamiento del resultado del balance hidráulico, o bien, de las condiciones resultantes volumen almacenado entre dos instantes dados, posee un comportamiento cuya representación gráfica, se muestra en la **Figura VII.15** para el caso del Sistema General y su balance.

Como se ve, en las gráficas, el comportamiento de resultados de la aplicación directa de la ecuación de balance, guarda una distancia respecto de los volúmenes perdidos o ganados según la medición del cambio de nivel.

Se observa que el volumen de almacenamiento, fluctúa de una manera aleatoria, debido a su dependencia de variables del mismo tipo, como la lluvia y evaporación. Por tanto, bajo éste esquema, la predicción tendrá un error desconocido.

De acuerdo con lo anterior, para la predicción de (Y), conocidos (X_i), consistirá en un proceso inferencial, el cual requeriría de conocer las propiedades del error de la predicción.

En contraste con los modelos determinísticos, los estadísticos utilizan modelos probabilísticos, en los que se tiene en cuenta al error, de ésta forma la ecuación de balance se escribiría como sigue:

$$C_0X_0 + C_1X_1 + C_2X_2 - C_3X_3 - C_4X_4 - C_5X_5 - C_6X_6 - X_7 \pm \varepsilon = Y \quad (12)$$

Donde (ξ) es una variable aleatoria, con una distribución normal de probabilidad, con media cero.

$$E(\xi) = 0 \quad (13)$$

La ecuación anterior, puede ser considerada como un modelo estadístico lineal de Regresión Múltiple. En el cual, es necesario obtener las propiedades de los coeficientes, de esta forma si se propone que $\hat{C}_0, \hat{C}_1, \hat{C}_2, \hat{C}_3, \hat{C}_4, \hat{C}_5, \hat{C}_6$, sean estimadores de los coeficientes $C_0, C_1, C_2, C_3, C_4, C_5, C_6$.

Por otra parte, si los derrames son resultado de las condiciones de nivel de agua del instante anterior, su magnitud es determinada por una ley de descarga, ecuación que puede ser de orificios, o bien, de vertedores; o una suma de ambas, su valor, por tanto, es totalmente determinístico, por lo que, ha sido integrada a la ecuación de balance sin coeficiente estimador.

Por tanto, rescribiendo la ecuación de balance con los parámetros estimadores y teniendo en cuenta el carácter determinístico de los derrames; el cambio de volúmen entre dos instantes dados.

$$\hat{Y} = \hat{C}_0X_0 + \hat{C}_1X_1 + \hat{C}_2X_2 - \hat{C}_3X_3 - \hat{C}_4X_4 - \hat{C}_5X_5 - \hat{C}_6X_6 + X_7 \quad (14)$$

Así (\hat{Y}) es un estimador de (Y), expresión en la cual, no se ha integrado a la variable X_7 , que se ha incluido en el resultado del cambio de volúmen medido, cuando se rebasa la condición de cota de las crestas vertedoras de los dos puntos de descarga final del sistema; de ésta forma; el cambio de volúmen en el Sistema, no sólo es debido a los derrames en exceso, sino a la actuación del resto de las variables.

Es importante señalar que la pérdida de volúmen en el Sistema, debido a los derrames en exceso, es la componente determinística de la ecuación.

Esto es, la ecuación cuyos coeficientes incógnita por determinar, puede escribirse como sigue;

$$\hat{Y} = \hat{C}_0X_0 + \hat{C}_1X_1 + \hat{C}_2X_2 - \hat{C}_3X_3 - \hat{C}_4X_4 - \hat{C}_5X_5 - \hat{C}_6X_6 \quad (15)$$

VII.3.1. Método de mínimos cuadrados

El método de los mínimos cuadrados, pretende obtener el valor de los estimadores, de tal forma que las desviaciones sean “pequeñas” e incluso tiendan a cero.

Una forma conveniente de lograr esto, y que aporte estimadores con propiedades adecuadas, es minimizar la suma de los cuadrados de las desviaciones verticales, por ello el error serán las desviaciones entre:

$$\xi_i = Y_i - \hat{Y}_i \quad (16)$$

De esta forma ($\hat{Y} = \hat{C}_0 X_0 + \hat{C}_1 X_1 + \hat{C}_2 X_2 - \hat{C}_3 X_3 - \hat{C}_4 X_4 - \hat{C}_5 X_5 - \hat{C}_6 X_6$) en notación matricial la ecuación se escribiría:

$$Y = \begin{bmatrix} Y_1 \\ Y_2 \\ Y_3 \\ \vdots \\ Y_n \end{bmatrix}; \quad X = \begin{bmatrix} X_{0,1} & X_{0,2} & X_{0,3} & \dots & X_{0,k} \\ X_{1,1} & X_{1,2} & X_{1,3} & \dots & X_{1,k} \\ X_{2,1} & X_{2,2} & X_{2,3} & \dots & X_{2,k} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ X_{n,1} & X_{n,2} & X_{n,3} & \dots & X_{n,k} \end{bmatrix}; \quad C = \begin{bmatrix} C_{0,1} & C_{0,2} & C_{0,3} & \dots & C_{0,k} \\ C_{1,1} & C_{1,2} & C_{1,3} & \dots & C_{1,k} \\ C_{2,1} & C_{2,2} & C_{2,3} & \dots & C_{2,k} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ C_{n,1} & C_{n,2} & C_{n,3} & \dots & C_{n,k} \end{bmatrix}; \quad \xi = \begin{bmatrix} \xi_1 \\ \xi_2 \\ \xi_3 \\ \vdots \\ \xi_n \end{bmatrix} \quad (17)$$

Considerando la función estimadora (\hat{Y}), la sumatoria de los errores (SCE), entre los datos reales (Y) y la función estimadora (\hat{Y});

$$SCE = \sum_{i=1}^n (Y_i - \hat{Y}_i)^2 \quad (18)$$

Si (SCE) tiene un mínimo, éste ocurrirá para los valores de ($\hat{C}_0, \hat{C}_1, \dots, \hat{C}_k$) que satisfagan las ecuaciones;

$$\begin{aligned} \frac{\partial(SCE)}{\partial \hat{C}_0} &= 2[Y_i - (\hat{C}_0 X_0 + \hat{C}_1 X_1 + \hat{C}_2 X_2 - \hat{C}_3 X_3 - \hat{C}_4 X_4 - \hat{C}_5 X_5 - \hat{C}_6 X_6)] [-X_0] = 0 \\ \frac{\partial(SCE)}{\partial \hat{C}_1} &= 2[Y_i - (\hat{C}_0 X_0 + \hat{C}_1 X_1 + \hat{C}_2 X_2 - \hat{C}_3 X_3 - \hat{C}_4 X_4 - \hat{C}_5 X_5 - \hat{C}_6 X_6)] [-X_1] = 0 \\ \frac{\partial(SCE)}{\partial \hat{C}_2} &= 2[Y_i - (\hat{C}_0 X_0 + \hat{C}_1 X_1 + \hat{C}_2 X_2 - \hat{C}_3 X_3 - \hat{C}_4 X_4 - \hat{C}_5 X_5 - \hat{C}_6 X_6)] [-X_2] = 0 \\ \frac{\partial(SCE)}{\partial \hat{C}_3} &= 2[Y_i - (\hat{C}_0 X_0 + \hat{C}_1 X_1 + \hat{C}_2 X_2 - \hat{C}_3 X_3 - \hat{C}_4 X_4 - \hat{C}_5 X_5 - \hat{C}_6 X_6)] [X_3] = 0 \\ \frac{\partial(SCE)}{\partial \hat{C}_4} &= 2[Y_i - (\hat{C}_0 X_0 + \hat{C}_1 X_1 + \hat{C}_2 X_2 - \hat{C}_3 X_3 - \hat{C}_4 X_4 - \hat{C}_5 X_5 - \hat{C}_6 X_6)] [X_4] = 0 \\ \frac{\partial(SCE)}{\partial \hat{C}_5} &= 2[Y_i - (\hat{C}_0 X_0 + \hat{C}_1 X_1 + \hat{C}_2 X_2 - \hat{C}_3 X_3 - \hat{C}_4 X_4 - \hat{C}_5 X_5 - \hat{C}_6 X_6)] [X_5] = 0 \\ \frac{\partial(SCE)}{\partial \hat{C}_6} &= 2[Y_i - (\hat{C}_0 X_0 + \hat{C}_1 X_1 + \hat{C}_2 X_2 - \hat{C}_3 X_3 - \hat{C}_4 X_4 - \hat{C}_5 X_5 - \hat{C}_6 X_6)] [X_6] = 0 \end{aligned} \quad (19)$$

Al sistema de ecuaciones anterior, se le llama “Ecuaciones de los Mínimos Cuadrados”, cuyo objeto es determinar los valores de los coeficientes ($\hat{C}_0, \hat{C}_1, \dots, \hat{C}_k$).

Debe tenerse en cuenta que las “Ecuaciones de los Mínimos Cuadrados” son lineales en ($\hat{C}_0, \hat{C}_1, \dots, \hat{C}_k$), por tanto podrán resolverse simultáneamente.

Se puede demostrar, que las ecuaciones de los mínimos cuadrados y sus soluciones, se presentan con la notación matricial siguiente;

$$(X^T X) \hat{C} = X^T Y \quad (20)$$

Las soluciones; $\hat{C} = (X^T X)^{-1} X^T Y \quad (21)$

Propiedades de los estimadores de mínimos cuadrados para modelos lineales

Considerando la ecuación (12).

$$Y_i = C_0 X_{i,0} + C_1 X_{i,1} + C_2 X_{i,2} + \dots + C_k X_{i,k} + X_{i,k+1} \pm \xi_i \quad (22)$$

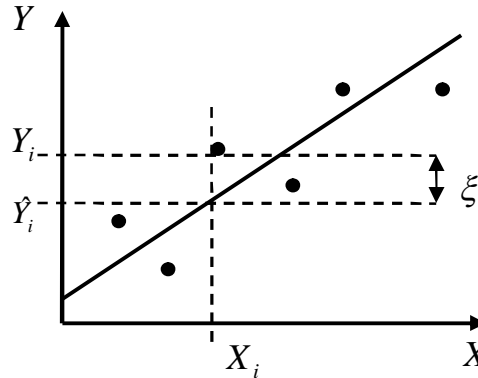
donde:

Y_i : es una respuesta aleatoria con un conjunto de variables independientes $X_{i,k}$ conocidas.

$C_0, C_1, C_2, C_3, C_4, C_5, C_6, Y_i$: son parámetros desconocidos de esta forma $(\pm \xi_i)$, traduce nuestra incapacidad de tener un modelo exacto de la realidad en una experimentación repetida desde $i=1$ a n veces.

Por tanto Y fluctúa alrededor de $E(Y)$ en una manera aleatoria, por que, no hemos podido incluir en nuestro modelo toda la gran cantidad de variables que afectan a (Y) .

Si $(\hat{C}_0, \hat{C}_1, \dots, \hat{C}_k)$, son estimadores de los parámetros (C_0, C_1, \dots, C_k) , por tanto (\hat{y}) es un estimador de $E(Y)$.



Por ello, rescribiendo la ecuación (14): $\hat{Y} = \hat{C}_0 X_{i,0} + \hat{C}_1 X_{i,1} + \hat{C}_2 X_{i,2} + \dots + \hat{C}_k X_{i,k}$

Luego entonces: $SCE = \sum_{i=1}^n (Y_i - \hat{Y}_i)^2 = \sum_{i=1}^n (Y_i - (\hat{C}_0 X_{i,0} + \hat{C}_1 X_{i,1} + \hat{C}_2 X_{i,2} + \dots + \hat{C}_k X_{i,k} + X_{i,k+1}))^2$

Dado que $(\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_i, \dots, \xi_n)$ son variables aleatorias independientes con $(E(\xi_i)=0)$ y $(V(\xi_i)=\sigma^2)$.

Por tanto, como se ha propuesto, los estimadores de mínimos cuadrados están dados por:

$$\hat{C} = (X^T X)^{-1} X^T Y$$

siempre que exista: $(X^T X)^{-1}$

Las propiedades de estos estimadores son:

1. $E(\hat{C}_i) = C_i; i = 0, 1, \dots, k$
2. $V(\hat{C}_i) = C_{i,j} \sigma^2$, en donde $C_{i,j}$ es el elemento de la i -ésima fila y la j -ésima columna de $(X^T X)^{-1}$
3. La $COV(\hat{C}_i, \hat{C}_j) = C_{i,j} \sigma^2$, esto quiere decir que los $(\xi_i; i = 0, 1, \dots, n)$ tienen una distribución normal.
4. Cada (\hat{C}_i) tiene una distribución normal.
5. Un estimador insesgado de (σ^2) es $S^2 = \frac{SCE}{[n - (k + 1)]}$, en donde $SCE = Y^T Y - \hat{C}^T X^T Y$; notándose que existen $(k + 1)$ parámetros desconocidos de (C_i) en el modelo.
6. La variable aleatoria $\frac{[n - (k + 1)] S^2}{\sigma^2}$ tiene una distribución χ^2 con $(n - (k + 1))$ grados de libertad. Además, S^2 y $(\hat{C}_i; i = 0, 1, \dots, k)$, son independientes, ver tabla 6, paginas 698 y 699, referencia 10.

Además, de acuerdo con referencia 10; (S^2) es un estimador insesgado de (σ^2)

$$S^2 = \left(\frac{1}{n-k} \right) SCE$$

donde:

n : es el número de periodo de datos

k : es el número de parámetros incógnitas

De forma semejante, referencia 10, una manera matricial sencilla de determinar SCE es:

$$SCE = Y^T Y - \hat{C} X^T Y$$

donde:

Y : es la matriz de datos de términos de la variable dependiente.

Y^T : es la matriz transpuesta de Y .

X : es la matriz de variables independientes.

X^T : es la matriz transpuesta de variables independientes.

De acuerdo con referencia 10, (Y) y (X) son las matrices resultantes de la ecuación de balance para los n intervalos de datos disponibles planteados antes de la aplicación del método de mínimos cuadrados.

Por otra parte, (d_{ii}) correspondiente al (\hat{C}_{ii}) de estudio, se obtiene de acuerdo con referencia de la matriz.

$$d = (X^T X)^{-1}$$

donde:

$$X = \begin{bmatrix} X_{0,0} & X_{0,1} & \dots & X_{0,k} & \dots & X_{0,k+1} \\ X_{1,0} & X_{1,1} & \dots & X_{1,k} & \dots & X_{1,k+1} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ X_{n,0} & X_{n,1} & \dots & X_{n,k} & \dots & X_{n,k+1} \end{bmatrix}$$

Valor absoluto del error en la predicción.

Si se considera ahora la predicción del cambio en el volúmen de almacenamiento (\hat{Y}), notemos que (Y) no es un parámetro, es una variable aleatoria, y la predicción de su valor representa una situación diferente de los parámetros poblacionales.

El error que se comete al predecir un valor particular de (Y) mediante (\hat{Y}) es la diferencia entre el valor observado y el predicho.

$$error = Y - \hat{Y} = \xi$$

Si (Y) y (\hat{Y}) son variables aleatorias distribuidas normalmente y que el error es una función lineal de (Y) y (\hat{Y}), entonces, se concluye que el error tiene una distribución normal, por que, es una función lineal de variables aleatorias distribuidas normalmente.

o bien: $E(error) = E(Y - \hat{Y}) = E(Y) - E(\hat{Y})$

dado que: $E(Y) = E(\hat{Y}); \quad E(error) = 0$

Por otra parte $V(error) = V(Y - \hat{Y}) = V(Y) + V(\hat{Y}) - 2COV(Y, \hat{Y})$

Dado que se predice un valor futuro, (Y) que no se haya utilizado en el cálculo de (\hat{Y}), entonces (Y) y (\hat{Y}) son independientes, y por tanto, la covarianza de (Y) y (\hat{Y}) es igual a cero.

$$V(error) = V(Y) + V(\hat{Y}) \text{ o bien } V(error) = \sigma^2 \left[1 + a^T (X^T X)^{-1} a \right]$$

De acuerdo con referencia 10 se demuestra que el error al predecir un valor particular de (Y) tiene una distribución normal con una media y una varianza igual a cero que no se haya utilizado en el cálculo de (\hat{Y}), entonces (Y)

Definiendo el estadístico de intervalo de predicción
$$T = \frac{Y - \hat{Y}}{s\sqrt{1 + a^T(X^T X)^{-1}a}}$$

El cual posee una distribución (t) Student con $[n + (k + 1)]$ grados de libertad. Su utilizará este resultado para calcular el límite de error de predicción y al hacer esto, se puede construir un intervalo de predicción para la variable aleatoria (Y). (ver tabla 5, pagina 697 referencia 10)

Por tanto:
$$P\left(-t_{\alpha/2} < T < t_{\alpha/2}\right) = 1 - \alpha$$

Sustituyendo T:
$$P\left(-t_{\alpha/2} < \frac{Y - \hat{Y}}{s\sqrt{1 + a^T(X^T X)^{-1}a}} < t_{\alpha/2}\right) = 1 - \alpha$$

Es decir:
$$P\left(\hat{Y} - t_{\alpha/2}s\sqrt{1 + a^T(X^T X)^{-1}a} < Y < \hat{Y} + t_{\alpha/2}s\sqrt{1 + a^T(X^T X)^{-1}a}\right) = 1 - \alpha$$

La expresión determina (referencia 10) un intervalo alrededor de (\hat{Y}) que forma un intervalo de predicción de $(1 - \alpha)100\%$, para (Y); por eso, se esperará que el error fuera un valor absoluto, menor que:

$$t_{\alpha/2}s\sqrt{1 + a^T(X^T X)^{-1}a}$$

Se sugiere de acuerdo con referencia 10, basar el cálculo de intervalo del error de la predicción, asumiendo una distribución Student (t) con $(n - (k + 1))$ grados de libertad, donde:

a : es el vector solución de los coeficientes parámetros incógnita número de periodo de datos \hat{C}

$$a = \begin{bmatrix} X_0 \\ X_1 \\ X_2 \\ X_3 \\ X_4 \\ \vdots \\ X_k \end{bmatrix} : \text{ condiciones de proyecto;}$$

$$X = \begin{bmatrix} X_{0,1} & X_{1,1} & \cdots & X_{k,1} \\ X_{0,2} & X_{1,2} & \cdots & X_{k,2} \\ X_{0,3} & X_{1,3} & \cdots & X_{k,3} \\ X_{0,4} & X_{1,4} & \cdots & X_{k,4} \\ X_{0,5} & X_{1,5} & \cdots & X_{k,5} \\ \vdots & & & \\ X_{0,n} & X_{1,n} & \cdots & X_{k,n} \end{bmatrix} : \text{ datos de medición;}$$

\hat{Y} : valor predicho con los valores de X

Se probaron un total de 100 combinaciones de la información disponibles de lecturas de niveles, la **Tabla VII.2**, muestra los valores de los coeficientes que produjeron el menor error de predicción, resultando un total de 30 intervalos mensuales de información de lecturas de niveles aplicadas. Para la solución de cada sistema matricial resultante, se utilizó el método Numérico de la “Matriz Inversa”.

Es importante señalar que en la totalidad de soluciones por este criterio, el valor del coeficiente incógnita por la “Infiltración” se mantuvo en un rango pequeño, por lo que, se decidió mantenerlo constante, lo cual redujo el número de incógnitas de (7) a (6).

VII.3.2. Método de la matriz transpuesta

Esta herramienta, es muy utilizada en la hidrología tradicional, consiste en que el Sistema de Ecuaciones puede resolverse para los valores de (C) , cuando $(n > k)$.

La técnica de la Matriz Transpuesta, representa una posible solución práctica del problema, obviamente sin tener un conocimiento de los errores asumidos por esta solución; incluyendo en éste caso los posibles cambios en los signos originalmente planteados en la ecuación de balance.

El sistema matricial que se obtuvo en este método es de 50 ecuaciones con 7 (siete) incógnitas, el cual parte de tomar el total de ecuaciones del balance mensual de las mediciones disponibles, por lo que, se obtienen un sistema sobredeterminado, el cual puede ser resuelto, por el método de la matriz transpuesta, en notación matricial:

$$[X]_{m \times n} [C]_{n \times 1} = [YX]_{m \times 1} \quad (23)$$

Si $([X]_{n \times m}^T)$ es la matriz transpuesta de $([X]_{m \times n})$, entonces se podrá escribir (23) premultiplicando los dos miembros de la ecuación por $([X]_{n \times m}^T)$.

Donde la matriz (X) es la matriz de coeficientes original del sistema, así como (Y) el de los resultados de cambios de nivel.

Al premultiplicar por la matriz transpuesta de $[X]_{n \times m}^T$, en ambos miembros de la ecuación matricial:

$$[X]_{n \times m}^T [X]_{m \times n} [C]_{n \times 1} = [X]_{n \times m}^T [YX]_{m \times 1}$$

Despejando el vector incógnita $[C]_{n \times 1}$:

$$[C]_{n \times 1} = \frac{[X]_{n \times m}^T [YX]_{m \times 1}}{[X]_{n \times m}^T [X]_{m \times n}}$$

Al ser agrupadas las 50 ecuaciones de balance mensual, se llegó a tener una combinación de 40 ecuaciones útiles del Sistema de Ecuaciones de balance mensual, que produjeron las mejores aproximaciones al comportamiento medido de niveles.

La matriz resultante de la aplicación de la Transpuesta, se resolvió con el método numérico de la Matriz Inversa.

La solución que se muestra en la **Tabla VII.2** y la **Figura VII.17**, resultó la mejor aproximación y se obtuvo para el año de información disponible de niveles de agosto de 1992 a julio de 1993; misma que se muestra en la figura antes citada. El total de las 7 (siete) variables, fueron puestas en libertad; en la búsqueda de la mejor solución.

VII.3.3. Método máx-mín

El método de Máx-Mín, es un método de programación lineal, el cual propone una función objetivo la cual esta sujeta a restricciones, en este caso 50 ecuaciones de balance mensual más las restricciones con los rangos permisibles en los que varían cada variable incógnita.

El concepto principal del cual parte este método, es determinar aquellos valores dentro del rango de las incógnitas, que cumplan con las ecuaciones de restricción, el rango permisible de solución y minimice el valor de la función objetivo. Para llevar a cabo lo anterior, se utilizo el software “Lindo”.

La función objetivo, fue diseñada a partir de la función error al cuadrado, por lo que:

$$MinF((error)^2) = \left(\sum V_j - \left(\sum_{i=0,p}^{j=1,n} C_i X_{i,j} - \sum_{i=p+1,k}^{j=1,n} C_i X_{i,j} \right) \right)^2$$

Desarrollando el exponente de la expresión y sustituyendo los valores conocidos de datos, la función a minimizar resulta:

$$Z = \sum_{i=1}^n Y_i^2 - 2 \sum_{i=1}^n Y_i X_{7,i} - 2C_0 \sum_{i=1}^n Y_i X_{0,i} - 2C_1 \sum_{i=1}^n Y_i X_{1,i} - 2C_2 \sum_{i=1}^n Y_i X_{2,i} + 2C_3 \sum_{i=1}^n Y_i X_{3,i} + 2C_4 \sum_{i=1}^n Y_i X_{4,i} + 2C_5 \sum_{i=1}^n Y_i X_{5,i} + 2C_6 \sum_{i=1}^n Y_i X_{6,i}$$

Sujeto a los rangos siguientes de las variables incógnitas:

- C₀ : Rango
- C₁ : Rango
- C₂ : Rango
- ⋮
- C_K : Rango

Así como a las siguientes ecuaciones de restricción

$$\begin{aligned} C_{0,1} X_{0,1} + C_{0,2} X_{0,2} + \dots - C_{0,k} X_{0,k} &= Y_1 \\ C_{1,1} X_{1,1} + C_{1,2} X_{1,2} + \dots - C_{1,k} X_{1,k} &= Y_2 \\ C_{2,1} X_{2,1} + C_{2,2} X_{2,2} + \dots - C_{2,k} X_{2,k} &= Y_3 \\ &\vdots \\ C_{n,1} X_{n,1} + C_{n,2} X_{n,2} + \dots - C_{n,k} X_{n,k} &= Y_n \end{aligned}$$

Para llevar a cabo lo anterior, se utilizó el software “Lindo”, el cual en cada interacción propone que una o más ecuaciones de restricción, sean eliminadas, o bien, que adicionalmente, se asuma cierta condición de valor en el rango de las variables incógnitas, de tal forma que se minimice el valor de la función objetivo en cada paso.

Para el caso práctico de aplicación, el uso del software “Lindo”, concluyo que la mejor aproximación, se llevaba a cabo con cuatro ecuaciones condicionantes, así como también consideró fijar a dos variables en el límite inferior de su rango y a una tercera variable, el software recomendó fijar su valor en el límite superior de su rango. Las variables que resultaron para asumir un valor de su rango, fueron respectivamente: variables riego e infiltración y por último la lluvia.

La **Tabla VII.2**, muestra la solución del criterio aplicado.

VII.4. Análisis de resultados

En la **Tabla VII.2**, se muestran los resultados obtenidos al aplicar el Criterio de Mínimos Cuadrados, la Matriz Transpuesta y el método de Máx-Mín. Como se observa los valores de los coeficientes para lluvia, agua tratada e infiltración en el caso de la Matriz Transpuesta, (ver **Figura VII.17**) adquieren valores con magnitudes fuera de orden físico, lo que, indicaría una aportación de escurrimientos superior a 3 veces la aportación de la lluvia precipitada, en forma semejante ocurre para el caso de las aportaciones de agua tratada, que en este caso, sobrestimándola un 30% por arriba de las condiciones iniciales. Para el caso de la lluvia, el factor se contrapone con el análisis realizado a una cuenca inmediata vecina, en donde se efectuaron los análisis de la relación Lluvia – Esguerrimieuto, a partir de los registros hidrométricos del cauce, así como, de los registros climatológicos de lluvia sobre la cuenca.

En todos los casos los coeficientes, confirman el signo de la ecuación de balance y que el método de Máx-Mín es el que ofrece el valor de la función error más grande.

La solución propuesta por el criterio de Max-Min, (ver **Figura VII.17**) fija los valores de tres variables, lluvia, riego y de menor importancia la infiltración, así como también descarta un importante número de ecuaciones de balance mensual, por lo que, se le considera con poca precisión.

TABLA VII.2
MODELOS A PARTIR DEL BALANCE MENSUAL

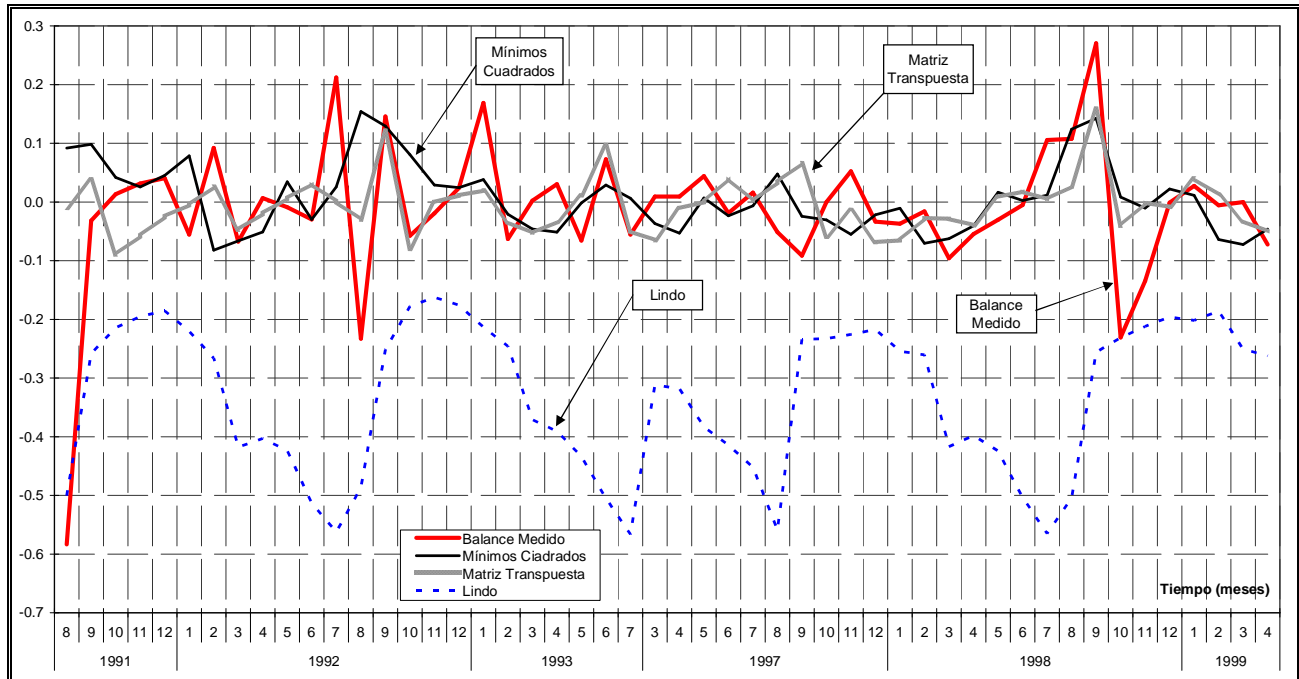
VARIABLE	COEF.	MÍNIMOS CUADRADOS- MATRIZ INVERSA	MATRIZ TRANSPUESTA- MATRIZ INVERSA	LINDO
Lluvia	C ₀	1.0462	2.9177	1.0000
Agua Tratada	C ₁	0.7826	1.2822	0.9124
Agua Negra	C ₂	5.3062	4.0262	2.0795
Evaporación	C ₃	1.0473	1.7109	1.6754
Riego	C ₄	1.1954	1.1494	1.0000
Lirio	C ₅	0.8269	0.7725	1.6385
Infiltración	C ₆	1.0000	186.1872	0.1000
ERROR		-0.0338957	-0.0384917	-0.0461705

La solución planteada por los mínimos cuadrados, (ver **Figura VII.17**) propone una solución conservadora en la determinación de los volúmenes de agua tratada aportados, ya que, considera una pérdida de 30% en las conducciones.

