

60 201



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**PLANTEAMIENTO DE ESQUEMAS PARA REDUCIR EL
RIESGO DE INUNDACIONES APLICANDO UN
MODELO DE COMPUTADORA**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A :
JOEL GONZALEZ CASTRO**

MEXICO, D. F.

JULIO 1990.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

I. - INTRODUCCION

- 1.1 ASPECTOS REGIONALES
- 1.2 BREVE HISTORIA DEL DESAGUE EN LA CIUDAD DE MEXICO
- 1.3 INFRAESTRUCTURA ACTUAL DE SISTEMA PARA CONTROLAR INUNDACIONES EN EL D.F.
- 1.4 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y ALCANCES DEL ESTUDIO

II. - DESCRIPCION DE LAS METODOLOGIAS USUALES EN LA SOLUCION AL PROBLEMA

- 2.1 GENERALIDADES
- 2.2 LA HIDROLOGIA URBANA COMO HERRAMIENTA BASICA
- 2.3 METODOS DE DISEÑO PARA LA RED PRIMARIA DE DRENAJE
- 2.4 EL MODELO DE SIMULACION TUAVE

III. - LA ZONA DE ESTUDIO

- 3.1 UBICACION
- 3.2 PLUVIOMETRIA Y CLIMATOLOGIA
- 3.3 MARCO HIDROGRAFICO
- 3.4 ASPECTOS GEOLOGICOS
- 3.5 USOS Y DESTINOS DEL SUELO
- 3.6 INFRAESTRUCTURA DE DRENAJE. EL SISTEMA IMAN
- 3.7 DIAGNOSTICO GENERAL

IV. - ESTUDIOS HIDROLOGICOS

- 4.1 METODOLOGIA Y SU JUSTIFICACION
- 4.2 OBTENCION DE LOS PARAMETROS HIDROLOGICOS QUE PARTICIPAN
- 4.3 FRECUENCIA DE LLUVIAS
- 4.4 GASTOS DE APORTACION
- 4.5 HIDROGRAMAS DE APORTACION AL SISTEMA IMAN

V.- APLICACION DEL MODELO DE SIMULACION

- 5.1 INFORMACION TOPOGRAFICA
- 5.2 PARAMETROS GEOMETRICOS, HIDRAULICOS E HIDROLOGICOS
- 5.3 CALIBRACION DEL MODELO. SITUACION ACTUAL
- 5.4 SIMULACION DE ALTERNATIVAS DE ALIVIO
- 5.5 ESQUEMAS DE MEJORAMIENTO DE OBRAS PROPUESTAS

VI.- CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

RECONOCIMIENTOS

REFERENCIAS

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1 ASPECTOS REGIONALES

El Valle de México con sus 9800 km² se sitúa en el borde sur de la Mesa Central. Rodeado por montañas, constituye una cuenca cerrada con altitudes en su planicie central entre los 2240 y 2290 msnm y sin salidas naturales que le permitan desalojar los escurrimientos que se generan en su interior.

Durante el Pleoceno, el Valle de México descargaba sus excedentes de agua al Río Amacuzac mediante dos sistemas de Valles; uno rumbo a Cuernavaca y otro rumbo a Cuautla. En el Cuaternario Superior tuvo lugar el cierre geológico de la cuenca, al desarrollarse los volcanes que constituyen la sierra del Chichinautzin, al sur del valle. Dicho taponamiento provocó que las aguas de las corrientes al no tener salida formaran las actuales planicies lacustres.

Al final de la época glacial el valle contenía una serie de lagos que probablemente foermaban un solo cuerpo de agua, y de los cuales actualmente solo quedan vestigios de algunos, que son: el de Texcoco, Zumpango y Xochimilco, como mas importantes.

El Distrito Federal se ubica en la zona meridional, los arroyos que descienden de sierras y lomas en el Este y Oeste, conducen sus aguas a la planicie central afectando el Área urbana.

En lo referente al clima, este se considera como subtropical, templado, semiseco y sin estación invernal bien definida, con una temperatura media anual de 15 C°. La época de lluvias ocurre de mayo a

octubre y a lo largo del año se recibe una precipitación media de 700 milímetros con máximas de 1400, que se presentan al suroeste y mínimas de 400 que ocurren al norte del valle.

Las lluvias de verano que se presentan en el valle son de tipo Orográfico-Convectivo dependiente de formaciones nubosas del tipo cúmulus nimbos, siendo intensas, concentradas espacialmente y de corta duración, mientras que las de invierno suelen ser mas extensas y de mayor duración, pero a diferencia de las primeras no provocan inundaciones importantes.

En este sentido, la distribución temporal de las lluvias y su tipo suelen ser muy desfavorables, ya que un gran porcentaje del volumen total de precipitación entre un 7 y un 10 % pueden presentarse en un número muy reducido de tormentas o incluso en una sola. Por otro lado acrecentando el problema, el 50% del volumen total anual se precipita en solo 30 minutos, lo que genera avenidas importantes, que al no poder ser reguladas en su totalidad ocasionan graves problemas en la mancha urbana.

Hidrográficamente el valle de México, puede dividirse en 11 zonas, como se muestra en la Figura I.1. Puede decirse que la hidrografía original de la cuenca ha sido severamente modificada, en especial durante los últimos 100 años, por la construcción de la red de drenaje y la desecación de los lagos.

En general, el régimen de las corrientes es intermitente. Esta situación, aunada a la carencia de vasos reguladores importantes en el interior del valle, incide en que los volúmenes de lluvia susceptibles de aprovechamiento no sean elevados.

El total de las corrientes superficiales de la cuenca logran generar un gasto medio de $19 \text{ m}^3/\text{s}$, equivalentes al 9% del volumen total llovido en el año. Desde el punto de vista Geohidrológico, la cuenca del Valle de México, es una olla, cuyas paredes y fondo se

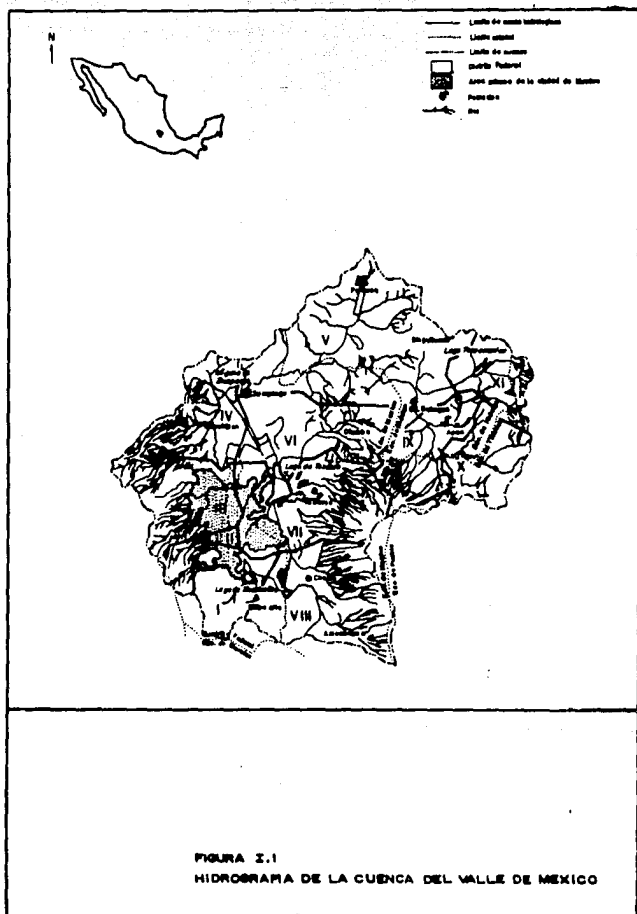


FIGURA 2.1
 HIDROGRAMA DE LA CUENCA DEL VALLE DE MEXICO

constituyen por rocas volcánicas (andecitas y dacitas) del terciario medio y superior. En su interior contiene sedimentos fluviales, lacustres y volcánicos producidos en el cuaternario reciente, además de rocas y clásticos de erupciones basálticas o de andesitas basálticas de todo el cuaternario, estas últimas son formaciones permeables y de alta porosidad lo que hace pensar que geohidrológicamente la cuenca no es cerrada hacia el valle de Cuernavaca. Al este, oeste y norte de la ciudad, aparece la formación Tarango de constitución muy variada y algo cementada, lo que la hace muy impermeable. En el centro la formación es muy reciente, de origen fluvial o lacustre y con permeabilidad variable que depende del tamaño de sedimento, que va desde arenas gruesas hasta arcillas, como consecuencia de las variaciones climáticas producto del crecimiento y reducción de los lagos de la zona. Aún mas, debido a la gran actividad volcánica y el exceso de humedad dados en los últimos 100,000 años, se formó una capa de arcilla con una estructura de gran permeabilidad que aloja en su seno grandes huecos de agua. Dichos depósitos se cubren de una capa vegetal o relleno artificial mas reciente que es donde descansan en la actualidad las cimentaciones de las estructuras.

Este hecho justifica la susceptibilidad a los asentamientos en la ciudad, al abatirse los niveles en los acuíferos por el exceso de bombeo.

Resumiendo, si hacemos un balance hidrológico, se llega a algunas conclusiones importantes, que se muestran en las Figuras I.2 y I.3 que se describen a continuación :

Por un lado, el volumen de lluvia media anual representa un gasto equivalente a $213 \text{ m}^3/\text{s}$, del cual, aproximadamente el 80% ($171 \text{ m}^3/\text{s}$) se evapora sin ser aprovechado. De los $42 \text{ m}^3/\text{s}$ que restan, 23 recargan el acuífero y solo 19 logran escurrir superficialmente. De éstos solo 3, es decir el 16%, pueden regularse y aprovecharse, mientras que los 16 restantes se desalojan del valle para evitar inundaciones. Por otro

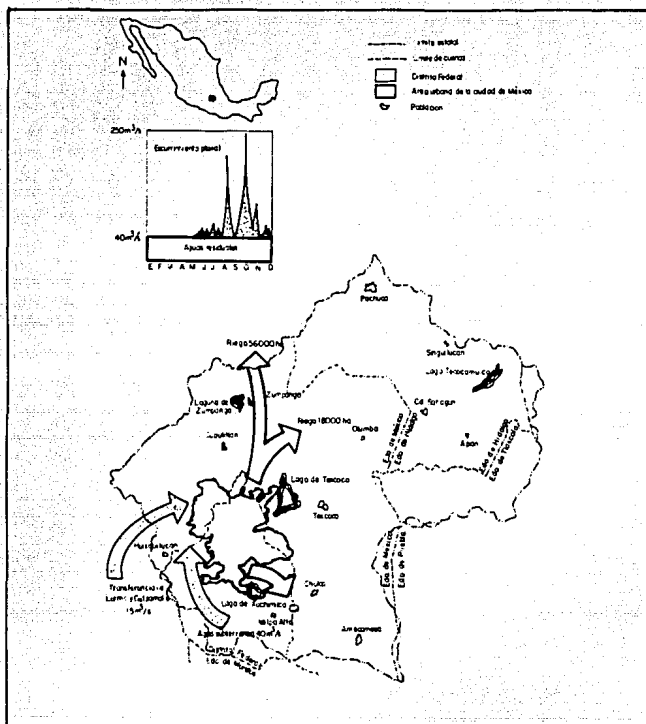


FIGURA 1.2
UTILIZACION Y DESALOJO DE LAS AGUAS RESIDUALES
Y PLUVIALES EN EL VALLE DE MEXICO

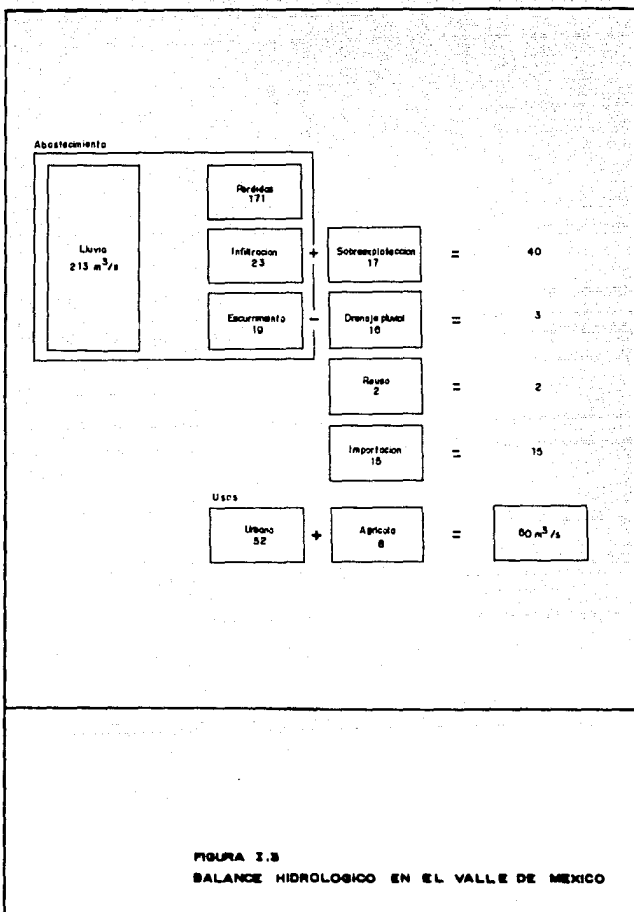


FIGURA 1.3
BALANCE HIDROLOGICO EN EL VALLE DE MEXICO

lado están las demandas: 52 m³/s son de uso urbano y 8 m³/s de uso agrícola, que suman un total de 60, de estos, 15 tienen que importarse; 11 de los acuíferos del Río Lerma y 4 de la cuenca del Cutzamala, otros 40 se extraen de los acuíferos del propio valle, de los cuales 23 se renuevan durante la época de lluvias, mientras que los 17 restantes se toman del subsuelo, disminuyendo los mantos acuíferos y generando asentamientos. Para completar la demanda se consumen los 3 m³/s, regulados por el sistema, y 2 más que provienen de aguas residuales tratadas.

1.2. BREVE HISTORIA DEL DRENAJE PLUVIAL EN LA CIUDAD.

a).- Epoca Prehispánica y Colonial hasta el siglo XVIII

En esta etapa, los Aztecas, primeros moradores del valle se vieron a salvo del problema incipiente del manejo de las aguas, ya que debido a la baja población, el agua podía ocupar bajo condiciones extremas, grandes extensiones de tierra sin amenazar la seguridad de los pobladores.

A medida que la población creció, el problema se fue haciendo latente, pues se empezaron a ocupar las superficies disponibles o aquellas ganadas a los propios lagos. El problema se enfrentó mediante la construcción de diques y albarradones, el primero, con una longitud de 16 km fue construido en 1450 por Netzahualcoyotl para la protección de Tenochtitlan.

Después de la conquista, la amenaza de inundaciones siguió manejándose de la misma manera. No fue sino hasta 1607, cuando, a raíz de inundaciones catastróficas, Enrico Martínez propuso como solución al problema la primera salida artificial del valle mediante un túnel en la zona de Nochistongo, al noroeste del valle. El túnel duró poco, por falta de revestimiento. Poco después en el mismo lugar, se inició la construcción de un tajo o zanja que se terminó 160 años después,

estructura que permite la salida permanente a las aguas del Río Cuautitlán.

b).- El siglo XIX.

Con la construcción del tajo de Nochistongo, el problema se transformó, pues al no recuperarse los niveles de los lagos, sus planicies se empezaron a ocupar. La amenaza de inundaciones continuo, aunque ahora debida a los excedentes pluviales de los ríos que atravesaban la ciudad.

Se hizo necesario entonces construir una segunda salida artificial, EL TUNEL DE TEQUISQUIAC y para conducir hasta ahí los excedentes de agua EL GRAN CANAL DE DESAGUE. Ambas obras se terminaron en 1900. Por otro lado, la demanda creciente de agua potable obligó a la perforación de 1000 pozos someros entre 1847 y 1886, condición que originó el hundimiento de la ciudad.

c).- El siglo XX.

Al resolverse el problema de inundaciones los asentamientos humanos se incrementaron y consecuentemente la demanda de servicios, destacando entre ellos el abastecimiento de agua. Para satisfacer la demanda se hizo necesaria la excavación de 93 pozos profundos entre 1938 y 1951, además de la sobre explotación de los ya existentes, lo que acrecentó por consiguiente los hundimientos en la ciudad.

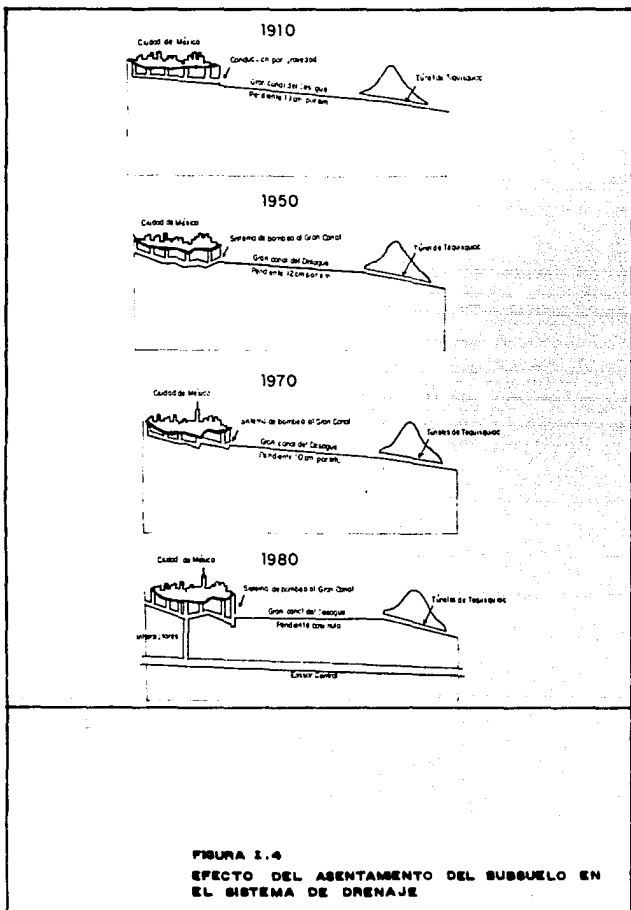
En 1947 Nabor Carrillo concientizó al gobierno de la agudeza del problema logrando que en 1951, en el centro de la ciudad, se negaran permisos para perforar nuevos pozos. A pesar de esto, la creciente demanda del líquido vital nuevamente obligó a perforar alrededor de 50 pozos municipales entre los años de 1960 y 1967 causando nuevos hundimientos, pero esta vez enmarcados en zonas alejadas del centro de la ciudad.

A pesar de todos los intentos por detener los hundimientos, el daño ya estaba hecho, pues al asentarse el suelo la red de drenaje existente se había deteriorado ya gravemente disminuyendo con ello su ya escasa capacidad para desalojar las aguas del valle, pues el sistema de drenaje construido a principios del siglo para medio millón de habitantes tenía que servir para el año de 1940 a casi cuatro veces la población del proyecto original.

De este modo la red que originalmente constaba de una serie de colectores que corrían principalmente de poniente a oriente para descargar en el Gran Canal se hizo insuficiente, obligando a ampliar las obras del Gran Canal y construir el segundo túnel de Tequisquiác. Por otra parte, los hundimientos ya habían dislocado la red de colectores imposibilitándolos para descargar por gravedad al Gran Canal, Figura I.4, lo que obligó la construcción de una serie de Plantas de Bombeo.

CUADRO I.1 INCREMENTO DEMOGRAFICO EN EL DISTRITO FEDERAL Y EN EL AREA METROPOLITANA DE LA CD. DE MEXICO.			
Año	Población en el D.F.	Población en el AMCM	Area Urbana (ha)
1900	541 000		2 713
1910	721 000		4 010
1921	906 000		4 637
1930	1 230 000		8 608
1940	1 760 000		11 753
1953	3 480 000		24 058
1960	4 870 000	5 186 000	36 000
1970	6 874 165	8 797 000	56 500
1980	9 500 000	14 500 000	100 000

El problema no estaba resuelto, el crecimiento demográfico incontrolable (cuadro I.1) había requerido de la urbanización de



grandes superficies, disminuyendo la capacidad de infiltración del suelo e incrementando el volumen de escurrimientos pluviales pordesalojar del valle. Se inicia pues una etapa mas de la construcción del drenaje en la ciudad. Entre 1952 y 1966 se construyen el Interceptor y Emisor del poniente con el objeto de captar y desalojar las aguas del oeste de la cuenca, situadas a elevaciones superiores a los 2,260 m.s.n.m., para descargarlas a través del Tajo de Nochistongo.

Una vez más, el crecimiento de la ciudad, y sus hundimientos que ya registraban en esos años hasta 5.5 m en la zona del lago de Texcoco, obligaron a plantear una nueva red de drenaje a la que fueran ajenos dichos asentamientos, que drenara por gravedad y atendiera principalmente los escurrimientos pluviales.

En el año de 1970 se inicia la primera etapa de lo que ahora conocemos como el Drenaje Profundo. Esta es la cuarta salida construida por el hombre, y no se concluye sino hasta el año de 1975.

1.3 INFRAESTRUCTURA ACTUAL DEL SISTEMA PARA CONTROLAR INUNDACIONES EN EL DISTRITO FEDERAL

Como se ha hecho notar el sistema general de desagüe tiene dos objetivos principales:

- a) Desalojo de las aguas residuales.
- b) Reducción y control de encharcamientos e inundaciones.

Para lograrlo el sistema se ha conformado de manera muy compleja integrandose por tres elementos, a saber: red secundaria, red primaria y sistema general de desagüe.

En la Figura I.5 se muestra el esquema general del sistema de desagüe y control de Avenidas del Valle de México, que se describe a continuación.

RED SECUNDARIA. -

Recolecta las aguas residuales producidas por los usuarios, y las conduce a la red primaria junto con los escurrimientos pluviales. Se constituye por conductos de diámetro menor a 60 cm. y su longitud total se estima de 12,257 Km.

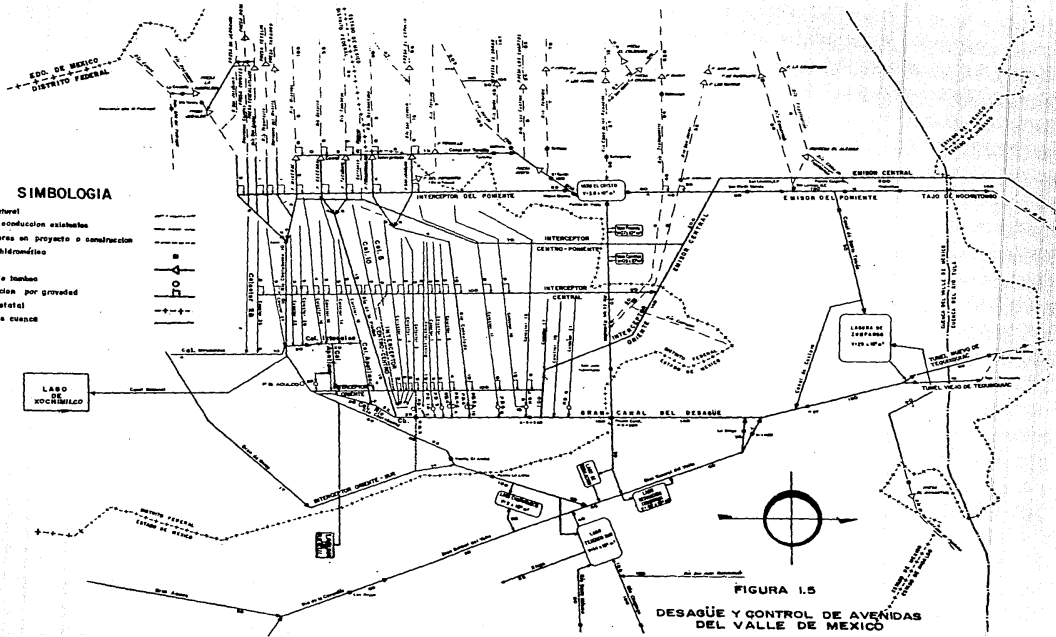
RED PRIMARIA. -

Liga la red secundaria con el sistema general de desagüe. (Se compone de 1212 Km. de colectores con diámetros de entre 60 cm y 3 m) y otros elementos que se integran mas adecuadamente al sistema general de desagüe.

Esta red se ha desarrollado aprovechando la infraestructura inicial realizada a principios del siglo por el Ingeniero Roberto Gayol. En términos generales; está formada por colectores que corren principalmente de poniente a oriente, siguiendo aproximadamente la pendiente del terreno. Superpuesto a ésta, en la parte central de la ciudad, existe un sistema de colectores que corren de sur a norte y que descargan en varios puntos sobre los conductos instalados de poniente a oriente, que a su vez, son interceptados por algunas de las estructuras del Sistema General de Desagüe.

SISTEMA GENERAL DE DESAGÜE. -

Constituye el esqueleto para controlar inundaciones en el Distrito Federal, sus funciones son: recibir las descargas de la red primaria (aguas residuales y pluviales), regularlas y posteriormente desalojarlas del Valle de México a través del Tajo de Nochistongo, de



SIMBOLOGIA

- Cauce natural
- Obras de conducción existentes
- Interceptores en proyecto o construcción
- Estación hidráulica
- Presas
- Planta de bombeo
- Incorporación por gravedad
- Límite estatal
- Línea de puente

FIGURA 1.5
DESAGÜE Y CONTROL DE AVENIDAS
DEL VALLE DE MEXICO

los Túneles de Tequisquiac y del portal de salida del Drenaje profundo. Esta constituido por los cinco elementos que enseguida se describen.

CONDUCTOS ENTUBADOS. Se incluyen túneles excavados en roca, como el Interceptor del Poniente y varios Ríos entubados que corren de poniente a oriente, como los ríos Churubusco, Consulado y Viaducto Piedad, además de algunos túneles de interconexión de las presas del poniente.

CONDUCTOS A CIELO ABIERTO. Este grupo se integra tanto por cauces naturales como artificiales, que conducen principalmente aguas pluviales, aunque en su mayoría contaminadas por aguas residuales.

En la zona poniente del Valle se tiene una veintena de corrientes de alguna relevancia. Entre las más importantes se cuentan los ríos, Tepotzotlán, Cuauhtepac, Cuautitlán, Tlalnepantla, San Javier, Los Remedios y Magdalena; al sur de la cuenca las corrientes principales son los Ríos San Buenaventura, Amecameca y de la Compañía y los canales Nacional y de Chalco; al oriente, con unas diez corrientes, destacan los Ríos Teotihuacán y Papalotla; finalmente, al noreste de la cuenca la corriente principal es el Río de las Avenidas de Pachuca. Cabe mencionar que en la zona sur existen pocos cauces naturales debido a la alta permeabilidad de los basaltos que forman las faldas de las sierras de Chichinautzín y del Ajusco.

El gran canal es el mas importante de los conductos a cielo abierto. Desde principios de siglo es un elemento vital dentro del sistema general de desagüe. A lo largo de sus 47 Km capta los escurrimientos de una gran parte del Distrito Federal, además de recibir aguas abajo, aportaciones de la zona urbana del Estado de México e incluso descargas reguladas por el Lago de Texcoco. Conduce las aguas hasta los túneles de Tequisquiac, que atraviesan el parteaguas de la cuenca del Valle de México, y conducen las descargas

hasta el Río El Salado, afluente del Río Tula. Su capacidad es variable, de 120 m³/s inmediatamente aguas arriba de los túneles de Tequixquiac, ha llegado a trabajar con gastos de hasta 170 m³/s, lo que ha hecho necesario elevar sus bordos artificialmente. En su margen izquierda existe una interconexión hacia el Emisor Central con capacidad de 100 m³/s, cuya finalidad es el alivio del Gran Canal en crecientes repentinas.

ESTRUCTURAS DE REGULACION. los escurrimientos generados por lluvias intensas tienen grandes picos y sonde corta duración. este fenómeno se acentúa al urbanizarse el terreno, por lo que ha sido necesario construir estructuras que permitan regular durante el tiempo crítico de una tormenta y conseguir que escurran menores caudales por la red de colectores.

Dentro de este tipo de estructuras se cuentan las presas para el control de avenidas, los tanques de tormenta y las lagunas artificiales.

El primer tipo lo constituye, el Sistema de Interpresas del Poniente, integrado por unas 30 presas reguladoras o derivadoras con una capacidad conjunta aproximada de 170 millones de m³. Dichas presas operan generalmente vacías y con las estructuras de descarga abiertas para tener mayor eficiencia en el abatimiento de los picos de las tormentas. Las presas se separan en cinco grupos de acuerdo a su posibilidad de descarga. Un primer grupo regula los Ríos Magdalena, San Jerónimo, Coyotes, San Angel, Tequilasco, Barranca del Muerto y Mixcoac, y descarga los gastos regulados al Interceptor del Poniente o al Río Churubusco. Un segundo grupo regula las aguas de los Ríos Becerra y Tacubaya descargando los gastos al Interceptor del Poniente o al Río de la Piedad. Hay un tercer tipo que regula los Ríos Dolores, Barrilaco, Tecamachalco, San Joaquín y Tornillo, cuyos gastos regulados pueden descargarse al Interceptor Poniente o al Río Consulado. De la misma manera el cuarto grupo regula las aguas de los

Ríos Sordo, Los Cuartos y Totolica que desembocan en el Río Hondo para ser conducidos al Vaso de Cristo. El quinto y último grupo engloba las presas que regulan las aguas del Río Chico de Los Remedios, que descargan directamente en el Vaso de Cristo; las presas de los Ríos Tlalnepantla y San Javier que descargan al Emisor del Poniente o al Río de Los Remedios después de pasar por encima del Interceptor Central, y las presas reguladoras de los Ríos Cuautitlán y Tepetzotlán cuyos gastos regulados ingresan directamente al Emisor del Poniente.

El segundo y tercer tipo se intercomunican mediante túneles y canales de manera que pueda aprovecharse la capacidad de regulación conjunta para controlar avenidas y descargar en el Río Hondo que como ya se indicó descarga al Vaso de Cristo.

Dentro de la cuenca no son comunes las presas de Almacenamiento, mencionándose sólo La Madin, La Concepción y Guadalupe, ubicadas al norte del Valle.

Como ya se anotó, el Vaso de Cristo con capacidad de 3.8×10^6 m³ de regulación es un elemento importante en el sistema ya que capta los escurrimientos de la Zona Poniente. Sus principales aportadores son: el Interceptor del Poniente, el río Hondo y el de Los Remedios.

El segundo tipo de estructuras tiene como función reducir encharcamientos e inundaciones en la mancha urbana. Actualmente se cuenta con 14 tanques cuya capacidad total es de 160,000 m³.

Finalmente, las lagunas artificiales son otro elemento útil para regular escurrimientos. Así podemos mencionar como mas importante la Laguna de Regulación Iztapalapa que se localiza al oriente de la ciudad con capacidad de 130 000 m³ y posibilidad de descargar al colector semiprofundo del mismo nombre. En la misma zona se ubica la llamada Laguna Menor contruida en 1988, que apoya a la Planta de Bombeo Ejército de Oriente, regulando los picos de avenidas fuertes

que ésta no puede controlar. Al norte de la ciudad, junto al Cerro del Chiquihuite se localiza otra de estas estructuras, la Laguna de Regulación Cuauhtepac.

Existen además dos vasos reguladores importantes sobre el Río de Los Remedios, el Vaso Fresnos y el Carretas cuyas capacidades son de 700,000 m³ y 900,000 m³ respectivamente. Por otro lado, y para mejorar la infraestructura existente se planea construir las Lagunas de Xico, Tláhuac, Ciénega Grande y Ciénega Chica con capacidad conjunta de 5'200 000 m³, las cuales permitirán regular los escurrimientos generales en la zona, incluyendo los del río San Buenaventura.

PLANTAS DE BOMBEO. Las plantas de bombeo son elementos indispensables para el sistema de drenaje; operan todo el año para incorporar las aguas residuales a los drenes generales e incluso para desalojar las aguas pluviales de las zonas bajas.

Existen actualmente 62 plantas de bombeo con capacidad conjunta de 506 m³/s, 12 de las cuales alimentan al Gran Canal, y el resto descarga en los Ríos entubados, Churubusco, Consulado y La Piedad y a algunos colectores. También se pueden mencionar 93 plantas de bombeo en pasos a desnivel con capacidad total de 14.2 m³/s y cuya operación en época de lluvias es en exceso compleja debido a su número y dispersión.

Las plantas de Bombeo mas grandes del sistema son: la Planta No. 2 del Gran Canal con capacidad de 50 m³/s, cuya función es drenar una buena parte del centro de la ciudad y recibir agua de la prolongación sur del Gran Canal, que a su vez capta una buena parte de la zona sur. Y la Planta de Aculco con una capacidad instalada de 40 m³/s que descarga al Río Churubusco o a la prolongación sur del Gran Canal.

DRENAJE PROFUNDO. A partir de 1975, en que se concluyo la 1^a etapa del drenaje Profundo, éste ha sido el componente mas importante del

sistema general de desagüe. Debido a que no es afectado por asentamientos y opera por gravedad, constituye además una obra durable y económica a largo plazo aunque de cuantiosas inversiones iniciales.

Está constituido por dos elementos básicos; un conjunto de interceptores con orientación básica norte a sur que evitan que el agua escurra hacia el oriente, conduciéndola hacia el norte, y los emisores que se conocen como obras de alejamiento, cuya finalidad obvia es conducir las aguas fuera del Valle.

A continuación se describen cada uno de los elementos en sus condiciones actuales y su crecimiento futuro.

a) *Interceptor Poniente*- Este aún cuando forma parte de la desviación combinada en la zona poniente y que se contruyó en 1961 previo a lo que ahora se conoce como drenaje profundo se considera parte de él, debido a las características en cuanto a su capacidad hidráulica que es de $25 \text{ m}^3/\text{s}$ y su profundidad de construcción. Corre de sur a norte y puede captar los encauzamientos del poniente para conducirlos al Vaso de Cristo. Lo forman 15 Km de túnel y varios Km de Canal revestido a partir de su confluencia con el Río Hondo hasta el Vaso de Cristo.

b) *Interceptor Centro-Poniente*.- Yendo también de sur a norte, tiene 16.5 Km de longitud total y parte de la lumbrera No 14 del Interceptor Poniente, para confluir en la lumbrera No 1 del Emisor Central, aguas abajo de la confluencia de los Interceptores Central y Oriente, ya fuera de la mancha urbana. Su objetivo es reducir, por un lado los escurrimientos propios del Interceptor Poniente y, por otro, captar en su recorrido algunos otros que confluían normalmente al Interceptor Central. Tiene capacidad de $70 \text{ m}^3/\text{s}$ y diámetro de 5 m. A futuro se pretende prolongarlo hasta la Ciudad Universitaria.

c) *Interceptor Central.*- Con 13.5 Km de longitud, de diámetro de 5 m y capacidad de 100 m³/s, por su ubicación es uno de los Interceptores mas importantes, pues cruza el centro de la ciudad, y puede interceptar las aguas de los colectores que corren de oriente a poniente. Actualmente capta éstas, desde el colector No. 6 en la parte sur, y todos los subsecuentes hasta su confluencia con el Emisor Central en la lumbrera inicial del mismo, ubicada en la zona norte de la ciudad. A futuro se planea prolongarlo una longitud de 12 Km hacia el sur de la ciudad, con lo que podrá captar el resto de los colectores con orientación Poniente-Oriente, además de aliviar parcialmente al Río Churubusco.

d) *Interceptor Oriente.*- Su trazo de proyecto, como todos los demás, es de sur a norte; actualmente solo se han terminado aproximadamente 5.5 Km., con diámetro de 5 m y capacidad de 100 m³/s. En el futuro se prolongará en unos 17.5 Km., lo que le posibilitará captar las aportaciones que van al Gran Canal (como los Ríos Churubusco y La Piedad) e incluso ligarse al colector Semiprofundo Canal Nacional-Chalco, en la zona sur de la ciudad, interceptando parte de sus aguas.

e) *Interceptor Oriente-Sur.*- Su objetivo sera aliviar parte de la Zona Oriente, aunque mas específicamente la Zona Suroriente de la ciudad. Partirá de ahí captando el conocido Dren de Garay y, en su recorrido las aportaciones del Río Churubusco; como son el semiprofundo Iztapalapa y el Colector Iztapalapa 2, para confluír en el Interceptor Oriente, a la altura del inicio del Gran Canal de Desagüe. Tendrá una longitud total de 13 Km, y diámetro de 5 m.

f) *Interceptor Oriente-Oriente.*- Se planea su construcción con la idea de aliviar la Zona Oriente de la ciudad, como una ramificación del Interceptor Orientesur. Tendrá 9 Km de longitud total y diámetro de 5 m.

g) *Interceptor Centro Centro.* Tendrá una longitud total de 3.7 Km. y diámetro de 5 m. Su finalidad es ligar el Interceptor Oriente con el Central, permitiendo una regulación combinada del sistema, obteniéndose con ello una operación mas flexible del Drenaje Profundo.

h) *Emisor del Poniente.* - Después del Gran Canal, el Emisor del Poniente es la primera obra de alejamiento que se construye, aunque, no forma parte de lo que conocemos hoy como obras del Drenaje Profundo.

Consiste en la prolongación del Interceptor del Poniente. Fue contruido entre los años 1963 y 1964. Parte del Vaso de Cristo y tiene una longitud total de 32.3 Km. que incluyen; 12.3 Km. de túnel formado por un conducto semielíptico cerrado, con capacidades de 30 a 80 m³/s y 20 Km de canal con sección trapecial y capacidades de 80 a 130 m³/s.

Su primer tramo capta los escurrimientos de los Ríos Tlalnepantla, San Javier y Tepotzotlán, además de los regulados por el propio Vaso de Cristo. Estos túneles se denominaron; Tequesquinahua, Xocoyohualco, Atenco y Barrientos. Las aguas se conducen hacia el Río Cuautitlán, la Laguna de Zumpango (por medio del Canal Santo Tomás) y al Tajo de Nochistongo, para finalmente descargar en el Río el Salto, afluente del Río Tula.

i) *Emisor Central.* - Concluido en 1975, Año en que se terminó la primera etapa del Drenaje Profundo, el Emisor Central constituye la arteria principal de esta obra. Consiste en un túnel de 6.5 m de diámetro, 50 Km. de longitud y 200 m³/s de capacidad. A el confluyen en forma directa los Interceptores Centro-Poniente, Central y Oriente.

En cuanto se concluyan las obras futuras en los Interceptores del Drenaje Profundo, las descargas que recibe se incrementarán, por lo que posiblemente se haga necesario construir un Emisor paralelo al actual, que permita enviar los escurrimientos fuera de la cuenca. En

general, el Drenaje Profundo sólo se opera en época de lluvias. Durante el estiaje se le proporciona mantenimiento. Sin embargo, cuando es necesario se utiliza el Interceptor Oriente para aliviar el Gran Canal de Desagüe. Cabe mencionar que a largo plazo un conjunto de Colectores Semiprofundos (como el de Iztapalapa, ya construido) formara parte del sistema. Dichos Colectores aliviaran el funcionamiento de algunos conductos ya existentes.

1.4 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y ALCANCES DEL ESTUDIO.

Como ya se ha explicado, el problema del manejo de las aguas en el Valle de México desde el punto de vista histórico ha establecido un ciclo entre el crecimiento de la población, la necesidad de mayor abastecimiento de agua, la consiguiente explotación del subsuelo, el abatimiento de nivel en los acuíferos y el descenso de niveles en los lagos y terrenos de la ciudad, que continúan hundiéndose por consolidación.

A pesar de la construcción de las cuatro salidas artificiales del valle y toda su infraestructura, el mencionado ciclo sigue dándose, debido a la insuficiencia de dichas obras, pues actualmente el 71% de la población cuenta con sistema de alcantarillado, pero con capacidad escasa, además sigue siendo necesario combatir las inundaciones y encharcamientos que se suscitan en diversas partes de la ciudad. De esta manera, haciendo un diagnóstico general sobre la infraestructura y problemática de la ciudad, se han identificado seis zonas que, en lo relativo al drenaje urbano, presentan características muy diferentes entre sí, lo que obliga consecuentemente a un tratamiento distinto. En el cuadro 1.2 puede observarse que los puntos críticos se ubican en la zona sur y suroriente de la ciudad.

Un factor de gran influencia en el problema es que el sistema de alcantarillado es de tipo combinado utilizándose por consiguiente, los

CUADRO 1.2 NIVEL DE SERVICIOS EN LAS ZONAS DE DRENAJE URBANO

Zona de drenaje urbano	Delegaciones	Poblacion total Miles Hab.	Poblacion sin servicios de drenaje		Incidentes de saccharomientos e inundaciones
			Miles Hab.	%	
<i>Poniente</i>	Alvaro Obregón	753	113	15	Baja
	Cuajimalpa	110	44	40	
	Magdalena Contreras	194	97	50	
		1 057	254	24	
<i>Sur</i>	Coyoacán	709	354	50	Muy Alta
	Milpa Alta	60	18	30	
	Tlalpan	404	194	48	
	Xochimilco	242	182	75	
	1 415	748	53		
<i>Sur-Oriente</i>	Iztapalapa	1 306	522	40	Muy Alta
	Tidhuac	199	147	74	
		1 505	669	44	
<i>Norte-Oriente</i>	Venustiano Carranza	754	0	0	Media
<i>Norte</i>	Gustavo A. Madero	1 975	1 185	60	Alta
<i>Centro</i>	Azcapotzalco	700	0	0	Media
	Benito Juárez	663	0	0	
	Cuauhtémoc	846	0	0	
	Iztacalco	640	32	5	
	Miguel Hidalgo	445	0	0	
	3 294	32	1		
Distrito Federal		10 000	2 888	28	

mismos conductos, tanto para las aguas residuales como las pluviales.

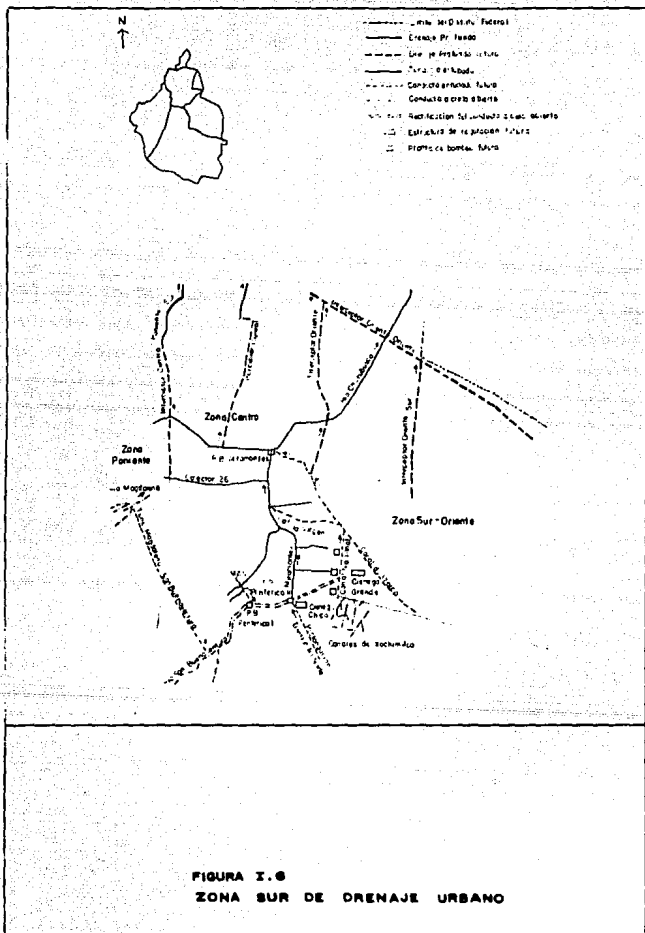
La evolución del drenaje ha estado pues condicionada; antes que por la necesidad de disponer de las aguas residuales, por la de controlar y desalojar las aguas de lluvia. Asimismo en tanto no se complete la red primaria de drenaje a dond  descarguen los 12,257 Km de atarjeas existentes se tendrá también el grave problema de insalubridad. Por otro lado, la configuración de la red primaria, con aproximadamente 1,176 km de colectores, es compleja, pues además de haber tenido que responder a un crecimiento anárquico de la ciudad, el Metro, que se construye a profundidades similares (entre los 4 y 8 m) ha impedido su funcionamiento original, de por sí ya deteriorado por los desplazamientos y deformaciones provocadas por los asentamientos. Aunado a ello, los azolves provocados por el arrastre del suelo y la basura han menguado su capacidad hidráulica de por sí escasa.

Por lo anterior, la conclusión del drenaje profundo es una de las medidas mas importantes para resolver el problema de los escurrimientos pluviales.

Conforme a los problemas específicos de cada zona se ha definido para el futuro, la secuencia de construcción mas favorable, como se muestra en la Figura 1.6. Una vez que esto suceda se dará gran flexibilidad a la red, pues se aliviarán los principales conductos del sistema general de desagüe, así como la red primaria de colectores.

Es importante mencionar que el éxito del funcionamiento dependerá de la correcta operación, para lo que se hace necesario analizar el sistema en sus diferentes etapas mediante modelos matemáticos y físicos.

Este estudio pretende analizar un problema local en una de las seis zonas mencionadas, la del sur de la ciudad, éste permitirá específicamente orientar acciones futuras a partir del estado actual



en uno de los principales aportadores al Colector Miramontes, el denominado Sistema IMAN.

De esta manera, apoyándose en el conocimiento de la potencialidad hidrológica de las cuencas aportadoras, de las características geológicas, uso del suelo en el área y de las condiciones actuales del alcantarillado local, se pretende plantear esquemas tendientes a resolver o mitigar la problemática.

Finalmente se pretende también resumir el esquema de solución que se tome como bueno explicando el proyecto ejecutivo del mismo. El trabajo contiene la descripción de los estudios realizados, de las metodologías de análisis, resultados y conclusiones obtenidas, así como planos ilustrativos de la zona y de los esquemas de las obras propuestas.

CAPITULO II

DESCRIPCION DE LAS METODOLOGIAS USUALES EN LA SOLUCION AL PROBLEMA

2.1 GENERALIDADES

El elevado crecimiento demográfico y la constante inmigración rural a la ciudad de México han incrementado aceleradamente los problemas para el abastecimiento de agua potable así como del control de inundaciones. Esto último se debe principalmente a que el asentamiento de un número considerable de habitantes en una área reducida, cambia el uso del suelo lo que modifica drásticamente las condiciones naturales del escurrimiento al cambiar el uso del suelo. Además, trae consigo la concentración de bienes materiales, con lo que se aumentan los daños económicos ocasionados por avenidas no controladas.