La **Figura VII.17**, muestran los resultados reunidos de los tres procedimientos, comparándolos con las mediciones de nivel reales. Se observa una excelente tendencia del criterio de los mínimos cuadrados y de la matriz transpuesta.

Por lo anterior, se concluye que es recomendable utilizar el modelo obtenido por el método de mínimos cuadrados, ya que, este representa un menor valor de error, así como un mejor comportamiento y semejanza con el balance hidráulico medido. La totalidad de los resultados de cálculos aquí presentados, son una selección en base a las conclusiones.

FIGURA VII.17



VIII. SIMULACIÓN NUMÉRICA Y LA REGIONALIZACIÓN DE NIVELES

La justificación del diseño y construcción de un modelo numérico, está totalmente ligada al interés de resolver un problema que por la vía práctica no ha podido ser resuelto, o bien, dada la complejidad y competencia de variables, hacen necesarios la creación del Modelo.

Para el caso particular, en el siguiente capítulo, el modelo se aplicó primero en la realización del diagnóstico del sistema, tanto en su funcionamiento particular de cada región, así como al Sistema Lagunar en su conjunto.

Posteriormente y de acuerdo con los resultados del diagnóstico, se proponen las modificaciones a la infraestructura, incluyendo en esto el planteamiento un nuevo funcionamiento del sistema y distribución del agua.

En el caso de aplicación, se ha dispuesto de un importante volumen de datos, situación que no siempre es posible, por lo que, se aborda en este capítulo, la simulación a partir de construcción y uso de series sintéticas de datos.

Por último, las nuevas regiones para el control de niveles de agua, es sometida al análisis hidráulico de un paso de avenida, a fin de diseñar las estructuras hidráulicas de excedencias, así como la operación extraordinaria para el control de avenidas.

Los intervalos de tiempo de simulación utilizados en la modelación numérica, son función de las condiciones de los datos disponibles, de las características geométricas del almacenamiento, así como, de las estructuras de descarga y la magnitud del volumen de entrada de agua y su variabilidad en el tiempo.

Para el caso de aplicación, la mayor información disponible es de lluvia de 24 horas, el resto de la información es mensual, de esta forma a fin de evitar la suposición de información, en la modelación numérica, se utilizaron intervalos de tiempo de: 24, 360 y 720 horas, sin embargo, es posible aplicar el modelo para intervalos de tiempo de minutos o segundos.

VIII.1 Simulación y determinación de la eficiencia de distribución del agua en el sistema integral en condiciones actuales

El objetivo principal de este subcapítulo, es conocer el funcionamiento con balance hidráulico del Sistema Lagunar en su conjunto, así como, para cada zona de la actual regionalización

A partir de estos resultados, se podrá concluir respecto al aprovechamiento del recurso agua, en cada zona y al Sistema General.

Con base en lo anterior, se propondrán las modificaciones tanto operativas, como de estructuras hidráulicas, que permiten el control de niveles del agua, de tal forma que la circulación del agua en los canales, aproveche la configuración actual del terreno, así como, los posibles hundimientos a futuro, incluyendo en esto, la nueva distribución de las descargas de agua tratada.

Es conveniente señalar, que todos los análisis efectuados para condiciones actuales se realizaron con datos históricos; y se considero que las propuestas operativas, así como, modificaciones a la actual regionalización para el control de niveles, serían probadas bajo condiciones extremas, en este caso, con datos sintéticos de lluvia; ya que, esta variable esta sujeta a condiciones de aleatoriedad, en mayor medida que el suministro del agua tratada, por esta razón, en el subcapítulo VIII.3, los análisis efectuados se realizan con datos sintéticos de lluvia.

En la búsqueda de una política de operación adecuada para el Sistema de Lagunas y Canales, seguirá la misma que el agua realiza desde su llegada a la zona I, posteriormente su paso a la zona II o zona III y de esta última, los excedentes a la descarga de “Paris”, esto debido a las condiciones topográficas del terreno y a la infraestructura de conducción de agua tratada disponible.

Lo anterior, se realizó usando el modelo, a fin de detectar los excedentes de agua asegurando la cantidad necesaria, que permita mantener el nivel de operación medio, cubriendo totalmente las demandas: Riego, Evaporación, Infiltración, Evapotranspiración por Maleza Acuática (lirio), derivaciones por operaciones entre zona y zona.

Se elaboraron resúmenes de los cálculos, a partir de valores promedio mensuales, los cuales se muestran en tablas; a fin de discutir el comportamiento.

Zona I

Resumiendo los resultados de la simulación hidráulica con el modelo, en la **Tabla VIII.1**, se puede observar que el gasto medio de entrada es mayor de 4 a 10 veces mayor que el gasto medio de demanda, por ello, los gastos de excedencia son grandes, esto significa que la descarga de agua tratada del embarcadero Tijuana, podría reducirse hasta un tercio de la actual aportación, por lo que, habrá que revisar, el nivel resultante en la zona I, bajo esta condición de operación.

Se observa que el volumen demandado mensual, representa entre el 5% y el 50% por arriba de la capacidad de almacenamiento de esta zona, lo que significa que aportándose el gasto cercano al demandado, el nivel de almacenamiento medio, resultaría casi constante.

De la misma tabla se observa que el régimen actual de aportaciones de agua tratada que se envía al año, equivale a 89 veces la capacidad de almacenamiento, lo que significa 89, que de ser posible la renovación total del agua almacenada en la zona sería llenada 89 veces al año.

Finalmente, se concluye que existe un exceso de agua tratada, misma que podría ser utilizada en otras zonas, como por ejemplo en la zona III y/o en la zona IV.

TABLA VIII.1
RESUMEN DEL BALANCE MENSUAL PROMEDIO DE FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO, ZONA I

MES	ESCURRE [l/s]	DOT AT [l/s]	ENTRANTE SUMA		DEMANDA		DERRAMES [l/s]
			[l/s]	[m ³]	[l/s]	[m ³]	
1	41.4	428.8	470.2	1,218,763.8	77.9	201,988.3	421.4
2	13.6	410.9	424.5	1,100,339.1	108.9	282,201.1	350.2
3	39.6	468.1	507.7	1,315,938.2	127.5	330,471.5	408.9
4	59.8	457.9	517.7	1,341,854.0	124.1	321,618.6	424.4
5	156.3	470.5	626.7	1,624,517.8	105.7	273,970.5	554.5
6	598.0	440.1	1,038.1	2,690,680.3	135.9	352,294.8	932.4
7	574.8	448.0	1,022.8	2,651,053.8	147.1	381,164.3	921.0
8	1,042.9	404.5	1,447.4	3,751,605.0	134.1	347,600.7	1,373.1
9	686.1	376.5	1,062.6	2,754,288.4	102.1	264,762.2	988.6
10	296.8	390.6	687.5	1,781,880.5	110.6	286,730.7	612.1
11	106.2	422.8	529.0	1,371,077.1	96.6	250,325.5	462.0
12	12.0	444.1	456.2	1,182,345.9	82.5	213,777.5	402.2

Zona II

La **Tabla VIII.2**, muestra los resultados del funcionamiento hidráulico en condiciones actuales en la zona II usando el modelo obtenido; y se observa que la demanda mensual de agua representa entre el 20% y 70% mayor que los promedios entrantes de agua, esto es, se aprecia que la capacidad de almacenamiento esta siendo subutilizada, ya que, solo el volúmen que entra es menor en un 20% de la capacidad de almacenamiento.

Por otra parte, el nivel medio del agua, en la zona II, tiende a disminuir y a formar un solo cuerpo con la zona III; esto significa, que en la compuerta “Borges”, el desnivel de 50 [cm] actual entre los dos cuerpos de agua tienda a disminuir.

TABLA VIII.2
RESUMEN DEL BALANCE MENSUAL PROMEDIO DE FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO, ZONA II

MES	ESCURRE [l/s]	OPERACIONES [l/s]	ENTRANTE SUMA		DEMANDA		DERRAMES [l/s]
			[l/s]	[m ³]	[l/s]	[m ³]	
1	0.4	32.3	32.7	84,813.0	16.3	72,053.1	78.6
2	0.2	32.3	32.5	84,305.6	26.9	119,319.9	67.1
3	0.5	32.3	32.8	85,058.8	33.5	148,233.2	61.6
4	1.5	32.3	33.8	87,494.6	32.6	144,161.5	63.6
5	2.5	32.3	34.8	90,119.4	25.1	111,298.6	71.9
6	7.0	32.3	39.3	101,790.7	34.9	154,695.8	66.7
7	7.8	32.3	40.1	103,832.6	38.3	169,763.7	64.2
8	8.4	32.3	40.7	105,506.1	32.9	145,896.9	70.3
9	8.7	32.3	41.0	106,158.8	24.2	107,370.6	79.0
10	3.5	32.3	35.8	92,702.7	27.6	122,343.5	70.5
11	0.8	32.3	33.1	85,842.3	22.5	99,513.6	73.0
12	0.4	32.3	32.7	84,828.3	17.9	79,400.5	77.0

La zona II proporciona regulación de un 20% adicional de la capacidad de almacenamiento, no posee una intensa actividad agrícola, y sólo el desplazamiento del agua, generado por el intercambio de embarcaciones con la zona I, representa la actividad que genera cambios de niveles.

Se puede concluir que no existe un dispendio del agua en esta zona, ya que, los derrames excesivos de la zona I, se llevan a cabo a través de los vertedores de Lorca y Cortázar.

Por ultimo, dependiendo de la topografía más actualizada de la zona, es posible rediseñar los límites de ésta con la zona I y la zona III; adicionalmente, se concluye que la zona II, recibe anualmente un volúmen equivalente de agua para llenar 10 veces la capacidad de almacenamiento.

Zona III

Está, es la zona con la mayor capacidad de regulación de todo el Sistema de Lagunas y Canales, se puede concluir que en esta zona se almacena el 70% del agua de todo el Sistema.

La **Tabla VIII.3**, muestra que el volúmen entrante en promedio del periodo de simulación, es entre 1 y hasta 2.5 veces el volúmen demandado por la zona; así como también la capacidad de almacenamiento es de 0.5 a 1.5 veces mayor que el volúmen entrante promedio mensual. La mayor parte del agua que entra, proviene de la zona I y las aportaciones ubicadas en las riberas de la zona III representan una menor cantidad. Los derrames se llevan a cabo a través del vertedor “Paris”, los gastos promedio mensuales de descarga, representan entre el 25% y el 60% del gasto total entrante.

TABLA VIII.3
RESUMEN DEL BALANCE MENSUAL PROMEDIO DE FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO, ZONA III

MES	ESCURRE [l/s]	DERRAMES ZONA I Y II [l/s]	DOT A. T. [l/s]	ENTRANTE SUMA		DEMANDA		DERRAMES [l/s]
				[l/s]	[m ³]	[l/s]	[m ³]	
1	13.7	500.0	73.8	587.6	1,522,990.7	378.5	980,995.4	242.7
2	7.8	417.3	70.8	495.8	1,285,163.7	551.3	1,429,031.5	46.3
3	16.7	470.6	80.6	567.9	1,472,033.9	672.7	1,743,630.5	5.9
4	46.8	488.1	78.8	613.7	1,590,669.6	632.1	1,638,490.8	37.2
5	79.1	626.3	81.0	786.5	2,038,555.6	537.8	1,394,072.5	200.1
6	223.0	999.1	75.8	1,297.9	3,364,041.4	718.9	1,863,298.0	572.5
7	248.2	985.2	77.1	1,310.5	3,396,882.8	806.0	2,089,050.8	508.1
8	268.8	1,443.4	69.6	1,781.9	4,618,649.2	762.6	1,976,601.9	1,053.7
9	276.9	1,067.6	64.8	1,409.3	3,652,835.2	564.2	1,462,281.8	943.7
10	111.0	682.6	67.3	860.8	2,231,264.2	573.1	1,485,540.2	303.2
11	26.4	535.0	72.8	634.2	1,643,815.4	457.6	1,186,165.1	218.2
12	26.4	479.2	76.5	582.0	1,508,649.8	364.6	945,127.1	210.1

Por ultimo, la capacidad de almacenamiento es de 1 a 2 veces el volúmen demandado mensual.

La zona III recibe al año un volúmen equivalente a 14 veces la capacidad de almacenamiento. De acuerdo con las simulaciones en condiciones actuales, los niveles del lindero con el lago “Madrid” favorecen que parte de los derrames de la zona I se trasladen hacia el lago “Madrid”.

Dado que la zona III, representa la última zona de almacenamiento antes de que el agua sea descargada al canal colector, en donde se dispone finalmente el agua a la red general de drenaje, el resultado de la modelación permite concluir, que es posible extraer del almacenamiento de la zona III un volúmen de agua, que no pondría en riesgo:

- La demanda por consumo.
- El nivel promedio aceptable de operación.
- Los gastos de la columna de derrames en los meses de enero y de junio a diciembre, son gastos que podrían ser considerados como, excedentes de la zona III y disponible para otros usos.

Zona IV, V y VI

Los resultados de la simulación numérica, se muestra en las **Tablas VIII.4, VIII.5 y VIII.6**, es evidente el exceso de agua tratada en la zona VI y una reducida capacidad de almacenamiento y por lo tanto, una reducida disponibilidad de agua para cubrir las demandas, además de una insuficiente distribución del agua en la zona IV y V, los problemas más serios se concentran en las zonas IV y V, en donde el primero (**Tabla VIII.4**), posee una demanda superior a la capacidad de almacenamiento, ya que, este representa entre el 2 y el 8 por ciento del volúmen demandado mensualmente, adicionalmente la capacidad de almacenamiento, representa entre el 2 y el 12 por ciento del volúmen mensual promedio entrante; de acuerdo con lo anterior, la mayor parte del agua se conduce a las partes más bajas sin permitir ser aprovechada por los agricultores.

Por otro lado, para la misma zona IV (**Tabla VIII.4**), se observa que los volúmenes demandados son superiores a los volúmenes mensuales de entrada, ya que, varía entre el 20 y el 80 por ciento del volúmen entrante, con relación a los gastos derramados hacia el lago “Madrid”, estos representan entre el 15% y el 70% del gasto entrante promedio mensual.

TABLA VIII.4
RESUMEN DEL BALANCE MENSUAL PROMEDIO DE FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO, ZONA IV

MES	ESCURRE [l/s]	CUATZAC [l/s] 4 hrs	C. PUMA [l/s] 12 hrs	DOT A.T. [l/s]	ENTRANTE SUMA		DEMANDA		DERRAMES [l/s]
					[l/s]	[m ³]	[l/s]	[m ³]	
1	10.6	60.0	45.0	27.5	70.6	182,908.9	90.0	233,176.0	78.0
2	2.9	60.0	45.0	23.7	59.2	153,398.2	296.2	767,629.8	0.0
3	10.2	60.0	45.0	26.1	68.8	178,391.1	378.4	980,694.8	0.0
4	18.7	60.0	45.0	25.2	76.4	198,051.8	326.8	847,014.3	0.0
5	44.3	60.0	45.0	26.1	102.9	266,675.7	198.5	514,613.5	15.6
6	136.0	60.0	45.0	27.7	196.2	508,464.9	437.2	1,133,311.0	0.0
7	144.7	60.0	45.0	27.1	204.3	529,596.7	461.5	1,196,320.5	0.0
8	234.1	60.0	45.0	27.4	294.0	762,103.0	338.0	876,017.8	66.7
9	147.3	60.0	45.0	23.7	203.5	527,518.8	153.7	398,437.5	152.2
10	67.8	60.0	45.0	24.3	124.6	323,016.3	317.7	823,396.9	0.0
11	24.4	60.0	45.0	25.5	82.5	213,801.3	305.7	792,413.4	0.0
12	3.9	60.0	45.0	27.2	63.6	164,731.0	202.7	525,301.6	0.1

En el caso de la zona IV, se trata de una capacidad de almacenamiento chica, una demanda que apenas puede ser cubierta por los volúmenes aportados y un derrame importante, por lo anterior, la zona IV no evolucionará, solo podrá dotar el recurso agua a los agricultores, aumentando necesariamente el volumen de agua entrante, además de que, la zona debe ser rediseñada en cuanto a sus límites y capacidad de almacenamiento.

La Zona V (Tabla VIII.5), posee una capacidad de almacenamiento que no es suficiente para satisfacer la demanda, ya que, dicha demanda representa entre el 50% y el 180% por arriba de la capacidad de almacenamiento.

TABLA VIII.5
RESUMEN DEL BALANCE MENSUAL PROMEDIO DE FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO, ZONA V

MES	ESCURRE [l/s]	DOT AT [l/s]	TOTAL ENTRANTE		DEMANDA		DERRAMES [l/s]
			[l/s]	[m ³]	[l/s]	[m ³]	
1	1.0	17.5	18.5	47,937.9	43.9	113,728.0	0.0
2	0.5	15.0	15.5	40,187.7	50.5	130,952.7	0.0
3	1.2	16.4	17.6	45,583.1	61.8	160,253.8	0.0
4	3.3	15.8	19.1	49,602.2	68.3	176,979.0	0.0
5	5.6	16.4	22.0	57,000.3	73.5	190,601.6	0.0
6	15.8	17.8	33.6	87,019.3	79.5	206,170.2	0.0
7	17.5	17.2	34.7	90,020.0	79.6	206,273.2	0.0
8	19.0	17.5	36.4	94,463.9	74.3	192,495.4	0.0
9	19.6	14.6	34.2	88,675.2	60.2	156,166.1	0.0
10	7.8	15.0	22.8	59,218.4	53.2	137,952.8	0.0
11	1.9	16.0	17.8	46,203.8	46.6	120,832.1	0.0
12	1.0	17.2	18.2	47,257.4	42.2	109,338.4	0.0

Con relación a los volúmenes entrantes y demandados, los segundos son por lo general, mayores y representan entre un 70% a un 250% por arriba de los volúmenes entrantes.

La Zona V, es una zona que en términos generales opera bien, posee una capacidad de almacenamiento importante, los volúmenes demandados son menores a los entrantes, por esta razón

los derrames son mayores. Si la zona aumenta en la atención a los agricultores; los límites, sus niveles y movimiento del agua deberán ser replanteados.

Para la zona VI (**Tabla VIII.6**), se concluye que existe un exceso de agua tratada, su capacidad de almacenamiento, posee un exceso de almacenamiento que oscila entre el 45 y 80 por ciento, de la demanda.

Con relación al volúmen entrante promedio mensual, este representa entre el 300 y el 400 por ciento por arriba de la capacidad de almacenamiento, por lo que, su capacidad de almacenamiento, no es suficiente para el volúmen entrante.

TABLA VIII.6
RESUMEN DEL BALANCE MENSUAL PROMEDIO DE FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO, ZONA VI

MES	ESCURRE [l/s]	DOT AT [l/s]	ENTRANTE SUMA		DEMANDA		DERRAMES [l/s]
			[l/s]	[m ³]	[l/s]	[m ³]	
1	2.4	138.5	140.9	365,337.2	42.4	109,902.6	150.4
2	0.8	132.6	133.4	345,722.6	48.8	126,549.2	149.0
3	2.4	150.9	153.3	397,450.2	59.7	154,833.6	145.4
4	5.6	147.6	153.3	397,257.9	65.9	170,834.3	144.1
5	11.6	151.7	163.3	423,324.0	70.9	183,887.4	144.2
6	38.7	142.2	180.9	468,834.9	76.6	198,513.9	160.8
7	42.1	144.6	186.7	483,916.1	76.6	198,563.1	161.9
8	62.1	130.8	192.9	499,954.8	71.5	185,243.8	173.2
9	40.7	121.5	162.2	420,546.0	57.9	150,201.6	160.2
10	16.9	126.1	143.0	370,750.6	51.3	132,997.8	143.5
11	4.9	136.4	141.4	366,417.8	45.1	116,791.3	152.7
12	1.3	143.4	144.7	375,150.5	40.8	105,749.4	155.7

Con relación a la demanda y la aportación mensuales, el volúmen demandado oscila entre el 30 y el 40 por ciento del volúmen entrante o aportado; por esta razón, se presenta un alto valor de derrame; esto quiere decir, que el gasto derramado promedio mensual oscila entre el 80 al 110 por ciento del gasto entrante.

Es decir, que en la zona VI, existe un exceso del agua; por lo cual el agua tratada debe redistribuirse y proponer una nueva regionalización en esta zona.

VIII.2 Propuesta de regionalización y funcionamiento hidráulico a futuro

De acuerdo con los resultados de la simulación de condiciones actuales de cada zona, puede concluirse que la sobrevivencia del Sistema Lagunar, es función de las aportaciones de agua tratada, así como también, son significativas las necesidades de una mejor distribución agua tratada en las zonas IV y V, por lo que, un orden conveniente de prioridades para la solución de problemáticas en el Sistema Lagunar, es iniciar con las mejoras en las zonas IV y V.

La región que comprende las zonas I, II y III, posee una importante disponibilidad de agua, se observa que los niveles máximos que puedan presentarse en la zona II, dependen los niveles bajos de terreno en el punto de descarga de zona II a zona III. La solución en la zona II, puede encontrarse haciendo retroceder los límites de la zona II con la III, sin embargo, son reducidas las generaciones de opciones de regionalización a partir de la instalación de nuevas estructuras de control de niveles, sin

embargo, en la zona I, se dispone de la mayor cantidad descargada de agua tratada, el cuerpo de agua con mayor capacidad de almacenamiento y regulación es la zona III.

Teniendo en cuenta la falta de cobertura de la demanda en las zonas IV y V, por tanto, la regionalización de las zonas I, II y III, consistió en la definición de una nueva política de operación en las descargas de agua tratada y en las extracciones de agua por medio de bombeos, de tal forma que permita utilizar el agua excedente de este lugar para el desarrollo y mantenimiento de una nueva en la zona IV y V.

Las zonas IV y V, poseen contrastes relacionados a la disponibilidad de agua para las actividades agrícolas, mientras que en las zonas I, II y III existe disponibilidad; una situación similar se presenta en la zona IV, en donde la demanda excede la disponibilidad de agua.

Por lo anterior, en los subcapítulos siguientes, se presenta una propuesta de regionalización de niveles de agua y una propuesta operativa en las zonas IV, V y VI, teniendo en cuenta la infraestructura hidráulica de control de niveles existentes, los puntos de descarga de agua tratada, así como, la disponibilidad de agua excedente en las zonas I, II y III. Los niveles y dimensiones de las zonas, que a continuación se muestran son el producto de varias iteraciones a fin de conciliar las necesidades del recurso de agua y la disponibilidad de esta.

VIII.2.1. Propuesta de ubicación de estructuras de control de niveles y avenidas

Criterio de ubicación

Para la propuesta de regionalización, fue importante la disponibilidad de información gráfica del Sistema Lagunar, en el que se llevo a cabo la actualización de cotas de nivel de terreno en el Sistema Lagunar, en dicho plano se ubicaron los puntos actuales de descarga de agua tratada y descargas de agua pluvial.

La determinación de los límites perimetrales de cada zona fue llevada a cabo, seleccionando puntos alrededor de la ubicación de la descarga de agua tratada y/o pluvial, hasta la mayor distancia que considerase que las cotas del terreno en las márgenes, fueran muy semejantes y que tuvieran un margen de diferencia de entre 20 y 30 centímetros como máximo. Es importante señalar, que es necesaria la ubicación de zonas cuyos niveles de terreno sea bajo y además factible de ser incrementados a base de rellenos con material apto para éste fin.

Para la ubicación de las estructuras de control de niveles y gastos de descarga, fue realizado de forma tal, que permita la derivación a zonas aguas abajo, con un desnivel mínimo de entre 40 y 50 centímetros, entre los espejos de agua de las zonas.

La ubicación de la estructura, deberá garantizar que dominen por altura topográfica a las alledañas correspondientes aguas abajo.

Adicionalmente, la infraestructura hidráulica existente, con cotas dentro del rango seleccionado para la subregión propuesta, fueron integradas para la propuesta de regionalización o en su defecto rechazado.

Las necesidades de traslado de una región a otra de las embarcaciones, producen para cualquiera de los dos tipos de esclusa (abatible y deslizante), el desplazamiento de una importante cantidad de agua, por lo que para el diseño de una nueva regionalización de niveles, se han utilizado los aforos de traslado diario de embarcaciones de la zona I, a fin estimar las necesidades de volúmenes de agua requeridos por éste concepto.

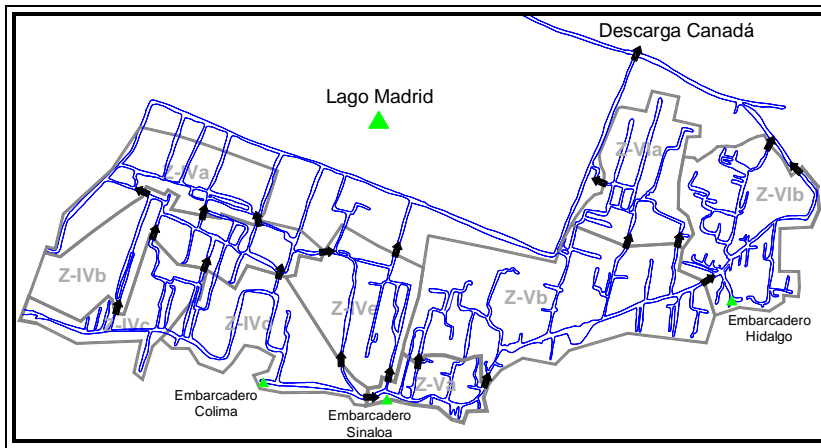
Sin embargo, dependiendo del impacto de estos volúmenes, serán propuestas estructuras que permitan el ahorro o eliminación de uso de agua para éste concepto.

Por otra parte, para las condiciones de operación normal, el diseño de las compuertas derivadoras para la estructuras de control, funcionarán con un principio básico, teniendo en cuenta que para un diámetro u orificio de descarga constante, a mayor desnivel, mayor gasto de derivación.

Sin embargo para situaciones operativas extraordinarias, deberá realizarse un segundo cálculo del gasto de descarga, considerando el paso de la avenida.

Con estos primeros criterios se establecieron los límites de cada zona o región, la integración de infraestructura existente de seccionamientos y esclusas, así como, la ubicación de estructuras de control y seccionamientos nuevos. La **Figura VIII.1**, muestra los limites de cada zona así como la red de flujo para la derivación de gastos.