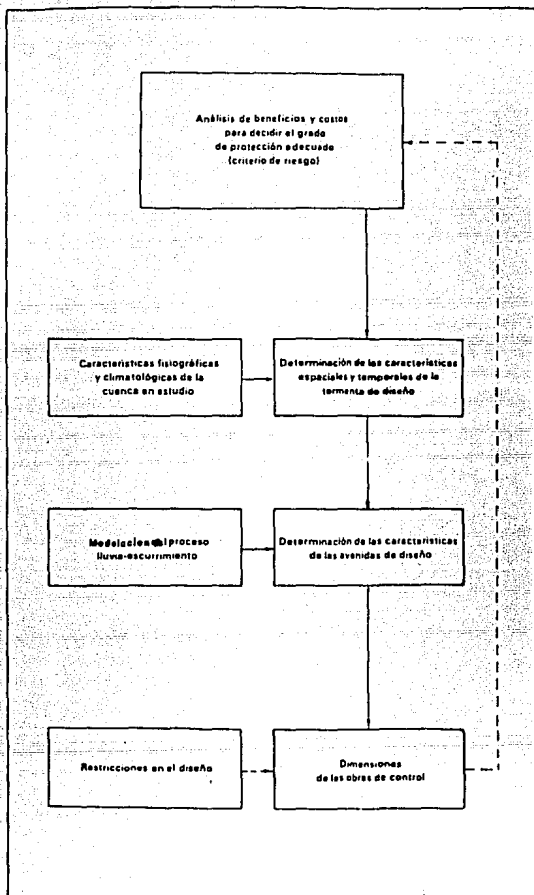
En tales circunstancias, el monto de inversiones necesarias para obras de control de inundaciones crece cada vez más rápido, lo cual justifica plenamente la realización de estudios que permitan mejorar las técnicas de análisis y y diseño de las mencionadas obras.

Los estudios implicados en el diseño de obras de protección quedan resumidos en la lámina 2.1.

También es sumamente importante realizar un análisis beneficio-costos, pues resulta oneroso construir obras cuya capacidad de control no pueda ser rebasada.

Por otro lado el análisis de una cuenca urbana, a diferencia de la rural, debe contemplar las características que tendrá la cuenca urbanizada totalmente de acuerdo a un plan de desarrollo, si lo existe. A partir de este análisis se infieran las condiciones de diseño para las estructuras requeridas.

Lámina 2.I Estudios para el diseño de obras de protección
contra inundaciones



El proceso se alimenta con información climatológica y características de la cuenca y se apoya tanto en el conocimiento de los modelos hidrológicos para estimar la forma de como las lluvias se convierten en escurrimiento como en las ecuaciones de la hidráulica que describen el funcionamiento de las obras.

Este proceso se vuelve iterativo en cuanto que es necesario analizar diferentes esquemas del sistema con el fin de disponer de la información suficiente que permita conseguir la relación beneficio-costó óptima.

2.2 LA HIDROLOGIA URBANA COMO HERRAMIENTA BASICA

Las investigaciones acerca del proceso hidrológico en zonas urbanas han tenido un gran desarrollo en el mundo pero las metodologías con las que se cuenta no son exhaustivas ni resuelven todos los problemas de este tipo.

En este capítulo se pretende mencionar únicamente las acciones que se consideran importantes y que actualmente se están desarrollando, con la intención de superar las deficiencias de la metodología tradicional. Para este efecto, los estudios de hidrología urbana se pueden dividir en tres partes.

- a) Determinación de la precipitación
- b) Transformación de la lluvia en escurrimiento
- c) Dimensionamiento de las obras

En general puede decirse, que la metodología tradicional parte de criterios de riesgo muy gruesos, fijados a priori y cuya rigidez no permite retroalimentar el estudio beneficio-costó. (ref. 3).

a) Determinación de la precipitación.

Normalmente, la magnitud de la intensidad de precipitación se obtiene a partir de análisis estadísticos de las precipitaciones registradas en la estación pluviográfica más cercana. Esta metodología adolece de imprecisión pues no utiliza toda la información de la región en estudio. Como consecuencia, la existencia de algún dato equivocado que no pueda compararse con la información registrada en otros pluviógrafos de la zona, puede conducir a errores importantes.

Por otro lado el estudio del control de avenidas en zonas urbanas se ha centrado en los problemas de drenaje. Probablemente por esa causa, en los estudios de las precipitaciones de diseño se ha abundado en la información relativa a zonas pequeñas y a lluvias de corta duración, y escasamente se ha estudiado la influencia del tamaño de la cuenca sobre el diseño.

Las limitaciones mencionadas han originado el desarrollo de procedimientos basados principalmente en estudios regionales. En el Distrito Federal se han obtenido resultados que permiten determinar la tormenta de diseño considerando los tres aspectos que se describen a continuación:

1.- Regionalización de los parámetros estadísticos de la precipitación en un punto.

Como ya se indicó normalmente solo se procesa la información de una estación cercana a la zona de estudio. En cambio, un estudio regional, aún considerando las diferencias que existen de un punto a otro de la región, permite aprovechar muchas características comunes a todos los puntos de la misma. Regionalizar pues, equivale a obtener fórmulas o procedimientos aplicables a toda una región, aprovechando las características comunes a todos los puntos y señalando para el fenómeno en estudio, la forma en que confluyen las que no son comunes.

De este modo, para estudiar las precipitaciones máximas en el Distrito Federal, se puede considerar al Valle de México como una cuenca meteorológicamente homogénea, particularmente en relación con las lluvias convectivas que son las causantes de las principales avenidas registradas. Sin embargo, en realidad existen diferencias causadas por características específicas de cada área como la topografía y la orientación respecto a los vientos dominantes.

Mediante este estudio que se justifica detalladamente en la ref. 1 se determinaron dos planos de apoyo distintos: uno para precipitaciones máximas anuales con cinco años de período de retorno y duración de 24 horas y otro como el mismo período pero considerando una duración de 30 minutos (láminas 2.2 y 2.3).

2. - Ajustes por duración y período de retorno.

Las láminas 2.2 y 2.3 pueden emplearse en los análisis de duraciones y períodos de retorno diferentes de los empleados para construirlas; esto se logra determinando los factores de ajuste correspondientes, mediante los valores tabulados en el cuadro 2.1 y la lámina 2.4.

3. - Distribución de lluvia en el espacio

El análisis descrito anteriormente permite obtener características estadísticas de la precipitación en un punto. Sin embargo, cuando se estudia una cuenca, debe considerarse que la precipitación que interesa es la media en el área bajo estudio. De esta manera se propone hacer intervenir un factor de ajuste en función del área. Para el Distrito Federal los valores obtenidos mediante la metodología descrita en la ref. 1 se muestran en el cuadro 2.2.

Lámina 22 Isoyetas para lluvias con duración de 24 horas y un período de retorno de 5 años

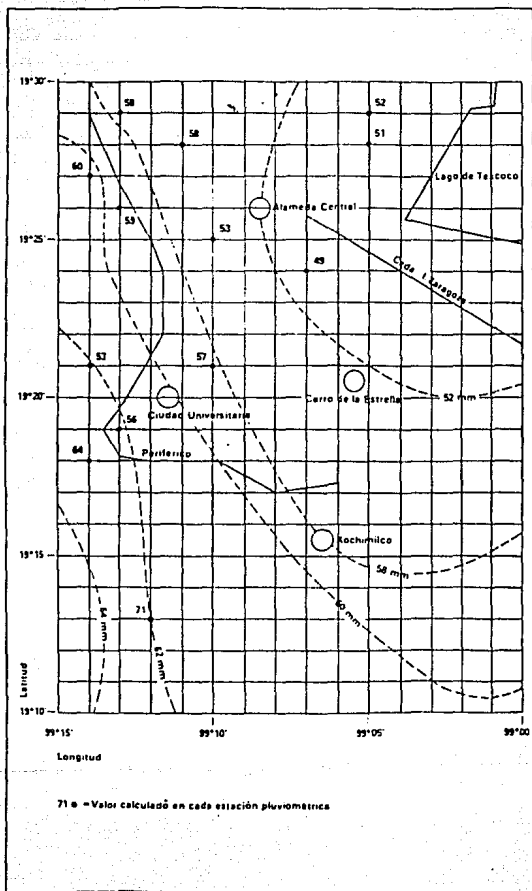
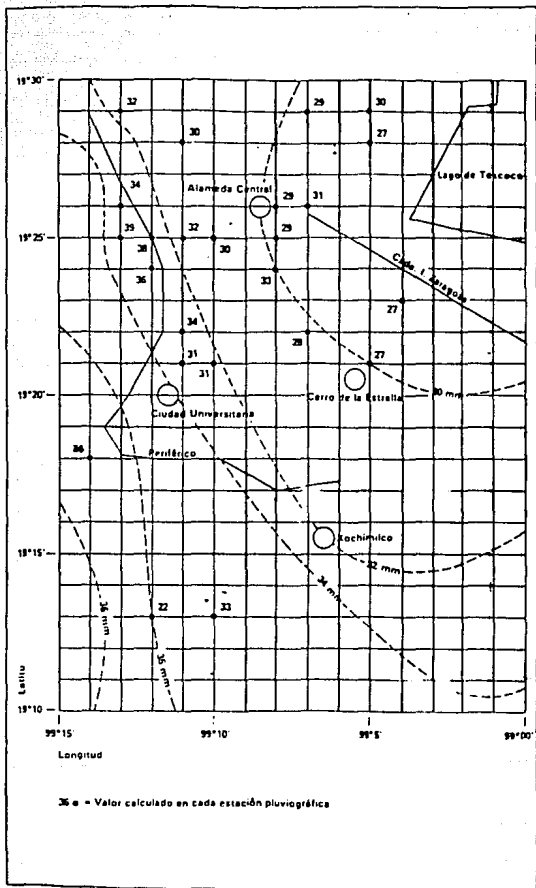


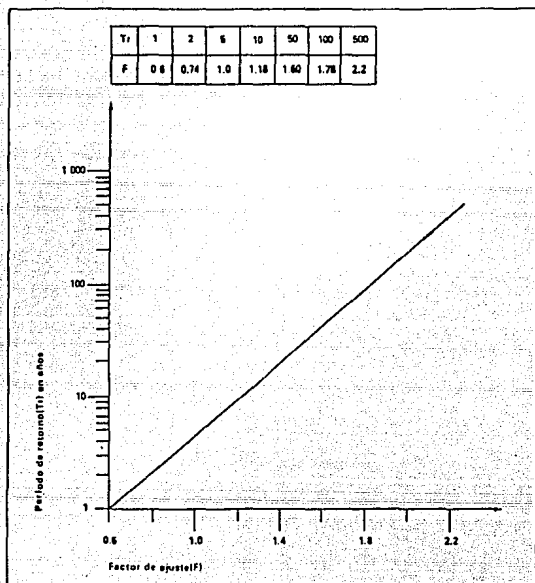
Lámina 2.3 Isoyetas para lluvias con duración de 30 minutos y un periodo de retorno de 5 años



Cuadro 2.1 Factores de ajuste por duración

Duración	Con isoyetas para duración de 24 horas.					Con isoyetas para duración de 30 minutos.				
	24 hr	12 hr	8 hr	4 hr	3 hr	2 hr	1 hr	30 min	20 min	10 min
Factor de ajuste	1	0.95	0.92	0.84	0.8	1.35	1.20	1	0.85	0.56

Lámina 2.4 Factor de ajuste en función del período de retorno



CUADRO 2.2.-Factor de ajuste por area.

Area km ²	10	20	50	100	200	500	1000
FRA	0.96	0.87	0.77	0.70	0.60	0.47	0.36

b) Modelacion del fenomeno de transformacion de la lluvia en escurrimiento

Los diferentes métodos que se han desarrollado para estimar avenidas máximas pueden clasificarse en dos grupos principales.

- Fórmulas y métodos empíricos
- Métodos hidrológicos

1.- FÓRMULAS Y METODOS EMPIRICOS

La aplicación de una fórmula basada en experiencias anteriores, es sin duda el procedimiento más simple y rápido para estimar el caudal máximo. Estas expresiones generalmente establecen la relación entre el gasto máximo y algunas de las variables más importantes que influyen en él, tales como la longitud del cauce y la pendiente media. Desafortunadamente, este tipo de métodos, basados en mediciones directas manejadas como caja negra, funcionan solo en las regiones donde se realizaron dichas mediciones; por lo tanto, su aplicación se limita a las zonas que presentan características similares.

Uno de los criterios más utilizados ha sido el de la Fórmula Racional, el cual constituyó la primera tentativa para de establecer

una relación entre el escurrimiento y la superficie donde ocurre la precipitación. La fórmula puede escribirse como:

$$Q = C i A$$

donde Q = Gasto máximo en m^3/s
 C = Coeficiente de escurrimiento
 i = Intensidad de precipitación en m/s
 A = Area de la cuenca en m^2

El valor del coeficiente de escurrimiento raras veces llega a tener el valor de la unidad ya que del volumen llovido una parte se evapora, otra se almacena en depresiones del terreno, otra se infiltra y el resto escurre para ser captado por la red.

Por otro lado, éste coeficiente es difícil de conocer pues en él se involucran muchos factores como son: la duración de la lluvia y la temperatura ambiente. Sin embargo pueden adoptarse los valores que se muestran en las tablas que se incluyen en el capítulo IV.

Una adaptación en cuanto a unidades para facilitar su aplicación, permite obtener la siguiente expresión:

$$Q = 0.2778 C i A$$

donde: Q = m^3/s
 i = mm/h
 A = km^2
 C = Adimensional

A partir de la fórmula racional, se desarrollaron otros métodos en los que se utilizan expresiones empíricas que al igual que la anterior adolecen de ciertas desventajas, como el no considerar aspectos como el almacenamiento temporal del agua en la red y la variación en el

tiempo del escurrimiento; tal es el caso de los métodos de Burkli Ziegler y el de Mac Math.

Fórmula de Burkli Ziegler.-

Fue desarrollada en Zurich y publicada en 1878, ha sido muy utilizada, principalmente en el diseño de alcantarillados pluviales en cuencas urbanas pequeñas. Puede expresarse como:

$$Q = 0.022 C A i \left[\frac{10}{S} \right]^{0.25}$$

donde: Q = Gasto máximo en m³/s
C = Coeficiente de escurrimiento
A = Area de la cuenca con Ha
i = Intensidad de lluvia en cm/h
S = Pendiente representativa de la cuenca en milésimas

Fórmula de Mc. Math.-

De estructura semejante a la anterior, esta fórmula citada en la ref. 11 fue propuesta en San Luis Mo. E.U.; en el año 1887. Puede escribirse como sigue.

$$Q = 0.022 C A i \left[\frac{S}{A} \right]^{0.25}$$

donde: Q = Gasto máximo en m³/s
C = Coeficiente de escurrimiento
i = Intensidad de precipitación en mm/h
A = Superficie de la cuenca en km²
S = Pendiente del cauce principal en m/km

Al igual que la fórmula anterior, es aplicable a cuencas de extensión reducida. Los valores del coeficiente de escurrimiento C,

varían desde 0.20 en cuencas rurales hasta 0.75 en cuencas urbanas densamente construidas.

La utilización de las llamadas curvas envolventes de gastos máximos, constituye otro procedimiento empírico para estimar el máximo valor del caudal que puede presentarse en una cuenca determinada.

El análisis se enfoca a calcular la relación existente, entre el caudal específico máximo (relación entre el gasto de pico y el área de la cuenca) ocurrido en diversas cuencas y sus áreas correspondientes, con objeto de establecer la ley de variación del límite superior de los gastos registrados. Con estos cálculos se adapta una curva que es considerada envolvente de los gastos máximos.

Se utilizan fundamentalmente las envolventes regionales referidas a una zona hidrológica determinada y las envolventes mundiales obtenidas, de un análisis más general de las avenidas máximas ocurridas en diversas corrientes del mundo.

Los métodos de este tipo más usuales (ref 12) son:

- Envolventes de Creager
- Envolventes de Lowry

2. - MÉTODOS HIDROLÓGICOS. -

Ante las desventajas de los métodos empíricos, se desarrollaron los métodos llamados hidrológicos, que intentaron considerar el carácter transitorio del flujo, aunque fuese de manera simplificada; tal es el caso del método gráfico Alemán, el cual proporciona, además del caudal máximo, su variación en el tiempo.

El método se basa en la representación gráfica del escurrimiento del agua para cada tramo, la figura típica que resalta como diagrama

es un trapecio. De este modo, superponiendo todos los diagramas, que se obtienen graficando gasto contra tiempo, se define su interrelación en el tiempo. Para determinar el gasto máximo que pasa por el punto de desfogue en estudio, se abaten los diagramas parciales de cada tramo y se mide la mayor ordenada comprendida en los diagramas acumulados sin considerar los espacios vacíos, obteniéndose con ello el hidrograma que transitará por el punto en cuestión.

Una descripción mas profunda sale de los alcances de este trabajo, se recomienda consultar la ref. 2 en los Tomos III y IV donde se describe en forma práctica su aplicación en el diseño del Drenaje Profundo.

C).- DIMENSIONAMIENTO DE LAS OBRAS.-

Esta etapa del proceso se ve afectada por las restricciones en el diseño y el análisis beneficio- costo, donde por supuesto se hacen intervenir los criterios de riesgo adoptados para el caso específico.

De acuerdo a estos lineamientos, el llegar a la solución idónea, implica que el proyectista debe contar tanto con los elementos de diseño como con el tiempo suficiente para realizar el análisis adecuado de todas las alternativas y hacer que el proceso sea retroalimentado eficientemente.

2.3 METODOS DE DISEÑO PARA LA RED PRIMARIA DE DRENAJE EN LA CIUDAD DE MEXICO

En la ciudad de México resulta difícil aplicar los métodos tradicionales, por sus características especiales, como son:

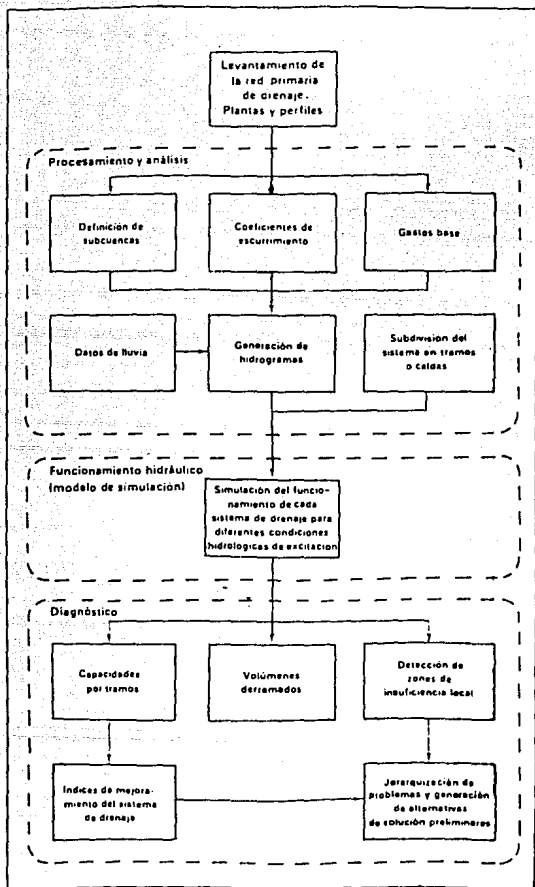
- El tamaño de la cuenca (500 km) y su falta de salidas naturales.
- La magnitud del crecimiento urbano. El crecimiento en un incremento con respecto al tiempo, su magnitud refleja mayor o menor rapidez.
- La desaparición de zonas de regulación del propio valle.
- La deformación de las trazas de las tuberías debido a los asentamientos.
- La complejidad de la red de drenaje por las interconexiones suscitadas a consecuencia de la misma dinámica de desarrollo.

Como consecuencia, se hizo necesario crear una metodología especial para el D.F., que si bien no incide directamente en el diseño de las redes, si permite jerarquizar la problemática y hacer un diseño indirecto a través de la revisión de alternativas mediante métodos simplificados.

Dicha metodología, que se esquematiza en la lámina 2.5, y se basa en la utilización de modelos de computadora que simulan el funcionamiento hidráulico de la red, considerando el agua que se almacena temporalmente en ella y en el sistema secundario.

En contraste con los métodos tradicionales, esta metodología proporciona resultados mas exactos y confiables, pero depende más de la precisión de la información, lo que la hace compleja. Sin embargo, con este proceso se han podido analizar sistemas de drenaje extensos y complicados, que no hubieran podido estudiarse con los métodos tradicionales.

Lámina 2.5 Metodología para el análisis del funcionamiento del drenaje de la ciudad de México



El procedimiento de cálculo para el funcionamiento hidráulico de colectores, consiste básicamente en la integración simultánea por diferencias finitas de las ecuaciones dinámica y de continuidad. Con lo que se logra tener una idea bastante aproximada del efecto de almacenamiento en la red, así como el funcionamiento de la misma.

Si se tiene una red de tuberías con gastos de agua constante hacia cada tramo, y de la cual se conocen las características físicas en la descarga, se puede plantear la ecuación dinámica en cada tramo y calcular los parámetros hidráulicos.

Sin embargo, un análisis de este tipo en una red de drenaje, no resulta ser tan sencillo por las siguientes razones:

- Los gastos de ingreso no son constantes en el tiempo por lo que los tirantes y velocidades cambian continuamente.

- Como el drenaje se hace por medio de tubos, en las ecuaciones de continuidad, deben contemplarse tres etapas de funcionamiento: la primera considera el almacenaje en los tubos antes de trabajar a presión la segunda toma en cuenta el almacenaje en la propia red y la red secundaria; y en la tercera se analiza la existencia de salidas del sistema y el impedimento de ingreso en ciertos puntos.

- No se puede conocer a priori el gasto total de salida, aunque se conozca la condición de frontera en ese punto.

- Es necesario definir las condiciones de frontera en las entradas y salidas del sistema, en la entrada mediante hidrogramas, en las salidas, el régimen de salida si se trata de plantas de bombeo, descarga libre o tirante constante.

- Se requiere subdividir la red en un cierto número de celdas, tomando en cuenta su geometría (pendientes, diámetros y confluencias).

- Finalmente, se debe establecer un sistema de ecuaciones, una dinámica entre dos celdas y una de continuidad en cada celda. En estas ecuaciones, las incógnitas son las velocidades que se registran al final de los tramos y los tirantes al centro de ellos, para cada intervalo de tiempo; los coeficientes se definen por la geometría del sistema, y los valores de las velocidades y tirantes en el intervalo inmediato anterior.

Es importante puntualizar, que para resolver cada sistema planteado, se debe iniciar con el análisis de la red en condiciones de flujo permanente, utilizando el gasto base o de estiaje.

2.4 MODELO DE SIMULACION TUAVE

Generalidades

El modelo, en sus condiciones actuales, proviene de adaptaciones a un modelo preexistente, enfocado al análisis de ondas de traslación, en sistemas hidráulicos de corrientes fluviales con cauces abiertos. La versión que se manejó, ya adaptada para el análisis de sistemas de colectores, resuelve, mediante métodos numéricos adecuados, las ecuaciones que gobiernan el fenómeno.

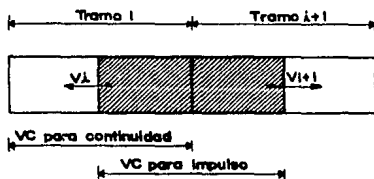
Planteamiento del problema. aspectos teóricos

El problema por estudiar, es el análisis de los efectos que el paso de ondas de avenidas provocan en un sistema de alcantarillado. Desde el punto de vista de la Hidráulica Teórica, el fenómeno puede asimilarse a un flujo unidireccional, lo que implica que las variaciones de la velocidad en el sentido transversal a la Dirección del flujo no son muy significativas a régimen no establecido y, por otro lado, que las condiciones hidráulicas del flujo, en puntos localizados a lo largo del eje de escurrimiento, son función del tiempo.

A partir de este planteamiento, y tomando en cuenta dos principios básicos de la Hidráulica (el Principio de Conservación de la Masa y el del Momentum) pueden plantearse las ecuaciones dinámica y de continuidad y dinámicas, para cuya solución se hace necesario utilizar métodos numéricos de integración, ya que éstas, aplicadas a un problema particular, conducen a un sistema de ecuaciones diferenciales de tipo hiperbólico, que no tiene solución analítica.

A grandes rasgos, puede hablarse de dos esquemas de solución aproximada: explícitos e implícitos. En el caso de los primeros, el método de solución es directo, pero pueden presentarse problemas en la práctica, por inestabilidad o falta de convergencia, si se manejan intervalos de tiempo mayores a un cierto límite, lo que obliga, a reducir considerablemente los intervalos aumentando en consecuencia los tiempos de procesamiento. En contraposición, los métodos implícitos tienen la ventaja de mejorar notablemente la estabilidad del modelo, aún para intervalos de tiempo relativamente grandes.

El TUAVE, simula el tránsito de avenidas por un sistema de colectores, a partir de un planteamiento implícito de las ecuaciones de impulso y continuidad, para tuberías circulares. Con el fin de hacerlo más estable se usa el artificio de plantear dichas ecuaciones en volúmenes de control con medio tramo de defasamiento, como se muestra en la figura siguiente:



La estructura de las ecuaciones resultantes al plantear el modelo a un caso particular forma un arreglo matricial en banda tridiagonal. Para la solución de este tipo de matrices, el método numérico que utiliza el modelo es el conocido como doble barrido. El método consta de dos etapas, en la primera de las cuales se hace un barrido transformando la matriz original en otra matriz con ceros en la diagonal superior y unos en la diagonal principal; la otra etapa consiste en un segundo barrido, mediante el cual se transforma la matriz anterior en una matriz identidad, siendo el vector de términos independientes la solución del sistema.

La solución depende de las condiciones de frontera en los tramos iniciales de cada ramal, impuestas por los gastos de aportación (hidrogramas de punta); en los tramos de confluencia entre colectores, debe conocerse el tirante y, finalmente, en el tramo terminal, aguas abajo conviene que sea tirante conocido.

Este planteamiento, válido en principio para un solo colector puede generalizarse para su aplicación a redes o sistemas con varios afluentes.

Aplicación del modelo

El modelo requiere como datos la geometría del sistema, para lo cual es necesario, en primer término, dividir la red en dos tipos de afluentes, (denominados ríos) llamados unos pares y los otros impares, de manera que los elementos de un mismo subsistema nunca conectan entre sí. Cada uno de los afluentes se subdivide a su vez en celdas, de las que es necesario proporcionar características geométricas y topográficas representativas; diámetro, longitud y cota media de plantilla y terreno. Igualmente, son datos las características de rugosidad representativas de cada celda.

Como parámetros de tipo hidrológico se suministran al modelo datos relativos a las avenidas de ingreso a cada celda o tramo (hidrogramas laterales), así como datos sobre las áreas inundables, en su caso, asociadas a dichas celdas.

Es necesario, además, proporcionar al modelo algunos datos generales, como son el tiempo total de simulación y el denominado tiempo de calentamiento. Este último, es el tiempo para el cual se considera que el flujo ha quedado establecido, con un gasto base previo al inicio del ingreso de los hidrogramas de avenidas pluviales; normalmente, el gasto base en sistemas de alcantarillado combinado corresponde a las aportaciones de aguas negras a cada celda. El tiempo total de simulación, por su parte, es recomendable que sea, por lo menos, igual a la suma del tiempo de calentamiento más el tiempo de pico del hidrograma de mayor duración, con el fin de asegurar la simulación de la lluvia más desfavorable en el instante crítico.

Es importante mencionar también, que el modelo parte de una solución inicial; por lo que es necesario suministrarle información sobre tirantes y velocidades de partida en cada celda, para ello resulta recomendable calcular un valor aproximado de los mismos, bajo la hipótesis de régimen normal a gasto constante, dejando que los primeros cálculos sirvan para afinar los valores supuestos, en corridas sucesivas del programa.

Otra información que se requiere para alimentar el modelo, es la relativa a la configuración del sistema de drenaje, lo que implica la numeración de tramos, la indicación de los antecesores y sucesores en el sentido del flujo, y el señalamiento de confluencias, aliviós, etc.

Para los intervalos de tiempo que se consideren, el programa divide el cálculo en dos partes; en la primera se calculan los tirantes y velocidades del flujo en el subsistema de Ríos impares, utilizando como condición de frontera aguas abajo, el tirante del tramo al cual

descargan; en una segunda etapa, se hace un cálculo similar para los tramos del subsistema de Ríos pares, utilizando como frontera aguas abajo, los tirantes calculados en la primera parte.

Los resultados que proporciona la aplicación del modelo indican claramente el comportamiento del sistema a intervalos de tiempo preestablecidos, proporcionando para cada celda, sus condiciones hidráulicas en ese instante (gasto, velocidad, carga), los valores máximos alcanzados por estos parámetros, las insuficiencias del sistema (detectadas a través de las zonas en las que se presentan derrames), los volúmenes totales derramados y su distribución.

Lo anterior ha pretendido ser una descripción general de las bases teóricas en que se sustenta el modelo, de la información que requiere para su aplicación y de los resultados que puede suministrar. Si se desean referencias con mayor detalle, es conveniente consultar el Instructivo del Modelo (ref. 10), elaborado por la DGCOH, así como el Manual de Hidráulica Urbana (ref. 3), de la misma Dependencia.

En cuanto a su configuración, el modelo TUAVE consta de un Programa Principal y nueve subrutinas. El Programa Principal calcula tirantes y velocidades en cada celda, y para cada intervalo efectúa la impresión de resultados.

- Subrutina AREAS

Es llamada desde la subrutina PQTW, para calcular en cada intervalo, un coeficiente de descarga y un incremento de volumen. Posteriormente, haciendo uso de la subrutina ELECA calcula el nuevo tirante para cada tramo, lo que permite definir el gasto de intercambio, con la ayuda de la curva de elevaciones-capacidades en el área de inundación respectiva a cada tramo. Dicho gasto pasa finalmente a la subrutina PQTW.

- Subrutina ELECA

Calcula la variación del tirante en el área de inundación, como una función del volumen aportado por el tramo, haciendo uso de la curva elevaciones-capacidades. En el proceso utiliza la subrutina INTER.

- Subrutina FACTO

En cada tramo, calcula el área de la sección transversal del tubo, así como el ancho de la superficie libre del agua y el radio hidráulico al centro del mismo, por medio de la subrutina SEC.

- Subrutina GAS

Calcula los gastos de las entradas laterales en sus dos variantes, tramo conectado o hidrograma lateral. Hace uso de las subrutinas INTER y SEC.

- Subrutina HIDRO

Realiza la generación de hidrogramas, teniendo la posibilidad de plantearlos parabólicos y triangulares.

- Subrutina INTER

Realiza interpolaciones lineales para diferentes procesos de las subrutinas ELECA y GAS, así como del propio Programa Principal.

- Subrutina LECTU

Lee e imprime los datos del archivo de entrada. Con ellos establece la geometría del sistema y utiliza la subrutina HIDRO, para la generación de los hidrogramas de ingreso.

- Subrutina *PQTV*

En función de las condiciones de frontera que se tengan en un cierto colector, calcula los factores necesarios en cada tramo y en cada incremento de tiempo, para la solución del Sistema de Ecuaciones. Utiliza las subrutinas GAS y AREAS.

- Subrutina *SEC*

Determina el área hidráulica, ancho de la superficie libre y el radio hidráulico de las secciones aguas abajo del tramo.

CAPITULO III

LA ZONA DE ESTUDIO. MARCO FISICO URBANO

3.1 UBICACION

Localizada al sur de la ciudad, la zona de estudio, abarca parte de las Delegaciones Coyoacán, Xochimilco y Tlalpan principalmente. En un contexto amplio, el área de estudio cubre, de Sur a Norte, desde el parteaguas del Río San Buenaventura en las estribaciones del Ajusco hasta la avenida del IMAN dentro de los Pedregales de Coyoacán; en el sentido de Oriente a Poniente, el área de interés se extiende desde el canal de Cuernanco hasta la avenida Insurgentes Sur a la altura del Anillo Periférico.

El área aportadora al sistema comprende aproximadamente 12 km de la Delegación Tlalpan y 3 km de la parte Sur en la Delegación Coyoacán, incluyendo dentro de estas áreas parte de algunas vialidades importantes como Insurgentes, Tlalpan, Anillo Periférico Sur y San Fernando por donde corren las principales arterias del sistema de alcantarillado de la zona. El área se compone principalmente por zonas urbanas de las Delegaciones citadas, pero además recibe aportaciones de varias cuencas exteriores localizadas entre los dos Ríos principales de la zona Sur, el San Buenaventura y el Magdalena-Eslava.

En el mapa 3.1 se muestra la zona de interés, así como en el 3.2 se indican los límites entre las Delegaciones Políticas en estudio.

3.2 PLUVIOMETRIA Y CLIMATOLOGIA

En el capítulo uno se dió un panorama general del Valle de México en lo referente a este punto. Por lo que respecta a la zona de estudio,

con la información de las estaciones pluviográficas cercanas y de las cuales se dará mas detalle posteriormente, puede anotarse que las intensidades de precipitación máximas anuales, para lluvias de una hora de duración, oscilan entre 20 y 70 mm/hora, para lluvias de dos horas varían en un rango de 10 a 30 mm/hora, pero de manera mas significativa dichos registros indican que en 5 minutos se pueden alcanzar precipitaciones hasta de 200 mm/hora.

Por otro lado, respecto al aspecto climatológico, según el sistema de Koeppen, la zona se clasifica como templada y subhúmeda.

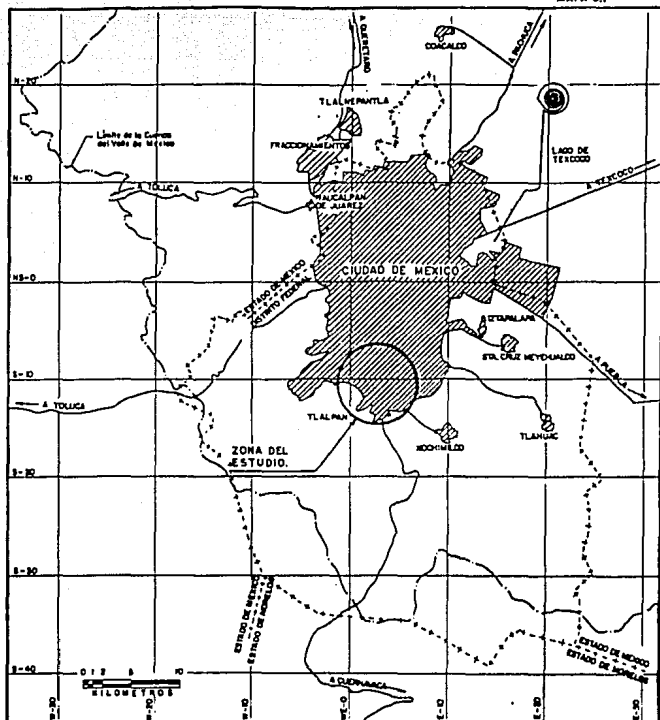
Para mostrar dentro de un contexto mas amplio las características climatológicas de la zona de interés, en lo que respecta a precipitación, temperatura y algunos otros fenómenos meteorológicos, con apoyo en la publicación llamada Normales Climatológicas editado por la Dirección General del Servicio Meteorológico Nacional de la SARH, Período 1961-1970, se muestra el cuadro 3-1. Esta información es de la estación mas cercana (San Gregorio Atlapulco, Xochimilco, D.F.).

3.3 MARCO HIDROGRAFICO

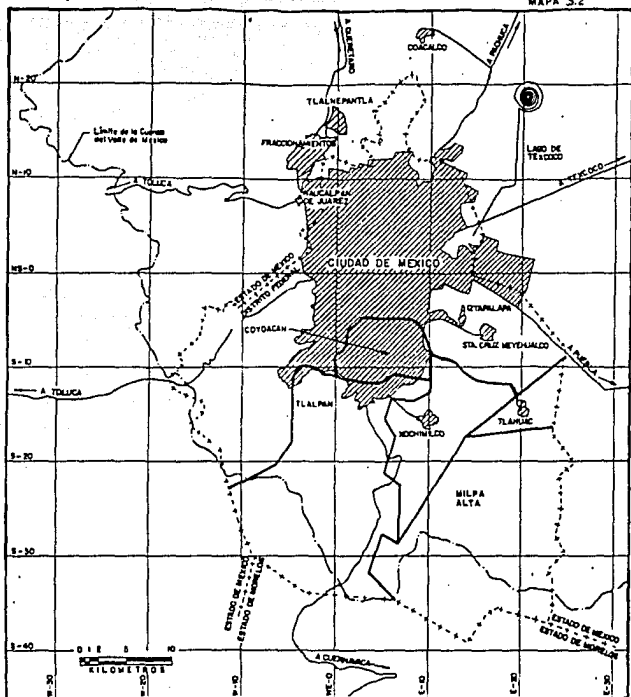
La hidrografía en la zona sur de la ciudad se compone de dos grupos de corrientes; las aportadoras al sistema del Río Churubusco y las que descargan hacia el lago de Xochimilco. Existen entre estos dos tipos algunas corrientes no perennes pero que también son aportadoras al sistema de alcantarillado, y las cuales se captan en los sistemas que corren paralelos al anillo periférico en esa zona.

El Río San Buenaventura como posible vía de alivio de nuestro sistema, es de gran interés. Su cuenca colinda con la de los Ríos Magdalena Eslava cuyas avenidas se controlan en la presa Anzaldo y ya entubadas descargan hacia el Río Churubusco teniendo la opción de descargar hacia el Interceptor Poniente.

MAPA 3.1



LOCALIZACION DE LA ZONA DEL ESTUDIO



DELEGACIONES POLITICAS EN EL AREA DE ESTUDIO

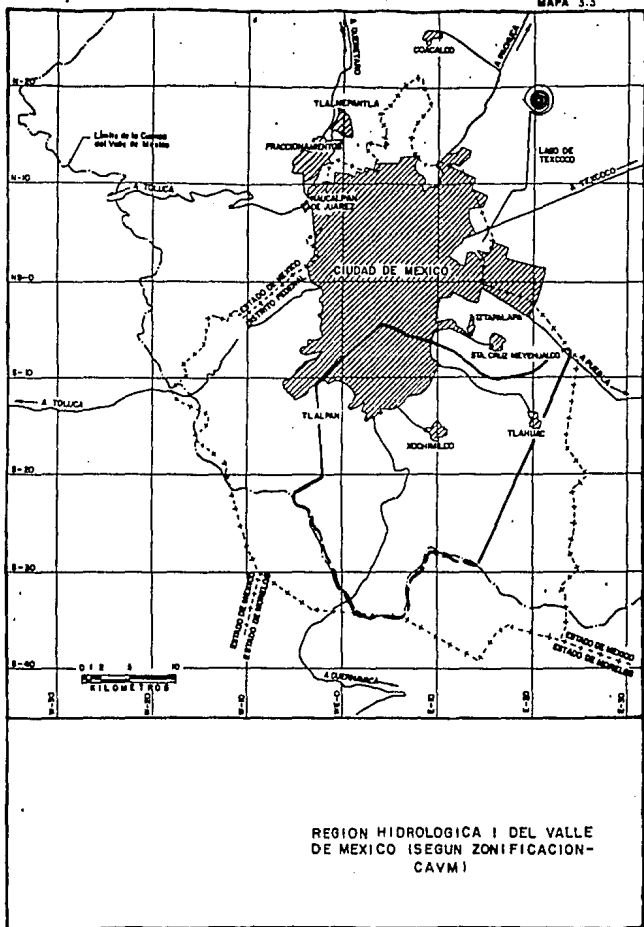
Hacia el oriente, la cuenca del San Buenaventura esta limitada por algunas pequeñas cuencas de corrientes que aportan al Lago de Xochimilco.

El desarrollo total del cauce principal del San Buenaventura es de unos 15 Km. hasta el Club de Golf México, continúa entubado aproximadamente 1.5 Km hasta la Calzada México-Xochimilco donde prosigue unos 3 Km como cauce abierto en una sección confinada por bordos hasta su confluencia con el Canal Nacional en la Zona de Cuernavaca. Es en este tramo final donde confluye una descarga de la Planta de Bombeo Vaqueritos mediante un sifón invertido. Dicha descarga tiene como finalidad principal aliviar al colector Miramontes punto de confluencia actual de nuestro sistema.

El Área de la cuenca del Río en cuestión es de unos 65 km², con un desnivel máximo de 1000 m.

La cuenca de drenaje tiene una forma aproximadamente regular, con su eje mayor en el sentido de la corriente (rumbo noreste-sureste), de unos 13 Km de longitud; el ancho se mantiene mas o menos constante, alrededor de los 5 Km. Durante su recorrido, el San Buenaventura capta los escurrimientos superficiales de algunos pequeños arroyos, sobre todo por su margen izquierda, de los que el mas importante es el Arroyo Nombre de Dios, cuya confluencia al San Buenaventura tiene lugar en la porción inferior de su curso. En la margen derecha de la cuenca, la mayoría de las corrientes fluviales que se generan en las barrancas se pierden por infiltración.

La potencialidad hidrológica de la cuenca del San Buenaventura para generar avenidas se considera baja, en relación con su superficie total de drenaje, principalmente por lo que se refiere a las características geológicas superficiales, que favorecen en muchos puntos la infiltración a través de las formaciones volcánicas fracturadas.



REGION HIDROLOGICA I DEL VALLE DE MEXICO (SEGUN ZONIFICACION-CAVM)

No existe sobre la corriente ninguna obra destinada al control de crecientes, aunque en las partes altas, sobre la corriente principal y algunos de sus afluentes, se han construido en diversas épocas, estructuras del tipo de presas de gaviones, con propósitos de retención de azolves, que también tienen algún efecto retardador sobre las crecientes.

La totalidad de la zona de interés para el presente estudio queda comprendida dentro de los límites de la Región Hidrológica No. 1 de la zonificación de la CAVM, según puede apreciarse en el mapa 3.3.

3.4 ASPECTOS GEOLOGICOS

Marco geológico regional.

La zona de Interés se encuentra dentro de los que se conoce como Provincia Geológica N-IX o eje Neovolcánico. Dicha provincia según Demant (1976) se divide en varias regiones siendo de especial interés la que define las características y accidentes geológicos en la cuenca del Valle de México.

Geología regional

La cuenca de México se encuentra en una zona donde la corteza terrestre ha sufrido grandes esfuerzos de tensión lo que ha ocasionado un intenso fracturamiento y la aparición de importantes masas extensivas que surgieron en diferentes tiempos del Terciario; estas se ilustran en el cuadro 3.2 en el que se incluye el orden cronológico en que apareció cada serranía. El conjunto de montañas formó un vaso de almacenamiento natural en que se depositaron rellenos Cuaternarios.

Así, la Cuenca de México está delimitada, al Norte, por las Sierras de Pachuca, Tepotzotlán, Guadalupe, Patlachique y Tepozán, formadas hacia fines del Milenio. Durante el Pleoceno se crearon las Sierras de

ESTRATIGRAFIA DE LA PORCION
SUR DE LA CUENCA DE MEXICO (*)

SISTEMA	SERIE	SECUENCIA ESTRATIGRAFICA
CUATERNARIO	HOLOCENO	LACUSTRE ALUVION Formación Secerra XITLÉ DEL POPOCATEPETL FINAL
	PLEISTOCENO	GRUPO CHICHINAUTZIN, Basaltos, andesitas y riodacitas Cenizas Derrames Formación Tarango
TERCIARIO	PLIOCENO	
	MIOCENO	LAS CRUCES IZTACIHUATL AJUSCO
		XOCHITEPEC
	OLIGOCENO	GRUPO TEZONTLAPAN
	EOCENO	
	PALEOCENO	
CRETACICO	SUPERIOR	FORMACION SOYATAL (?)
	INFERIOR	

(*) Según F. Mooser y otros, modificada por E. López Ramos.

las Cruces, y La Nevada, al Oeste, respectivamente, caracterizadas por una actividad extraordinaria de la que es testigo la Formación Tarango, constituida por piroclásticos depositados a sus pies; en el Sur, la cuenca está limitada por las efusiones de basalto que constituyeron la Sierra del Chichinautzin en el Cuaternario, en la que sobresalen los volcanes Tláloc y Chichinautzín.

De acuerdo a los trabajos previos, realizados por Mooser (1956), se han subdividido los volcanes y depósitos volcánicos de la Cuenca de México en tres unidades distintas, cada una separable de la otra por un ciclo de erosión bien marcada. Aún cuando no se han podido fijar los límites precisos para las diferentes unidades, tentativamente se describen en su orden de aparición al Terciario Medio, Plioceno y Pleistoceno.

3.5 USOS Y DESTINOS DEL SUELO.

Con los planos publicados por la Dirección General de Reordenación Urbana y Protección Ecológica del Distrito Federal, correspondientes a los Programas parciales de Desarrollo Urbano de las Delegaciones Tlalpan y Xochimilco, la Fotointerpretación y con los recorridos de verificación en la zona, se logró definir el uso y destino del suelo tanto en el área de influencia del Sistema IMAN como en la del Río San Buenaventura.

Las partes altas del área de influencia, éstas se caracterizan por tener uso principalmente forestal constituido por bosques naturales de pino y encino, asociados con matorrales inermes, esta área se considera como reserva ecológica. La parte media, zona de transición, se caracteriza por tener uso agrícola y pecuario con cultivos anuales de temporal, maíz principalmente, aunque existen algunas zonas con pastizales naturales que sirven como alimento para el ganado en pastoreo directo. Por último la zona baja, donde se ubica el sistema

IMAN, ya en la mancha urbana, está destinada al uso habitacional con densidad de población media a baja, aunque quedan algunas partes con vegetación como los Bosques del Pedregal Fuentes Brotantes de Tlalpan y el Club de Golf de México. Cabe mencionar que la información de los planes de desarrollo urbano no difiere mucho de lo que existe actualmente y esto se debe a que en dichos planes esta prevista la preservación de las áreas verdes existentes, limitando el crecimiento de la mancha urbana. Por otro lado, la zona urbana solo muestra algunos cambios, favoreciendo a la construcción de unidades habitacionales de densidades medias.