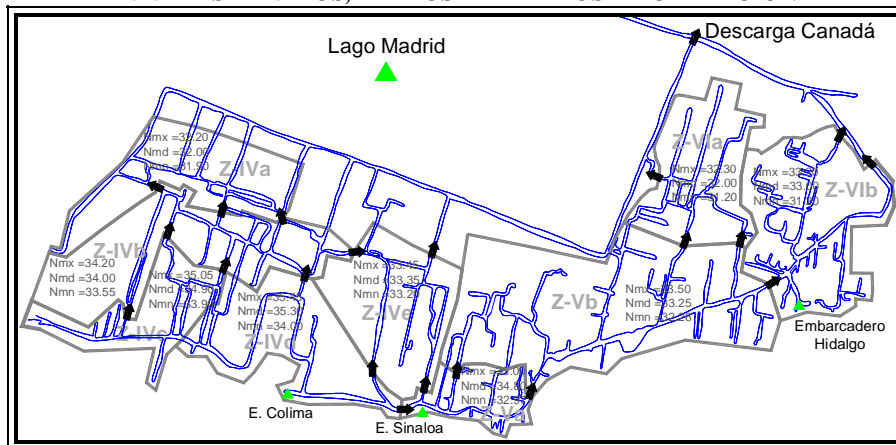
**FIGURA VIII.1
PROPUESTA DE REGIONALIZACIÓN**



VIII.2.2. Curva elevaciones – capacidades de la propuesta de regionalización

El resultado de la etapa anterior genero la propuesta de regionalización de niveles mostrada en la **Figura VIII.2**, la cual muestra los niveles: mínimo, medio y máximo de operación; estos niveles son el resultado de la aplicación del modelo numérico obtenido, tras la simulación de varias condiciones de geometría de la estructura de control y de alimentación de gastos al sistema, hasta cumplir con las necesidades.

**FIGURA VIII.2.1
NIVELES MÍNIMOS, MEDIOS Y MÁXIMOS DE OPERACIÓN**



En este subcapítulo, se ha determinado para cada una de las zonas, la curva Elevaciones-Capacidades y las condiciones de niveles medio, mínimo y máximo a fin de garantizar que la mayor parte de los canales posean un nivel de operación arriba de 20 [cm] (ver **Figura VIII.2**), sobre el nivel mínimo de operación, el cual se considero como el nivel medio de operación.

Con base en el criterio presentado en el capítulo IV.2, se obtienen las funciones para la representación algebraica de las curvas Elevaciones-Capacidades, las que permiten representar mediante una función continua y derivable, de esta forma determinar el valor de almacenamiento de agua para una altura o nivel determinados. La **Tabla VIII.7**, muestra la distribución de niveles propuesto.

TABLA VIII.7
NIVELES MÍNIMOS, MEDIOS Y MÁXIMOS DE OPERACIÓN

ZONA	NIVEL DE OPERACIÓN			CAPACIDAD NIVEL MEDIO DE ALMACENAMIENTO [miles m ³]
	MÍNIMO	MEDIO	MÁXIMO	
I	32.40	33.40	34.00	254.577
II	31.50	32.10	32.40	110.515
II	31.50	32.00	32.30	2,932.809
IVa	31.90	32.00	32.20	25.395
IVb	33.55	34.00	34.20	59.627
IVc	33.90	34.90	35.05	48.323
IVd	34.00	35.30	35.45	76.327
IVe	33.20	33.35	33.45	29.619
Va	32.97	34.80	35.00	42.089
Vb	32.25	33.25	33.50	132.426
VIa	31.20	32.00	32.30	50.606
VIb	31.20	33.00	33.20	68.772

Las **Figuras VIII.3 a VIII.12**, muestran el ajuste de la curva Elevaciones-Capacidades, correspondiente a cada una de las nuevas subregiones propuestas.

FIGURA VIII.3
CURVA ELEVACIONES – CAPACIDADES, ZONA III

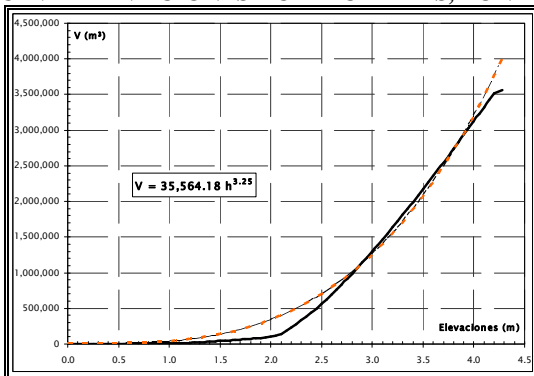


FIGURA VIII.4
CURVA ELEVACIONES – CAPACIDADES, ZONA IVa

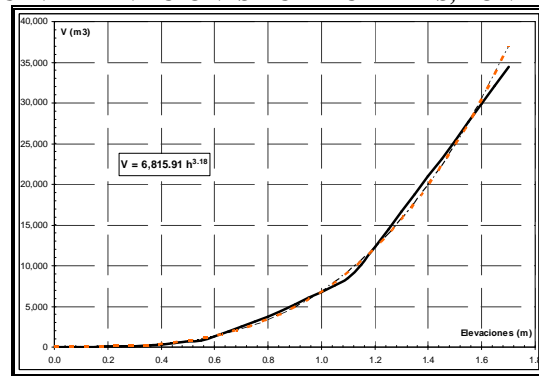


FIGURA VIII.5
CURVA ELEVACIONES – CAPACIDADES, ZONA IVb

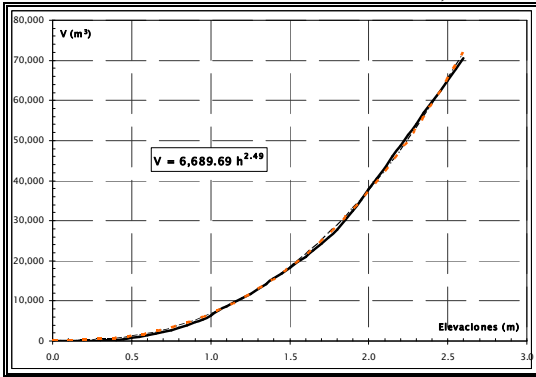


FIGURA VIII.6
CURVA ELEVACIONES – CAPACIDADES, ZONA IVc

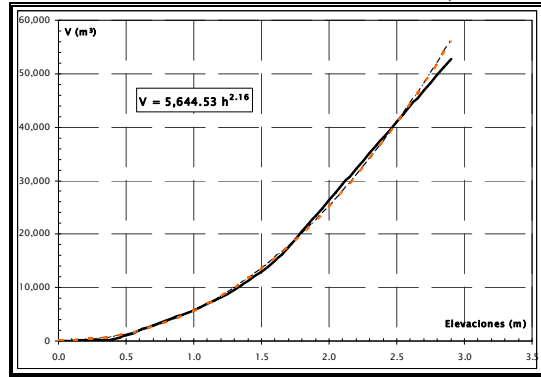


FIGURA VIII.7
CURVA ELEVACIONES – CAPACIDADES, ZONA IVd

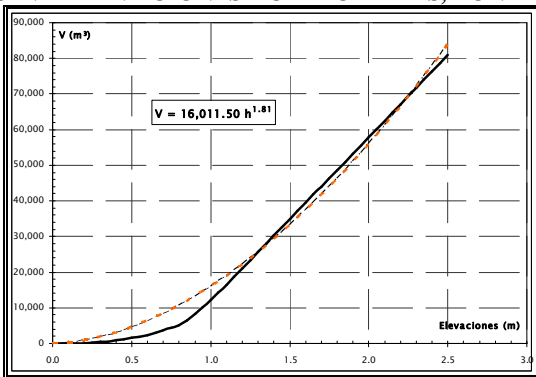


FIGURA VIII.8
CURVA ELEVACIONES – CAPACIDADES, ZONA IVe

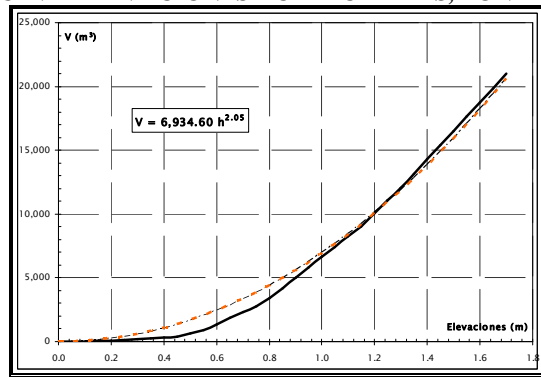


FIGURA VIII.9
CURVA ELEVACIONES – CAPACIDADES, ZONA Va

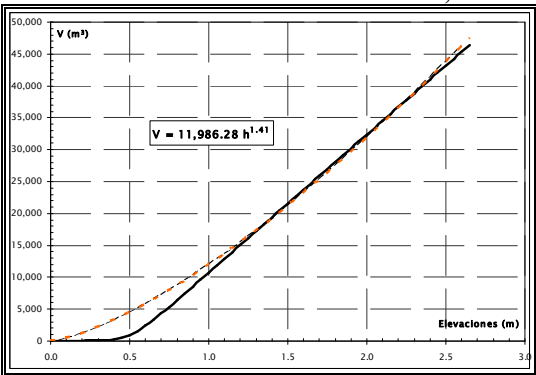


FIGURA VIII.10
CURVA ELEVACIONES – CAPACIDADES, ZONA Vb

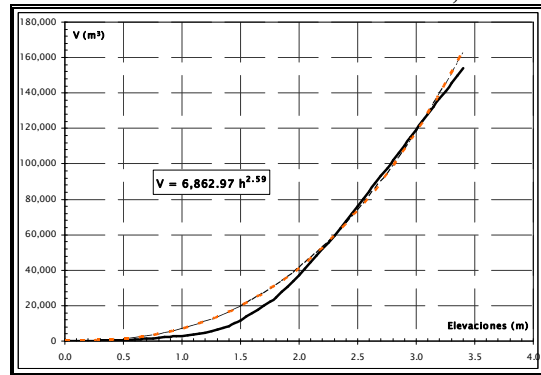


FIGURA VIII.11
CURVA ELEVACIONES – CAPACIDADES, ZONA VIa

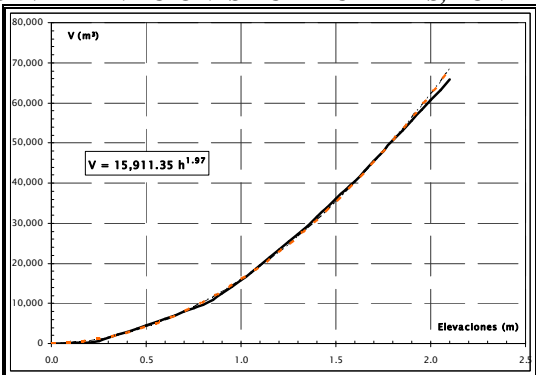
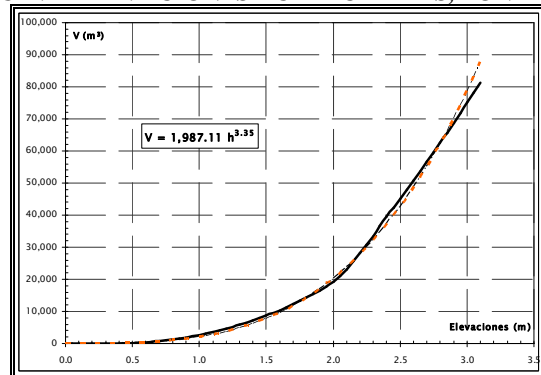


FIGURA VIII.12
CURVA ELEVACIONES – CAPACIDADES, ZONA VIb



VIII.2.3. Determinación de niveles de operación hidráulica

La determinación de los niveles mínimos, medios y máximos de operación en cada una de las nuevas zonas, fueron determinados en función de los requerimientos de recurso de agua en la zona IV y V. La falta de información, sobre la intensidad de tráfico de embarcaciones en la zona IV, V y VI, se ha complementado suponiendo que existen semejanzas de tráfico entre la zona en estudio y zona I correspondiente a la esclusa “Darwin”, la cual maneja un promedio de 15 traslados al día, para estas zonas se maneja un promedio de 10 traslados al día, es decir, que para el total de desplazamientos de embarcaciones, serán descargados un total de 6.94 [l/s]; este tipo de esclusa es la abatible, ya que, es la más económica (ver **Figura VI.90**).

Es importante señalar, que la consideración de este tipo de estructuras (esclusa abatible) se realizó para tener una simulación en condiciones extremas o conservadoras, ya que, se requiere de una mayor cantidad de agua. Dado que la solución de análisis deberá resultar de una menor cantidad de agua necesaria, lo anterior si se usa una estructura tal, que no permita el paso de embarcaciones.

El llenado y vaciado de la esclusa abatible se lleva a cabo a través de tuberías, mismas que fueron estudiadas en capítulos anteriores, obteniéndose la curva de carga-gasto descargado (ver **Figura VI.91**), la cual puede descargar, para una carga de 50 [cm] un gasto de 150 [l/s].

En el caso de los niveles: mínimo, medio y máximo en las zonas IV y V han tenido un desarrollo diferente; estos han partido de las necesidades de consumo de agua en cada una de las zonas.

La **Figura VIII.13**, resume en un croquis la red de canales que interconectarán todas las zonas, así como los desniveles estáticos entre el cuerpo de agua de la zona origen y destino del agua. A partir de estos desniveles estáticos y con las curvas de carga (profundidad) – gasto descargado de las esclusas abatibles estudiadas en las zonas I, II y III, se estimaron los gastos capaces de ser derivados por las esclusas.

La **Figura VIII.14**, muestra las necesidades de gastos que deben ser conducidas por las esclusas, a fin de estimar la cantidad de agua necesaria por las demandas de consumo, así como por las necesidades de operaciones por intercambio de embarcaciones entre zona y zona.

En la **Figura VIII.13**, algunas esclusas no han sido dotadas de vertedores de excedencias, debido a que poseen cotas topográficas altas; además, su posición cercana a la zona del lago “Madrid”, causaría un vaciado rápido, razón por la cual, se evitó colocar vertedores de excedencias en estas esclusas. Se observa, que los requerimientos contra las demandas de recurso agua, son cubiertas por la geometría y niveles propuestos de la regionalización. Por tanto, en la **Tabla VIII.8**, se observa que la demanda de volúmenes mensuales de cada zona de la regionalización, es inferior en todos los casos a la capacidad de agua almacenada.

FIGURA VIII.13
DESNIVEL Y CAPACIDAD DE DESCARGA DE TUBERÍA EN ESCLUSAS, ZONA IV, V Y VI

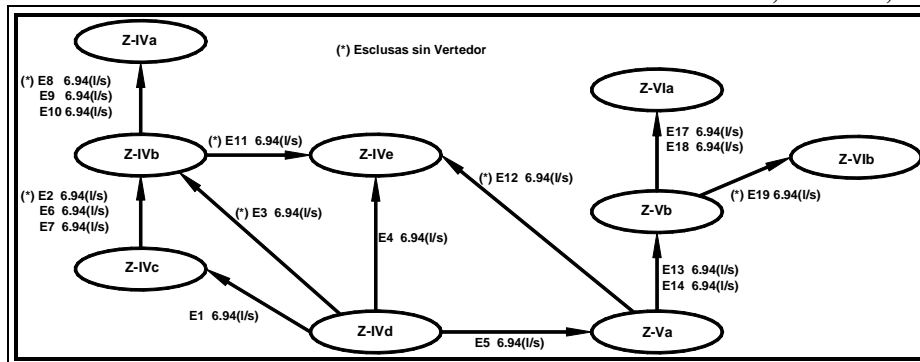


FIGURA VIII.2.3.2
ESQUEMA DE NECESIDADES DE CONDUCCIÓN Y FUNCIONAMIENTO
OPERATIVO NORMAL, ZONA IV, V Y VI

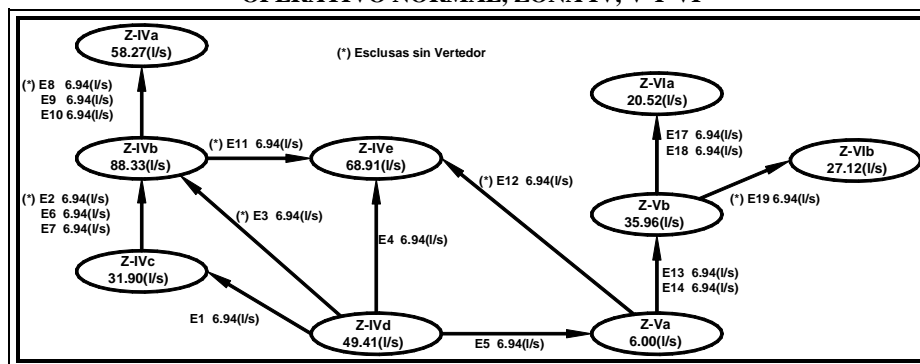


TABLA VIII.8

ZONA	CAPACIDAD MEDIA DE ALMACENAMIENTO [m ³]	DEMANDA PROMEDIO [m ³]
IVa	25,395.3	151,047.9
IVb	59,626.7	228,912.4
IVc	48,323.0	82,650.2
IVd	76,326.9	128,031.1
IVe	29,619.01	178,616.4
Va	42,089.49	15,523.0
Vb	132,425.7	93,181.7
VIa	50,605.9	53,179.7
VIb	68,772.1	70,285.2

La disponibilidad de agua en las zonas IV y V no sería suficiente para cubrir las demandas de usos, por ello, es necesario determinar la cantidad de agua excedente en las zonas I, II y III, a fin de derivar un gasto semejante al déficit.

La decisión de utilizar los registros sintéticos de lluvia para llevar a cabo la simulación del funcionamiento de la nueva regionalización en el Sistema de Lagunas y Canales, es con el objetivo de someter a una condición más desfavorable de disponibilidad del agua; y a partir de estos resultados obtener los volúmenes excedentes de agua que podrían ser enviados de la zona III a la zona IV y V.

VIII.3 Simulación con datos sintéticos de lluvia para la regionalización propuesta

VIII.3.1. Revisión de la capacidad útil, a partir de datos sintéticos. Zonas I, II y III

Para la factibilidad de la regionalización en las zonas IV, V y VI, se debe tener en cuenta las posibilidades de volúmenes de agua que puedan extraerse de la zona III, sin provocar niveles reducidos en ésta última zona.

Para este fin se realizó una serie de simulaciones del sistema en cuestión, bajo condiciones extremas, para lo cual se utilizaron los datos sintéticos de lluvia.

Las simulaciones realizadas, consideraron diversas opciones de derivación de gastos, limitándolos para las zonas I, II y III, en forma siguiente:

1) Partiendo del resultado del análisis de condiciones actuales, la columna de extrema derecha, señala la cantidad de agua, que podría ser considerada disponible en las zonas I, II y III (ver **Tabla VIII.1**). Para la zona I se determinó la demanda mensual, la cual incluye el total de las variables hidrológicas, así como las operaciones de estructuras de control (esclusas Darwin y Artificios). Una vez determinado lo anterior se efectuó la simulación de las zonas, asignándole la cantidad de agua tratada igual a su demanda.

El agua tratada no entregada en la zona I, fue derivada directamente a la zona III, lo que significaría un incremento de descarga de agua tratada a la zona III.

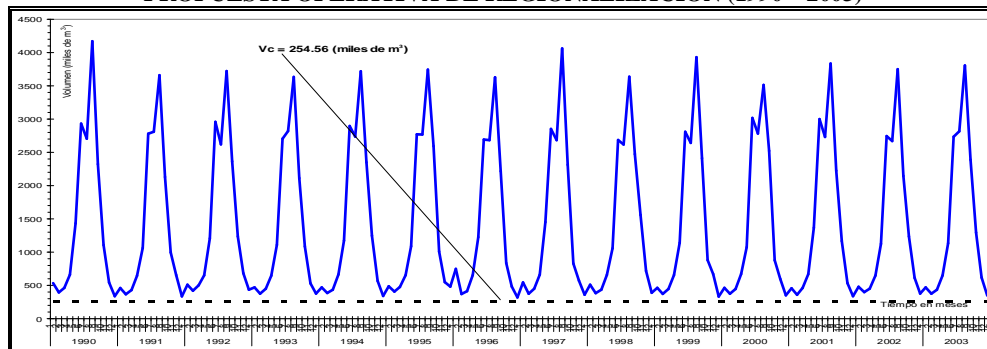
Con lo anterior, en la zona III, no se detectaron niveles inferiores al nivel medio de operación, por lo que los niveles de operación mínimos, medios y máximos y capacidad de almacenamiento se mantuvieron igual a los asignados (ver **Tabla VIII.7**).

TABLA VIII.9
RESUMEN DEL BALANCE MENSUAL PROMEDIO DE PROPUESTA OPERATIVA DE REGIONALIZACIÓN, ZONA I

MES	ESCURRE [l/s]	NUEVA DOTACIÓN DE A. T. [l/s]	TOTAL ENTRANTE		DEMANDA		DERRAMES [l/s]	EXCEDENTE A ZONA III [l/s]
			[l/s]	[m ³]	[l/s]	[m ³]		
1	80.5	79.4	160.0	414,600.5	79.4	205,931.3	95.0	349.4
2	34.9	104.5	139.4	361,317.7	104.5	270,921.0	53.7	350.5
3	59.3	130.7	190.0	492,409.2	130.7	338,697.2	72.2	337.4
4	139.4	124.1	263.4	682,856.5	124.1	321,618.6	154.9	349.1
5	344.4	108.1	452.6	1,173,017.1	108.1	280,312.8	358.0	362.3
6	976.9	135.9	1,112.8	2,884,467.2	135.9	352,294.8	992.5	318.8
7	935.4	150.9	1,086.3	2,815,599.9	150.9	391,079.8	947.6	297.1
8	1,341.0	137.5	1,478.5	3,832,195.8	137.5	356,397.3	1,353.6	267.0
9	783.7	102.1	885.9	2,296,188.8	102.1	264,762.2	799.3	286.9
10	309.2	113.2	422.4	1,094,858.2	113.2	293,498.3	322.6	277.4
11	115.8	96.6	212.4	550,533.2	96.6	250,325.5	131.4	340.3
12	26.9	84.1	111.0	287,802.9	84.1	218,113.4	41.3	360.0

Los resultados del análisis de la zona I pueden ser consultados en la **Tabla VIII.9**, la columna de excedentes es el agua que ya no se envía por Berlín, pues esta agua (excedente) se envía a la zona III.

FIGURA VIII.15
BALANCE HIDRÁULICO DE LA ZONA I (CM Y DATOS SINTÉTICOS DE LLUVIA)
PROPUESTA OPERATIVA DE REGIONALIZACIÓN (1990 – 2003)



La **Figura VIII.15**, muestra el comportamiento mensual en el periodo de años de 1990 al 2003, el nivel medio y la capacidad se mantienen, no se reportan niveles bajos o tendencias a vaciarse, el efecto importante se observa a nivel de ciclo anual en donde de 89 veces de llenado al año en

condiciones actuales, ahora reporta un número menor 66 veces, de llenado al año. Esto significa que cada año, en la zona I se aporta al año un volumen equivalente a 66 veces su capacidad.

Lo anterior significa que tal vez sea posible un leve deterioro en la calidad del agua en la zona I, esto puede ser comprobado con un estudio de calidad del agua.

- 2) En la **Figura VIII.16**, se observa que la zona II no reporto un comportamiento diferente, de acuerdo con la simulación, el número de veces de llenado al año se mantiene constante, esto significa que el llenado se realiza a un ritmo de 10 cada vez.

De lo anterior, se observa que la disminución de gasto a la zona I, si se mantiene la misma política de operación hacia la zona II, siempre se reportaran derrames de la zona II a la III, con un equivalente de gasto a las operaciones necesarias de movimiento de trajineras realizadas en las esclusas de Darwin y Artificios.

FIGURA VIII.16
BALANCE HIDRÁULICO DE LA ZONA II (CON MODELO Y DATOS SINTÉTICOS DE LLUVIA)
PROPUESTA OPERATIVA DE REGIONALIZACIÓN (1990 – 2003)

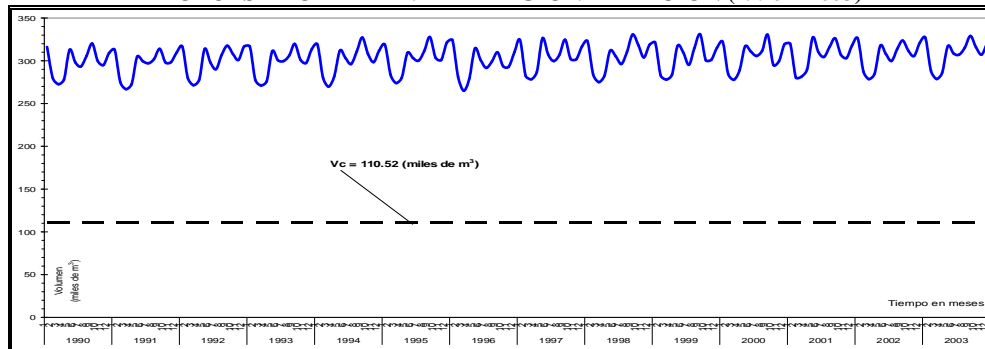


TABLA VIII.10
RESUMEN DEL BALANCE MENSUAL PROMEDIO DE PROPUESTA OPERATIVA DE REGIONALIZACIÓN, ZONA II

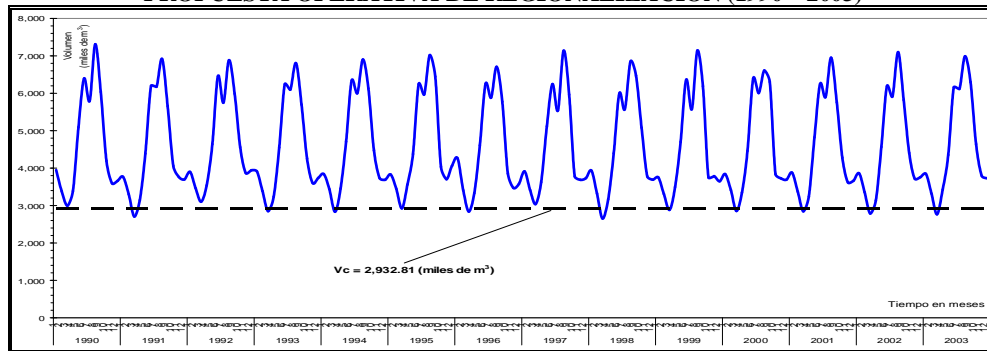
MES	ESCORRE [l/s]	OPERACIONES [l/s]	ENTRANTE SUMA		DEMANDA		DERRAMES [l/s]
			[l/s]	[m³]	[l/s]	[m³]	
1	1.3	32.3	33.6	87,132.7	16.8	74,423.6	78.4
2	1.1	32.3	33.4	86,524.1	25.3	111,860.2	70.3
3	1.1	32.3	33.4	86,465.7	34.4	152,524.3	61.1
4	4.0	32.3	36.3	94,035.1	32.3	142,886.1	66.2
5	8.3	32.3	40.6	105,266.4	25.9	114,631.7	76.4
6	15.1	32.3	47.4	122,934.6	34.7	153,715.6	74.9
7	15.2	32.3	47.5	123,079.1	39.2	173,772.0	70.1
8	13.8	32.3	46.1	119,518.8	33.6	148,845.9	74.3
9	11.9	32.3	44.2	114,460.5	24.1	106,581.1	82.3
10	6.7	32.3	39.0	101,113.3	28.4	125,610.8	72.5
11	1.2	32.3	33.5	86,712.5	22.3	98,790.7	73.3
12	1.2	32.3	33.5	86,824.2	18.5	81,952.5	76.7

- 3) El funcionamiento adecuado de la zona I, aun reduciendo los gastos de aportación igual a la demanda, se simulo con los datos sintéticos de lluvia, dió como propuesta aplicar el mismo criterio en la zona III, es decir, reducir las aportaciones de agua tratada a esta zona, lo que significa que el gasto de aportación de agua tratada es igual a la demanda, en el cual se incluye el régimen de bombeo de Puente Coatzacoalcos y del Canal Puma. Considerando que se aumenta la

capacidad de almacenamiento, mediante la sobre elevación de bordos o seccionamientos, en la zona III, a un valor de 70 [cm], contra el nivel actual, la capacidad de almacenamiento entonces, se ha incrementado a 2'932,809.6 [m³].

El funcionamiento fue satisfactorio, la **Tabla VIII.11**, la columna de excedencias, muestra los gastos disponibles mensuales para otros usos que ha sido suspendida de entregar en el embarcadero "Tijuana", por tanto, también a la zona III.

FIGURA VIII.11
BALANCE HIDRÁULICO DE LA ZONA III (CON MODELO Y DATOS SINTÉTICOS DE LLUVIA)
PROPUESTA OPERATIVA DE REGIONALIZACIÓN (1990 – 2003)



De acuerdo con lo anterior a la zona III, se le esta enviando exclusivamente la cantidad de agua equivalente a la demanda y el funcionamiento resulta satisfactorio (ver **Figura VIII.11**), esto permite mantener sus niveles mínimo medio y máximo propuestos.

TABLA VIII.11
RESUMEN DEL BALANCE MENSUAL PROMEDIO DE PROPUESTA OPERATIVA DE REGIONALIZACIÓN, ZONA III

MES	ESCORRE [l/s]	DERRAMES ZONA I Y II [l/s]	NUEVA DOTACIÓN DE A. T. [l/s]	TOTAL ENTRANTE		DEMANDA		DERRAMES [l/s]
				[l/s]	[m ³]	[l/s]	[m ³]	
1	42.3	173.5	423.2	639.0	1,656,208.0	331.3	858,648.6	357.5
2	34.8	124.1	428.8	587.7	1,523,228.1	499.6	1,294,943.0	183.6
3	34.1	133.3	418.0	585.4	1,517,409.8	621.4	1,610,589.2	9.0
4	127.4	221.1	430.6	779.1	2,019,366.3	593.6	1,538,575.0	165.8
5	265.9	434.4	443.3	1,143.6	2,964,182.4	511.5	1,325,867.1	632.6
6	483.7	1,067.3	397.1	1,948.1	5,049,445.3	691.6	1,792,664.2	1,284.8
7	485.4	1,017.8	374.2	1,877.4	4,866,217.9	758.9	1,967,174.6	1,100.0
8	441.5	1,427.9	336.6	2,206.0	5,718,016.0	683.8	1,772,523.1	1,500.1
9	379.2	881.5	353.8	1,614.6	4,184,917.1	467.7	1,212,331.6	1,198.2
10	214.7	395.1	344.7	954.4	2,473,783.1	503.1	1,304,093.4	483.8
11	37.1	204.7	415.5	657.3	1,703,720.2	421.5	1,092,579.2	297.1
12	38.5	117.9	436.4	592.9	1,536,747.7	342.7	888,332.2	298.9

- 4) Al realizar diferentes simulaciones de la regionalización propuesta en las zonas IV, V y VI, siempre considerando la alimentación de agua tratada actualmente descargada, significa que no se incremento la cantidad de agua dotada al Sistema Lagunar. Fue estimado el gasto de agua tratada que no era posible de aportar por las actuales descargas de agua de rehuso en estas zonas; por lo que, estos gastos fueron determinados y se muestran en la **Tabla VIII.12**, las tres columnas correspondientes a la extracción del Canal Puma.

La zona III y su comportamiento se muestra en la **Tabla VIII.12**, pues, en los meses de febrero a noviembre, la demanda es superior a la dotación de agua tratada; sin embargo, esto es sin incluir las aportaciones de lluvia, por lo cual, no constituye un problema de agua faltante en la zona III.

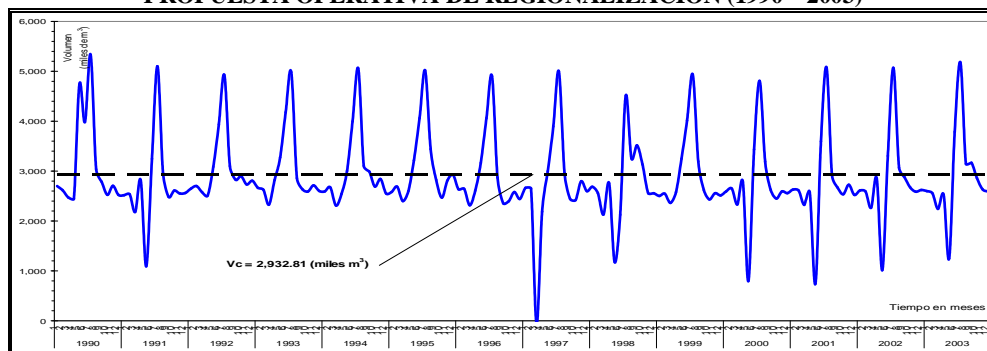
TABLA VIII.12
RESUMEN DEL BALANCE MENSUAL PROMEDIO DE PROPUESTA OPERATIVA DE REGIONALIZACIÓN, ZONA III

MES	ESCURRE [l/s]	DERR Z-I y Z-II [l/s]	NUEVA DOT DE A. T. [l/s]	TOTAL ENTRANTE		DEMANDA		EXTRACCIÓN CANAL PUMA			DERR [l/s]
				[l/s]	[m ³]	[l/s]	[m ³]	NORMAL 12 [hrs]	SOBRA [l/s]	ADICI [l/s]	
1	42.3	175.0	331.3	548.6	1,421,907.8	727.1	1,884,589.8	45.0	270.7	120.0	0.0
2	34.8	119.7	499.6	654.1	1,695,485.0	680.5	1,763,900.7	45.0	91.8	120.0	0.0
3	34.1	136.5	621.4	791.9	2,052,693.6	803.1	2,081,634.5	45.0	4.5	120.0	0.0
4	127.4	221.1	593.6	942.1	2,441,838.6	842.1	2,182,825.4	45.0	82.9	120.0	0.0
5	265.9	436.9	511.5	1,214.3	3,147,342.0	993.0	2,573,798.0	45.0	316.3	120.0	87.0
6	483.7	1,067.3	691.6	2,242.6	5,812,823.9	1,487.9	3,856,528.6	45.0	642.4	120.0	313.4
7	485.4	1,021.6	758.9	2,266.0	5,873,354.1	1,477.3	3,829,237.0	45.0	550.0	120.0	768.9
8	441.5	1,431.3	683.8	2,556.7	6,626,897.0	1,592.7	4,128,224.9	45.0	750.1	120.0	58.6
9	379.2	881.5	467.7	1,728.4	4,480,094.6	1,197.6	3,104,169.9	45.0	599.1	120.0	24.1
10	214.7	397.7	503.1	1,115.5	2,891,285.4	883.0	2,288,802.6	45.0	241.9	120.0	5.4
11	37.1	204.7	421.5	663.3	1,719,329.4	690.9	1,790,837.6	45.0	148.6	120.0	0.0
12	38.5	119.6	342.7	500.8	1,298,192.4	714.0	1,850,620.0	45.0	243.1	120.0	0.0

La columna “Extracción Canal Puma”, muestra el bombeo original de 45 [l/s] durante 12 [hrs/día] y la columna a la derecha siguiente, el régimen de bombeo correspondiente al agua sobrante en esta zona y disponible para las zonas IV, V y VII, la última columna de extracción del Canal Puma, muestra el régimen de bombeo adicional de 120 [l/s] permanente para alimentar la regionalización de las zonas IV, V y VI.

Respecto a la zona III la **Figura VIII.18**, muestra el comportamiento de la simulación antes comentada, bajo el régimen de extracción de gastos hacia la zona IV, a través del bombeo de Canal Puma. Las Figuras mencionadas muestran la evolución de los niveles de la zona III.

FIGURA VIII.18
BALANCE HIDRÁULICO DE LA ZONA III (CON MODELO Y DATOS SINTÉTICOS DE LLUVIA)
PROPUESTA OPERATIVA DE REGIONALIZACIÓN (1990 – 2003)



La zona III poseía un régimen de 14 veces de llenado al año, ahora con la nueva condición, el número de veces de llenado disminuye a 13.5. El descenso de los niveles de almacenamiento, inicia su caída a partir del mes Julio, para posteriormente recuperar sus niveles en el mes de Mayo.

VIII.3.2. Revisión de la capacidad útil, a partir de los datos sintéticos. Zonas IV, V y VI

En el presente subcapítulo, se muestran los resultados de los análisis de funcionamiento hidráulico de la regionalización de las zonas IV, V y VI, hasta lograr un equilibrio entre la demanda y la disponibilidad del recurso agua.

La secuencia de opciones de análisis numérico fue la siguiente, señalándose que en las dos primeras, el funcionamiento de la regionalización en las zonas IV, V y VI fue deficiente, solo en la tercera opción los resultados fueron satisfactorios, como se describe a continuación:

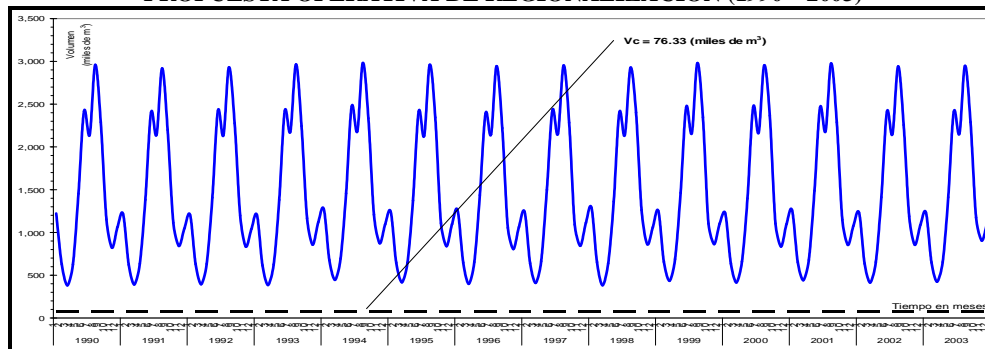
- 1ª Opción:** Se determino el comportamiento en condiciones actuales de alimentación de agua tratada a las zonas IV, V y VI; pero considerando para esto la nueva regionalización. El resultado de esta simulación no fue satisfactorio.
- 2ª Opción:** En esta segunda fase de análisis de funcionamiento, se agoto el total de agua excedente en la zona III, así como también se dispuso descargar el total del agua de la Planta de tratamiento “PT-2” a la descarga del embarcadero “Sinaloa”, de tal forma que la alimentación de la zona VI, quedase a cargo exclusivamente de las descargas de la Planta de Tratamiento “PT-1”. El resultado de esta simulación tampoco fue satisfactorio.
- 3ª Opción:** En esta opción se considero, extraer 120 [l/s] constantes de la zona III, adicionándolos al bombeo original más el régimen total de agua disponible de la zona III, llevándolos a la zona del embarcadero “Colima” a través del bombeo y la línea de Canal “Puma”. Con esto, el comportamiento de la regionalización en las zonas IV, V y VI fue aceptable y, como se sabe en la zona III se mantienen los niveles adecuados.

A continuación se lleva una descripción del funcionamiento de las zonas IV, V y VI, del análisis de la 3ª Opción, ya que, esta fue la de mejor comportamiento hidráulico, en dichas zonas.

Región IVd

Esta es la zona en la que se concentra la mayor parte del volúmen de agua entrante de las descargas de agua tratada (Plantas de Tratamiento “PT-2” y “PT-3”) y el total del rebombeo proveniente de la zona III a través del bombeo de Canal “Puma”, así como también posee una cota topográfica privilegiada, ya que, es el punto más alto del sistema correspondiente a las zonas IV, V y VI.

FIGURA VIII.17
BALANCE HIDRÁULICO REGIÓN IVd (CON MODELO Y DATOS SINTÉTICOS DE LLUVIA)
PROPUESTA OPERATIVA DE REGIONALIZACIÓN (1990 – 2003)



Por otra parte, la zona posee una velocidad de hundimiento de 5 [cm/año], éste valor es de los más reducidos de todo el Sistema Lagunar; por eso, podría considerársele estable.

Es una zona que permite, transferir el agua al resto de la regionalización (ver **Figura VIII.14**), su capacidad de almacenamiento representa el 60% de su demanda (evaporación, riego, lirio, infiltración); por tanto, si el volumen entrante es 19 veces mayor que el volumen capacidad de almacenamiento; la región estará derramando constantemente hacia las zonas aguas abajo. El volumen derramado se constituye en volumen entrante a cuatro zonas aguas abajo.

De acuerdo a lo anterior el número de veces de llenado al año es de 225 veces, el volumen entrante es de 11 veces mayor que la demanda total, ver la **Tabla VIII.13**. La **Figura VIII.17**, nos muestra la gran variabilidad del resultado de balance y la estabilidad del nivel de capacidad medio de almacenamiento, es una zona eminentemente de transferencia de volúmenes.

**TABLA VIII.13
RESUMEN BALANCE MENSUAL PROMEDIO DE PROPUESTA OPERATIVA DE REGIONALIZACIÓN, REGIÓN IVd**

MES	ESCURRE [l/s]	CANAL PUMA [l/s]			DOT DE A. T. [l/s]	TOTAL ENTRANTE		DEMANDA		DERRAMES [l/s]
		SOBRA	ADIC	NORMAL 12 hrs.		[l/s]	[m³]	[l/s]	[m³]	
1	13.0	270.7	120.0	45.0	28.4	454.6	1,178,263.9	43.5	112,653.0	433.9
2	4.2	91.8	120.0	45.0	24.5	263.1	681,833.1	73.8	191,192.2	232.1
3	10.9	4.5	120.0	45.0	27.0	184.8	479,074.6	92.6	240,066.9	124.6
4	16.5	82.9	120.0	45.0	26.0	268.0	694,592.4	82.1	212,859.0	222.5
5	47.4	316.3	120.0	45.0	27.0	533.2	1,382,001.6	62.4	161,864.3	502.8
6	121.7	642.4	120.0	45.0	28.6	935.2	2,423,952.3	101.0	261,734.6	906.2
7	116.9	550.0	120.0	45.0	28.0	837.3	2,170,405.1	107.7	279,160.0	776.0
8	181.4	750.1	120.0	45.0	28.3	1,102.2	2,856,958.8	86.8	224,859.6	1,073.6
9	84.3	599.1	120.0	45.0	24.5	850.5	2,204,429.1	53.6	139,039.9	856.3
10	39.7	241.9	120.0	45.0	25.2	449.3	1,164,561.6	81.9	212,406.4	400.3
11	20.6	148.6	120.0	45.0	26.4	338.0	876,095.4	78.2	202,701.3	298.5
1	13.0	270.7	120.0	45.0	28.4	454.6	1,178,263.9	43.5	112,653.0	433.9

Regiones IVa, IVb, IVc y IVe

La regionalización propuesta, propone que sean utilizadas “esclusas” como estructuras de comunicación entre dos regiones de niveles de agua diferentes.

Esto, como se dijo antes, representa una posición conservadora en la demanda de agua tal, que favorece, que existan operaciones de paso de embarcaciones de una a otra zona en todas las esclusas propuestas para las diferentes zonas; esta condición genera la necesidad de mover el recurso agua en cada operación de cambio de zona, por tanto, un volumen que es demandado por la zona a la que pertenece la esclusa.

Sin embargo, en el proceso de diseño, pueden considerarse otro tipo de estructuras, las cuales no requieren del paso de embarcaciones, por ello la demanda de agua se vería reducida significativamente.

En otro rubro se encuentran las demandas por: riego, evaporación, infiltración y lirio acuático, en este caso, la mayoría de las veces el volumen demandado por esta condición resulta ser menor al requerido por operaciones, así, en las regiones de la zona IV, propuestas para la regionalización, encontramos un comportamiento de derrames constantes de una zona a otra.

Puede comentarse que al año las zonas propuestas se llenan de 75 a 277 veces, siendo la que menor régimen de llenados tiene, es la región IVc.

Por otra parte, en conclusión, los volúmenes entrantes siempre serán mayores a la capacidad de almacenamiento de la zona, por ende, la capacidad de almacenamiento respecto del volumen entrante oscila entre el 4.3% y el 16%.

Una conclusión de todo lo anterior, lo es también, la relación existente entre el volumen demandado (se incluyen operaciones) y la capacidad de almacenamiento, en donde esta última, llega a tener relación de 16.6% a 38.2% de la demanda; siendo la más baja la de la región IVe.

Los resultados antes comentados, se muestran en las **Tablas VIII.14 a VIII.17**.

Con relación al comportamiento del balance hidráulico en todo el periodo de análisis, se observa que los niveles medios de operación se mantienen, debido a una alta tasa de derrame. Las **Figuras VIII.19 a VIII.22**, muestran el comportamiento descrito.

TABLA VIII.14
RESUMEN BALANCE MENSUAL PROMEDIO DE PROPUESTA OPERATIVA DE REGIONALIZACIÓN, REGIÓN IVa

MES	ESCURRE [l/s]	OPER ENT [l/s]	DERR ENT [l/s]	TOTAL ENTRANTE		DEMANDA		DERRAMES [l/s]
				[l/s]	[m ³]	[l/s]	[m ³]	
1	4.8	20.8	169.6	195.2	505,943.5	18.1	46,920.7	182.0
2	3.9	20.8	24.5	49.3	127,717.4	54.6	141,520.8	1.3
3	3.9	20.8	0.0	24.7	64,007.3	76.9	199,236.9	0.0
4	14.4	20.8	1.2	36.5	94,614.6	64.2	166,534.7	0.0
5	30.1	20.8	170.3	221.2	573,388.1	40.4	104,746.4	176.2
6	54.8	20.8	266.5	342.1	886,602.6	86.3	223,767.9	260.9
7	55.0	20.8	207.7	283.5	734,804.4	94.2	244,284.2	195.0
8	50.0	20.8	360.4	431.2	1,117,717.2	69.0	178,830.3	367.3
9	42.9	20.8	331.0	394.8	1,023,231.4	30.2	78,149.5	369.8
10	24.3	20.8	93.3	138.5	358,931.3	64.4	166,813.8	79.9
11	4.2	20.8	48.2	73.3	189,942.5	60.0	155,403.9	19.1
12	4.4	20.8	111.3	136.5	353,767.3	41.0	106,365.9	100.6

TABLA VIII.15
RESUMEN BALANCE MENSUAL PROMEDIO DE PROPUESTA OPERATIVA DE REGIONALIZACIÓN, REGIÓN IVb

MES	ESCURRE [l/s]	OPER ENT [l/s]	DERR ENT [l/s]	TOTAL ENTRANTE		DEMANDA		DERRAMES [l/s]
				[l/s]	[m ³]	[l/s]	[m ³]	
1	1.9	27.8	220.2	249.9	647,803.3	52.8	136,979.9	212.8
2	1.6	27.8	98.4	127.8	331,240.3	111.3	288,398.5	30.7
3	1.5	27.8	39.0	68.4	177,177.2	145.6	377,343.6	0.0
4	5.7	27.8	92.4	125.9	326,350.7	125.3	324,899.7	1.6
5	12.0	27.8	246.3	286.0	741,374.0	87.0	225,625.8	213.7
6	21.8	27.8	422.1	471.7	1,222,579.7	159.5	413,451.8	334.4
7	21.8	27.8	356.0	405.6	1,051,231.8	171.6	444,681.5	260.6
8	19.9	27.8	513.6	561.2	1,454,711.0	131.4	340,683.9	452.3
9	17.1	27.8	426.1	470.9	1,220,619.8	71.8	186,171.9	415.4
10	9.7	27.8	183.3	220.8	572,261.2	126.8	328,778.7	117.1
11	1.7	27.8	131.1	160.6	416,242.4	120.0	311,164.8	60.5
12	1.7	27.8	180.3	209.8	543,891.9	89.8	232,769.3	139.7

FIGURA VIII.19
BALANCE HIDRÁULICO REGIÓN IVa (CON MODELO Y DATOS SINTÉTICOS DE LLUVIA)
PROPUESTA OPERATIVA DE REGIONALIZACIÓN (1990 – 2003)

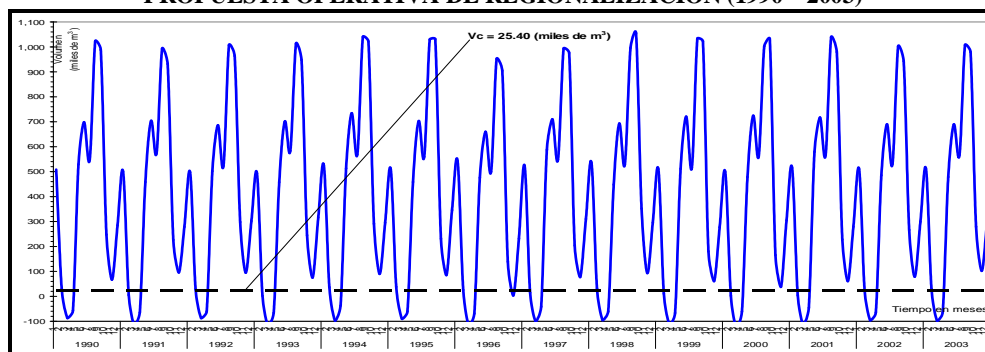


FIGURA VIII.20
BALANCE HIDRÁULICO REGIÓN IVb (CON MODELO Y DATOS SINTÉTICOS DE LLUVIA)
PROPUESTA OPERATIVA DE REGIONALIZACIÓN, 1990 – 2003

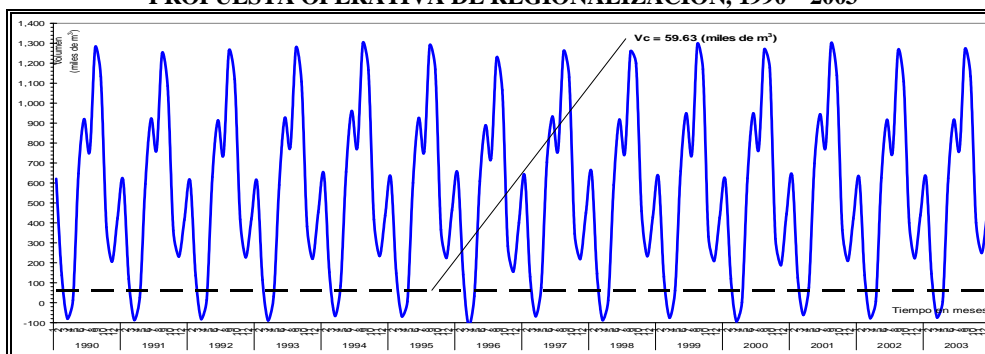


TABLA VIII.16
RESUMEN BALANCE MENSUAL PROMEDIO DE PROPUESTA OPERATIVA DE REGIONALIZACIÓN, REGIÓN IVc

MES	ESCURRE [l/s]	REBOMBEO COATZA [l/s] (4hrs)	DERR ENT [l/s]	OPER ENT [l/s]	TOTAL ENTRANTE		DEMANDA		DERRAMES [l/s]
					[l/s]	[m³]	[l/s]	[m³]	
1	0.8	60.0	80.0	6.9	97.7	253,343.9	31.1	80,702.9	88.1
2	0.7	60.0	42.8	6.9	60.4	156,559.3	50.4	130,690.1	27.8
3	0.7	60.0	23.0	6.9	40.6	105,166.0	62.6	162,229.4	1.1
4	2.5	60.0	41.0	6.9	60.4	156,676.6	55.9	144,893.8	24.6
5	5.2	60.0	92.7	6.9	114.8	297,609.1	43.4	112,524.1	93.1
6	9.5	60.0	167.0	6.9	193.4	501,392.1	68.1	176,408.1	146.1
7	9.5	60.0	143.0	6.9	169.5	439,268.2	72.4	187,694.6	119.6
8	8.6	60.0	197.9	6.9	223.5	579,212.9	59.0	152,969.4	186.6
9	7.4	60.0	157.8	6.9	182.2	472,237.7	37.7	97,613.9	165.2
10	4.2	60.0	73.8	6.9	94.9	246,019.6	55.6	144,216.2	61.4
11	0.7	60.0	55.0	6.9	72.7	188,423.6	53.2	137,924.5	40.2
12	0.8	60.0	69.3	6.9	87.0	225,611.0	43.2	111,935.6	65.7

FIGURA VIII.21
BALANCE HIDRÁULICO REGIÓN IV_c (CON MODELO Y DATOS SINTÉTICOS DE LLUVIA)
PROPUESTA OPERATIVA DE REGIONALIZACIÓN (1990 – 2003)

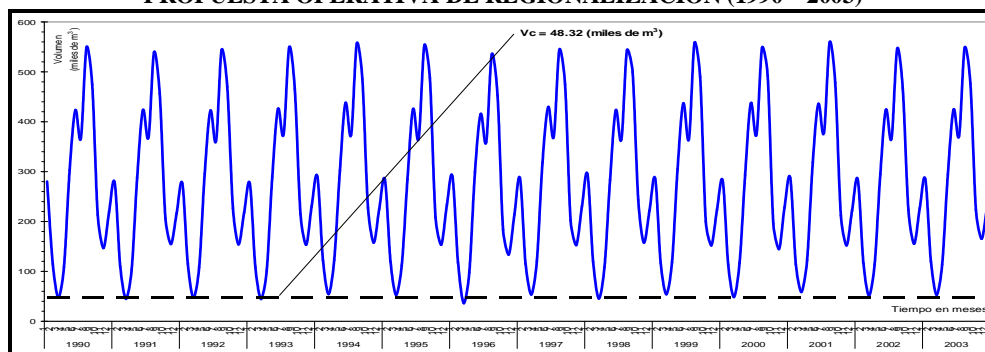
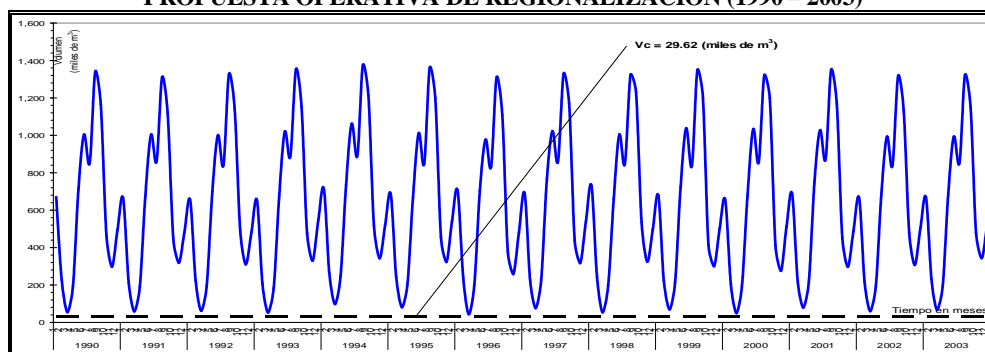


TABLA VIII.17
RESUMEN BALANCE MENSUAL PROMEDIO DE PROPUESTA OPERATIVA DE REGIONALIZACIÓN, REGIÓN IV_c

MES	ESCURRE [l/s]	OPER ENT [l/s]	DERR ENT [l/s]	TOTAL ENTRANTE		DEMANDA		DERRAMES [l/s]
				[l/s]	[m³]	[l/s]	[m³]	
1	1.6	21.1	209.5	232.2	601,788.1	20.2	52,283.1	243.0
2	1.3	21.1	95.8	118.2	306,378.7	65.5	169,703.2	80.8
3	1.3	21.1	49.4	71.7	185,899.4	91.8	237,901.3	13.3
4	4.7	21.1	86.3	112.1	290,445.3	76.1	197,344.0	67.0
5	9.8	21.1	234.7	265.6	688,370.5	46.2	119,651.0	251.0
6	17.9	21.1	411.4	450.3	1,167,243.0	102.1	264,641.1	379.3
7	18.0	21.1	347.1	386.2	1,000,971.1	111.3	288,540.1	308.3
8	16.3	21.1	497.6	535.1	1,386,849.9	80.4	208,392.5	487.1
9	14.0	21.1	408.0	443.1	1,148,612.1	34.7	90,029.7	439.5
10	7.9	21.1	176.5	205.6	532,807.4	77.4	200,750.1	160.7
11	1.4	21.1	127.2	149.7	387,974.6	72.3	187,430.7	108.4
12	1.4	21.1	173.0	195.5	506,801.1	48.9	126,729.6	178.6

FIGURA VIII.22
BALANCE HIDRÁULICO REGIÓN IV_e (CON MODELO Y DATOS SINTÉTICOS DE LLUVIA)
PROPUESTA OPERATIVA DE REGIONALIZACIÓN (1990 – 2003)



Región Va

Segundo punto de descarga de la zonas IV, V y VI, en esta zona se concentra la descarga de agua tratada de la Planta de Tratamiento “PT-2” con 21 [l/s] esta zona, los resultados de la simulación numérica permiten concluir, que la región es suministradora de recursos agua a las regiones IV_e y V_b. Es por tanto una zona de Transferencia de volúmenes de agua, es de esperarse un gran movimiento de agua.

Su capacidad es el 60.5% de la demanda mensual (evaporación, riego, lirio, infiltración, incluye las operaciones de esclusas); de ahí que la capacidad de almacenamiento, es reducida respecto al volúmen entrante (35.7%).