En los cuadros 3.3 y 3.4 se resumen los usos y destinos del suelo, en cuanto a superficies parciales, totales y porcentajes relativos tanto para la cuenca del Río San Buenaventura como para la zona de influencia directa del sistema IMAN. En el cuadro 3.5 se presentan las claves para interpretación de los cuadros anteriores

CUADRO 3.3

ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA
DE DRENAJE DEL SISTEMA I M A N

USOS Y DESTINOS DEL SUELO EN LA CUENCA DEL RIO
SAN BUENAVENTURA

Clave	Uso o destino	Superficie (km ²)	%
HI	Habitacional hasta 100 hab/ha.	6.10	9.39
P	Poblado (Incluye previsión para - crecimiento)	5.19	7.98
CB	Centro de barrio	0.16	0.25
ES	Equipamento de salud, educación y cultura	1.83	2.82
ED	Equipamento de deportes y recrea- ción.	0.78	1.20
AV	Areas verdes y espacios abiertos	0.21	0.32
RS	Rural Silvícola	29.88	45.97
RA	Rural Agrícola	13.62	20.95
RE	Reserva ecológica	7.23	11.12
T O T A L		65.0	100.0

CUADRO 3.4

ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA
DE DRENAJE DEL SISTEMA IMAN

USOS Y DESTINOS DEL SUELO
EN EL AREA DE DRENAJE DEL SISTEMA IMAN

Clave	Uso o destino	Superficie (km ²)	%
H05	Habitacional hasta 50 hab/ha (unifamiliar)	0.00	0.00
H1	Habitacional hasta 100 hab/ha (casa habitacional)	4.51	16.80
H2	Habitacional hasta 200 hab/ha (Mult. Espaciado)	4.14	15.50
H4	Habitacional hasta 400 hab/ha (Mult. Semiespaciado)	1.26	4.70
H8	Habitacional hasta 800 hab/ha (Mult. compacto)	0.47	1.75
H2S	Habitacional hasta 200 hab/ha con servicios	0.00	0.00
H4S	Habitacional hasta 400 hab/ha con servicios	0.77	2.90
H4I	Habitacional hasta 400 hab/ha con Industria	0.02	0.07
H4IS	Habitacional hasta 400 hab/ha con Industria y servicio	0.50	1.90
ES(1.5)	Equipo de Servicios (intensidad = 1.5)	0.10	0.37
CU	Centro Urbano	0.00	0.00
SU	Subcentro Urbano	0.00	0.00
CB	Centro de barrio	0.06	0.20
ES(3.5)	Equipamiento de servicios (Intensi- dad = 3.5)	2.23	8.31
ED	Equipamiento de deportes y Recrea- ción.	0.24	0.90
EP	Equipamiento de Protección y Segu- ridad	0.00	0.00
EM	Equipamiento Mortuario	0.00	0.00
EI	Equipamiento de Infraestructura	0.00	0.00
AV	Areas Verdes y espacios abiertos	0.91	3.40
RS	Rural Silvícola	0.00	10.00
RA	Rural Agrícola	3.23	12.00
RP	Rural Pecuario	0.00	0.00
RE	Reserva Ecológica	8.35	31.20
-	T o t a l	26.79	100.0

ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA DE DRENAJE DEL SISTEMA IMAN
 CLAVES PARA LA INTERPRETACION DE USOS Y
 DESTINOS DEL SUELO EN LA ZONA DEL ESTUDIO

CLASIFICACION DE ZONAS		
H 01	Habitacional hasta 10 hab/ha (lote tipo 5000 m2)	
H 1	Habitacional hasta 100 hab/ha (lote tipo 500 m2)	
H 2	Habitacional hasta 200 hab/ha (lote tipo 250 m2)	
H 4	Habitacional hasta 400 hab/ha (lote tipo 125 m2)	
H 8	Habitacional hasta 800 hab/ha (lote tipo plurifamiliar)	
H 2S	Habitacional hasta 200 hab/ha/servicios	
H 4S	Habitacional hasta 400 hab/ha servicios	
H 2I	Habitacional hasta 200 hab/ha industria mezclada	
H 4I	Habitacional hasta 400 hab/ha industria mezclada	
SR	Subcentro rural	
ES	Equipamiento de servicios de salud, educación y cultura	
ED	Equipamiento de deportes y recreación	
EM	Equipamiento mortuario	
EC	Equipamiento de comunicaciones y transportes	
EI	Equipamiento de infraestructura	
EP	Equipamiento de protección y seguridad	
EA	Equipamiento de abasto	
AV	Areas verdes y espacios abiertos	
IV	Industria vecina	
RS	Rural silvícola	
RA	Rural agrícola	
RP	Rural pecuario	
RS	Reserva ecológica	
INTENSIDAD DE USO		
Intensidad	Densidad Máxima permitida (Hab/ha)	Relación entre superficie y superficie del terreno
.05	Muy baja	Hasta .05
1	Baja	Hasta 1.0
1.5	Baja	Hasta 1.5
3.5	Media	Hasta 3.5
10	Alta	Hasta 10

FUENTE: Programa de Desarrollo Urbano del D.F.- Dirección General de Reordenación Urbana y Protección Ecológica del DDF. 1986.

3.6 INFRAESTRUCTURA DEL DRENAJE EL SISTEMA IMAN.

En general la infraestructura de la zona se constituye con elementos de características diferentes. Por un lado existen los conductos cerrados principales; el Río Churubusco y el canal de Miramontes y por otro, tres conductos a cielo abierto: el Río San Buenaventura (principal escurrimiento pluvial de la zona), el canal Nacional y el canal de Chalco.

El Río Churubusco, elemento muy importante por tener una capacidad de regulación de 400 000 m³, y ser el principal dren de la zona tiene una longitud total de 18 Km y descarga en el Lago de Texcoco.

El colector Canal de Miramontes también de gran importancia, recibe las aguas de varios colectores importantes entre ellos, el Sistema IMAN y el Prolongación División del Norte para conducirlos finalmente al Río Churubusco auxiliado por la Planta de Bombeo Miramontes, cuya capacidad esta siendo actualmente ampliada a 36 m³/s que descarga también en el Río Churubusco.

De los conductos a cielo abierto, el canal Nacional funciona como afluente principal, capta en su origen las aguas del Río San Buenaventura y mas adelante las del canal de Chalco. Pero además, en su recorrido, una serie de plantas de bombeo traspalean las aguas de algunos colectores importantes. A mediano plazo los canales Nacional y Chalco serán sustituidos por túnel.

El esquema de funcionamiento de estos elementos se vería mejorado con la construcción de algunos otros, incluyendo la interacción de la zona poniente con la construcción del túnel Magdalena-San Buenaventura.

Haciendo Laguna de Regulación la Ciénega Chica, se daría mayor capacidad al Río San Buenaventura y se podría seccionar con ello los

Colectores IMAN y Prolongación División del Norte. Por otro lado con la interacción de la Zona Poniente, sería necesario rectificar el San Buenaventura además de hacer también uso de la Ciénega Grande, lo cual daría mayor capacidad al túnel Canal Nacional pudiéndose con ello construir el colector sobre la Calzada de la Virgen que aliviaría a su vez al Col Miramontes.

El sistema de alcantarillado urbano denominado Sistema IMAN, que forma parte de la Red Primaria de Drenaje de la Ciudad de México, sirve a una superficie del orden de 26 Km² de la zona sur del Valle entre las avenidas Insurgentes y Canal de Miramontes, a lo largo del Anillo Periférico Sur. El área de influencia del sistema IMAN se integra por unos 15 Km² de zona urbana (donde se asienta propiamente el sistema) y unos 12 Km² de aportaciones de cuencas exteriores.

El Colector principal de este sistema es, precisamente, el colector IMAN, cuyo origen tiene lugar en la avenida Insurgentes Sur a la altura del Instituto Mexicano de Asistencia a la Niñez (IMAN). Su curso inicial es de norte a sur y cruza al Anillo Periférico enfrente de la pirámide Cuicuilco, a la que rodea y en donde cambia su dirección hacia el oriente; atraviesa las Colonias Rómulo Sánchez, San Fernando y Pueblo Quieto, entre otras, cruzando nuevamente el Anillo Periférico en la Calzada de Tlalpan y recibiendo las aportaciones de otros colectores importantes, entre los que destaca el Col. México-Xochimilco; la confluencia entre ambos tiene lugar en las inmediaciones del paso a desnivel para cruce del Anillo Periférico con Viaducto Tlalpan; a partir de la misma, el colector general del sistema continúa con el nombre de Colector México-Xochimilco hasta su descarga con el colector Miramontes, que marca el fin del sistema IMAN. Aguas arriba de la descarga al Miramontes, el colector bordea la Planta de Bombeo Villa Coapa, operada por la DGCDH y con una capacidad de 7.5 m³/s; existen obras de interconexión entre la planta de bombeo y los sistemas de alcantarillado locales, estando también en proceso de construcción obras complementarias de alivio.

Otros colectores importantes pertenecientes al sistema IMAN, además del México-Xochimilco, son los colectores Ruiz Cortines Norte y Sur, el colector San Fernando, el colector Viaducto Tlalpan Sur y el colector Calzada de Tlalpan Oriente, entre otros.

En el cuadro 3.6 se presenta una relación de todos los colectores integrantes del Sistema IMAN, en donde se indican sus longitudes, diámetros inicial y final y la extensión superficial de sus áreas parciales de drenaje.

3.7 DIAGNOSTICO GENERAL

Como se ha indicado el Río San Buenaventura es el principal dren en la zona de estudio y debido a que las cuencas que drenan a la zona tienen pendientes pronunciadas, los caudales son rápidamente concentrados en las partes bajas, donde son difíciles de drenar por falta de pendiente y escasez de capacidad de los principales drenes de la zona.

Ante esta condición sería difícil plantear soluciones al problema, sin embargo dadas las perspectivas de desarrollo de los drenes principales puede considerarse que estos tendrán la capacidad suficiente para drenar el agua que sea captada por la nueva infraestructura propuesta.

Con el propósito de conocer la problemática real sobre inundaciones en el área del sistema IMAN, tanto para detectar las zonas normalmente afectadas, como para obtener información útil para la calibración del modelo de simulación del funcionamiento del sistema de drenaje se realizó un recorrido de la zona apoyándolo en un documento interno del D.D.F. que contiene la relación de 69 zonas propensas a inundaciones en la Delegación Tlalpan.

Con dicho recorrido se detectaron las zonas de interés realmente conflictivas, sumando un total de 20 clasificadas como graves (láminas mayores de 50 cm) y 18 como serias (láminas de 20 a 50 cm); de estas últimas 13 están dentro del área de influencia del sistema IMAN (la mayoría a lo largo del propio colector IMAN) y las cinco restantes corresponden más bien al sistema Miramontes, aunque pueden beneficiarse al aliviarse el sistema IMAN por ser éste tributario del Miramontes.

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA DE
DRENAJE DEL SISTEMA IMAN
CARACTERÍSTICAS GENERALES DE
LOS COLECTORES DEL SISTEMA IMAN

Colector	Áreas de aportación (km ²)		Longitud (km)	Diámetro (m)	
	Zona urbana	Cuenca externa		Inicial	Final
IMAN	2.81	4.75	5.348	0.91	1.52
Pedregal de Carrasco	0.69	-	0.902	0.60	0.91
Ruíz Cortines Norte	0.51	-	3.341	0.60	1.22
Ruíz Cortines Sur	0.31	-	1.110	0.60	0.91
Sabino	1.55	3.54	0.937	0.60	0.91
Callejón de Carrasco	1.57	3.56	2.270	0.76	1.22
Arenal	0.06	-	0.272	0.60	0.60
San Fernando	0.44	-	1.798	0.60	0.91
México-Xochimilco	3.14	-	5.935	0.60	2.44
Matamoros	1.44	-	2.360	0.60	1.07
Niño de Jesús	0.45	-	0.823	0.60	0.91
Dr. Henoeh	0.60	-	0.425	0.60	0.76
Viaducto Tlalpan Sur	0.81	-	1.397	0.91	2.13
Viaducto Tlalpan Ote.	0.08	-	1.191	0.60	0.60
Viaducto Tlalpan Pte.	0.19	-	1.174	0.60	0.60
San Juan Bosco	0.20	-	0.433	0.60	0.76
Calz. de Tlalpan Ote.	0.32	-	2.295	0.91	1.52
Ramal Costa de Marfil	0.07	-	0.264	0.60	0.76
Ramal Sudán	0.13	-	0.279	0.60	0.60
Puente	0.11	-	0.340	0.60	0.60
T o t a l	14.94	11.85	32.894	-	-

CAPITULO IV

ESTUDIOS HIDROLOGICOS

4.1 GENERALIDADES

En este capítulo, se describen los análisis hidrológicos que se efectuaron para la determinación de hidrogramas de aportación al sistema IMAN, en la revisión de su funcionamiento hidráulico ante precipitaciones de distinta magnitud. De acuerdo con ello, se comentan los criterios adoptados para la determinación de los parámetros hidrológicos más significativos, que no fueron discutidos en el Capítulo II, y se presentan los resultados obtenidos con la aplicación de estos criterios.

4.2 AREAS DE APORTACION

Como se explicó en el Capítulo II, la aplicación del modelo TUAVE requiere de una previa discretización del sistema.

El sistema IMAN fue subdividido en todos sus colectores en celdas, teniéndose dos tipos de cuencas; internas y externas, en las primeras se presentan los denominados hidrogramas laterales y en las últimas los llamados hidrogramas de punta.

Para la subdivisión se siguieron las recomendaciones de los instructivos del Modelo, básicamente en lo referente a longitudes máximas y mínimas y a la relación entre celdas adyacentes, buscando garantizar una partición fina que garantice buena precisión en el cálculo.

Se obtuvieron 148 celdas, cuyas cuencas de aportación se determinaron, primero, a partir de planos de la infraestructura local, y después se verificaron sus límites mediante recorridos de campo. La suma de dichas áreas, da un total de 26.79 km² de superficie total servida por el sistema.

4.3 PERIODOS DE RETORNO

Para la revisión del funcionamiento hidráulico del Sistema IMAN, bajo diferentes condiciones de escurrimiento, se consideraron dos periodos de retorno, 3 y 10 años. El primero corresponde a lo que podría considerarse como condiciones ordinarias, y se adopta como periodo básico para la revisión del funcionamiento del sistema.

El periodo de retorno de 10 años contempla, por su parte, condiciones extraordinarias de funcionamiento, pues excede como ya se vió, los periodos de retorno usuales para diseño de redes de alcantarillado; el análisis de este caso, se considera importante para detectar cuáles serían los puntos críticos de la red en estas condiciones y de que magnitud serían los problemas.

En relación con el problema del diseño (no propiamente de la revisión) de obras hidráulicas urbanas para desalojo de corrientes pluviales, la asignación de periodos de retorno está íntimamente ligada con el balance adecuado de dos factores: seguridad y economía.

El análisis tendiente a la determinación del tamaño mas adecuado de una obra, que tenga que ver con el control y manejo de escurrimientos extraordinarios es, en esencia, un problema económico cuyo objetivo debe estar enfocado, a evitar al menor costo la mayor cantidad posible de daños que provocarían las crecientes. En la práctica, no obstante, la solución precisa de este problema puede conllevar un alto grado de complejidad, por lo que, comunmente, lo que se hace es asignar un periodo de retorno congruente con la finalidad de la obra y trabajar

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

con la creciente correspondiente al mismo.

Como referencia, en el Manual de Hidráulica Urbana, elaborado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM para el D.D.F., se describen distintos criterios para la asignación de periodos de retorno a obras hidráulicas urbanas. En el presente trabajo se han incluido los cuadros 4.1 y 4.2, tomados de la publicación citada, que relacionan los periodos de retorno recomendables para diseño, con el uso del suelo y las características de las vialidades de la zona. La fuente original de estas tablas, es una publicación del Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales Renovables de Venezuela, fechada en 1979.

De acuerdo con la primera de las tablas citadas, y atendiendo al uso del suelo en las cuencas tributarias del sistema IMAN, los periodos de retorno representativos estarían entre 1.5 y 3 años; por otra parte, de acuerdo con la segunda tabla, el rango de periodos de retorno en la zona sería entre 1.5 y 5 años; este último valor se justifica, al tomar en cuenta que el área de interés es cruzada por varias vialidades arteriales de importancia, como el Anillo Periférico Sur, el Viaducto Tlalpan y el tramo final de la Calzada de Tlalpan.

Dado que se desconocen los periodos de retorno que se adoptaron para el diseño original de las obras del sistema IMAN, de acuerdo con los rangos anteriormente mencionados, se considera justificable la adopción del periodo de retorno de 3 años, como periodo básico para revisión del funcionamiento del sistema en condiciones ordinarias.

Como complemento y por considerarlo un valioso auxiliar para la asignación de periodos de retorno a obras nuevas o rehabilitación a las existentes, se presenta también el cuadro 4.3, que muestra las relaciones entre el periodo de retorno y el riesgo de falla, para distintas duraciones del periodo de análisis. Para el caso que nos ocupa, la falla debe entenderse como la insuficiencia de capacidad

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA DE DRENAJE
DEL SISTEMA IMAN

PERIODOS DE RETORNO EN FUNCION DEL USO DEL SUELO

TIPO DE USO	T_r (años)
a) Zonas de actividad comercial	5
b) Zonas de actividad industrial	5
c) Zonas de edificio públicos	5
d) Zonas residenciales multifamiliares de alta densidad (*)	3
e) Zonas residenciales unifamiliares y multifamiliares de baja densidad (*)	1.5
f) Zonas recreativas de alto valor e intenso uso por el público	1.5
g) Otras áreas recreativas	1

(*) Se entiende por baja densidad a valores inferiores a 100 habitantes por hectárea.

Fuente: Manual de Hidráulica Urbana. Instituto de Ingeniería. UNAM.- D.D.F.
(con base en una publicación del Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales Renovables de Venezuela; 1979).

ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA DE DRENAJE
DEL SISTEMA IMAN

PERIODOS DE RETORNO MINIMOS EN FUNCION DE LAS VIALIDADES (*).

TIPO DE VIA	T_r (años)
VIALIDAD ARTERIAL Autopistas urbanas y avenidas que garantizan la comunicación básica de la ciudad.	5
VIALIDAD DISTRIBUIDORA Vías que distribuyen el tráfico proveniente de la vialidad arterial o que la alimentan.	3
VIALIDAD LOCAL Avenidas y calles cuya importancia no traspasa la zona servida	1.5
VIALIDAD ESPECIAL Acceso a instalaciones de seguridad nacional y servicios públicos vitales	10

CUADRO 4.2

(*) Esta tabla debe usarse como complemento y conjuntamente con la de uso del suelo.

Fuente: Manual de Hidráulica Urbana. Instituto de Ingeniería. UNAM.-D.D.F.
(con base en la publicación del Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales Renovables de Venezuela; 1979).

ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA* DE DRENAJE
DEL SISTEMA IMAN

PERIODO DE RETORNO DE DISEÑO COMO FUNCION DEL PERIODO DE ANALISIS
DEL PROYECTO Y DEL RIESGO DE FALLA

Riesgo de falla permisible P	Período de análisis en años (n)								
	1	2	5	10	15	20	25	50	100
	Período de retorno requerido Tr (años) = (1/p)								
0.01	100	199	498	995	1 493	1 990	2 488	4 975	9 950
0.05	20	39	98	195	293	390	488	975	1 950
0.10	10	19	48	95	143	190	238	475	950
0.15	7	13	31	62	92	124	154	308	616
0.25	4	7	18	35	53	70	87	174	348
0.50	2	3	8	15	22	29	37	73	145
0.75	1.33	2	4	8	11	15	19	37	73
0.90	1.11	1.46	3	5	7	9	11	22	44
0.99	1.01	1.11	1.66	3	4	5	6	11	22

$$P = 1 - (1 - 1/Tr)^n$$

hidráulica, al superarse los gastos de diseño por los correspondientes a un cierto evento hidrológico; es evidente que ésto, para el alcantarillado, no inutiliza las obras, sino que solamente incide en encharcamientos o inundaciones de magnitud acorde con el periodo de retorno del evento hidrológico extraordinario que se presente.

4.4 TIEMPOS DE CONCENTRACION

El tiempo de concentración de una cuenca de aportación a una corriente fluvial, o a un sistema de drenaje, equivale al tiempo que tardaría una partícula de agua en transportarse, desde la parte superior de la cuenca hasta la salida de la misma, y es un parámetro de gran interés para algunas estimaciones hidrológicas. Es evidente que la determinación práctica de tiempos de concentración presenta problemas, por la gran variedad de factores que pueden intervenir.

Con el propósito de tener un amplio marco de referencia, para el establecimiento de los tiempos de concentración de los hidrogramas de aportación al sistema, se aplicaron cinco criterios.

En comparación con los estudios que se han realizado para cuencas agrícolas rurales, los análisis para determinar tiempos de concentración en cuencas urbanas son mínimas. Es por ello que son muy populares las fórmulas empíricas para resolver este problema, como la de Kirpich (ref.4), Hathaway (ref. 5) y los criterios de U.S. Navy y del Texas Highway Department, que pese a estar concebidos para cuencas agrícolas, en nuestro medio suelen aplicarse para cuencas urbanas y semiurbanas.

A continuación se muestran las expresiones de los dos primeros criterios, mientras que para el caso de los dos últimos se recomienda consultar la referencia No.6, ya que se requieren varias tablas auxiliares para su aplicación y mostrarlas sale del alcance de este trabajo.

$$T_c = 0.946786 \frac{L^{1.000}}{H^{0.833}} \dots \text{CRITERIO DE KIRPICH}$$

$$T_c^{2.16} = 0.342492 \frac{L \cdot n}{s^{0.9}} \dots \text{CRITERIO DE MATHAWAY}$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración en horas

L = Longitud media a lo largo del cauce o colector principal, desde el parteaguas hasta la salida de la cuenca, en kilómetros.

H = Diferencia de niveles entre el parteaguas y el punto de descarga, en metros.

n = Coeficiente de rugosidad de Manning, adimensional.

s = Pendiente del cauce, adimensional.

Además de los cuatro criterios mencionados, para la estimación de tiempos de concentración de las cuencas aportadoras al sistema de drenaje, se aplicó metodología complementaria, consistente en la determinación de la velocidad de recorrido del agua en el interior de los colectores, suponiendo 10 minutos, como el tiempo medio que tardarían las aguas en su escurrimiento superficial sobre las vialidades y en su transporte hasta los colectores a través de la red secundaria de drenaje; el tiempo de recorrido del agua en los colectores se estimó con base en la fórmula de Manning, bajo la hipótesis de flujo uniforme.

En el caso de celdas que tienen aportaciones adicionales de cuencas exteriores, se calculó el tiempo de concentración como la suma del tiempo de traslado del agua en el cauce de drenaje y el tiempo de recorrido en el colector hasta la salida de la celda. Estos tiempos se valoraron en función de la longitud total y de la velocidad del flujo calculada con la fórmula de Manning. Para celdas interiores los tiempos se valoraron sumando a los 10 minutos considerados como recorrido del agua sobre calles y sistema secundario, el tiempo de traslado del colector, desde el punto medio de la celda hasta su

salida, también de acuerdo con la fórmula de Manning; la adopción de los 10 minutos de recorrido previo, está de acuerdo con la extensión superficial media adoptada para las celdas de aportación al sistema de drenaje.

En términos generales, con los criterios de Kirpich, Hathaway y Manning se obtuvieron órdenes de magnitud similar, en tanto que para los métodos del U.S. Navy y Texas Highway Department, los resultados muestran cierta erradicidad, además de que en varios casos los datos que se requieren para el uso de estos dos últimos métodos, quedaron fuera de su rango de aplicación.

De acuerdo con todo lo anterior, el establecimiento de tiempos de concentración se basó en el promedio de los resultados obtenidos con los métodos de Kirpich, Hathaway y Manning, cuando todos estos criterios indicaron valores del mismo orden de magnitud. En el caso de discrepancias relativamente fuertes, se dio más peso al criterio de Kirpich, por su mayor objetividad, puesto que para los otros dos, los resultados son bastante sensibles al coeficiente de rugosidad. Los valores finalmente adoptados para el cálculo de hidrogramas, se muestran en el cuadro 4.12.

4.5 COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO

El coeficiente de escurrimiento de una cuenca de drenaje, equivale al cociente entre el volumen de escurrimiento directo originado por una precipitación determinada y el volumen llovido sobre la cuenca.