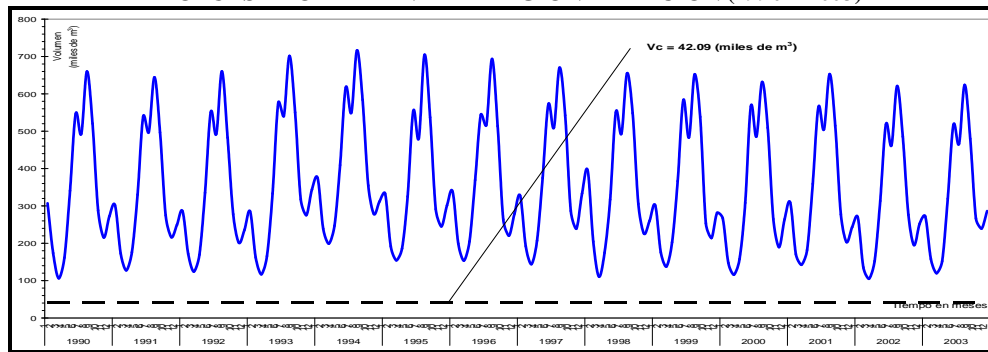
De lo expuesto y de acuerdo con los resultados del modelo, está región, estará derramando constantemente hacia las zonas aguas abajo. El volúmen derramado se constituye rápidamente en volúmen entrante a dos zonas aguas abajo, por está razón, el volúmen entrante anual, es el equivalente a 102 veces la capacidad de almacenamiento de la zona.

La **Tabla VIII.18**, muestra los resultados promedio del periodo de análisis, de esta se han obtenido las observaciones anteriores. La **Figura VIII.23**, es el resultado de la simulación de la zona, a partir de datos sintéticos.

TABLA VIII.18
RESUMEN BALANCE MENSUAL PROMEDIO DE PROPUESTA OPERATIVA DE REGIONALIZACIÓN, REGIÓN Va

MES	ESCURRE [l/s]	OPER ENT [l/s]	DERR ENT [l/s]	NUEVA DOT DE A. T. [l/s]	TOTAL ENTRANTE		DEMANDA		DERRAMES [l/s]
					[l/s]	[m ³]	[l/s]	[m ³]	
1	0.4	6.9	89.0	25.2	121.5	314,887.9	25.2	65,351.0	100.7
2	0.3	6.9	47.6	21.5	76.3	197,828.5	25.4	65,747.9	55.8
3	0.3	6.9	25.6	23.5	56.3	146,017.0	27.0	70,054.0	33.8
4	1.1	6.9	45.7	22.7	76.4	197,993.3	27.4	70,933.8	53.7
5	2.2	6.9	103.2	23.5	135.9	352,196.1	28.1	72,790.4	112.3
6	4.0	6.9	186.0	25.6	222.5	576,764.5	28.6	74,203.9	198.6
7	4.1	6.9	159.2	24.7	194.9	505,224.3	29.0	75,108.2	170.4
8	3.7	6.9	220.3	25.0	256.0	663,523.8	28.5	73,834.9	231.9
9	3.2	6.9	175.7	21.0	206.9	536,168.1	26.5	68,650.5	185.0
10	1.8	6.9	82.1	21.5	112.4	291,353.8	26.0	67,411.4	90.9
11	0.3	6.9	61.3	22.9	91.4	236,962.3	25.2	65,429.8	70.8
12	0.3	6.9	77.2	24.8	109.2	283,116.1	25.0	64,760.5	88.7

FIGURA VIII.23
BALANCE HIDRÁULICO REGIÓN Va (CON MODELO Y DATOS SINTÉTICOS DE LLUVIA)
PROPUESTA OPERATIVA DE REGIONALIZACIÓN (1990 – 2003)



Región Vb

Esta región, se encuentra interconectada con VIa y VIb, a estas regiones, deriva parte de su volúmen.

De acuerdo con los resultados de la simulación, la región recibe un volúmen entrante anual, en equivalente a 23 veces su capacidad de almacenamiento, a su vez posee una capacidad de almacenamiento con un 42% por arriba del volúmen mensual promedio demandado, así como, también su capacidad de almacenamiento es capaz de regular 51% del volúmen mensual entrante.

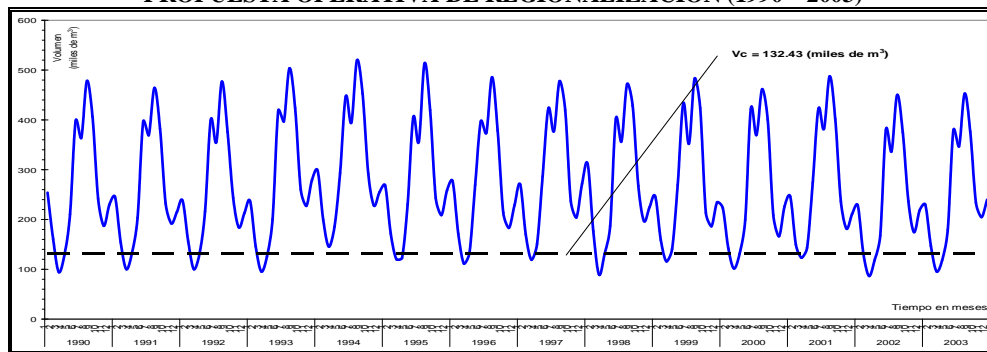
Esta región posee un adecuado funcionamiento, sus derrames son menos cuantiosos que las regiones de la zona IV, así como también de las de de la zona VI.

La **Tabla VIII.19**, muestra los resultados arriba comentados y la **Figura VIII.24**, proporciona los resultados del Modelo de funcionamiento hidráulico de la región, en donde puede observarse que el nivel medio de operación se mantiene casi constante y los derrames son cíclicos a lo largo del periodo, los cuales representan el 95% de la capacidad de almacenamiento.

TABLA VIII.19
RESUMEN BALANCE MENSUAL PROMEDIO DE PROPUESTA OPERATIVA DE REGIONALIZACIÓN, REGIÓN Vb

MES	ESCURRE [l/s]	OPER ENT [l/s]	DERR ENT [l/s]	TOTAL ENTRANTE		DEMANDA		DERRAMES [l/s]
				[l/s]	[m ³]	[l/s]	[m ³]	
1	1.5	13.9	67.1	82.5	213,893.7	47.1	122,130.9	41.1
2	1.2	13.9	37.2	52.3	135,634.1	48.3	125,297.4	9.9
3	1.2	13.9	22.6	37.7	97,618.2	57.9	149,960.9	0.3
4	4.5	13.9	35.8	54.2	140,453.2	60.3	156,405.5	2.5
5	9.4	13.9	74.9	98.2	254,464.3	64.8	167,926.5	34.1
6	17.1	13.9	132.4	163.4	423,477.6	67.0	173,588.3	99.1
7	17.2	13.9	113.6	144.7	374,971.1	68.6	177,683.6	81.4
8	15.6	13.9	154.6	184.1	477,298.2	65.4	169,618.9	120.8
9	13.4	13.9	123.4	150.7	390,529.9	55.6	144,069.1	96.9
10	7.6	13.9	60.6	82.1	212,810.7	52.6	136,352.9	36.6
11	1.3	13.9	47.2	62.4	161,818.8	47.8	123,822.8	22.3
12	1.4	13.9	59.1	74.4	192,768.4	46.0	119,324.3	36.3

FIGURA VIII.24
BALANCE HIDRÁULICO REGIÓN Vb (CON MODELO Y DATOS SINTÉTICOS DE LLUVIA)
PROPUESTA OPERATIVA DE REGIONALIZACIÓN (1990 – 2003)



Región VIb

Esta región, recibe una importante aportación de agua tratada de la Planta de Tratamiento “PT-1”, es conveniente señalar que en los resultados dados por el modelo, esta región ha resultado sin problemas deficitarios de agua, por lo que, se ha propuesto que en esta región se disminuyan las aportaciones de descarga de agua tratada de la Planta de Tratamiento “PT-2”, lo anterior, con el fin de desviarla a la región “Va” y de esta forma mejorar el funcionamiento del Sistema.

La región recibe anualmente un volúmen entrante, equivalente a 84.5 veces la capacidad de almacenamiento, ésta posee una capacidad de almacenamiento correspondiente al 98% de la demanda promedio, el volúmen promedio entrante es tan solo un 14.5% del volúmen promedio demandado, lo

que significa que, cerca del 85.5% del volúmen entrante es derramado hacia la descarga del canal Canadá.

Esta región, posee evidentemente agua en exceso, desafortunadamente ésta va a dar al drenaje.

La **Tabla VIII.20**, muestra los resultados arriba mencionados y la **Figura VIII.25**, señala el exceso de volúmen derramado y la estabilidad del nivel promedio de operación se puede concluir, que la región posee agua en exceso, el cual puede ser utilizado en regiones aledañas.

FIGURA VIII.25
BALANCE HIDRÁULICO REGIÓN VIb (CON MODELO Y DATOS SINTÉTICOS DE LLUVIA)
PROPUESTA OPERATIVA DE REGIONALIZACIÓN (1990 – 2003)

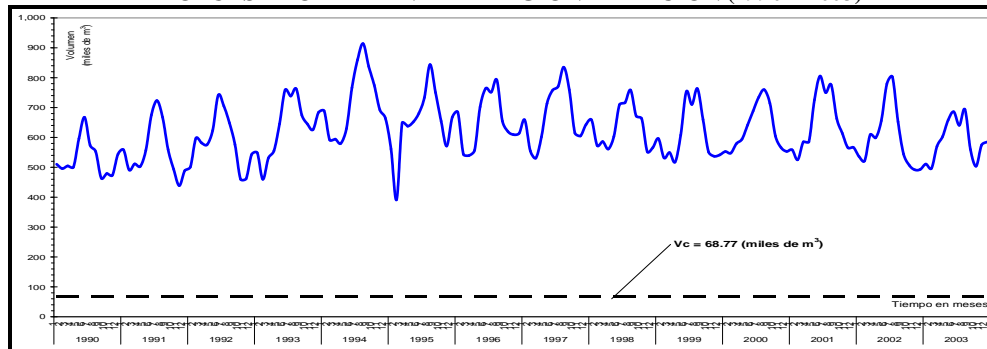


TABLA VIII.20
RESUMEN BALANCE MENSUAL PROMEDIO DE PROPUESTA OPERATIVA DE REGIONALIZACIÓN, REGIÓN VIb

MES	ESURRE [l/s]	OPER ENT [l/s]	DERR ENT [l/s]	NUEVA DOT DE A. T. [l/s]	TOTAL ENTRANTE		DEMANDA		DERRAMES [l/s]
					[l/s]	[m³]	[l/s]	[m³]	
1	6.5	6.9	7.8	141.1	162.4	420,978.4	19.8	51,386.2	191.0
2	3.5	6.9	1.9	135.3	147.6	382,566.6	20.8	53,898.9	186.3
3	5.1	6.9	0.1	154.1	166.2	430,709.1	27.9	72,426.7	185.6
4	13.1	6.9	0.5	150.7	171.2	443,796.5	29.9	77,415.7	193.2
5	32.7	6.9	6.5	154.9	201.0	520,940.5	33.2	86,163.0	214.6
6	66.2	6.9	18.9	144.8	236.9	614,069.6	34.7	89,929.3	255.4
7	65.6	6.9	15.5	147.5	235.5	610,356.9	35.8	92,868.4	246.7
8	74.8	6.9	23.0	133.1	237.9	616,712.3	33.4	86,583.1	252.2
9	47.6	6.9	18.4	123.9	196.9	510,369.4	26.3	68,106.1	224.0
10	26.1	6.9	7.0	128.6	168.6	437,062.3	24.0	62,309.0	192.6
11	5.4	6.9	4.2	139.2	155.7	403,590.9	20.4	52,889.9	187.5
12	3.0	6.9	6.9	146.2	163.0	422,530.6	19.1	49,446.8	191.8

Región VIa

Es una región recolectora de volúmenes en exceso de la región Vb, descarga sus excedentes a la descarga del canal Canadá, de la misma forma que lo hace la región VIb.

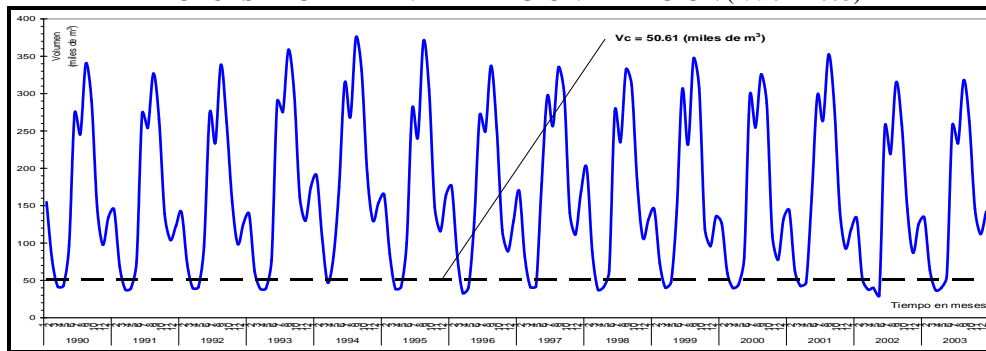
La capacidad de almacenamiento de la zona, es aproximadamente el 95% del volúmen demandado promedio mensual, por lo que, se garantiza la dotación para riego. La capacidad de almacenamiento de la zona es apenas el 33% del volúmen entrante promedio mensual. Esta zona deriva sus excedentes por la descarga del canal Canadá, recibe anualmente un volúmen equivalente 36 veces la capacidad de almacenamiento.

La **Tabla VIII.21**, muestra los resultados comentados arriba y la **Figura VIII.26**, indican un alto volumen de derrame, por ello el nivel medio de operación se mantiene, de ahí que la región, si se constituye en una zona de paso de agua, es importante incrementar la capacidad de almacenamiento.

TABLA VIII.26
RESUMEN BALANCE MENSUAL PROMEDIO DE PROPUESTA OPERATIVA DE REGIONALIZACIÓN, REGIÓN VIa

MES	ESCURRE [l/s]	OPER ENT [l/s]	DERR ENT [l/s]	TOTAL ENTRANTE		DEMANDA		DERRAMES [l/s]
				[l/s]	[m ³]	[l/s]	[m ³]	
1	1.2	13.9	33.2	48.4	125,327.3	15.0	38,955.5	38.7
2	1.0	13.9	8.0	22.9	59,360.0	15.8	40,981.0	9.6
3	1.0	13.9	0.3	15.2	39,297.7	21.1	54,588.4	0.0
4	3.7	13.9	2.0	19.6	50,851.8	22.6	58,656.6	0.9
5	7.7	13.9	27.6	49.2	127,489.5	25.2	65,364.8	20.5
6	14.0	13.9	80.2	108.2	280,345.0	26.1	67,579.1	89.6
7	14.1	13.9	65.9	93.9	243,418.7	26.8	69,368.5	73.5
8	12.8	13.9	97.8	124.5	322,800.4	25.0	64,800.3	108.4
9	11.0	13.9	78.4	103.3	267,821.0	20.2	52,230.4	91.3
10	6.2	13.9	29.6	49.7	128,877.2	18.4	47,673.3	35.7
11	1.1	13.9	18.0	33.0	85,511.6	15.6	40,342.0	20.4
12	1.1	13.9	29.4	44.4	114,977.0	14.5	37,616.6	33.4

FIGURA VIII.26
BALANCE HIDRÁULICO REGIÓN VIa (CON MODELO Y DATOS SINTÉTICOS DE LLUVIA)
PROPUESTA OPERATIVA DE REGIONALIZACIÓN (1990 – 2003)



VIII.4 Simulación numérica con avenida de diseño

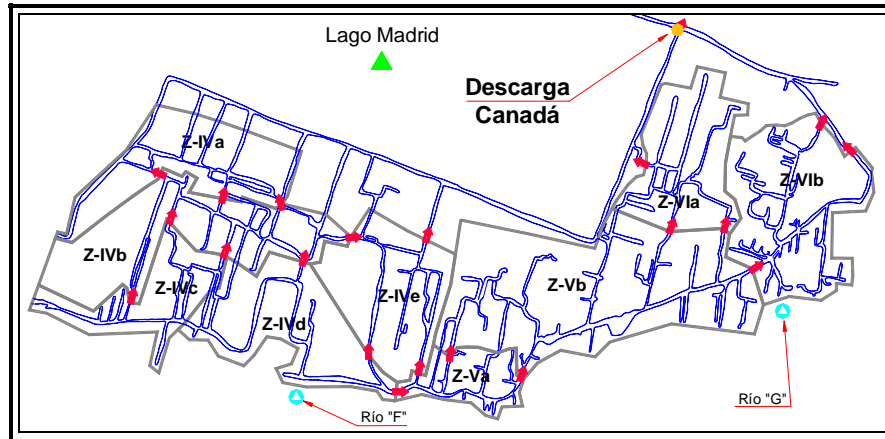
En este capítulo, se aborda el tránsito de avenidas para la regionalización proyecto, para la cual se elaboró el software para transitar la avenida, teniendo en cuenta el esquema y las ecuaciones desarrolladas en el capítulo VI.7.1; la simulación se efectuó para un $\Delta t=120$ segundos.

La simulación del paso de la avenida se realizó para todo el Sistema Lagunar, en cada una de las regiones, en las cuales existen aportaciones de escurrimientos por lluvia.

Con la finalidad de hacer un trabajo objetivo, se evitarán las descripciones de resultados sin trascendencia en el tránsito de avenidas en las zonas: IVa, IVb, IVc y IVe; ya que, en estas zonas la avenida ha sido regulada principalmente por la zona IVd. Para el caso de las zonas Va y Vb, de la misma manera, se evitarán las descripciones de resultados sin trascendencia, debido a que en estas zonas no existen descargas pluviales exteriores a la cuenca en estudio. Para la zona VI, se hará algo semejante a lo descrito arriba para el caso de la zona VIa, la **Figura VIII.27**, muestra la ubicación de

las descargas pluviales para la propuesta de regionalización, en la cual se puede observar las regiones donde se tienen descargas pluviales exteriores a la cuenca en estudio.

FIGURA VIII.27
DESCARGAS DE AGUA PLUVIAL DE LA PROPUESTA DE REGIONALIZACIÓN



Respecto a las descargas pluviales que se presentan en las zonas: IVd y VIb, respectivamente de los Ríos "F" y "G", se darán detalles de la evolución de los niveles del agua al paso de la avenida, el hidrograma de entrada total y el de salida.

Para el caso de la regionalización propuesta en las zonas: IV, V y VI, los resultados que se muestran, son producto de varios tanteos hasta la obtención de las características geométricas de las estructuras de control de niveles y excedencias, de tal manera que produjese un máximo de 20 [cm] de sobre elevación, o nivel máximo del agua, durante el pasos de la avenida. La avenida de análisis fue realizada para $T_r=5$ años

La conclusión de los resultados del paso de avenidas, por un lado, permite revisar la vulnerabilidad a las inundaciones en condiciones actuales de infraestructura en el Sistema Lagunar Integral, así como, también para el caso de la regionalización propuesta, hacen posible estimar las características de longitud de vertido en cada estructura de control.

A continuación, se describen los resultados del paso de la avenida, resumiendo los resultados más relevantes.

Zona I

Teniendo en cuenta las características físicas de la zona I, posee cuatro descargas pluviales (Ríos B, C, D y E) las que pueden observarse en la **Figura VI.76**, delimitada por las estructuras de control: Lorca, Cortázar, esclusas Artificios y Darwin, con una capacidad de almacenamiento 254,557.4 [m³], fijada por la elevación de cresta de los vertedores de Lorca y Cortázar.

Se ha transitado el paso de una avenida con periodo de retorno de 5 años, manteniendo la política de operación aplicada por operación hidráulica, durante la temporada de lluvias, consistente en una apertura de la compuerta deslizante Artificios de hasta 40 [cm].

El hidrograma total de entrada para el periodo de retorno señalado se muestra en la **Figura VIII.28** y el resultado de este transito, se observa en la **Tabla VIII.22** en donde se detectan una sobre elevación de 0.97 [m] por arriba de la cresta vertedora.

El máximo nivel registrado del agua, es de 2,234.37 m.s.n.m. provocando algunos desbordamientos, señalados con una estrella los puntos con riesgo de inundación, los cuales, se pueden observar en la **Figura VIII.31**, las estrellas encerradas en un círculo son cotas topográficas de las cuales se duda, se tiene incertidumbre en el valor de la elevación.

De acuerdo con los resultados, si se lleva a cabo una abertura total de la compuerta deslizante Artificios, el nivel de agua máximo adquirido se reduce a la cota 2,233.75 m.s.n.m., lo que, corresponde a una carga de 35 [cm] sobre la cresta del vertedor con esto los puntos con riesgo de inundación reduciéndose a un solo punto con cota inferior a 2,233.75 m.s.n.m.

No obstante, llevar a cabo la apertura total de la compuerta deslizante de la esclusa Artificios, es una maniobra difícil, debido a que puede dañarse la flecha de transmisión y provocar una posible inundación en la zona II.

La **Figura VIII.29**, muestra la evolución en el tiempo de los niveles del agua en la zona I. La **Figura VIII.30**, reporta el hidrograma total de salida.

FIGURA VIII.28
HIDROGRAMA TOTAL DE ENTRADA, ZONA I

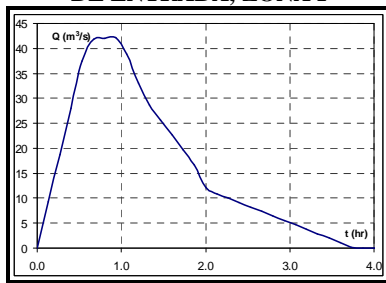


FIGURA VIII.29
VARIACIÓN DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA, ZONA I

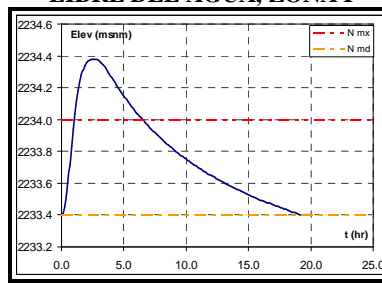


FIGURA VIII.30
HIDROGRAMA TOTAL DE SALIDA, ZONA I

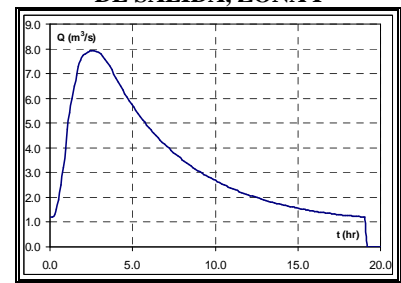


TABLA VIII.22
TRANSITO DE LA AVENIDA EN LA ZONA I (CONDICIONES ACTUALES, Tr=5 AÑOS, Ce=0.11)

DATOS DE ARRANQUE DEL TRANSITO DE LA AVENIDA							
Características de la Región	Arroyos	Volumen Escurrido [m³]	Gasto Pico [m³ / s]	Puntos de Control de niveles	Características de la estructura de control	Capacidad Descarga [m³ / s]	Condición de Operación
N mx = 2234.0 N md = 2233.4 Cap Máx [m³] 342.620.81	E	26,115.6	11.4	Embarcadero Lorca	Ventana vertedor	1.7	Ninguna
	D	17,905.4	9.0	Embarcadero Cortázar	Ventana vertedor	3.5	Ninguna
	B	106,142.5	29.3	Esclusa Darwin	Compuerta abatible	0.3	Tubo de descarga $\phi = 12''$
	C	85,259.5	12.6	Esclusa Artificios	Compuerta deslizante	1.3	Abertura de 0.40 [m]
RESULTADOS DEL TRANSITO DE LA AVENIDA							
Elevación Inicial m.s.n.m	Elevación Máxima		Gasto Máximo		Factor de Regulación	Tiempo Nivel Medio [hr]	Observaciones
	Alcanzada m.s.n.m	Tiempo [hr]	Entrada [m³ / s]	Salida [m³ / s]			
2233.4	2234.37 (0.97 * [m])	2.5	42.2	7.9	0.81	16.7	Se realizó otra simulación considerando que la compuerta de la esclusa Artificios se abre totalmente (3.24 m), se alcanzó la elevación máxima 2232.741 en un tiempo de 1.77 hrs después de iniciada la tormenta. Se tiene una carga sobre la cresta del vertedor de aprox 35 [cm]. En ambos casos se presentan inundaciones.

* carga sobre la cresta del vertedor

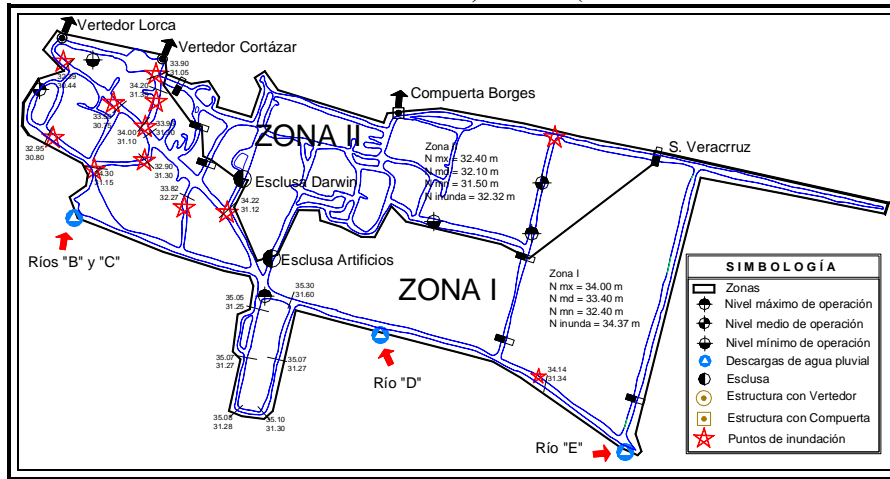
Zona II

La zona II, recibe de la zona I aportación proveniente de las esclusas Artificios y Darwin, considerándose la más importante la de la esclusa Artificios donde se ha operado una apertura de 40 [cm], ya que, una mayor inundaría la zona II.

El resultado del paso de la avenida genera una elevación máxima de 2,232.4 m.s.n.m. apenas 30 [cm] por arriba del nivel medio de operación. Esto, genera un sólo punto con riesgo de inundación cercano al Seccionamiento Veracruz, ver **Figura VIII.31**.

Es importante señalar que el nivel del agua considerado en la zona III a descargar por la zona II fue la 2,231.5 m.s.n.m., 60 [cm] abajo del nivel medio de la zona II.

FIGURA VIII.31
PUNTOS CON RIESGO DE INUNDACIÓN, ZONA I (CONDICIONES ACTUALES)



La zona II, posee un escaso margen para la regulación de avenidas y es un área con una densidad de población importante, por lo que, los riesgos de inundación que se presentan en esta zona deberán ser resueltos en los vertedores de Cortázar y Lorca, los que, en caso extremo habría de construirse una compuerta baja.

La **Figura VIII.32** muestra el hidrograma total de entrada a esta zona, con un T_r de 5 años, la **Figura VIII.33** señala la evolución de los niveles del agua durante la avenida; por ultimo, la **Figura VIII.34** contiene el hidrograma total de salida.

FIGURA VIII.32
HIDROGRAMA TOTAL DE ENTRADA, ZONA II

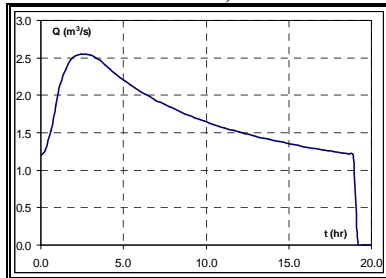


FIGURA VIII.33
VARIACIÓN DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA, ZONA II

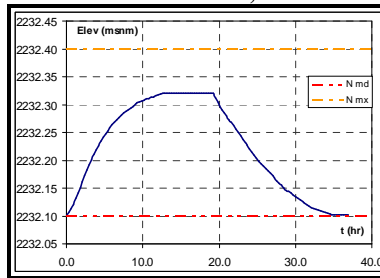


FIGURA VIII.34
HIDROGRAMA TOTAL DE SALIDA, ZONA II

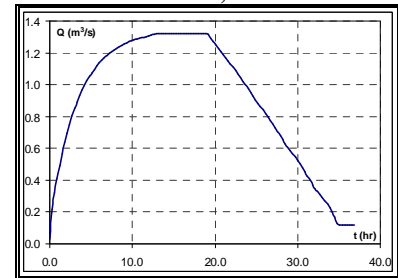


TABLA VIII.23
TRANSITO DE LA AVENIDA EN LA ZONA II (CONDICIONES ACTUALES, $T_r=5$ AÑOS, $C_e=0.11$)

DATOS DE ARRANQUE DEL TRANSITO DE LA AVENIDA							
Características de la Región	Zona Aportadora	Volumen Entrante [m ³]	Gasto Pico [m ³ /s]	Puntos de Control de Niveles	Características de la Estructura de Control	Capacidad Descarga [m ³ /s]	Condición de Operación
N mx = 2232.4 N md = 2232.1 Cap Máx [m ³] 140,742.09	I	115,814.5	2.6	Borges	Compuerta	2.3	2 Tubos de descarga $\phi = 32"$ Cota de Descarga 2231.50 m.s.n.m.
RESULTADOS DEL TRANSITO DE LA AVENIDA							
Elevación Inicial m.s.n.m	Carga en la Compuerta		Gasto Máximo		Factor de Regulación	Tiempo Nivel Medio [hr]	Observaciones
	Alcanzada m.s.n.m	Tiempo [hr]	Entrada [m ³ /s]	Salida [m ³ /s]			
2,232.1	0.62	12.9	2.6	1.3	0.48	24.0	Para esta simulación la abertura de la compuerta de la esclusa Artificios es de 0.40 [m]. Con una abertura mayor de la compuerta existe la posibilidad de inundar esta zona.