En el caso que nos ocupa, los coeficientes de escurrimiento de las cuencas de aportación externas al sistema de drenaje están determinados básicamente por las condiciones geológicas, el relieve topográfico y las características de la cubierta vegetal, en tanto que para las celdas interiores, están condicionadas por el uso del suelo y la densidad habitacional.

Para las cuencas exteriores de aportación, no es posible la determinación directa de coeficientes de escurrimiento para tormentas específicas, dado que, si bien se conocen las características de magnitud, temporalidad y espaciales de las tormentas más severas que se han presentado durante los últimos años en la región, se desconocen los gastos y volúmenes reales de aportación, pues no existe sobre los cursos de la mayoría de estas corrientes ninguna estación hidrométrica que opere regularmente, ni tampoco se dispone de datos sobre aforos esporádicos a las mismas.

Con el fin de tener una idea aproximada de la magnitud de los coeficientes de escurrimiento de estas cuencas, se llevó a cabo una investigación sobre el particular en cuencas cercanas, de características parecidas y en donde sí se cuenta con alguna información sobre precipitaciones y escurrimientos observados para tormentas específicas.

De acuerdo con los resultados de estimaciones que se reportan en la referencia 7, los coeficientes de escurrimiento para las tormentas más severas entre 1973 y 1979, ocurridas en la zona suroeste del Valle de México, resultaron, en las cuencas de los Ríos Magdalena y Eslava, relativamente cercanas a la zona de interés, como se indica en el cuadro 4.4.

Por su parte, el Instituto de Ingeniería de la UNAM, en su Manual de Hidráulica Urbana (ref. 3) reporta, para la cuenca del Río Magdalena, los resultados mostrados en el cuadro 4.5.

Como se observa en los valores citados, los coeficientes de escurrimiento de estas cuencas resultan sumamente bajos, lo que, sin duda, es debido a la cobertura vegetal boscosa pero, sobre todo, a las condiciones geológicas. Los coeficientes reportados para la cuenca del Eslava son incluso menores que los de la cuenca del Magdalena en su conjunto; se estima que ésto obedece a la mayor extensión superficial

CUADRO 4.4

Cuenca	Area drenada Km2	Período de análisis	Coef. de escurrimiento		
			Máximo	Mínimo	Medio
Río Magdalena-Eslava hasta Santa Teresa	82.9	1973-1979	0.097	0.009	0.030
Río Eslava hasta la- Conchita	54.0	1976-1979	0.023	0.005	0.012

CUADRO 4.5

Período	No. de Tormentas	Coeficiente de escurrimiento		
		Máximo	Mínimo	Medio
1976 - 1977	4	0.026	0.010	0.016
1978	3	0.022	0.013	0.017

de los basaltos fracturados, provenientes de las erupciones del Ajusco y del Xitle, ya que el Río Magdalena constituyó una frontera para el transporte de las lavas y es por ello que en su margen izquierda no alcanzaron a cubrir las tobas, mucho mas impermeables que el basalto. Por el contrario, la cuenca del Río Eslava, al igual que la del Río San Buenaventura y las cuencas de aportación externa al sistema IMAN, son mas abundantes en afloramientos de basaltos brechoides sumamente fracturados, que favorecen la infiltración; de hecho, la zona de las inmediaciones del Xitle esta identificada como una zona de recarga del acuífero del sur del Valle de México y, si bien en la actualidad no es abundante en manantiales, se estima que esto obedece al efecto de las baterías de pozos para abastecimiento de agua potable a la ciudad en las zonas de Villa Coapa y del IMAN, que han abatido los niveles estáticos del acuífero.

Resumiendo, de acuerdo con la información antes presentada, se estima que la potencialidad hidrológica de generación de avenidas de las cuencas de la zona sur del Valle de México, ante precipitaciones extraordinarias, es muy baja, con coeficientes medios de escurrimiento inferiores al 2%.

Por lo que toca a las cuencas de aportación de las celdas internas en que se subdividió el sistema IMAN, como señalo anteriormente, dado el desarrollo urbano local, los coeficientes de escurrimiento dependen básicamente de las características de uso del suelo, que en la zona es de tipo habitacional de baja densidad, en su mayor parte. De acuerdo con ello, tomando como referencia la información sobre usos y destinos del suelo en las delegaciones Xochimilco y Tlalpan correspondientes al Programa de Desarrollo Urbano del D.F., y complementando esta información mediante recorridos de verificación en campo, se establecieron las características de uso para cada cuenca tributaria y con base en ellas se determinaron, mediante prorrateo entre los distintos usos, coeficientes de escurrimiento ponderados representativos de cada cuenca de aportación.

La selección de los coeficientes correspondientes a cada uso se efectuó a partir de la tabla general que es objeto del cuadro 4.6. de la que se realizó una adaptación para su aplicabilidad a las clases de uso que considera el Programa, según se muestra en el cuadro 4.7.

Es importante señalar que los valores finalmente adoptados que se muestran en la cuadro 4.8 consideran los usos futuros del suelo que contempla el programa de Desarrollo Urbano, dado que se estima que, para fines de revisión del funcionamiento del sistema, es conveniente tomar en cuenta en esta etapa los futuros caudales de aportación, que en algunas cuencas pueden ser de importancia, cuando se transforme su uso actual (áreas verdes, zonas rurales) a un uso habitacional. No obstante, de acuerdo con el citado Programa estos casos son mínimos.

4.8 FRECUENCIA DE LLUVIAS

Existe una buena cantidad de información pluviométrica y pluviográfica relativa a la zona sur del Valle de México, en donde operan desde hace varios años algunas estaciones de medición.

La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos tiene a su cargo las estaciones climatológicas en la zona de interés y sus inmediaciones que se citan en el cuadro 4.8, y las cuales cuentan con pluviógrafo de registro diario.

Por su parte, el D.D.F., a través de la DGCOH, opera en el área de interés las estaciones pluviográficas citadas en el cuadro 4.9.

También operan o han operado en la zona otras estaciones de medición, como es el caso de las siguientes: Col. Santa Ursula (SARH), Hacienda Peña Pobre (SARH), Presa Anzaldo (SARH) y Tlalpan (SMN), pero en algunos casos se encuentran suspendidas, en otros operaron durante muy poco tiempo y todas ellas son únicamente pluviométricas, lo que no permite inferir de sus registros, datos confiables sobre intensidades

CUADRO 4.6

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA
DE DRENAJE DEL SISTEMA IMAN
VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C
PARA LA APLICACION DE LA FORMULA RACIONAL AMERICANA

Condiciones del área de drenaje	Coefficiente de escurrimiento, C
Praderas:	
Suelos arenosos, pendientes inferiores al 2%	0.05 - 0.10
Suelos arenosos, pendientes de 2 a 7%	0.10 - 0.15
Suelos arenosos, pendientes mayores del 7%	0.15 - 0.20
Suelos arcillosos, pendientes inferiores de 2%	0.13 - 0.17
Suelos arcillosos, pendientes de 2 a 7%	0.18 - 0.22
Suelos arcillosos, pendientes mayores del 7%	0.25 - 0.35
Áreas habitacionales:	
Zonas unifamiliares	0.30 - 0.50
Urbanizaciones con viviendas en unidades separadas	0.40 - 0.60
Urbanizaciones con viviendas contiguas	0.60 - 0.75
Suburbios	0.25 - 0.40
Zonas de departamentos	0.50 - 0.70
Oficinas:	
Zonas densamente construidas (centro de la ciudad)	0.70 - 0.95
Zonas fuera del centro de la ciudad	0.50 - 0.70
Áreas industriales:	
Zonas con baja densidad de construcción	0.50 - 0.80
Zonas densamente construidas	0.60 - 0.90
Parque, cementerios:	0.10 - 0.25
Zonas recreativas:	0.20 - 0.35
Pacios de ferrocarril:	0.20 - 0.40
Zonas no urbanizadas:	0.10 - 0.30
Calles:	
Asfalto	0.70 - 0.95
Concreto	0.80 - 0.95
Adoquín o empedrado	0.70 - 0.85
Calzadas y paseos:	0.75 - 0.85
Áreas techadas:	0.75 - 0.95

FUENTE: Handbook of Applied Hydrology. Chow. Mc. Graw Hill. N.Y., 1964.

CUADRO 4.7

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA DEL DRENAJE DEL SISTEMA IMAN

COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO (VALORES TÍPICOS)

Tipo de área drenada		Coeficiente de escurrimiento		
		Máximo	Medio	Mínimo
-ZONAS RESIDENCIALES-				
H0,5	Habitacional hasta 50 hab/ha (Unif.)	0.50	0.40	0.50
H1	Hab. hasta 100 hab/ha (casa habit.)	0.60	0.50	0.40
H2	Hab. hasta 200 hab/ha (Mult. Espaciados)	0.70	0.60	0.50
H4	Hab. hasta 400 hab/ha (Mult. Semiespac)	0.70	0.60	0.50
H8	Hab. hasta 800 hab/ha (Mult. compacto)	0.75	0.675	0.60
H2 S	Hab. hasta 200 hab/ha con servicios	0.60	0.50	0.40
H4 S	Hab. hasta 400 hab/ha con servicios	0.70	0.60	0.50
H4 I	Hab. hasta 400 hab/ha con industria	0.60	0.50	0.40
H4 IS	Hab. hasta 400 hab/ha con ind. y serv.	0.70	0.60	0.50
ES (1,5)	Equip. de servicios (intensidad = 1.5)	0.50	0.40	0.30
ES (3,5)	Equip. de servicios (intensidad = 3.5)	0.60	0.50	0.40
CU	Centro urbano	0.70	0.60	0.50
SU	Subcentro urbano	0.60	0.50	0.40
CB	Centro de Barrio	0.60	0.50	0.40
ED	Equipamiento de deportes y recreación	0.50	0.375	0.25
EP	Equipamiento de protección y seguridad	0.60	0.50	0.40
EM	Equipamiento mortuario	0.25	0.175	0.10
EI	Equipamiento de infraestructura	0.50	0.40	0.30
AV	Áreas verdes y espacios abiertos	0.25	0.175	0.10
RS	Rural silvícola	0.25	0.133	0.015
RA	Rural agrícola			
RP	Rural pecuario			
RE	Reserva ecológica			

CUADRO 4.8

Estación	No. de años de registro	Ubicación
Ajusco (Pueblo)	16	Calle Damián Carmona No. 2, en el pueblo del Ajusco en el patio de la casa del encargado. Delegación Tlalpan, D.F.
Desviación Alta al Pedregal.	17	Situada en la azotea de la casa del observador a una distancia de 1.6 km al oriente del Primer Dinamo, dentro de la Delegación Magdalena Contreras, D.F.
Monte Alegre	8	Situada junto al sistema de captación de los manantiales Monte Alegre, unos 8.2 km al oeste de la población de San Miguel Ajusco, en las estribaciones del Volcán Ajusco, dentro de la Delegación Magdalena Contreras, D. F.

CUADRO 4.9

Estación	No. de años de registro	Ubicación
34.- Bosque de Tlalpan	5	Planta de rebombero CTL 5 -- del D.D.F. en el circuito -- del Bosque Tlalpan, Delegación Tlalpan.
35.- P.B. Villa Coapa .	5	Planta de Bombeo Villa Coapa, en Avenida División del Norte esquina Canal de Miramontes, Delegación Tlalpan.
36.- San Pedro Mártir	5	Tanque San Pedro Mártir; km 20.5 Carretera Federal México-Cuernavaca, esq. Cerrada Diligencias, Delegación --- Tlalpan.
37.- Santo Tomás Ajusco	5	Carretera Panorámica Pica--cho-Ajusco, Pueblo Santo -- Tomás Ajusco, Delegación -- Tlalpan.

de precipitación para distintas duraciones de lluvia.

Se anexan al presente trabajo, en las graficas 4.1 a 4.4 las curvas de intensidades máximas maximorum, a nivel anual, para el periodo 1982-1986, de las cuatro estaciones pluviográficas operadas por la DGCOH antes relacionadas; estas curvas se dibujarn a partir de información registrada y procesada por la Unidad Departamental de Automatización y Medición, dependiente de la Dirección de Servicios a Usuarios de la DGCOH.

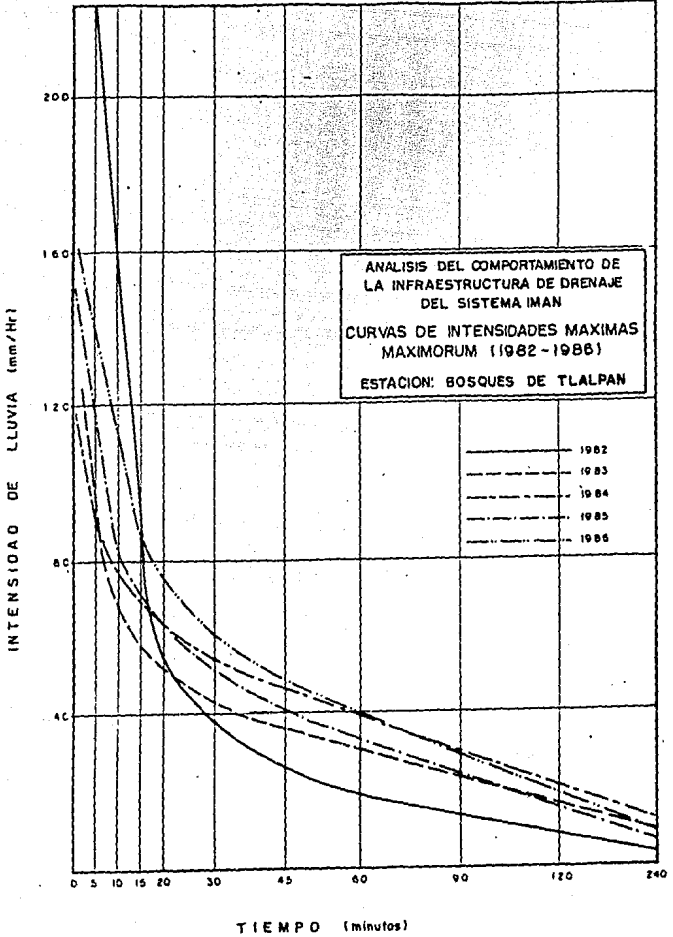
Para la estimación de intensidades de lluvia en cuencas externas de aportación al sistema se tomaron como válidas, previa revisión, las curvas i-d-Tr (intensidad-duración-periodo de retorno) de la estación Ajusco (Pueblo), operada por la DGCOH, por la mayor extensión que comprenden sus periodos de medición, y por su localización, prácticamente en el centro de la cuenca del San Buenaventura. Esta información, procesada es objeto de la gráfica 4.5.

Por lo que se refiere a las intensidades de lluvia en la zona propiamente comprendida por el sistema IMAN, para la determinación de las que se utilizarían en la revisión del funcionamiento hidráulico de dicho sistema, se aplicaron varios criterios, mismos que se describen a continuación.

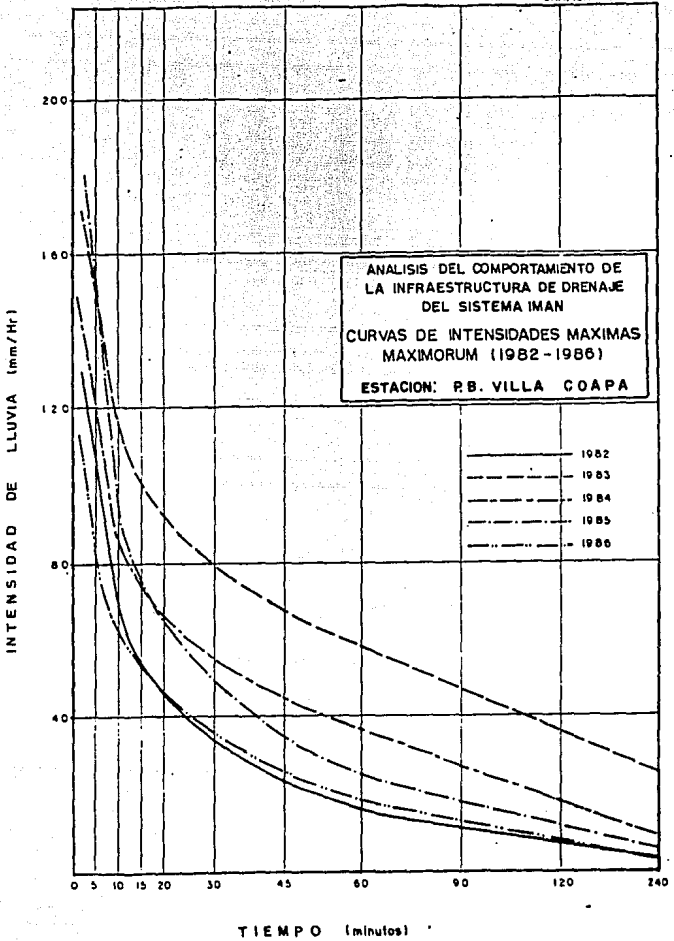
En primer término, con base en el estudio elaborado por CIEPS para la DGCOH (ref. 7) citado anteriormente, a partir de las curvas de isointensidad de precipitación que ahí se presentan, se hizo una interpolación que permitió fijar las intensidades correspondientes a distintos periodos de retorno y diferentes duraciones de lluvia.

Otro criterio consistió en considerar como aplicables a la zona del sistema IMAN las curvas i-d-Tr de la estación operada por la SARH con condiciones mas parecidas, considerando en este caso a la estación Desviación Alta al Pedregal.

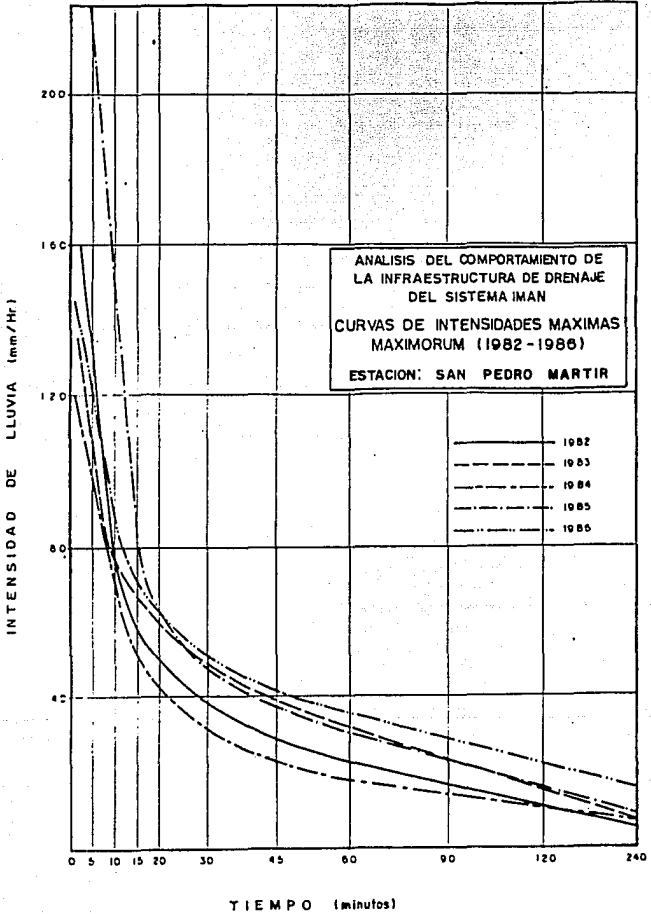
GRAFICA 4.1



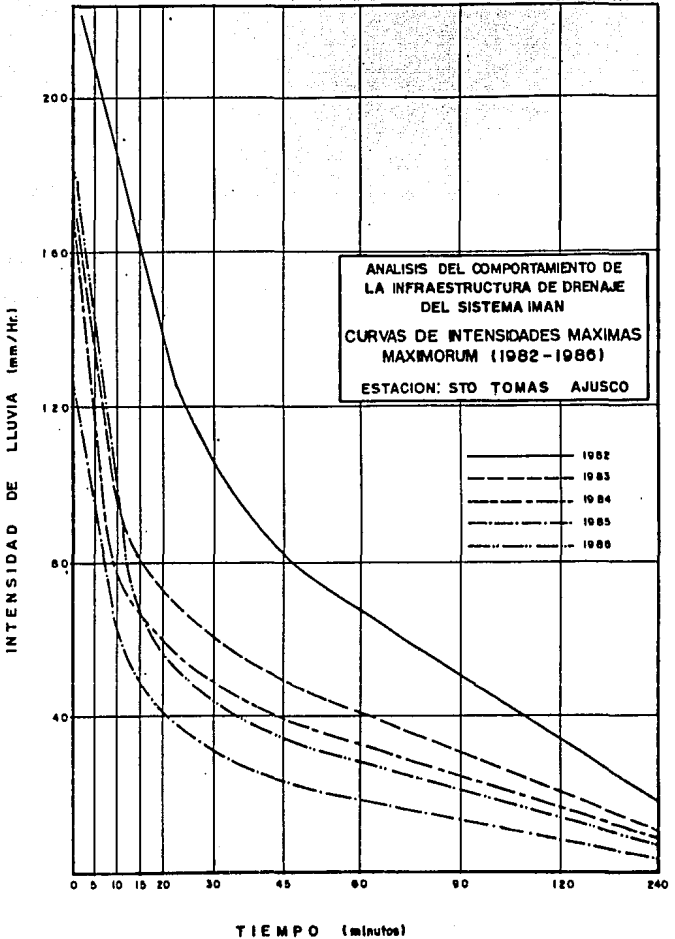
GRAFICA 4.2

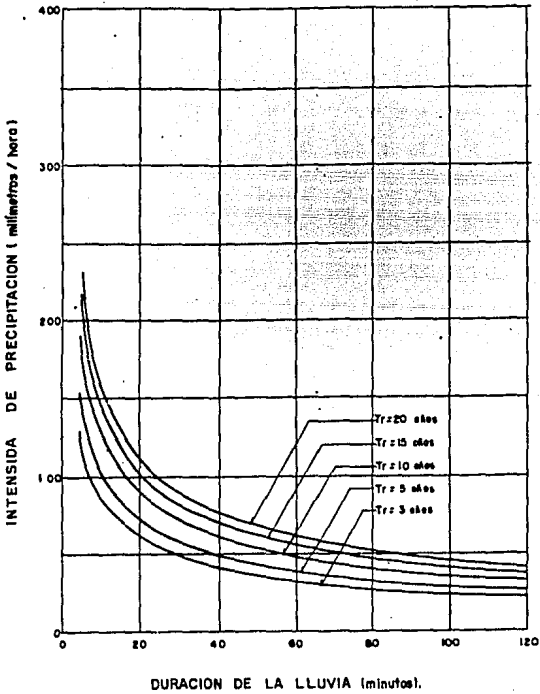


GRAFICA 4.3



GRAFICA 4.4





CURVAS INTENSIDAD-DURACION
 - PERIODO DE RETORNO
 ESTACION: AJUSCO (PUEBLO), D.F.

Un tercer criterio se formó obteniendo información de las curvas $i-d-Tr$ de las estaciones climatológicas operadas por la DGCOH, considerando como representativa de la zona del IMAN a la estación P.B. Villa Coapa. Cabe señalar que, dada la reducida magnitud del período de observación, no se consideró conveniente extrapolar esta información para periodos de retorno mayores a 3 años.

Del mismo modo, se aplicó también el procedimiento de cálculo que se propone en el Manual de Hidráulica Urbana de la DGCOH, y que se describe brevemente en el Capítulo II, en donde se parte de que las isoyetas medias anuales, pueden ser razonablemente representativas, en cuanto a su distribución, de precipitaciones específicas, efectuando ajustes por la duración de la lluvia y el período de retorno que se considere. Al respecto, se tomaron como base para el cálculo los índices de ajuste que se proponen en el Manual para los datos de la Estación San Angel.

En el cuadro 4.10 se muestran los resultados de la aplicación de los cuatro criterios así como los valores finalmente adoptados para revisión del sistema, y que se obtuvieron mediante el promedio de los estimados con los cuatro criterios aplicados y el posterior ajuste de los valores calculados, mediante técnicas estadísticas de regresión lineal, considerando curvas teóricas con la siguiente estructura:

$$i = a d$$

Donde (i) representa la intensidad de lluvia, (d) su duración y los parámetros (a) y (b) se obtienen del análisis de regresión. El ajuste a curvas teóricas se justifica en la necesidad de enmarcar la pluviometría local en patrones de comportamiento más generales y tiene la ventaja de que puede disponerse de expresiones matemáticas representativas de dichas relaciones $i-d-Tr$.

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA DE DRENAJE DEL SISTEMA IMAN
 INTENSIDADES DE LLUVIA SEGUN DISTINTAS
 FUENTES DE INFORMACION
 (milímetros/hora)

Fuente	Duración de la lluvia (min.)	Período de retorno (años)					
		2	3	5	10	20	50
Curvas de iso-intensidad de precipitación 1/	5	125	-	175	210	240	260
	10	103	-	116	131	145	162
	15	69	-	91	105	117	135
	20	-	-	-	-	-	-
	30	50	-	62	70	78	89
	45	-	-	-	-	-	-
	60	30	-	38	45	52	60
	75	-	-	-	-	-	-
	90	-	-	-	-	-	-
	120	17	-	24	28	32	38
Curvas i-d-Tr de estaciones de la SARH 2/	5	-	143	172	220	280	-
	10	-	93	112	143	182	-
	15	-	72	87	111	141	-
	20	-	61	72	93	118	-
	30	-	47	56	72	92	-
	45	-	37	44	56	71	-
	60	-	31	37	47	60	-
	75	-	-	-	-	-	-
	90	-	26	26	39	50	-
	120	-	20	20	30	40	-
Curvas i-d-Tr de estaciones de la DGGCH 3/	5	109	99	-	-	-	-
	10	67	60	-	-	-	-
	15	50	45	-	-	-	-
	20	41	37	-	-	-	-
	30	31	28	-	-	-	-
	45	23	21	-	-	-	-
	60	19	17	-	-	-	-
	75	-	-	-	-	-	-
	90	14	13	-	-	-	-
	120	11	10	-	-	-	-
Método del Manual de Hidráulica Urbana de la DGGCH 4/	5	95	110	129	152	178	206
	10	84	96	113	133	156	181
	15	70	81	95	112	131	152
	20	61	70	82	97	113	131
	30	47	54	63	74	87	101
	45	35	40	47	55	65	75
	60	28	32	38	45	52	61
	75	24	27	32	38	44	51
	90	20	23	27	32	37	43
	120	16	18	21	25	29	34
Valores adoptados para revisión del Sistema	5	125	128	176	209	249	265
	10	78	82	113	136	163	175
	15	60	64	88	106	127	137
	20	50	54	73	89	107	115
	30	38	42	57	69	83	90
	45	29	33	44	54	65	70
	60	24	27	36	45	54	59
	75	21	24	32	39	47	52
	90	19	21	28	35	42	46
	120	15	18	23	29	36	40

FUENTES DE INFORMACION:

- 1/ Fórmulas prácticas para la estimación de caudales en las cuencas del Poniente del I.F. Elaborado por CIEPS, s.c. para la DGGCH.- 1982.
 2/ Curvas i-d-Tr de estaciones climatológicas operadas por la SARH, cercanas al área del Estudio (información procesada por la U.D. de Planes Hidráulicos Delegacionales de la DGGCH).
 3/ Curvas i-d-Tr de estaciones climatológicas operadas por la DGGCH, cercanas al área del Estudio (información procesada por la U.D. de Automatización y Medición de la DGGCH.- 1982-1986).
 4/ Manual de Hidráulica Urbana. DGGCH. Tomo 1. 1982.

Como resultado del análisis, en el que se obtuvieron coeficientes de correlación muy elevados, en el cuadro 4.11 se presentan los valores de los parámetros a y b, para cada uno de los periodos de retorno considerados. La gráfica 4.6 muestra las curvas I-d-Tr representativas de la zona del sistema IMAN.

4.7 GASTOS DE APORTACION

Aunque la fórmula Racional Americana cuya estructura se describió en el Capítulo II se usa desde hace muchos años y normalmente sufre de las deficiencias mencionadas en el capítulo citado no por ello pierde vigencia en la práctica actual de la hidrología pudiendo aportar resultados muy representativos en la determinación de gastos máximos, siempre y cuando, se disponga de información confiable respecto a áreas de aportación, intensidades de lluvia y coeficientes de escurrimiento.

Para el caso particular del sistema IMAN, como se ha descrito, la obtención de parámetros ha sido cuidadosa y con conocimiento fidedigno de la información. De esta manera, se aplicó el mencionado criterio para la determinación del gasto en cada una de las cuencas de aportación para los periodos de retorno considerados (5 y 10 años) obteniéndose los resultados del cuadro 4.12 y que se consideran confiables.

4.8 HIDROGRAMAS DE APORTACION AL SISTEMA IMAN

Para la aplicación del modelo de simulación TUAVE se necesita contar, no solamente con los gastos máximos de aportación en cada una de las celdas en las que se subdivide el sistema de drenaje, sino también con la variación de dichos gastos a través del tiempo, lo que marca la necesidad de definir hidrogramas en cada caso.

CUADRO 4.11

**ANÁLISIS DE COMPORTAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA DE DRENAJE
DEL SISTEMA IMAN
ECUACIONES DE LAS CURVAS i-d-Tr REPRESENTATIVAS
DE LA ZONA DEL SISTEMA IMAN**

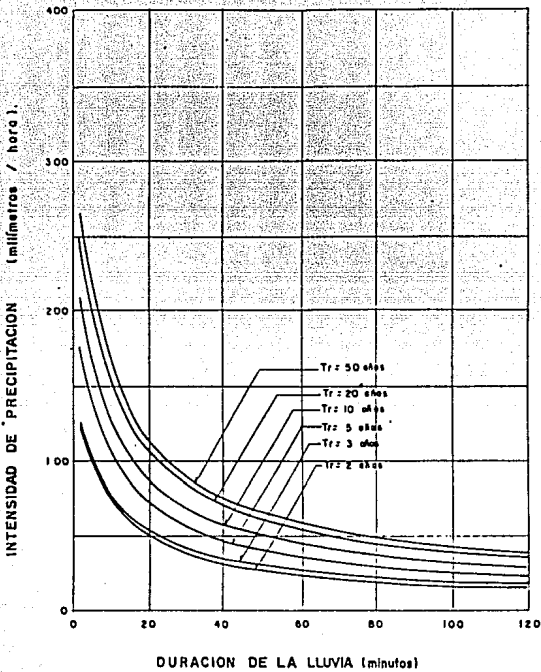
Período de retorno (años)	PARAMETROS		Coeficiente de Correlación r
	a	b	
2	352.091	-0.653	0.987
3	339.505	-0.615	0.990
5	486.411	-0.633	0.992
10	563.745	-0.616	0.995
20	668.672	-0.613	0.993
50	701.000	-0.604	0.984

Ecuación de ajuste:

$$i = a d^b$$

donde:

- i = intensidad de precipitación en mm/hora
- d = duración de la precipitación en minutos
- a, b = parámetros de ajuste



CURVAS INTENSIDAD-DURACION
 - PERIODO DE RETORNO
 REPRESENTATIVAS DE LA ZONA
 DEL SISTEMA IMAN.

Un procedimiento muy utilizado para este propósito es el propuesto por el Soil Conservation Service (SCS), del Gobierno Americano (ref. 6) que considera hidrogramas de forma triangular. Son dos los parámetros a evaluar: el tiempo de pico, (t_p) y el tiempo base (t_b). En cuencas pequeñas y de configuración de drenaje simple, de acuerdo con el SCS, el tiempo de pico puede determinarse con la expresión:

$$t_p = \frac{D}{2} + 0.6 T_c$$

donde D es la duración de la lluvia y t_c es el tiempo de concentración de la cuenca; tomando en cuenta que, para una cuenca pequeña, la duración de la lluvia más desfavorable resulta sensiblemente igual al tiempo de concentración, el tiempo de pico puede estimarse, a partir del tiempo de concentración, mediante la aplicación de la siguiente fórmula:

$$t_p = 1.1 t_c$$

Del análisis de múltiples hidrogramas de cuencas aforadas, el SCS ha observado un valor medio para el tiempo base 2.67 veces el tiempo de pico, con lo que se define perfectamente al hidrograma triangular de cada celda o cuenca de aportación.

El cuadro 4.12 contiene el detalle de las áreas, tiempos base, de pico, coeficientes de escurrimiento y gastos (para 3 y 10 años de periodo de retorno), de las distintas celdas de aportación en que se subdividió el sistema IMAN. También se obtuvieron los volúmenes de aportación a cada celda, a partir de la determinación de las áreas bajo los hidrogramas definidos con el procedimiento que se acaba de describir, esto se hizo con la idea de conocer los volúmenes totales de aportación y que fueron los siguientes: 181,903 y 298,151 m^3 , para periodos de retorno de 3 y 10 años, respectivamente; estas cifras corresponden a la totalidad de los volúmenes de escurrimiento directo que se generan, para los dos periodos de retorno considerados.

CUADRO No. 4.12

ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA DEL SISTEMA IMAN

TABLA DE CALCULO DE HIDROGRAMAS PARA PERIODOS DE RETORNO DE 3 Y 10 AÑOS
EN LAS CUENCAS APORTADORAS AL SISTEMA

CELDA	AREA (Km2)	TIEMPO CONC. (min)	TIEMPO BASE (min)	TIEMPO PICO (min)	COEF. ESC.	GASTO PICO 3 AÑOS (m3/s)	GASTO PICO 10 AÑOS (m3/s)
1	0.18	9	24	10	0.500	2.05	3.40
2	0.11	11	30	10	0.500	1.25	2.08
3	0.09	11	30	10	0.500	1.03	1.70
4	0.17	12	33	15	0.484	1.46	2.42
5	0.04	11	29	10	0.500	0.46	0.76
6	0.08	12	31	15	0.500	0.71	1.18
7	0.06	10	28	10	0.451	0.62	1.02
8	0.05	11	30	10	0.468	0.53	0.88
9	----	---	---	---	----	----	----
10	0.09	14	37	15	0.451	0.72	1.20
11	0.13	14	38	15	0.500	1.16	1.91
12	----	---	---	---	----	----	----
13	0.13	15	40	15	0.500	1.16	1.91
14	----	---	---	---	----	----	----
15	0.10	55	147	60	0.054	0.04	0.07
16	0.16	45	120	50	0.600	0.83	1.36
17	----	---	---	---	----	----	----
18	0.07	13	34	15	0.600	0.75	1.24
19	0.02	11	28	10	0.600	0.27	0.45
20	0.17	52	139	55	0.600	0.82	1.36
21	0.11	14	37	15	0.600	1.17	1.94
22	0.12	16	42	15	0.600	1.28	2.12
23	0.22	36	96	40	0.600	1.32	2.16
24	0.02	14	36	15	0.600	0.21	0.35
25	0.02	11	29	10	0.600	0.27	0.45
26	0.03	14	37	15	0.600	0.32	0.53
27	0.22	15	40	15	0.500	1.96	3.24
28	0.27	12	32	15	0.500	2.40	3.98
29	0.20	12	33	15	0.500	1.78	2.94
30	0.37	71	190	80	0.500	1.18	1.90
31	0.08	9	25	10	0.500	0.93	1.55
32	0.02	8	21	10	0.500	0.26	0.43
33	6.66	49	132	55	0.133	7.14	11.81
34	0.11	13	33	15	0.500	0.96	1.59
35	0.34	11	30	10	0.555	4.30	7.13
36	0.05	10	27	10	0.535	0.61	1.01
37	----	---	---	---	----	----	----
38	0.03	8	22	10	0.500	0.34	0.57
39	0.17	10	28	10	0.590	2.28	3.79

CUADRO No. 4.12

ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA DEL SISTEMA IMAN

TABLA DE CALCULO DE HIDROGRAMAS PARA PERIODOS DE RETORNO DE 3 Y 10 AÑOS
EN LAS CUENCAS APORTADORAS AL SISTEMA

CELDA	AREA (Km2)	TIEMPO CONC. (min)	TIEMPO BASE (min)	TIEMPO PICO (min)	COEF. ESC.	GASTO PICO 3 AÑOS (m3/s)	GASTO PICO 10 AÑOS (m3/s)
40	----	--	--	--	-----	----	----
41	0.01	7	19	10	0.500	0.11	0.19
42	0.01	7	19	10	0.500	0.11	0.19
43	0.01	9	23	10	0.500	0.11	0.19
44	0.05	10	26	10	0.500	0.57	0.94
45	0.39	22	59	25	0.565	2.94	4.53
46	----	--	--	--	-----	----	----
47	0.01	13	34	15	0.500	0.09	0.15
48	----	--	--	--	-----	----	----
49	0.04	13	34	15	0.500	0.36	0.59
50	0.05	15	41	15	0.525	0.47	0.77
51	0.03	10	26	10	0.386	0.26	0.44
52	0.02	9	23	10	0.459	0.21	0.35
53	0.85	20	52	20	0.484	6.17	10.17
54	0.12	12	33	15	0.500	1.07	1.77
55	0.04	10	27	10	0.500	0.46	0.76
56	0.05	9	24	10	0.500	0.57	0.94
57	0.08	10	27	10	0.500	0.91	1.51
58	0.09	10	25	10	0.477	0.98	1.62
59	0.05	12	32	15	0.500	0.44	0.74
60	----	--	--	--	-----	----	----
61	0.07	11	29	10	0.500	0.80	1.32
62	0.08	14	38	15	0.550	0.78	1.30
63	0.37	14	37	15	0.468	3.08	5.10
64	0.02	8	21	10	0.500	0.23	0.38
65	0.03	9	24	10	0.500	0.34	0.57
66	0.03	9	23	10	0.451	0.31	0.51
67	0.05	13	34	15	0.600	0.53	0.88
68	0.02	10	27	10	0.600	0.27	0.45
69	0.11	26	69	30	0.600	0.77	1.27
70	0.02	8	21	10	0.600	0.27	0.45
71	0.03	10	27	10	0.600	0.41	0.68
72	0.03	11	30	15	0.515	0.27	0.45
73	0.01	9	25	10	0.500	0.11	0.19
74	0.03	7	19	10	0.600	0.41	0.68
75	0.01	9	25	10	0.500	0.11	0.19
76	----	--	--	--	-----	----	----
77	0.02	12	31	15	0.500	0.18	0.29
78	0.03	26	69	30	0.500	0.18	0.29
79	0.05	11	29	10	0.500	0.57	0.94

CUADRO No. 4.12

ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA DEL SISTEMA IMAN

TABLA DE CALCULO DE HIDROGRAMAS PARA PERIODOS DE RETORNO DE 3 Y 10 AÑOS
EN LAS CUENCAS APORTADORAS AL SISTEMA

CELDA	AREA (Km2)	TIEMPO CONC. (min)	TIEMPO BASE (min)	TIEMPO PICO (min)	COEF. ESC.	GASTO PICO 3 AÑOS (m3/s)	GASTO PICO 10 AÑOS (m3/s)
80	0.04	10	26	10	0.600	0.55	0.91
81	0.04	12	33	15	0.600	0.43	0.71
82	0.05	11	30	10	0.443	0.50	0.84
83	0.07	24	64	25	0.600	0.56	0.86
84	0.02	9	23	10	0.600	0.27	0.45
85	0.01	8	21	10	0.600	0.14	0.23
86	0.01	10	27	10	0.500	0.11	0.19
87	0.06	22	59	25	0.530	0.42	0.65
88	4.66	42	112	45	0.114	4.87	7.97
89	0.06	11	30	15	0.600	0.64	1.06
90	0.13	11	30	10	0.600	1.78	2.95
91	0.14	12	32	15	0.525	1.31	2.16
92	0.02	7	19	10	0.500	0.23	0.38
93	0.04	16	41	15	0.500	0.36	0.59
94	0.08	16	44	20	0.500	0.60	0.99
95	0.15	23	61	25	0.500	1.00	1.54
96	0.03	10	28	10	0.375	0.26	0.43
97	0.17	17	45	20	0.378	0.96	1.59
98	0.15	23	61	25	0.525	1.05	1.62
99	0.13	23	61	25	0.530	0.92	1.42
100	0.02	13	33	15	0.600	0.21	0.35
101	0.01	12	32	15	0.600	0.11	0.18
102	0.02	12	32	15	0.375	0.13	0.22
103	0.02	16	44	20	0.375	0.11	0.19
104	----	---	---	---	----	----	----
105	0.03	16	42	15	0.600	0.32	0.53
106	----	---	---	---	----	----	----
107	0.11	30	80	35	0.510	0.61	1.00
108	----	---	---	---	----	----	----
109	0.07	14	36	15	0.600	0.75	1.24
110	0.05	25	67	30	0.590	0.34	0.57
111	0.07	10	27	10	0.600	0.96	1.59
112	0.03	8	21	10	0.600	0.41	0.68
113	0.14	9	24	10	0.525	1.67	2.78
114	0.02	9	23	10	0.500	0.23	0.38
115	0.02	8	21	10	0.500	0.23	0.38
116	0.06	11	30	10	0.500	0.68	1.13
117	0.02	10	27	10	0.500	0.23	0.38
118	0.04	12	32	15	0.403	0.29	0.47
119	1.16	28	74	30	0.150	2.03	3.34

CUADRO No. 4.12

ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA DEL SISTEMA IMAN

TABLA DE CALCULO DE HIDROGRAMAS PARA PERIODOS DE RETORNO DE 3 Y 10 AÑOS
EN LAS CUENCAS APORTADORAS AL SISTEMA

CELDA	AREA (Km ²)	TIEMPO CONC. (min)	TIEMPO BASE (min)	TIEMPO PICO (min)	COEF. ESC.	GASTO PICO 3 AÑOS (m ³ /s)	GASTO PICO 10 AÑOS (m ³ /s)
120	0.01	8	21	10	0.600	0.14	0.23
121	0.04	8	22	10	0.600	0.55	0.91
122	0.15	7	20	10	0.575	1.96	3.26
123	0.03	8	21	10	0.600	0.41	0.68
124	3.40	110	294	120	0.070	1.19	1.92
125	0.17	10	27	10	0.480	1.86	3.08
126	0.03	8	21	10	0.388	0.26	0.44
127	0.03	10	26	10	0.338	0.23	0.38
128	0.01	10	26	10	0.600	0.14	0.23
129	0.07	11	29	10	0.555	0.88	1.47
130	0.02	12	33	15	0.600	0.21	0.35
131	0.02	15	40	15	0.600	0.21	0.35
132	0.01	14	37	15	0.600	0.11	0.18
133	0.02	13	33	15	0.600	0.21	0.35
134	0.01	11	29	10	0.600	0.14	0.23
135	0.05	10	26	10	0.600	0.68	1.13
136	0.04	18	47	20	0.600	0.36	0.59
137	0.06	24	64	25	0.600	0.48	0.74
138	0.01	14	37	15	0.600	0.11	0.18
139	0.04	13	34	15	0.600	0.43	0.71
140	0.05	15	39	15	0.600	0.53	0.88
141	0.15	49	131	55	0.600	0.73	1.20
142	0.08	16	42	15	0.600	0.85	1.41
143	0.05	10	27	10	0.600	0.68	1.13
144	0.31	15	39	15	0.600	3.31	5.48
145	0.10	23	61	25	0.600	0.80	1.23
146	0.12	15	41	15	0.600	1.28	2.12
147	0.05	10	26	10	0.600	0.68	1.13
148	0.11	16	42	15	0.600	1.17	1.94

CAPITULO V

APLICACION DEL MODELO DE SIMULACION

5.1 INFORMACION TOPOGRAFICA

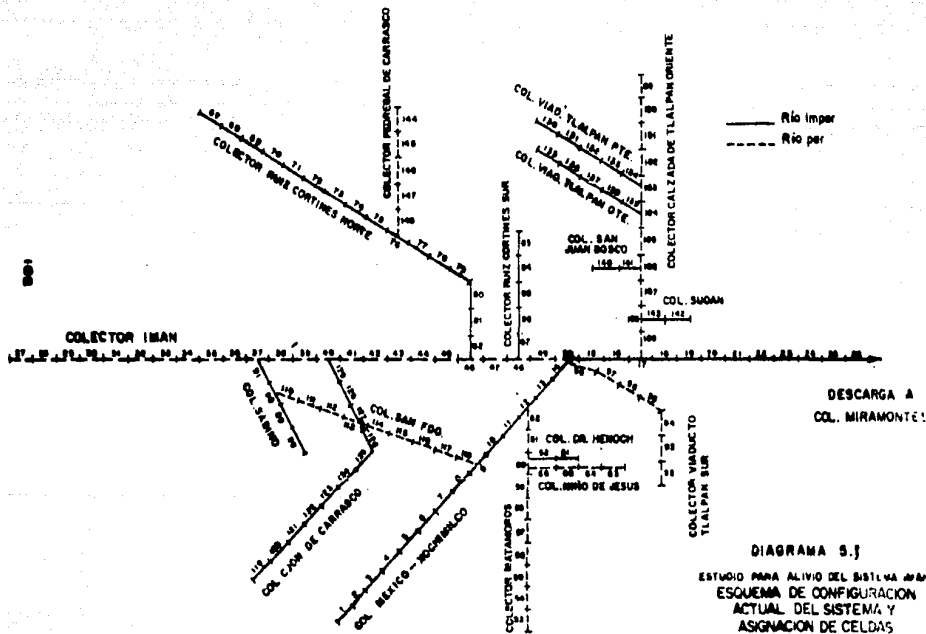
En la revisión del funcionamiento del sistema IMAN para el planteamiento de esquemas alternativos de alivio se hizo uso de información proporcionada por la DGCOH consistente en datos actualizados sobre las características de configuración, geométricas y topográficas de los colectores que forman parte del sistema y que ya se describieron en el capítulo III.

5.2 PARAMETROS GEOMETRICOS, HIDRAULICOS E HIDROLOGICOS

Para la revisión del funcionamiento del sistema en su situación actual y alternativas de alivio se utilizó el modelo TUAVE.

En primer término, se subdividió el sistema en tramos o celdas, atendiendo a las recomendaciones que sobre el particular se especifican en el Instructivo del Modelo y el Manual de Hidráulica Urbana de la DGCOH. Para buscar buena aproximación se consideraron 148 celdas, con límites perfectamente definidos en pozos de visita existentes, tomando en cuenta los cambios de diámetro, de pendientes generales, las confluencias, etc. El diagrama 5.1 muestra la configuración esquemática de la red, con la indicación de los afluentes pares e impares, así como el establecimiento de celdas.

Por lo que se refiere a los parámetros geométricos, topográficos del colector y el terreno, longitud de la celda, coeficiente de rugosidad, tirante y velocidad aproximados provienen de levantamientos detallados del sistema actual, efectuados por la DGCOH. Se presenta la



información geométrica considerada para los análisis de simulación, así como otros parámetros requeridos por el modelo. Adicionalmente, se incluyen listados de algunas de las corridas más representativas, que pueden consultarse para los detalles.