Zona III

Los problemas al paso de la avenida se presentan en los límites de esta zona con el Lago Madrid, ya que, se presentan derrames en todo el perímetro de este lindero (ver **Figura VIII.38**), el cual posee la cota más alta de 2,231.49 m.s.n.m., 31 [cm] debajo de la cota de elevación máxima.

Considerando que en el punto de descarga del Canal de Paris, operan dos vertedores como se indica en la **Tabla VIII.24**, la cota de elevación máxima registrada es de 2,231.8 m.s.n.m., lo que representa 30 [cm] sobre el nivel medio de operación, esto es, la cota 2,231.5 m.s.n.m. y 31 [cm] por arriba del punto más alto del lindero de la zona III con el Lago Madrid.

TABLA VIII.24
TRANSITO DE LA AVENIDA EN LA ZONA III (CONDICIONES ACTUALES, Tr=5 AÑOS, Ce=0.11)
DATOS DE ARRANQUE DEL TRANSITO DE LA AVENIDA

Características de la Región	Zona Aportadora	Volumen Entrante [m ³]	Gasto Pico [m ³ /s]	Puntos de Control de Niveles	Características de la Estructura de Control	Capacidad Descarga [m ³ /s]	Condición de Operación
N mx = 2,232.3 N md = 2,232.0 Cap Máx [m ³] 3,516,571.4	I	119,692.5	5.8	Canal de Paris	Ventana vertedor	9.8	Vertedor 5.4 [m]
	II	118,566.0					

RESULTADOS DEL TRANSITO DE LA AVENIDA							
Elevación Inicial m.s.n.m	Elevación Máxima		Gasto Máximo		Factor de Regulación	Tiempo Nivel Medio [hr]	Observaciones
	Alcanzada m.s.n.m	Tiempo [hr]	Entrada [m ³ /s]	Salida [m ³ /s]			
2,232.0	2232.06	11.8	6.2	0.2	0.97	mas de 70	Aunque esta zona aumento su capacidad de almacenamiento, su capacidad de regulación bajo del 97.65% (condiciones actuales) al 97.05%. No obstante, esta capacidad de regulación permite evitar inundaciones en la zona.

Lo anterior, significa que en temporadas de lluvias existe un importante aporte de escurrimiento al Lago Madrid; por ello, serán necesarias algunas acciones que eviten el derrame de la zona III al Lago Madrid.

Se muestra el hidrogramas para un T_r de 5 años con el hidrograma total de entrada a la zona, proveniente de las zonas I y II (ver **Figura VIII.35**), en la **Figura VIII.4.36**, se puede ver la variación del nivel a través del tiempo, la **Figura VIII.37** muestra el hidrograma total de salidas, el cual descarga por la estructura de control de ubicada en el canal Paris.

FIGURA VIII.35
HIDROGRAMA TOTAL DE ENTRADA, ZONA III

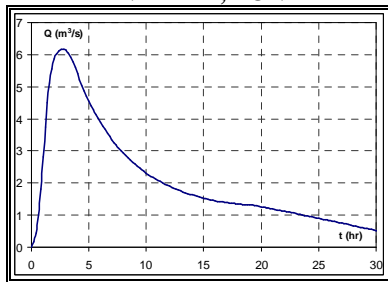


FIGURA VIII.36
VARIACIÓN DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA ZONA III

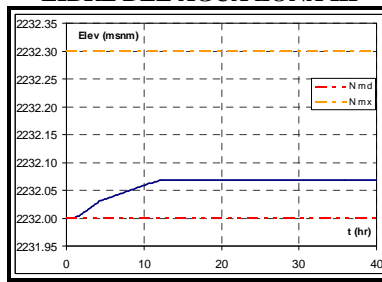
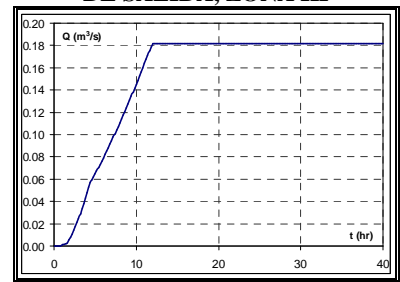
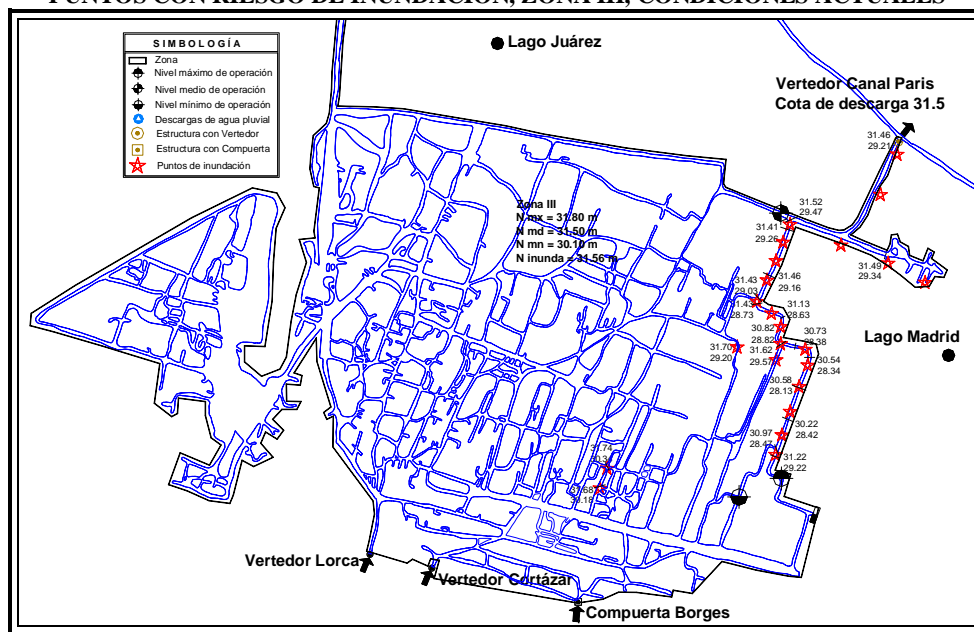


FIGURA VIII.37
HIDROGRAMA TOTAL DE SALIDA, ZONA III



En la **Tabla VIII.24**, el coeficiente de regulación es del 98%, que nos indica, que está zona posee una gran capacidad de regulación.

FIGURA VIII.38
PUNTOS CON RIESGO DE INUNDACIÓN, ZONA III, CONDICIONES ACTUALES



Zonas IVa, IVb, IVc y IVe

Estas zonas, particularmente reciben la llegada de la avenida previamente regulada por la zona IVd, ubicada aguas arriba, la sobre elevación registrada en estas cuatro zonas varia desde 20 [cm] hasta 55 [cm], profundidad donde se alojará la capacidad de regulación para una avenida de $T_r=5$ años.

A excepción, de la siguiente zona, en la cual, la capacidad de regulación no fue utilizada; en este caso el factor de regulación resulto de cero en la zona IVa.

La estructura de control 11, que es estructura de salida de la zona de IVb y que descarga en la zona IVe, para esté análisis se decidió que permaneciera cerrada, dado que, la zona IVe, recibe una gran cantidad de agua de la zona IVd, que es, donde esta la descarga de agua pluvial, proveniente del Río “F”.

TABLA VIII.25
TRANSITO DE LA AVENIDA EN LA ZONA IVa (REGIONALIZACIÓN $T_r=5$ AÑOS $C_e=0.11$)

DATOS DE ARRANQUE DEL TRANSITO DE LA AVENIDA							
Características de la Región	Estructura de Control Aportadora	Volumen Entrante [m ³]	Gasto Pico [m ³ /s]	Puntos de Control de Niveles (Bordo)	Características de la Estructura de Control	Capacidad Descarga [m ³ /s]	Condición de Operación
N mx = 2,232.2	8	3,710.0	0.3	2	Seccionamiento		
N md = 2,232.0	9	27,728.1	2.2	3	Seccionamiento		
Cap Máx 34,396.9 [m ³]	10	24,189.5	2.0	4	Seccionamiento		
RESULTADOS DEL TRANSITO DE LA AVENIDA							
Elevación Inicial m.s.n.m	Elevación Máxima		Gasto Máximo		Factor de Regulación	Tiempo Nivel Medio [hr]	Observaciones
	Alcanzada m.s.n.m	Tiempo [hr]	Entrada [m ³ /s]	Salida [m ³ /s]			
2,232.0	2,232.4	3.5	4.4	4.2	0.0		Los seccionamientos por los que vierte el agua estan en la cota 2232.30, por lo tanto el nivel del agua ya no regresa a su nivel medio de operación. Al final de la avenida el nivel del agua está 10 cm arriba del nivel medio de operación.

La gran cantidad de agua que recibe la zona IVe, es descargada por la estructura de control 15, que descarga hacia el Lago Madrid. Las zonas IVa y IVe descargan hacia el Lago Madrid, por ende, éstas zonas, son las derivadoras directas de importantes volúmenes de agua hacia el Lago Madrid.

Las Tablas VIII.25 a VIII.28, muestran en resumen el resultado del transito de la avenida para la regionalización propuesta para las zonas IVa, IVb, IVc y IVe.

TABLA VIII.26
TRANSITO DE LA AVENIDA EN LA ZONA IVb (REGIONALIZACIÓN Tr=5 AÑOS Ce=0.11)

DATOS DE ARRANQUE DEL TRANSITO DE LA AVENIDA							
Características de la Región	Estructura de Control Aportadora	Volumen Entrante [m ³]	Gasto Pico [m ³ /s]	Puntos de Control de Niveles (Esclusa)	Características de la Estructura de Control	Capacidad Descarga [m ³ /s]	Condición de Operación
N mx = 2,234.20	2	2,709.1	0.2	8	Compuerta abatible	0.2	Tubo φ = 12"
N md = 2,234.00	3	2,931.8	0.3	9	Compuerta abatible	1.5	Tubo φ = 12", 2 vertedores 1.0 m
Cap Máx [m ³] 70,539.9	6	25,202.8	2.7	10	Compuerta abatible	1.3	Tubo φ = 12", 2 vertedores 1.0 m
	7	25,202.8	2.7	11	Compuerta abatible	0	Tubo φ = 12" cerrada
RESULTADOS DEL TRANSITO DE LA AVENIDA							
Elevación Inicial m.s.n.m	Elevación Máxima		Gasto Máximo		Factor de Regulación	Tiempo Nivel Medio [hr]	Observaciones
	Alcanzada m.s.n.m	Tiempo [hr]	Entrada [m ³ /s]	Salida [m ³ /s]			
2,234.0	2,234.2	3.2	5.9	4.4	0.2	1.1	La esclusa 11 tiene la opción de descargar en la zona IVe, Sin embargo, la zona IVe ya recibe una gran cantidad de agua de IVd. Durante el transito de la avenida, la esclusa 11 permanece cerrada.

TABLA VIII.27
TRANSITO DE LA AVENIDA EN LA ZONA IVc (REGIONALIZACIÓN Tr=5 AÑOS Ce=0.11)

DATOS DE ARRANQUE DEL TRANSITO DE LA AVENIDA							
Características de la Región	Estructura de Control Aportadora	Volumen Entrante [m ³]	Gasto Pico [m ³ /s]	Puntos de Control de Niveles (Esclusa)	Características de la Estructura de Control	Capacidad Descarga [m ³ /s]	Condición de Operación
N mx = 2235.05	1	52,986.3	7.7	2	Compuerta abatible	0.2	Tubo φ = 12"
N md = 2234.90				6	Compuerta abatible	2.7	Tubo φ = 12", 2 vertedores 1.0 m
Cap Máx 52,720.2 [m ³]				7	Compuerta abatible	2.7	Tubo φ = 12", 2 vertedores 1.0 m
RESULTADOS DEL TRANSITO DE LA AVENIDA							
Elevación Inicial m.s.n.m	Elevación Máxima		Gasto Máximo		Factor de Regulación	Tiempo Nivel Medio [hr]	Observaciones
	Alcanzada m.s.n.m	Tiempo [hr]	Entrada [m ³ /s]	Salida [m ³ /s]			
2,234.9	2,235.1	2.6	7.7	5.6	0.3	1.0	Esta zona recibe agua de la zona de IVd, pero no tiene capacidad de regulación. Permite el paso del agua hacia las zonas de IVb y IVa. La magnitud de la inundación que se presenta es muy pequeña, apenas de unos cuantos centímetros.

TABLA VIII.28
TRANSITO DE LA AVENIDA EN LA ZONA IVe (REGIONALIZACIÓN Tr=5 AÑOS Ce=0.11)

DATOS DE ARRANQUE DEL TRANSITO DE LA AVENIDA							
Características de la Región	Estructura de Control Aportadora	Volumen Entrante [m ³]	Gasto Pico [m ³ /s]	Puntos de Control de Niveles (Esclusa)	Características de la Estructura de Control	Capacidad Descarga [m ³ /s]	Condición de Operación
N mx = 2233.45	4	89,529.1	11.5	15	Compuerta Abatible	9.1	Tubo φ = 12", 2 vertedores 2.0 m
N md = 2233.35	11	0.0	0.0				
Cap Máx 32,395.3	12	0.0	0.0				
RESULTADOS DEL TRANSITO DE LA AVENIDA							
Elevación Inicial m.s.n.m	Elevación Máxima		Gasto Máximo		Factor de Regulación	Tiempo Nivel Medio [hr]	Observaciones
	Alcanzada m.s.n.m	Tiempo [hr]	Entrada [m ³ /s]	Salida [m ³ /s]			
2,233.4	2,233.9	2.5	11.5	9.1	0.2	1.5	Esta zona recibe una gran cantidad de agua de la Zona de San Gregorio 4, pero tiene una capacidad de regulación muy baja y descarga el agua hacia la zona del Lago de San Gregorio.

Zona IVd

FIGURA VIII.39
HIDROGRAMA TOTAL DE ENTRADA, ZONA IVd

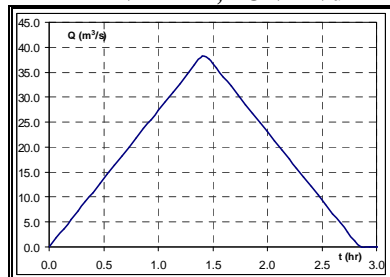


FIGURA VIII.40
VARIACIÓN DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA ZONA IVd

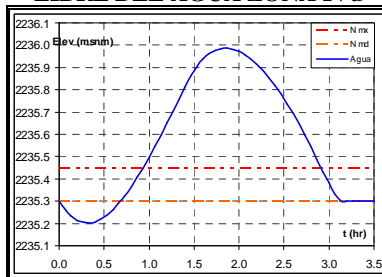
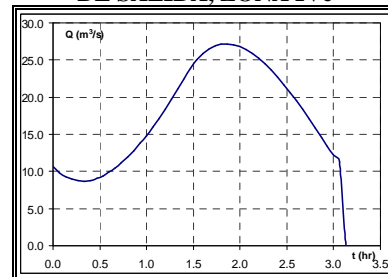


FIGURA VIII.41
HIDROGRAMA TOTAL DE SALIDA, ZONA IVe



Esta zona, es el punto más alto de recepción de agua tratada y pluvial, no posee una capacidad de regulación alta, de ahí que, la avenida es apenas reducida en un 30% de su gasto de pico (ver **Figura VIII.39** y **VIII.41**), esto provoca una sobre elevación máxima del orden de 70 [cm] sobre el nivel medio de operación, como puede verse en la **Figura VIII.40**, en donde se muestra la evolución del nivel del agua al paso de la avenida.

La estructura de control 4 con su vertedor lateral, descargan el mayor hidrograma hacia la zona IVe, el segundo hidrograma de salida más importante viaja a la zona Va. La zona IVd, para avenidas superiores a 5 años de periodo de retorno podría presentar problemas de inundación.

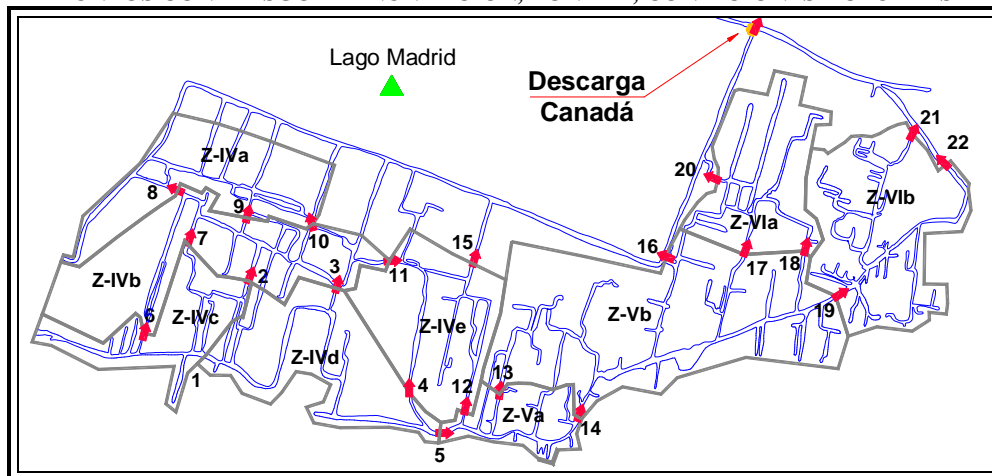
TABLA VIII.29
TRANSITO DE LA AVENIDA EN LA ZONA IVd (REGIONALIZACIÓN $T_r=5$ AÑOS $C_e=0.11$)

DATOS DE ARRANQUE DEL TRANSITO DE LA AVENIDA							
Características de la Región	Arroyo	Volumen Entrante [m ³]	Gasto Pico [m ³ /s]	Puntos de Control de Niveles (Esclusa)	Características de la Estructura de Control	Capacidad Descarga [m ³ /s]	Condición de Operación
N mx = 2235.45 N md = 2235.30 Cap Máx [m ³] 83,239.9	F	198,979.3	38.9	1	Compuerta abatible	7.7	Tubo $\phi = 12"$, 2 vertedores 1.5 m
				3	Compuerta abatible	0.3	Tubo $\phi = 12"$
				4	Compuerta abatible	11.5	Tubo $\phi = 12"$, 2 vertedores 1.5 m
				5	Compuerta abatible	7.7	Tubo $\phi = 12"$, 2 vertedores 1.5 m
RESULTADOS DEL TRANSITO DE LA AVENIDA							
Elevación Inicial m.s.n.m	Elevación Máxima		Gasto Máximo		Factor de Regulación	Tiempo Nivel Medio [hr]	Observaciones
	Alcanzada m.s.n.m	Tiempo [hr]	Entrada [m ³ /s]	Salida [m ³ /s]			
2,235.3	2,236.0	1.9	38.3	27.2	0.3	1.3	Esta es la zona más alta de la regionalización propuesta, existen descargas de agua tratada y agua pluvial de la cuenca del Río "F". En época de avenidas es conveniente disminuir la cantidad de agua tratada que se descarga en esta zona.

Zona Va

Esta zona, recibe descargas pluviales por parte de la zona IVd, el escurrimiento en exceso es derivado por tres estructuras de control, de las cuales, la número 12 no posee vertedor lateral y se recomienda cerrar su derivación a base de tuberías, durante el proceso de una avenida; de esta forma, las descargas son controladas por las estructuras de control 13 y 14 las cuales si poseen vertedores laterales, ver la **Figura VIII.42**

FIGURA VIII.42
PUNTOS CON RIESGO DE INUNDACIÓN, ZONA III, CONDICIONES ACTUALES



La capacidad de regulación de la zona, es de apenas del 20%, la sobre elevación máxima alcanzada durante la avenida es de 33 [cm] sobre el nivel medio de operación. La **Tabla VIII.30**, muestra los resultados del paso de la avenida con $T_r=5$ años.

TABLA VIII.30
TRANSITO DE LA AVENIDA EN LA ZONA Va (REGIONALIZACIÓN Tr=5 AÑOS Ce=0.11)

DATOS DE ARRANQUE DEL TRANSITO DE LA AVENIDA							
Características de la Región	Estructura de Control Aportadora	Volumen Entrante [m ³]	Gasto Pico [m ³ /s]	Puntos de Control de Niveles (Esclusa)	Características de la Estructura de Control	Capacidad Descarga [m ³ /s]	Condición de Operación
N mx = 2235.00 N md = 2234.80 Cap Máx 46,415.2 [m ³]	5	53138.091	7.7066	12	Compuerta abatible	0.0000	Tubo φ = 12" cerrada
				13	Compuerta abatible	2.8719	Tubo φ = 12", 2 vertedores 1.0 m
				14	Compuerta abatible	3.0574	Tubo φ = 12", 2 vertedores 1.0 m
RESULTADOS DEL TRANSITO DE LA AVENIDA							
Elevación Inicial m.s.n.m	Elevación Máxima		Gasto Máximo		Factor de Regulación	Tiempo Nivel Medio [hr]	Observaciones
	Alcanzada m.s.n.m	Tiempo [hr]	Entrada [m ³ /s]	Salida [m ³ /s]			
2234.800	2235.127	2.467	7.7066	5.9294	0.2306	1.00	La esclusa 12 puede descargar agua hacia la zona IVe; sin embargo, la zona IVe, recibe una fuerte cantidad de agua a través de la esclusa 4. En época de avenidas conviene mantener cerrada la esclusa 12 para no afectar más a la zona IVe.

Zona Vb

Esta zona, es la de mayor extensión y con una capacidad de regulación de 50%, para el transito de avenidas, se ha optado por cerrar las estructuras de control 16 y 19 (ver **Figura VIII.42**), a fin de darle mayor recorrido al agua, además de que estas esclusas no poseen vertedores laterales, las estructuras de control 17 y 18 (ver **Figura VIII.42**), son las que derivan la avenida hacia la zona VIa.

TABLA VIII.31
TRANSITO DE LA AVENIDA EN LA ZONA Vb (REGIONALIZACIÓN Tr=5 AÑOS Ce=0.11)

DATOS DE ARRANQUE DEL TRANSITO DE LA AVENIDA							
Características de la Región	Estructura de Control Aportadora	Volumen Entrante [m ³]	Gasto Pico [m ³ /s]	Puntos de Control de Niveles (Esclusa)	Características de la Estructura de Control	Capacidad Descarga [m ³ /s]	Condición de Operación
N mx = 2233.50 N md = 2233.25 Cap Máx [m ³] 154213.2900	13	27428.168	2.8700	16	Compuerta abatible	0.0000	Tubo φ = 12" cerrada
				17	Compuerta abatible	1.4668	Tubo φ = 12", 2 vertedores 0.5 m
				18	Compuerta abatible	1.4668	Tubo φ = 12", 2 vertedores 0.5 m
				19	Compuerta abatible	0.0000	Tubo φ = 12" cerrada
RESULTADOS DEL TRANSITO DE LA AVENIDA							
Elevación Inicial m.s.n.m	Elevación Máxima		Gasto Máximo		Factor de Regulación	Tiempo Nivel Medio [hr]	Observaciones
	Alcanzada m.s.n.m	Tiempo [hr]	Entrada [m ³ /s]	Salida [m ³ /s]			
2233.250	2233.447	3.40	5.9245	2.9337	0.5048	2.70	En esta zona, durante el transito de la avenida, las esclusas 16 y 19 permanecen cerradas ya que esta zona tiene una buena capacidad de regulación. El agua es llevada hacia la zona de Va, en donde actualmente hace mucha falta. No se presentan inundaciones.

La sobre elevación, por el paso de la avenida en la zona Vb ha resultado de 20 [cm], la **Tabla VIII.31**, resume las características más importantes del comportamiento del paso de la avenida.

Zona VIa

TABLA VIII.32
TRANSITO DE LA AVENIDA EN LA ZONA VIa (REGIONALIZACIÓN Tr=5 AÑOS Ce=0.11)

DATOS DE ARRANQUE DEL TRANSITO DE LA AVENIDA							
Características de la Región	Estructura de Control Aportadora	Volumen Entrante [m ³]	Gasto Pico [m ³ /s]	Puntos de Control de Niveles (Esclusa)	Características de la Estructura de Control	Capacidad Descarga [m ³ /s]	Condición de Operación
N mx = 2232.3 N md = 2232.0 Cap Máx [m ³] 65,762.4	17	26474.310	1.467	20	Compuerta abatible	2.284	Tubo φ = 12", 2 vertedores 1.0 m Tubo cerrado
	18	26474.310	1.467				
RESULTADOS DEL TRANSITO DE LA AVENIDA							
Elevación inicial msnm	Elevación máxima		Gasto máximo		Factor de Regulación	Tiempo nivel medio hr	Observaciones
	Alcanzada msnm	Tiempo hr	Entrada m ³ /s	Salida m ³ /s			
2232.000	2232.166	5.10	2.9227	2.2841	0.2185	2.40	Esta zona recibe agua a través de las esclusas 17 y 18, las cuales le proporcionaran el agua suficiente. Tiene una capacidad de regulación muy baja, de tal forma que el agua que entra es descargada rápidamente hacia el Canal Oaxaca.

Esta zona, sus derrames son conducidos por la estructura de control 20 (ver **Figura VIII.42**), hacia el punto de descarga del Canal Canadá, y sólo recibe aportaciones de la zona Vb, a través de las estructuras de control 17 y 18 (ver **Figura VIII.42**).

Al igual que otras zonas posee un coeficiente de regulación de 0.2; la sobre elevación máxima alcanzada es de 17 [cm], sobre el nivel medio de operación. La **Tabla VIII.32**, muestra los resultados del paso de la avenida para un T_r de 5 años.

Zona Vlb

La estructura de control 19 de está zona, no posee vertedores de excedencias, recomendándose que durante el paso de la avenida se mantenga cerrada, pués, provocaría inundaciones en está zona. La zona Vlb posee un factor de regulación de 0.64.

La sobre elevación máxima alcanzada en está zona, es de 15 [cm] sobre el nivel medio de operación, la **Tabla VIII.33**, muestra los resultados del paso de una avenida con un T_r de 5 años. Las **Figuras VIII.42 a VIII.44**, muestran el hidrograma total de entrada, la variación de niveles durante el paso de la avenida y el hidrograma total de salida.

TABLA VIII.33
TRANSITO DE LA AVENIDA EN LA ZONA Vlb (REGIONALIZACIÓN $T_r=5$ AÑOS $C_e=0.11$)

DATOS DE ARRANQUE DEL TRANSITO DE LA AVENIDA							
Características de la Región	Arroyo Esclusa	Volumen Entrante [m ³]	Gasto Pico [m ³ /s]	Puntos de Control de Niveles (Esclusa)	Características de la Estructura de Control	Capacidad Descarga [m ³ /s]	Condición de Operación
N mx = 2233.20 N md = 2233.00 Cap Máx [m ³] 81,264.6	G	27085.232	15.430	21	Compuerta abatible	3.0880	Tubo $\phi = 12"$, 2 vertedores 1.0 m
	19	0.000	0.000	22	Compuerta abatible	2.1818	Tubo $\phi = 12"$, 2 vertedores 1.0 m
RESULTADOS DEL TRANSITO DE LA AVENIDA							
Elevación inicial msnm	Elevación máxima		Gasto máximo		Factor de Regulación	Tiempo nivel medio hr	Observaciones
	Alcanzada msnm	Tiempo hr	Entrada m ³ /s	Salida m ³ /s			
2233.000	2233.145	0.80	14.7679	5.2698	0.6432	0.867	La esclusa 19 no aporta a la zona Vlb, ya que recibe agua suficiente de la Cuenca de Río G. En caso de operar la esclusa 19, descargando en esta zona, existe una gran posibilidad de que se presenten inundaciones. También existen descargas de agua tratada, las cuales sera conveniente disminuir en época de avenidas.

FIGURA VIII.42
HIDROGRAMA TOTAL DE ENTRADA, ZONA Vlb

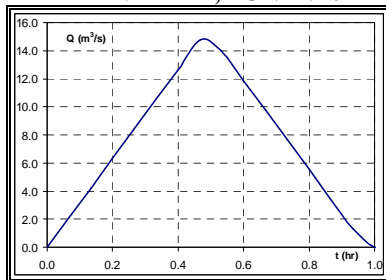


FIGURA VIII.43
VARIACIÓN DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA ZONA Vlb

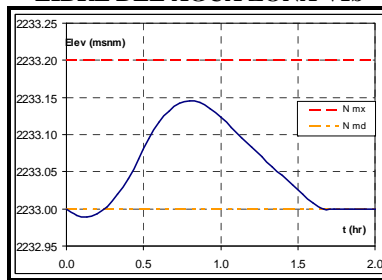
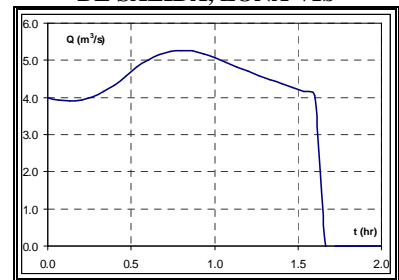


FIGURA VIII.44
HIDROGRAMA TOTAL DE SALIDA, ZONA Vlb



IX. PROPUESTA DE POLÍTICAS DE OPERACIÓN

En cualquier Sistema Lagunar, es importante capitalizar las experiencias obtenidas por los operadores del Sistema, así como la observación y análisis del desempeño de la infraestructura hidráulica al paso del tiempo.

De acuerdo con lo anterior, propongo la posible Regionalización para el Control de Niveles en el Sistema Lagunar, partiendo del diseño actual de estructuras hidráulicas; que pueden describirse como sigue:

- *Trasbordos.*- Como se señaló con antelación, son estructuras construidas de concreto reforzado y perfiles estructurales; están compuestas por una plataforma con grúa deslizante movidas por motores eléctricos, la cual, permite el paso de embarcaciones de una región a otra de distinto nivel de agua. La estructura cuenta además de vertedores de excedencias, cuyas crestas vertedoras pueden ser modificadas de cota.
- *Esclusa con Compuertas Abatibles.*- Son estructuras de concreto reforzado y compuertas metálicas compuestas de un tanque de trasvase, limitado por dos compuertas abatibles, que permiten el llenado y vaciado del tanque de trasvase, en esta maniobra, se incluye el paso de una embarcación de una región a otra con niveles distintos de agua. No poseen estructuras hidráulicas de excedencias para el control de avenidas, ya que, con la operación de las compuertas, se permite el desfogue de avenidas. La operación no requiere de motores.
- *Esclusas con Compuertas Deslizantes.*- Cumplen la misma función de las abatibles, sólo que el desplazamiento de las compuertas es diferente, se lleva a cabo por deslizamiento, todo esto generado por un motor eléctrico.
- *Seccionamientos de Tierra.*- Son estructuras de tierra, cuya función es impedir el paso del agua de una región a otra de menor cota. No permite el desborde de avenidas, ya que, ésta condición las destruiría.

Las estructuras hidráulicas propuestas, como más adelante se precisará se conciben, con objetivo de disminuir los costos de inversión en su construcción, operación y mantenimiento, además de dotarle equipamientos que les permitan ser más versátiles y que en su operación utilicen una menor, o bien, eliminen la cantidad de agua en cada operación.

A continuación se detalla el funcionamiento de las estructuras hidráulicas propuestas, las que además pueden ser integradas a una región con nivel determinado, de forma tal que puedan ser usadas en combinación con los otros tipos de estructuras hidráulicas, ya sean, existentes o nuevas.

IX.1. Estructuras de control de niveles

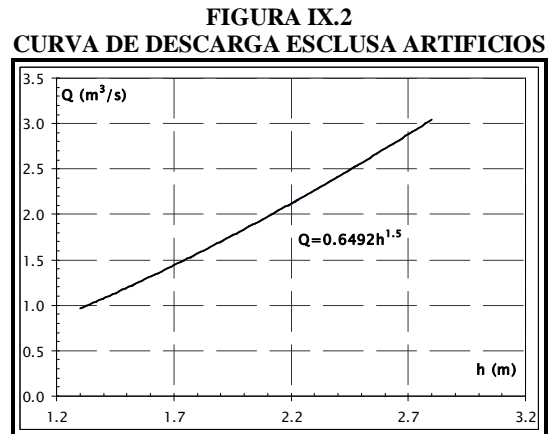
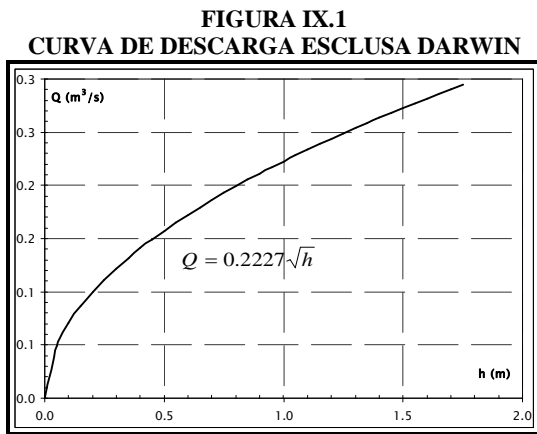
Durante las observaciones realizadas a las estructuras, principalmente en sus operaciones normales, permiten en la presente tesis, concluir que “La Esclusa Abatible” representa la estructura actual en operaciones, constructivamente más económica, la cual, posee un sistema de dos tuberías, que son operadas manualmente para el llenado o vaciado del recinto de la esclusa, las que, utilizadas para una operación constante de derivación de agua de una zona a otra, requerirían estar abiertas totalmente y durante un largo período de tiempo de operación, la curva de gasto de este tipo de estructuras, fue obtenida en el capítulo VI.7.

Por lo anterior, al no requerirse de equipos electromecánicos, este tipo de estructuras son más económicas en el rubro de mantenimiento y operación, sin embargo, sólo son utilizadas para el paso de una embarcación a la vez.

La Estructura debería contar con una obra de excedencias a fin de que en este mismo punto se lleven a cabo las funciones de control de avenidas y las de de operación normal.

Adicionalmente, puede equiparse para permitir el paso de peatones por la parte superior, sin que esto, represente un riesgo para el peatón o interferencias en la operación de la estructura, lo que, actualmente no esta disponible en las esclusas existentes.

La capacidad de descarga de gastos de estas estructuras, depende de la ubicación de la misma y de la carga de agua sobre el centro de la tubería de descarga, cuya geometría actual consistente en una sola tubería de 12” en la compuerta abatible de entrada y una más en la compuerta abatible de salida. La capacidad de descarga de la tubería se muestra en la **Figura IX.1**.



La regionalización obtenida, puede ser resuelta con diversos tipos de estructuras hidráulicas de control, de esta forma, para el caso hipotético de requerirse el traslado de embarcaciones en todos los puntos de control de niveles, de manera conservadora podría concluirse que en la zonas “IV” y “V” , fuese necesario instalar 22 estructuras de control de niveles, las que en su totalidad serían abatibles y equipadas con los ductos descritos, la **Tabla IX.1**, que a continuación se muestra, forma parte del anteproyecto, cada una de estas esclusas posee características particulares de carga disponible sobre los ductos de las **Figuras IX.2 y IX.3**

En el caso de no requerirse el traslado de embarcaciones de una región a otra, es recomendable el diseño y construcción de un muro vertedor con paso peatonal superior (ver **Figura IX.3**).

Esta estructura, deberá contener los ductos que permitan derivar volúmenes de agua mensual u operaciones diarias, los vertedores, por su parte, ubicados en la parte superior del muro, cumplirían su función durante la temporada de lluvias.

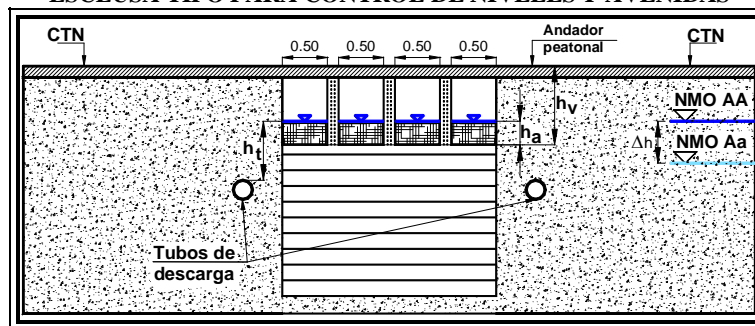
Es importante señalar que para la implantación de la regionalización propuesta, la construcción de estructuras deberá estar acorde con los objetivos finales a mediano y largo plazo que se le pretenda dar al Sistema Lagunar: **a)** Esparcimiento y Turismo; **b)** Agrícola; **c)** Combinación de los dos anteriores. Para el primer objetivo, el traslado de las embarcaciones de una región a otra, es de gran importancia, por lo que, en este caso sería necesaria la aplicación masiva de estructuras hidráulicas tipo “Esclusa”; para el segundo caso, se concluiría en la aplicación de estructuras semejantes al “Muro Vertedor”, significativamente ligeras y económicas, sacrificando en este sentido, la movilidad de las embarcaciones, sujetas exclusivamente a una región, así como también, la necesidad de disponer de embarcaciones adicionales para el movimiento de mercancías de una región a otra.

La tercer condición, exigiría de una identificación y asignación a futuro del tipo de actividad a desarrollarse en la región, de esta forma, el resultado de estos acuerdos, propondría la aplicación de una combinación de los dos tipos de estructuras o semejantes a éstas.

TABLA IX.1
ESCLUSA TIPO PARA CONTROL DE NIVELES Y AVENIDAS, DIMENSIONES

Esclusa	Cota de Terreno [m]	Cota de Fondo [m]	h_0 [m]	h_{mx} [m]	h_e [m]	b_v [m]	Δh [m]	h_v [m]	h_a [m]	h_t [m]	b.l. [m]
1	35.45	33.15	2.15	2.30	2.30	1.50	0.40	0.45	0.30	1.10	0.25
2	35.96	33.35	1.55	1.70	2.61	-	0.90	-	-	1.10	-
3	36.29	33.42	1.88	2.03	2.87	-	1.30	-	-	1.10	-
4	35.5	33.35	1.95	2.10	2.15	1.50	1.95	0.70	0.50	1.10	0.20
5	37.14	33.14	2.16	2.31	4.00	1.50	0.50	2.14	0.30	1.10	-
6	35.31	33.42	1.48	1.63	1.89	1.00	0.90	0.71	0.30	1.10	-
7	35.02	33.02	1.88	2.03	2.00	0.50	0.90	0.42	0.30	1.10	0.20
8	33.65	31.95	2.16	2.30	4.00	-	0.50	-	-	1.10	-
9	34.44	32.08	1.92	2.12	2.36	1.00	2.00	0.70	0.26	1.10	-
10	34.34	32.50	1.50	1.70	1.84	1.00	2.00	0.60	0.23	1.10	0.10
11	34.54	32.65	1.35	1.65	1.89	-	0.65	-	-	1.10	-
12	35.50	33.10	1.70	1.90	2.40	-	1.45	-	-	1.10	-
13	35.00	32.39	2.41	2.61	2.61	1.00	1.55	0.70	0.50	1.10	0.25
14	35.23	32.51	2.30	2.50	2.72	1.00	1.55	0.70	0.25	1.10	-
15	33.50	31.31	2.04	2.14	2.19	2.00	1.65	0.45	0.30	1.10	0.20
16	33.88	31.94	1.31	1.56	1.94	-	1.55	-	-	1.10	-
17	33.46	31.09	2.16	2.41	2.37	0.50	1.25	0.50	0.30	1.10	0.25
18	33.45	30.48	2.77	3.02	2.97	0.50	1.25	0.50	0.30	1.10	0.25
19	33.96	31.45	1.80	2.05	2.51	-	0.25	-	-	1.10	-
20	32.32	31.17	0.83	1.13	1.15	1.00	0.30	0.62	0.30	1.10	0.15
21	33.63	32.31	0.69	0.89	1.32	1.00	0.30	1.00	0.37	1.10	-
22	33.73	31.42	1.58	1.78	2.31	1.00	0.30	1.00	0.27	1.10	-

FIGURA IX.3
ESCLUSA TIPO PARA CONTROL DE NIVELES Y AVENIDAS



IX.2. Estructuras de obras de excedencias

La curva de gastos del canal vertedor

La regionalización propuesta para la zonas IV y V requiere de 22 estructuras de control, como ya se menciono (Ver **Tabla IX.1**), en ella puede verse que un grupo reducido de estructuras de control no

requeriría vertedores de excedencias, debido a que no serían necesarias eventualmente para el control de una avenida de 5 años, sin embargo, podrían instalarse por razones de seguridad y protección de la obra, estos vertedores laterales, como pudo observarse en la tabla mencionada, funcionan como un canal vertedor, con una sección crítica a partir de la cual se calcula la curva de gastos del canal vertedor, se supone que aguas abajo de la estructura de control o crítica, la pendiente del canal es supercrítica, de forma tal que la descarga se lleve a cabo libre.

El diseño del ancho de cada uno de los canales, depende del gasto máximo que se desea derivar, el cual a su vez, depende de la topografía de la esclusa (ver **Figura IX.1**).

FIGURA IX.4
CURVA DE DESCARGA DEL VERTEDOR

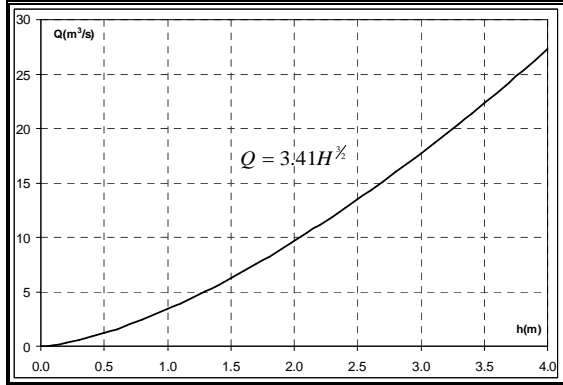


TABLA IX.2
ESCLUSA TIPO PARA CONTROL DE NIVELES Y AVENIDAS, DIMENSIONES

H [m]	Yc [m]	q [m³/s/m]	Q [m³/s]	Vc [m/s]	Rhc [m]	Sc
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000000
0.10	0.067	0.054	0.108	0.809	0.063	0.005933
0.20	0.133	0.152	0.305	1.144	0.118	0.005105
0.30	0.200	0.280	0.560	1.401	0.167	0.004813
0.40	0.267	0.431	0.863	1.617	0.211	0.004700
0.50	0.333	0.603	1.206	1.808	0.250	0.004672
0.60	0.400	0.792	1.585	1.981	0.286	0.004692
0.70	0.467	0.998	1.997	2.140	0.318	0.004742
0.80	0.533	1.220	2.440	2.287	0.348	0.004812
0.90	0.600	1.456	2.911	2.426	0.375	0.004897
1.00	0.667	1.705	3.410	2.557	0.400	0.004993
1.10	0.733	1.967	3.934	2.682	0.423	0.005096
1.20	0.800	2.241	4.482	2.801	0.444	0.005206
1.30	0.867	2.527	5.054	2.916	0.464	0.005321
1.40	0.933	2.824	5.648	3.026	0.483	0.005440
1.50	1.000	3.132	6.264	3.132	0.500	0.005562
1.60	1.067	3.450	6.901	3.235	0.516	0.005687
1.70	1.133	3.779	7.558	3.334	0.531	0.005814
1.80	1.200	4.117	8.234	3.431	0.545	0.005943
1.90	1.267	4.465	8.930	3.525	0.559	0.006074
2.00	1.333	4.822	9.644	3.617	0.571	0.006206
2.10	1.400	5.188	10.377	3.706	0.583	0.006340
2.20	1.467	5.563	11.127	3.793	0.595	0.006475
2.30	1.533	5.947	11.894	3.878	0.605	0.006610
2.40	1.600	6.339	12.678	3.962	0.615	0.006747
2.50	1.667	6.739	13.478	4.044	0.625	0.006884
2.60	1.733	7.148	14.295	4.124	0.634	0.007022
2.70	1.800	7.564	15.128	4.202	0.643	0.007161
2.80	1.867	7.988	15.976	4.279	0.651	0.007300

TABLA IX.2
ESCLUSA TIPO PARA CONTROL DE NIVELES Y AVENIDAS, DIMENSIONES

H [m]	Yc [m]	q [m ³ /s/m]	Q [m ³ /s]	Vc [m/s]	Rhc [m]	Sc
2.90	1.933	8.420	16.839	4.355	0.659	0.007440
3.00	2.000	8.859	17.718	4.429	0.667	0.007580
3.10	2.067	9.306	18.611	4.503	0.674	0.007721
3.20	2.133	9.759	19.519	4.575	0.681	0.007862
3.30	2.200	10.220	20.441	4.646	0.688	0.008003
3.40	2.267	10.688	21.377	4.716	0.694	0.008144
3.50	2.333	11.163	22.327	4.784	0.700	0.008286
3.60	2.400	11.645	23.291	4.852	0.706	0.008429
3.70	2.467	12.134	24.268	4.919	0.712	0.008571
3.80	2.533	12.629	25.258	4.985	0.717	0.008714
3.90	2.600	13.131	26.262	5.050	0.722	0.008857
4.00	2.667	13.639	27.278	5.115	0.727	0.009000

FIGURA IX.5
ESCLUSA ABATIBLE PARA OPERACIÓN NORMAL Y CONTROL DE AVENIDAS, PLANTA GENERAL

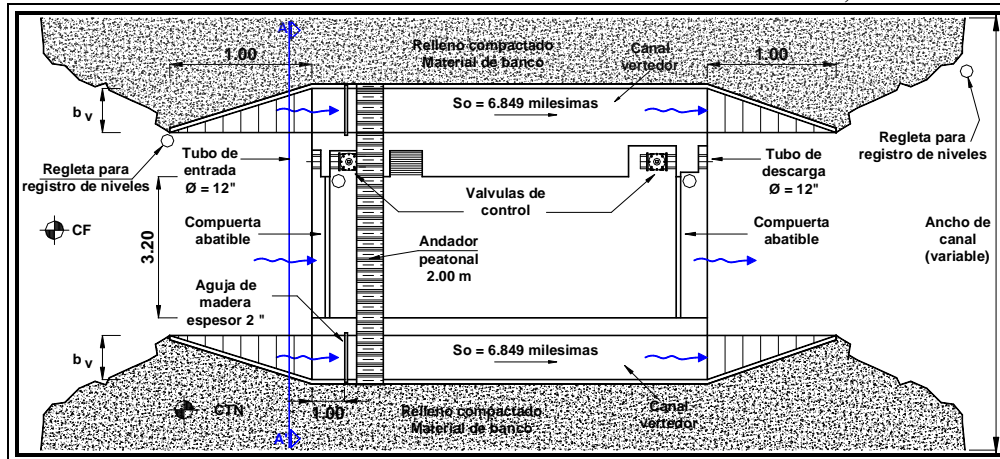
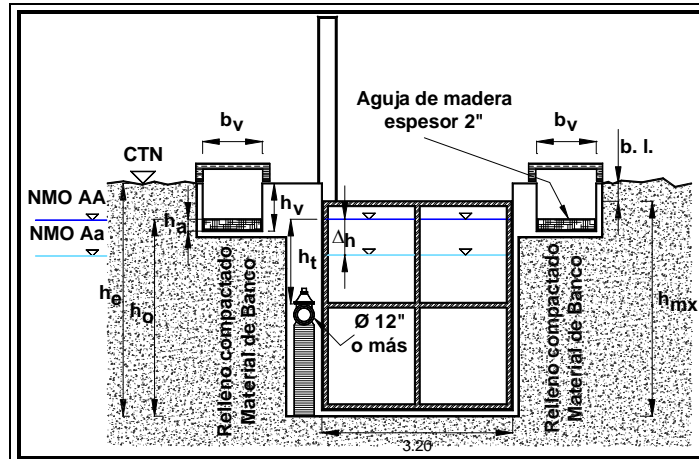


FIGURA IX.6
ESCLUSA ABATIBLE PARA OPERACIÓN NORMAL Y CONTROL DE AVENIDAS, CORTE A-A'

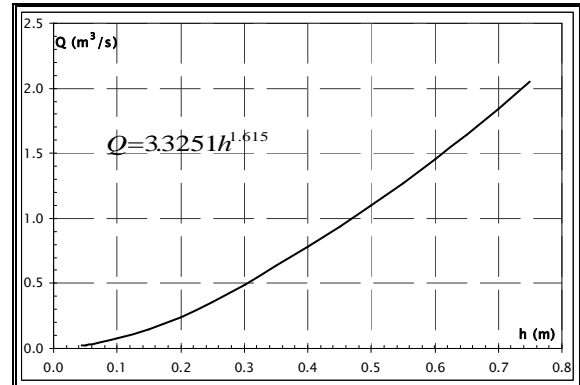


Muros vertedores

Como se ha comentado con antelación, de eliminarse el tráfico de embarcaciones a través de los canales, se permitiría eliminar el uso de las esclusas, por un muro vertedor como el que se muestra en la **Figura IX.3**, el cual posee dos ventanas vertedoras, cuya curva de gasto ha sido calculada semejante a la de la estructura Lorca. El muro vertedor permite el paso de peatones en la parte superior, y puede resultar sencillo de construir.

Al igual que las estructura de excedencias de las esclusas abatibles, la estructura que nos atañe, puede poseer características especiales debido a la topografía del sitio, así como, la carga de agua sobre la cresta vertedora; de ahí que su gasto que descarga dependa de estas dos condiciones, ver **Figura IX.7**.

FIGURA IX.7
CURVA DE DESCARGA DEL VERTEADOR



IX.3. Directrices de operación

La aplicación del modelo que propongo, no es exclusivamente para la delimitación de los perímetros de cada región y el diseño de estructuras hidráulicas, ya que, permite además el diseño, la posibilidad de simular condiciones operativas, asumiendo condiciones tanto de las descargas de agua tratada, como en las magnitudes de volúmenes derivados entre una y otra región.

Para el caso práctico que se ha abordado en la presente tesis, las políticas de operación obtenidas a partir del Modelo Numérico propuesto del Sistema Lagunar, comprenden dos casos:

- ✦ Operación Normal Diaria y Mensual.
- ✦ Operación Extraordinaria para el Control de Avenidas.

En este capítulo, se recomienda una política de operación, basada en los registros mensuales históricos y sintéticos de lluvia, así como las demandas de agua por región en el tiempo.

Si se mantiene la política de operación actual, es decir, si se mantienen los regímenes de bombeo del Canal Puma y el de Puente Coatzacoalcos.

Al aplicarse el proyecto de regionalización, recomendado en esta tesis, la propuesta de operación sugerida se muestra en la **Tabla VIII.18**; para esto, la antepenúltima columna, representa el ahorro de agua que sería utilizada mensualmente por el bombeo de Canal Puma, aplicado a la zona III.

IX.3.1. Operación mensual anual promedio

A continuación, se muestra la operación mensual promedio para un año de operaciones completas, considerando la regionalización, las **Tablas IX.3 a IX.14**, muestran los resultados de la simulación, en la cual, se han incluido las aportaciones actual promedio y las recomendadas para la nueva política de operación.

TABLA IX.3
PROPUESTA OPERATIVA, APORTACIONES MEDIAS
DE AGUA TRATADA, ANÁLISIS MENSUAL (ENE)

Planta de Tratamiento	Punto de Descarga	Subregión	Dotación Anterior de A.T. [l/s]	Nueva Dotación de A.T. [l/s]
PT-1	Z-III	Sonora	12.32	70.60
		Guadalajara	12.32	70.60
		Torreón	49.19	281.98
	Z-I	E. Tijuana	428.80	79.45
	Z-VIb	E. Hidalgo	90.36	90.36
		Oaxaca	50.86	50.86
PT-2	Z-IVd	E. Colíma	21.91	21.91
	Z-Va	E. Sinaloa	22.64	25.07
	Z-VIb	E. Puebla	2.43	0.00
PT-3	Z-IVd	E. Colíma	15.65	15.65
Total			706.49	706.49
C. Puma	Normal	45.0	[l/s]	12 [hrs]
	Sobrante	270.7	[l/s]	24 [hrs]
	Adicional	120.0	[l/s]	24 [hrs]

TABLA IX.4
PROPUESTA OPERATIVA, APORTACIONES MEDIAS
DE AGUA TRATADA, ANÁLISIS MENSUAL (FEB)

Planta de Tratamiento	Punto de Descarga	Subregión	Dotación Anterior de A.T. [l/s]	Nueva Dotación de A.T. [l/s]
PT-1	Z-III	Sonora	13.07	71.54
		Guadalajara	13.07	71.54
		Torreón	52.20	285.71
	Z-I	E. Tijuana	454.97	104.52
	Z-VIb	E. Hidalgo	86.45	86.45
		Oaxaca	48.66	48.66
PT-2	Z-IVd	E. Colíma	20.70	20.70
	Z-Va	E. Sinaloa	19.32	21.61
	Z-VIb	E. Puebla	2.30	0.00
PT-3	Z-IVd	E. Colíma	15.65	15.65
Total			726.38	726.38
C. Puma	Normal	45.0	[l/s]	12 [hrs]
	Sobrante	91.8	[l/s]	24 [hrs]
	Adicional	120.0	[l/s]	24 [hrs]

TABLA IX.5
PROPUESTA OPERATIVA, APORTACIONES MEDIAS
DE AGUA TRATADA, ANÁLISIS MENSUAL (MAR)

Planta de Tratamiento	Punto de Descarga	Subregión	Dotación Anterior de A.T. [l/s]	Nueva Dotación de A.T. [l/s]
PT-1	Z-III	Sonora	13.45	69.74
		Guadalajara	13.45	69.74
		Torreón	53.70	278.55
	Z-I	E. Tijuana	468.11	130.67
	Z-VIb	E. Hidalgo	98.64	98.64
		Oaxaca	55.52	55.52
PT-2	Z-IVd	E. Colíma	20.50	20.50
	Z-Va	E. Sinaloa	21.19	23.46
	Z-VIb	E. Puebla	2.28	0.00
PT-3	Z-IVd	E. Colíma	15.65	15.65
Total			762.47	762.47
C. Puma	Normal	45.0	[l/s]	12 [hrs]
	Sobrante	4.5	[l/s]	24 [hrs]
	Adicional	120.0	[l/s]	24 [hrs]

TABLA IX.6
PROPUESTA OPERATIVA, APORTACIONES MEDIAS
DE AGUA TRATADA, ANÁLISIS MENSUAL (ABR)

Planta de Tratamiento	Punto de Descarga	Subregión	Dotación Anterior de A.T. [l/s]	Nueva Dotación de A.T. [l/s]
PT-1	Z-III	Sonora	13.59	71.84
		Guadalajara	13.59	71.84
		Torreón	54.29	286.92
	Z-I	E. Tijuana	473.20	124.08
	Z-VIb	E. Hidalgo	96.45	96.45
		Oaxaca	54.29	54.29
PT-2	Z-IVd	E. Colíma	20.45	20.45
	Z-Va	E. Sinaloa	20.45	22.72
	Z-VIb	E. Puebla	2.27	0.00
PT-3	Z-IVd	E. Colíma	15.65	15.65
Total			764.23	764.23
C. Puma	Normal	45.0	[l/s]	12 [hrs]
	Sobrante	82.9	[l/s]	24 [hrs]
	Adicional	120.0	[l/s]	24 [hrs]

TABLA IX.7
PROPUESTA OPERATIVA, APORTACIONES MEDIAS
DE AGUA TRATADA, ANÁLISIS MENSUAL (MAY)

Planta de Tratamiento	Punto de Descarga	Subregión	Dotación Anterior de A.T. [l/s]	Nueva Dotación de A.T. [l/s]
PT-1	Z-III	Sonora	13.51	73.96
		Guadalajara	13.51	73.96
		Torreón	53.97	295.39
	Z-I	E. Tijuana	470.45	108.15
	Z-VIb	E. Hidalgo	99.13	99.13
		Oaxaca	55.80	55.80
PT-2	Z-IVd	E. Colíma	20.50	20.50
	Z-Va	E. Sinaloa	21.18	23.46
	Z-VIb	E. Puebla	2.28	0.00
PT-3	Z-IVd	E. Colíma	15.65	15.65
Total			765.99	765.99
C. Puma	Normal	45.0	[l/s]	12 [hrs]
	Sobrante	316.3	[l/s]	24 [hrs]
	Adicional	120.0	[l/s]	24 [hrs]

TABLA IX.8
PROPUESTA OPERATIVA, APORTACIONES MEDIAS
DE AGUA TRATADA, ANÁLISIS MENSUAL (JUN)

Planta de Tratamiento	Punto de Descarga	Subregión	Dotación Anterior de A.T. [l/s]	Nueva Dotación de A.T. [l/s]
PT-1	Z-III	Sonora	13.06	66.25
		Guadalajara	13.06	66.25
		Torreón	52.17	264.60
	Z-I	E. Tijuana	454.73	135.92
	Z-VIb	E. Hidalgo	92.68	92.68
		Oaxaca	52.17	52.17
PT-2	Z-IVd	E. Colíma	23.01	23.01
	Z-Va	E. Sinaloa	23.01	25.57
	Z-VIb	E. Puebla	2.56	0.00
PT-3	Z-IVd	E. Colíma	15.65	15.65
Total			742.10	742.10
C. Puma	Normal	45.0	[l/s]	12 [hrs]
	Sobrante	642.4	[l/s]	24 [hrs]
	Adicional	120.0	[l/s]	24 [hrs]

TABLA IX.9
PROPUESTA OPERATIVA, APORTACIONES MEDIAS
DE AGUA TRATADA, ANÁLISIS MENSUAL (JUL)

Planta de Tratamiento	Punto de Descarga	Subregión	Dotación Anterior de A.T. [l/s]	Nueva Dotación de A.T. [l/s]
PT-1	Z-III	Sonora	12.87	62.43
		Guadalajara	12.87	62.43
		Torreón	51.39	249.35
	Z-I	E. Tijuana	447.96	150.88
	Z-VIb	E. Hidalgo	94.40	94.40
		Oaxaca	53.13	53.13
PT-2	Z-IVd	E. Colíma	21.49	21.49
	Z-Va	E. Sinaloa	22.21	24.60
	Z-VIb	E. Puebla	2.39	0.00
PT-3	Z-IVd	E. Colíma	15.65	15.65
Total			734.36	734.36
C. Puma	Normal	45.0	[l/s]	12 [hrs]
	Sobrante	550.0	[l/s]	24 [hrs]
	Adicional	120.0	[l/s]	24 [hrs]

TABLA IX.10
PROPUESTA OPERATIVA, APORTACIONES MEDIAS
DE AGUA TRATADA, ANÁLISIS MENSUAL (AGO)

Planta de Tratamiento	Punto de Descarga	Subregión	Dotación Anterior de A.T. [l/s]	Nueva Dotación de A.T. [l/s]
PT-1	Z-III	Sonora	11.62	56.15
		Guadalajara	11.62	56.15
		Torreón	46.40	224.28
	Z-I	E. Tijuana	404.45	137.50
	Z-VIb	E. Hidalgo	85.23	85.23
		Oaxaca	47.98	47.98
PT-2	Z-IVd	E. Colíma	21.81	21.81
	Z-Va	E. Sinaloa	22.54	24.96
	Z-VIb	E. Puebla	2.42	0.00
PT-3	Z-IVd	E. Colíma	15.65	15.65
Total			669.73	669.73
C. Puma	Normal	45.0	[l/s]	12 [hrs]
	Sobrante	750.1	[l/s]	24 [hrs]
	Adicional	120.0	[l/s]	24 [hrs]

TABLA IX.11
PROPUESTA OPERATIVA, APORTACIONES MEDIAS
DE AGUA TRATADA, ANÁLISIS MENSUAL (SEP)

Planta de Tratamiento	Punto de Descarga	Subregión	Dotación Anterior de A.T. [l/s]	Nueva Dotación de A.T. [l/s]
PT-1	Z-III	Sonora	11.17	59.03
		Guadalajara	11.17	59.03
		Torreón	44.63	235.78
	Z-I	E. Tijuana	389.01	102.15
	Z-VIb	E. Hidalgo	79.29	79.29
		Oaxaca	44.63	44.63
PT-2	Z-IVd	E. Colíma	18.92	18.92
	Z-Va	E. Sinaloa	18.92	21.02
	Z-VIb	E. Puebla	2.10	0.00
PT-3	Z-IVd	E. Colíma	15.65	15.65
Total			635.50	635.50
C. Puma	Normal	45.0	[l/s]	12 [hrs]
	Sobrante	599.1	[l/s]	24 [hrs]
	Adicional	120.0	[l/s]	24 [hrs]

TABLA IX.12
PROPUESTA OPERATIVA, APORTACIONES MEDIAS
DE AGUA TRATADA, ANÁLISIS MENSUAL (OCT)

Planta de Tratamiento	Punto de Descarga	Subregión	Dotación Anterior de A.T. [l/s]	Nueva Dotación de A.T. [l/s]
PT-1	Z-III	Sonora	11.22	57.50
		Guadalajara	11.22	57.50
		Torreón	44.82	229.66
	Z-I	E. Tijuana	390.64	113.23
	Z-VIb	E. Hidalgo	82.32	82.32
		Oaxaca	46.33	46.33
PT-2	Z-IVd	E. Colíma	18.76	18.76
	Z-Va	E. Sinaloa	19.38	21.46
	Z-VIb	E. Puebla	2.08	0.00
PT-3	Z-IVd	E. Colíma	15.65	15.65
Total			642.42	642.42
C. Puma	Normal	45.0	[l/s]	12 [hrs]
	Sobrante	241.9	[l/s]	24 [hrs]
	Adicional	120.0	[l/s]	24 [hrs]

TABLA IX.13
PROPUESTA OPERATIVA, APORTACIONES MEDIAS
DE AGUA TRATADA, ANÁLISIS MENSUAL (NOV)

Planta de Tratamiento	Punto de Descarga	Subregión	Dotación Anterior de A.T. [l/s]	Nueva Dotación de A.T. [l/s]
PT-1	Z-III	Sonora	12.55	69.32
		Guadalajara	12.55	69.32
		Torreón	50.12	276.86
	Z-I	E. Tijuana	436.86	96.58
	Z-VIb	E. Hidalgo	89.04	89.04
		Oaxaca	50.12	50.12
PT-2	Z-IVd	E. Colíma	20.61	20.61
	Z-Va	E. Sinaloa	20.61	22.90
	Z-VIb	E. Puebla	2.29	0.00
PT-3	Z-IVd	E. Colíma	15.65	15.65
Total			710.40	710.40
C. Puma	Normal	45.0	[l/s]	12 [hrs]
	Sobrante	148.6	[l/s]	24 [hrs]
	Adicional	120.0	[l/s]	24 [hrs]

TABLA IX.14
PROPUESTA OPERATIVA, APORTACIONES MEDIAS
DE AGUA TRATADA, ANÁLISIS MENSUAL (DIC)

Planta de Tratamiento	Punto de Descarga	Subregión	Dotación Anterior de A.T. [l/s]	Nueva Dotación de A.T. [l/s]
PT-1	Z-III	Sonora	12.76	72.81
		Guadalajara	12.76	72.81
		Torreón	50.95	290.81
	Z-I	E. Tijuana	444.11	84.15
	Z-VIb	E. Hidalgo	93.59	93.59
		Oaxaca	52.68	52.68
PT-2	Z-IVd	E. Colíma	21.56	21.56
	Z-Va	E. Sinaloa	22.28	24.67
	Z-VIb	E. Puebla	2.39	0.00
PT-3	Z-IVd	E. Colíma	15.65	15.65
Total			728.73	728.73
C. Puma	Normal	45.0	[l/s]	12 [hrs]
	Sobrante	243.1	[l/s]	24 [hrs]
	Adicional	120.0	[l/s]	24 [hrs]

IX.3.2. Operación extraordinaria con avenida de diseño

Para el caso práctico que se ha abordado en esta tesis, la política de operación extraordinaria, se obtiene, tras el paso de una avenida con periodo de retorno igual a 5 años. Las recomendaciones, que a continuación se presentan, están por zona de análisis.

Zonas I, II Y III

Se ha tenido en cuenta la geometría de los vertedores de demasías de Lorca y Cortázar de acuerdo a condiciones actuales.

Durante la temporada de lluvias o de acuerdo con la información meteorológica de riesgo por presencia de tormentas; se procederá de la siguiente manera:

- 1) De acuerdo a las prácticas operativas del personal de “Operación Hidráulica del Sistema Lagunar”, en la primera media hora, se reduce el nivel de aguas en la zona I y II un tercio de su capacidad, a fin de disponer de ese espacio para la regulación de la avenida (**Tabla IX.15**).
- 2) Los resultados de la simulación del paso de la avenida, en la siguiente media hora de mantenerse el crecimiento del nivel de aguas en esta zona, se recomienda abrir las compuertas deslizantes 40 [cm], así como también abrir la descarga del sistema de ductos de todas las esclusas de esta zona (**Tabla IX.16**).
- 3) Abrir al cien por ciento la compuerta Borges (**Tabla IX.16**).
- 4) En la primera media hora, también se operara el vertedor de descarga París de forma tal, que el desnivel entre las zona III y II sea por lo menos de 40 [cm], se deberá mantener está relación durante todo el paso de la tormenta.

Zonas IV y V

Durante la temporada de lluvias, de acuerdo con la información meteorológica de riesgo por presencia de tormentas; debe procederse de la siguiente manera, considerando que las tormentas más desfavorables duran un promedio 2.5 [hrs]:

- 1) En la primera media hora, se recomienda reducir el nivel de aguas esto para las zonas IVd y VIb un tercio de su capacidad, a fin de disponer de ese espacio para la regulación de la avenida (**Figura IX.11 y Tabla IX.15**).
- 2) Reducir en la primera media hora, un tercio de la capacidad del resto de las zonas (IV y V), para lograr esto, se recomienda hacer uso del sistema de ductos de entrada y salida de las esclusas, en este caso abatibles (**Tabla IX.15 y Figura IX.10**).
- 3) Si en la siguiente media hora a un con las medidas tomadas se mantiene el crecimiento del nivel de aguas en esta zona, se recomienda abrir las compuertas abatibles de la esclusa 15, para todas las subregiones de la zona IV, y la esclusa 16 de la ubicada en la zona V, así como las esclusas 20 y 21 de la zona VI (**Tabla IX.17 y Figura IX.10**); esto producirá inmediatamente un aumento de la capacidad de regulación en la zona IVd y VIb.
- 4) La medida tomada en el punto tres, sugiere avenidas para periodos de retorno superiores a 5 años, ya que, las medidas sugeridas hasta el punto 2, son suficientes para avenidas con periodo de retorno de 5 años.

TABLA IX.15

ZONA	NIVEL DE OPERACIÓN			CAPACIDAD NIVEL MEDIO DE OPERACIÓN [miles m ³]
	MÍNIMO	MEDIO	MÁXIMO	
I	32.40	33.40	34	254.557
II	31.50	32.1	32.4	110.515
III	31.50	32.00	32.30	2,932.809
IVa	31.90	32.00	32.20	25.395
IVb	33.55	34.00	34.20	59.627
IVc	33.90	34.90	35.05	48.323
IVd	34.00	35.30	35.45	76.327
IVe	33.20	33.35	33.45	29.619
Va	32.97	34.80	35.00	42.089
Vb	32.25	33.25	33.50	132.426
VIa	31.20	32.00	32.30	50.606
VIb	31.20	33.00	33.20	68.772

TABLA IX.16

ESTRUCTURA DE CONTROL	ZONA		CARACTERÍSTICAS
	ORIGEN	DESTINO	
Vertedor Lorca	I	III	Vertedor Rectangular
Vertedor Cortázar	I	III	Vertedor Rectangular
Esclusa Darwin	I	II	Tubo de Descarga
Esclusa Artificios	I	II	Compuerta Deslizable
Compuerta Borges	II	III	Compuerta
Vertedor Canadá	IV y VI	Fuera del Sistema	Vertedor Rectangular
Vertedor París	III	Fuera del Sistema	Vertedor Rectangular

**TABLA IX.17
ESCLUSAS Y SUS ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS**

ESCLUSA	ZONA		TUBO		VERTEDOR	
	ORIGEN	DESTINO	DISPONIBLE	OPERA	DISPONIBLE	OPERA
1	IVd	IVc	Si	Si	Si	Si
2	IVc	IVb	Si	Si	No	-
3	IVd	IVb	Si	Si	No	-
4	IVd	IVe	Si	Si	Si	Si
5	IVd	Va	Si	Si	Si	Si
6	IVc	IVb	Si	Si	Si	Si
7	IVc	IVb	Si	Si	Si	Si
8	IVb	IVa	Si	Si	No	-
9	IVb	IVa	Si	Si	Si	Si
10	IVb	IVa	Si	Si	Si	Si
11	IVb	IVe	Si	No	No	-
12	Va	IVe	Si	No	No	-
13	Va	Vb	Si	Si	Si	Si
14	Va	Vb	Si	Si	Si	Si
15	IVe	Lago Madrid	Si	Si	Si	Si
16	Vb	Descarga Canadá	Si	No	No	-
17	Vb	VIa	Si	Si	Si	Si
18	Vb	VIa	Si	Si	Si	Si
19	Vb	VIb	Si	No	No	-
20	VIa	Descarga Canadá	Si	No	Si	Si
21	VIb	Fuera Sistema	Si	Si	Si	Si
22	VIb	Fuera Sistema	Si	Si	Si	Si

FIGURA IX.9
REGIONALIZACIÓN, UBICACIÓN DE ESCLUSAS

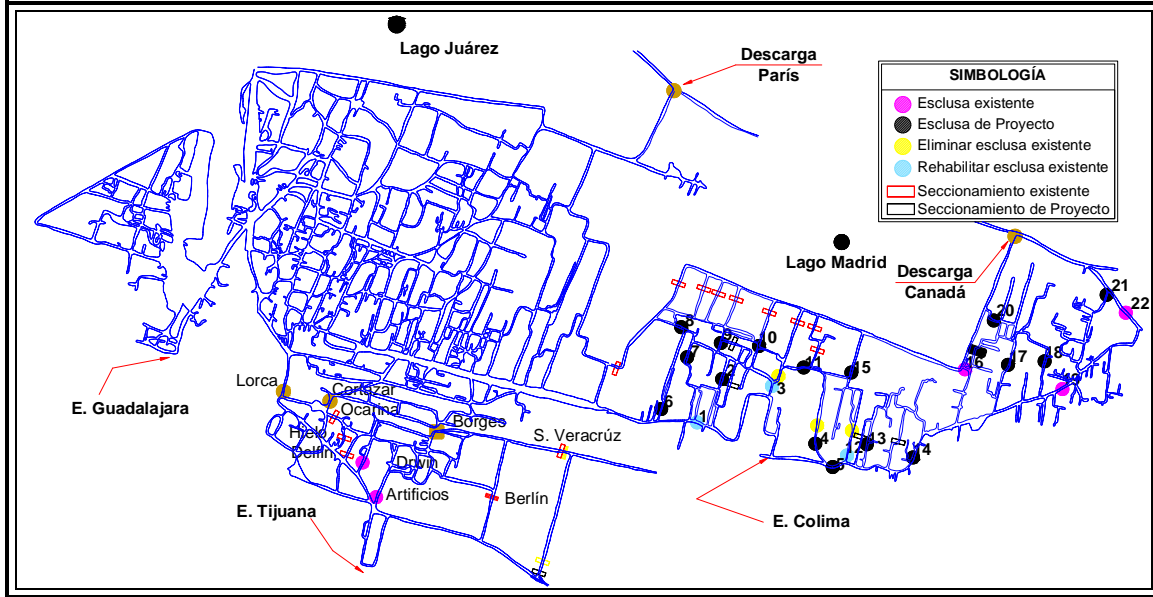


FIGURA IX.10
REGIONALIZACIÓN Y ESQUEMA DE FLUJO, ZONAS IV, V Y VI

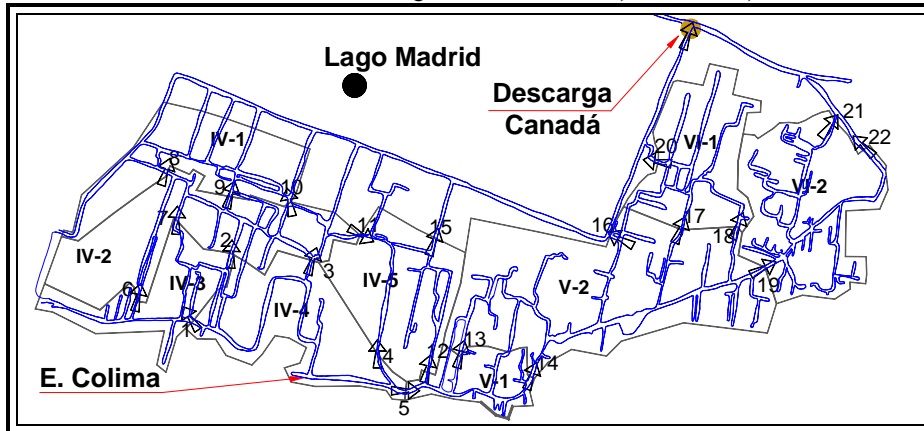
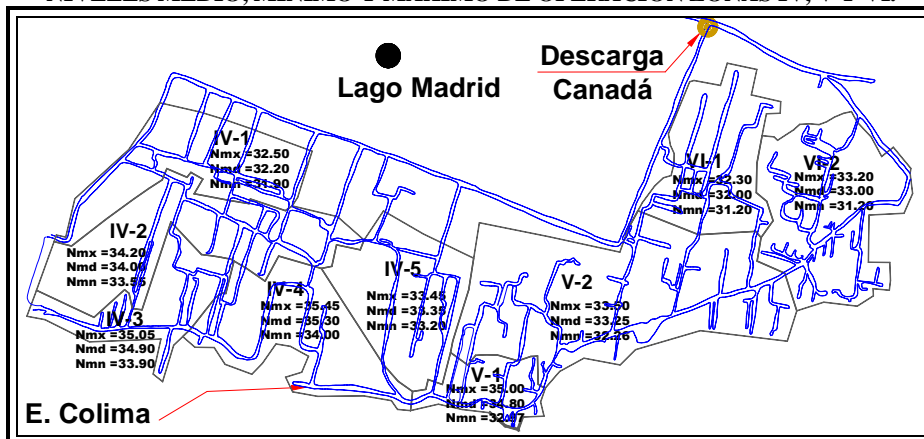


FIGURA IX.11
NIVELES MEDIO, MÍNIMO Y MÁXIMO DE OPERACIÓN ZONAS IV, V Y VI.



X. CONCLUSIONES

Se obtuvo un modelo hidráulico numérico, el cual, ha sido aplicado en un Caso Práctico, consistente en un Sistema Lagunar con información disponible de lectura de niveles, climatológica e hidrométrica. A partir de esta información, y los análisis hidrológicos, se obtuvo las condiciones hidráulicas de funcionamiento actual para cada región y el Sistema Lagunar en su conjunto.

El modelo fue obtenido del planteamiento de la ecuación a resolver, para lo cual se probaron tres principales criterios para la solución del sistema de ecuaciones y la obtención de los coeficientes del Modelo Numérico: Mínimos Cuadrados, Matriz Transpuesta y el Software “Lindo”. La solución del sistema, representa el comportamiento hidráulico de cinco años de medición de niveles, y permiten la proyección del funcionamiento hidráulico en su conjunto y por región.

Considerando la información disponible de lecturas de nivel, el menor error de la ecuación de predicción, se obtuvo para el criterio de Mínimos Cuadrados; el esquema propuesto, permite la inclusión probabilística de los eventos.

Los gráficos de respuesta de la predicción, muestran que los picos obtenidos por los modelos numéricos de predicción, coinciden con los medidos (Mínimos Cuadrados y Transpuesta), sin embargo, se observa que en los casos con medición de picos cercanos, los modelos de predicción proyectan un pico entre los dos leídos.

Los criterios de predicción utilizados, tienden, en general a determinar valores de picos y valles con menor magnitud que los medidos; esta situación, puede ser causada por el número de años disponibles de información, por lo que puede ser corregida aumentando el volumen de datos de niveles.

El criterio de Solución mediante la Transpuesta, posee una buena tendencia de aproximación, ya que los coeficientes y signos de la ecuación de balance, son confirmados; sin embargo, en un caso o sistema lagunar distinto, podría no resultar; esto podría señalar problemas de errores en la información.

La aplicación del software “Lindo”, resulta con valores mucho menores a la medición, así como, también, la manifestación de máximos y mínimos en la curva de proyección, lo que permite concluir que el Lindo no resulta un software, cuyos principios no guardan una relación apta para el problema que se abordó.

El criterio de los Mínimos Cuadrados, resulta el de mejor aproximación, por lo que, se llevaron a cabo las corridas de simulación con el Modelo numérico seleccionado, y, en todo el cálculo, no fueron detectadas inconsistencias numéricas, aun cambiando el intervalo de tiempo de análisis.

El criterio aquí planteado, requiere de la disponibilidad de lecturas de cambios de nivel en el Sistema Lagunar; ya que, el resto de las variables hidráulicas e hidrológicas, pueden ser estimadas con criterios preestablecidos y posteriormente ser corregidas, cada vez con más precisión mientras más información se posea de los niveles.

En un Sistema Lagunar cualquiera, para la aplicación del modelo numérico planteado, se concluye que deberán determinarse las siguientes variables en el orden de importancia:

- Evolución de los niveles de agua en el tiempo.
- Topografía del fondo y márgenes en todo el sistema de canales y lagunas.
- Determinación en el tiempo de todas las aportaciones de agua al sistema.

- Estudio hidrológico y estimación del escurrimiento de la cuenca de aportación al Sistema Lagunar.
- Estudio de usos y proyección de las demandas de agua por el sistema lagunar.

Dado el principio fundamental de la “Ecuación de Continuidad”, sobre el que se basa el criterio presentado en esta Tesis, se recomienda su utilización, ya que su precisión aumenta si se incrementa el número de datos disponibles.

Recomiendo que, una vez obtenido el modelo numérico, se lleven a cabo pruebas de certidumbre de los valores proyectados con el modelo numérico y de esta forma se podrá estimar los riesgos asumidos en los diseños.

En relación al caso práctico abordado, la simulación numérica permite recomendar lo siguiente:

De acuerdo a la disponibilidad de recursos de agua:

- ✓ Solo un 53% de la producción de agua tratada de las plantas de tratamiento llega al Sistema Silao.
- ✓ Alrededor de un 10% del volumen escurrido llega al Sistema Silao, esto, sugiere que el Sistema de drenaje capta un importante volumen de escurrimiento.
- ✓ El volumen evaporado, es importante y es mayor en 1% al estimado en los cálculos hidrológicos.
- ✓ El riego representa solo un 20% de lo estimado, sin embargo, el potencial es alto, el valor reducido, puede deberse a que se riega muy poco en las zonas con agua, y en las zonas con escasos niveles de agua, inhibe la actividad de riego.
- ✓ La evapotranspiración por lirio acuático, representa el 25% del valor estimado.
- ✓ Los derrames y agua tratada en exceso, son los comportamientos normales detectados en las zonas I, II, III y VI.
- ✓ Existe una mala distribución del agua tratada.
- ✓ Evitar el derrame de agua de la zona III hacia el Lago Madrid.
- ✓ Si se incrementa el bombeo del Canal Puma a la Zona IV en condiciones actuales, está agua se desperdiciará.

El criterio aquí recomendado y su precisión depende de la calidad y cantidad de información climatológica y de niveles, la cual debe ser revisada exhaustivamente con los criterios hidrológicos y estadísticos recomendados en referencia 11.

El uso del criterio, permite como se ha visto, el diseño de políticas de operación mensual e incluso semanal y diaria, si así se requiriera.

Su aplicación es precisa para sistemas de canales cuyo régimen es subcrítico, así como también, con información de secciones transversales disponibles a inicio y término de cada canal, así como una distancia entre cada sección máxima de 200 metros. Para el caso de análisis, se dispusieron de más de 688 secciones transversales. Lo anterior permitió una precisión adecuada en la estimación de volúmenes de almacenamiento para los distintos niveles de operación del sistema.

Por último, la base de cualquier inversión en infraestructura hidráulica, será mas certera si se incrementa la disponibilidad de medición de las variables hidráulicas e hidrológicas que intervengan en el problema a estudiar, por lo que la toma de lecturas debe ser responsabilidad de un organismo de cuenca, con el conocimiento pleno de la importancia de la función ambiental que juega el almacenamiento de agua. De esto se desprende que la competencia de Autoridades Federales, debe tener un rol distinto al que actualmente se le da, recayendo en el Organismo de Cuenca la tutela y ejecución de la medición.

BIBLIOGRAFÍA

1. APARICIO Mijares, Francisco Javier.
“Fundamentos de Hidrología de Superficie”.
Editorial LIMUSA, México, 1989, p.p. 303.
2. “Avanzado Lengua Española”. 5ª Edición.
Editorial SM Diccionarios, España, Madrid, 2001, p.p. 1304.
3. BURDEN, Richard I., Faires, J. Douglas.
“Análisis Numérico”. [Tr.] Simon Mochon C.
Editorial Grupo Editorial Iberoamérica, México, 1985, p.p. 721.
4. CAGIGAS Velásquez, José Roberto.
“Modelo Simplificado para el Tránsito de Avenidas en Lagunas Costeras. Tesis para Obtener el Título de Ingeniero Civil”.
UNAM, Facultad de Ingeniería, México, 1985, p.p. 150.
5. CAMPOS Aranda, Daniel Francisco.
“Manual para la Estimación de Avenidas Máximas en Cuencas y Presas Pequeñas”.
Editorial Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, México, 1982, p.p. 222
6. CG Topografía Especializada, S.A. de C.V.
“Estudio para Determinar el Balance Hidrológico de la Zona Lacustre de Xochimilco. Informe Final”.
DGCOH, México, Agosto de 1999,
7. EFE Asesores
“Proyecto Ejecutivo para el Control de las Nuevas Zonas Canaleras de Xochimilco”.
DGCOH, México, 1998.
8. FRANCO, Víctor
“Integración de Estudios de Hidrología Urbana. Tesis para Obtener el Grado de Maestro en Ingeniería Hidráulica”.
DEPFI, UNAM.
9. HINES, William W. Montgomery, Douglas C.
“Probabilidad y Estadística para Ingeniería y Administración”. 3ª Reimpresión.
Editorial Compañía Editorial Continental, S.A. de C.V., México, 1988, p.p. 668.
10. MENDENHALL, William; Scheaffer, Richard L.; Wakcerly, Dennis D.
“Estadística Matemática con Aplicaciones”.
[Tr.] Ing. Dirk Valckx Verbeek e Ing. Arturo de la Fuente Pantoja.
Editorial Grupo Editorial Iberoamérica, México, 1991, p.p. 751.
11. “Métodos para el Cálculo de Balances Hidráulicos. Guía Internacional para la Investigación y la Práctica. Contribución del Comité Nacional al Programa Hidrológico Internacional.” [Tr.] Eloy Arroz Jiménez, Rolando Springall Galindo, Oscar Vega Rolando, Ramon Domínguez Mora, Ignacio Sainz Ortiz, Roberto Graue de Haro.
México, D.F., 1979, p.p. 113.

12. “Plan Maestro de Agua Potable de la zona Metropolitana de la Ciudad de México”. Ciudad de México, D.F.
13. “Plan Maestro de Drenaje de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México. 1994-2010”. Departamento del Distrito Federal, Secretaría General de Obras, Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, p.p. 238.
14. “Smart Diccionario Español-Ingles English-Spanish”. Editorial Océano, Colombia, 1991.
15. SOTELO Ávila, Gilberto.
“Hidráulica General. Volumen 1. Fundamentos.”, 23ª Reimpresión, Editorial LIMUSA, México, p.p. 561.
16. SPRINGALL Galindo., Rolando.
“Hidrología. Primera Parte”, D-7.
Instituto de Ingeniería, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1970, p.p. 210.
17. STRANG, Gilbert.
“Álgebra Lineal y sus Aplicaciones”.
[Tr.] Manual López Mateos y Margarita de Meza.
Editorial Fondo Educativo Interamericano, México, 1986, p.p. 454.
18. “Técnicas Aplicadas al Comportamiento y Control de Malezas Acuáticas”.
IMTA, Coordinación de Tratamiento y Calidad del Agua,
Subcoordinación de Impacto Ambiental.
19. UDALL Stewart L., Domuny, Floyd E.
“Diseño de Presas Pequeñas. Una Publicación Técnica de Recursos Hidráulicos”. 9ª Impresión
Editorial Compañía Editorial Continental S.A. de C.V., México, 1980, p.p.639.