En cuanto a los parámetros hidrológicos requeridos, el modelo se alimentó con los hidrogramas triangulares (hidrogramas laterales y de punta) estimados para periodos de retorno de 3 años (condiciones ordinarias) y de 10 años (condiciones extraordinarias); los valores adoptados para gastos pico, tiempos de pico y tiempos base de los hidrogramas corresponden a los presentados en la parte final del capítulo IV (cuadro 4.12).

5.3 CALIBRACION DEL MODELO. SITUACION ACTUAL

La aplicación del modelo TUAVE al caso de análisis específico que representa el sistema IMAN, se llevó en varias etapas.

En su fase inicial, por no disponer de la totalidad de la información relativa a la configuración actual del sistema IMAN, ni con los resultados finales de los análisis hidrológicos para determinación de los hidrogramas de entrada al sistema, se efectuaron corridas del modelo con base en los datos de los planos de alcantarillado de 1976 de la DGCOH y estimaciones hidrológicas de carácter general. No obstante la baja calidad de la información suministrada al modelo, desde las corridas iniciales fue patente la ocurrencia de derrames en zonas perfectamente localizadas, principalmente a lo largo del colector IMAN, en algunos puntos del colector Callejón de Carrasco y en la confluencia entre los colectores IMAN y México-Xochimilco.

En paralelo a las actividades de procesamiento, se realizaron recorridos físicos por distintas zonas del sistema. Entre los

resultados iniciales del modelo y estas observaciones de campo se encontró buena correlación.

Conforme avanzaron los estudios, se llevaron a cabo nuevas corridas con datos afinados, tanto por lo que se refiere a la configuración, niveles y geometría de colectores, como por lo que toca a los hidrogramas de prueba. En esta etapa, mediante corridas sucesivas, se fueron afinando también los aspectos relativos al calentamiento del sistema, simulando su comportamiento con los gastos base que representan las aportaciones de aguas negras a cada celda. Cabe señalar, sin embargo, que dicho calentamiento sólo pudo lograrse parcialmente. Esto no tiene repercusiones significativas en los resultados finales de la simulación, en casos de lluvias ordinarias y extraordinarias. En efecto, la reducida magnitud de los caudales de aguas negras, en comparación con las dimensiones de los grandes colectores del sistema y de los importantes gastos de aportación pluvial que pueden manejarse, así como las excesivas pendientes existentes en los colectores no permitieron que dicho calentamiento fuera totalmente posible en algunos de ellos. De todos modos, la elevada concordancia encontrada entre las respuestas del modelo y la situación real, condujeron a aceptar la validez del método de simulación adoptado y de sus resultados, para el tránsito de avenidas pluviales.

9.4 SIMULACION DE ALTERNATIVAS DE ALIVIO

El análisis del comportamiento del sistema IMAN ante lluvias de períodos de retorno de 3 y 10 años sobre su cuenca aportadora, tanto en sus condiciones actuales, como para las distintas variantes de alivio que se plantearon, se llevó a cabo utilizando los servicios de procesamiento de la DGCOH; en paralelo, se efectuaron corridas en varios modelos de computadoras personales (previa adaptación del modelo original para este propósito), lo que permitió el estudio de un

buen número de variantes, propiciando, además, que pudieran derivarse una serie de experiencias prácticas respecto al uso del modelo en distintos equipos y las ventajas y limitaciones inherentes.

Pudo observarse así, por ejemplo, que los tiempos de procesamiento varían, para el caso particular del sistema IMAN, con 148 celdas y con intervalos de cálculo de 30 segundos. De diez minutos con el equipo de la DGCOH a unas 3.5 horas con equipo IBM-PS modelo 50 (30 Mb) y hasta unas 20 horas con computadoras personales del tipo de la HP-150 (cap. 256 K), o como la Frintaform (512 K).

Por lo que toca a capacidad de memoria de los equipos de procesamiento, el análisis de un sistema como el IMAN no ofrece ningún problema en los cuatro casos citados, aunque en el tercero, la capacidad está, prácticamente, al límite.

Los esquemas que se plantean para mejorar la situación actual pueden agruparse, a grandes rasgos, en tres tipos: alivio por rehabilitación y mejoras al propio sistema IMAN, alivio mediante bombeo hacia otro sistema, y alivio mediante derivación por gravedad hacia otro sistema.

En relación con el primero de los esquemas de alivio, estudiados, los análisis se enfocaron a evaluar el efecto que tendría el incremento de la capacidad hidráulica en los colectores principales de las porciones inferior y media del sistema, planteándose tres alternativas:

- a) Construcción de un colector paralelo al colector México-Xochimilco desde Viaducto Tlalpan hasta Villa Coapa.
- b) Construcción de colectores paralelos a los colectores México-Xochimilco e IMAN desde la confluencia del Colector Ruiz Cortines Norte hasta Villa Coapa.

- c) Construcción de colectores paralelos a los colectores México-Xochimilco e IMAN desde la confluencia del colector Callejón de Carrasco, hasta Villa Coapa.

Por lo que se refiere al esquema de alivio mediante bombeo, después de probar distintas alternativas, se definió que la más conveniente debía contemplar el alivio conjunto de los colectores México-Xochimilco e IMAN, inmediatamente después de la confluencia de ambos, mediante una caja de derivación a una línea de proyecto que condujera las aguas hacia una planta de bombeo adyacente al Anillo Periférico Sur, a la altura de las instalaciones del Instituto Politécnico Nacional en esa zona; las descargas de la planta serían conducidas hacia el encauzamiento del Río San Buenaventura, ubicado en las inmediaciones del Club de Golf México.

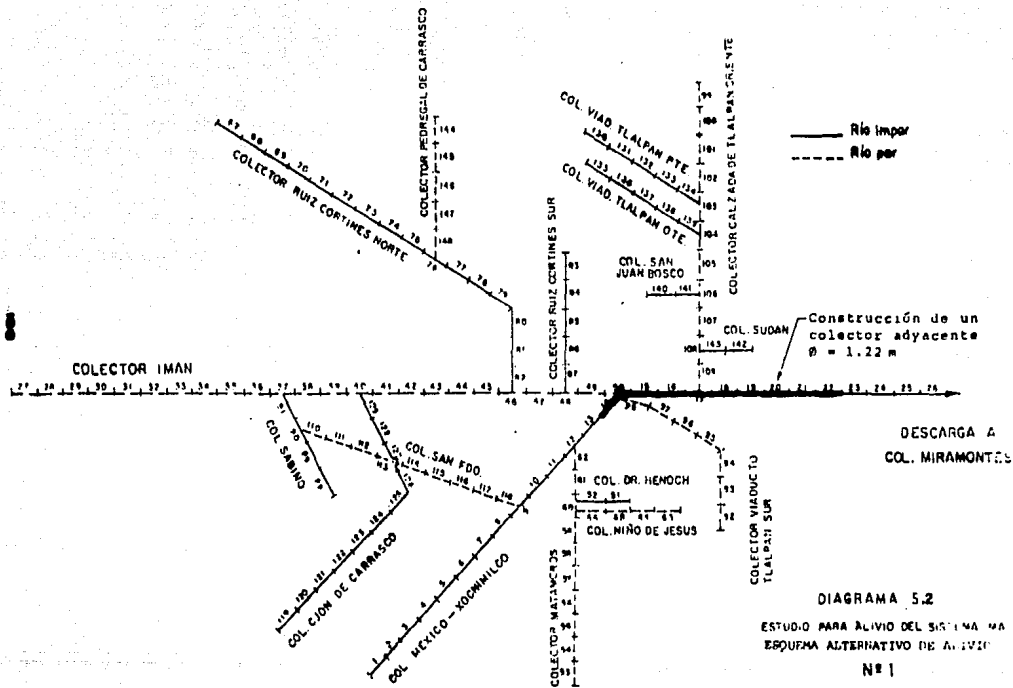
Por lo que se refiere a las alternativas del esquema a base de derivaciones por gravedad, para el caso del sistema IMAN, después de probar varias, la más conveniente contempla la posibilidad de construir un ducto interceptor que capte las aportaciones de la parte sur del sistema, las concentre y las conduzca hasta su descarga al Río San Buenaventura en el punto inicial de su entubamiento; en esta alternativa, de hecho, se forman dos subsistemas independientes pues, según se observó, conviene construir taponés sobre los colectores que el ducto interceptor recibe aguas abajo de dichas captaciones. En otras palabras, todas las aportaciones de la zona sur del sistema IMAN, de acuerdo con esta alternativa serían conducidas hacia el río San Buenaventura (para el que, a futuro, está prevista una capacidad de 100 m³/s), en tanto que el resto de la cuenca seguiría aportando hacia el colector Miramontes. Esta situación representa un alivio real al sistema, dado que, precisamente en la zona sur, se tienen importantes aportaciones de las cuencas rurales y semirurales de las corrientes intermedias entre los Ríos Eslava y San Buenaventura.

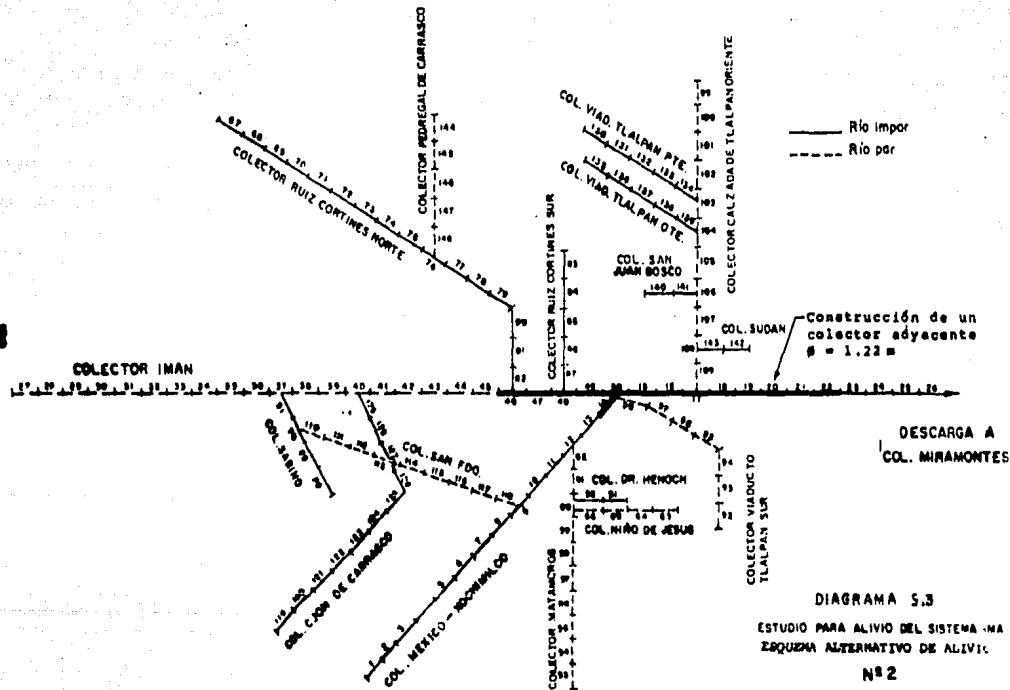
El planteamiento de las alternativas de alivio por gravedad requirió de un análisis cuidadoso para balancear el efecto de ciertos factores pues, por ejemplo, si el trazo del ducto interceptor se hace a cotas elevadas, pueden tenerse ventajas en el drenaje de alivio por las mayores pendientes y/o los menores diámetros requeridos pero, sin embargo, se pierde área de aportación y el alivio puede ser menor; en contrapartida, un ducto a elevaciones inferiores drenaría una zona mas amplia pero requeriría de mayores diámetros o menores pendientes para descargar por gravedad hacia el San Buenaventura. Hay que tomar en cuenta, además, las posibilidades reales respecto a la factibilidad de construcción del ducto interceptor, procurando buscar la ruta mas directa, ds ser posible a través de las calles de mayor amplitud y evitando interferencias con otras instalaciones urbanas.

De las variantes utilizadas, la que representa mayores atractivos es la que contempla que el ducto interceptor tenga su inicio inmediatamente después del punto de confluencia de los colectores San Fernando y Callejón de Carrasco; el trazo de proyecto sigue a todo lo largo de la Avenida San Fernando, captando las aportaciones superiores de los colectores México-Xochimilco, Matamoros y Dr. Henocho, estos dos últimos a la altura de la Calzada de Tlalpan; sigue por Av. San Fernando cortando también a los Colectores Niño de Jesús y Viaducto Tlalpan Sur; inmediatamente después de esta última aportación, el colector cruzaría bajo el Viaducto Tlalpan Sur, continuando por la Calzada Tepepan hasta descargar, sobre esta misma Calzada, en el entubamiento del Río San Buenaventura, a espaldas del Club de Golf México; la ruta comprende cerca de 2.5 km de longitud.

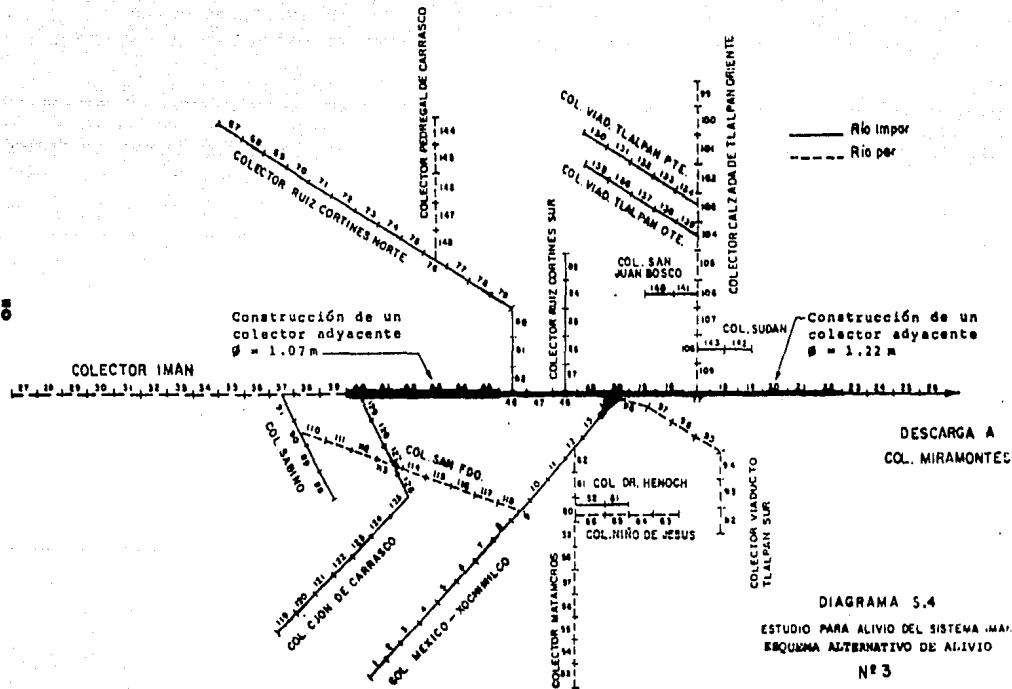
Los diagramas 5.2 a 5.6 ilustran las características de los cinco esquemas de alivio analizados.

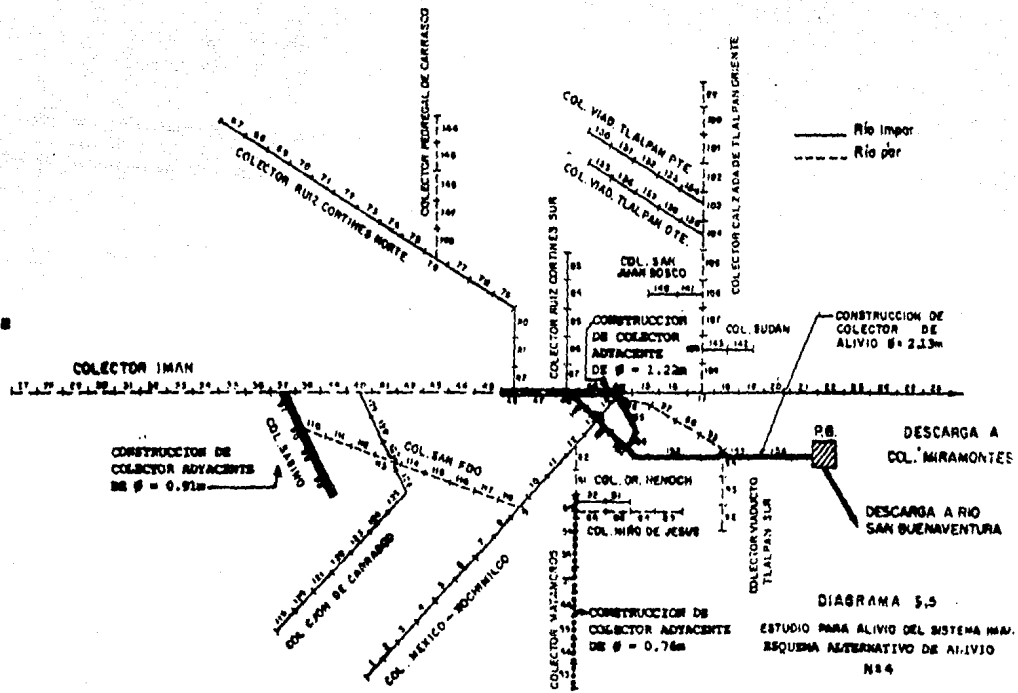
Sobre estos cinco esquemas de alivio se enfocaron, en su etapa final, los análisis de simulación del funcionamiento del sistema. Los resultados, en lo que se refiere a los parámetros de mayor interés

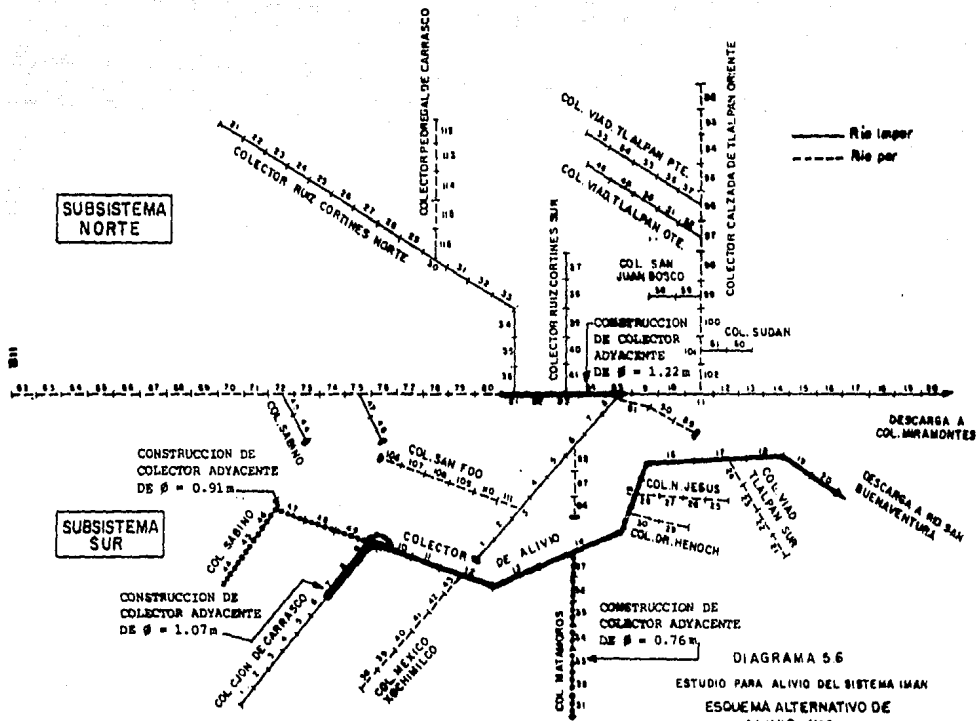




OM







(volumen total derramado, número de celdas con derrame, distribución porcentual de derrames por celda, etc.), permitieron definir las eficiencias de alivio de los distintos esquemas, en relación con la situación actual. Los diagramas 5.7 a 5.12, el cuadro 5.1 y la gráfica 5.1, contienen los resultados mas importantes de los análisis efectuados.

La comparación entre los resultados obtenidos con los cinco esquemas planteados permitió su jerarquización en cuanto a efectividad en el alivio contra inundaciones, a nivel de todo el sistema; enlistando en orden decreciente, en cuanto a su eficiencia hidráulica, los esquemas analizados quedar en el siguiente orden:

PERIODO DE RETORNO 3 AÑOS	PERIODO DE RETORNO 10 AÑOS
Esquema 5	Esquema 5
Esquema 3	Esquema 3
Esquema 2	Esquema 4
Esquema 4	Esquema 2
Esquema 1	Esquema 1

Cabe anotar que para las corridas finales de los esquemas 4 y 5, además de las obras principales consideradas (planta de bombeo, interceptor) se consideraron otras obras complementarias de alivio en las zonas mas críticas; dichas obras, cuya concepción se ha ilustrado en los diagramas 5.5 y 5.6, tienen por objeto incrementar la capacidad hidráulica de algunos tramos de colectores, mediante la construcción de ductos paralelos a los existentes.

Como información complementaria se anexan las corridas de la alternativa No. 5 para el periodo de retorno de 3 años por ser la adoptada para la realización del proyecto ejecutivo.

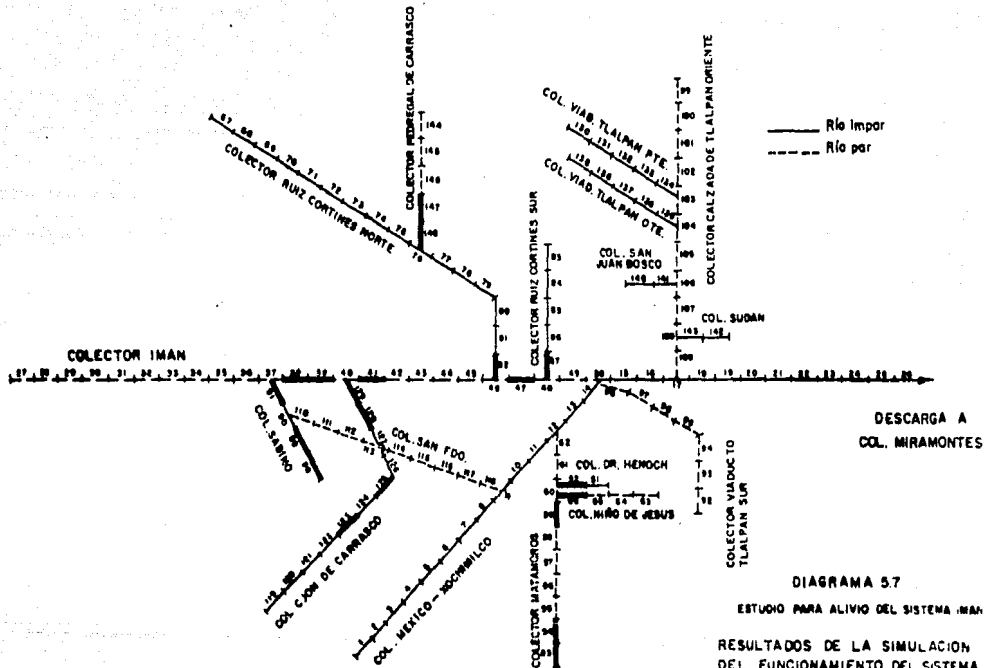


DIAGRAMA 57

ESTUDIO PARA ALIVIO DEL SISTEMA IMAH
 RESULTADOS DE LA SIMULACION
 DEL FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA
ZONAS INUNDABLES
 RITACTUAL (Tr = 3 años)

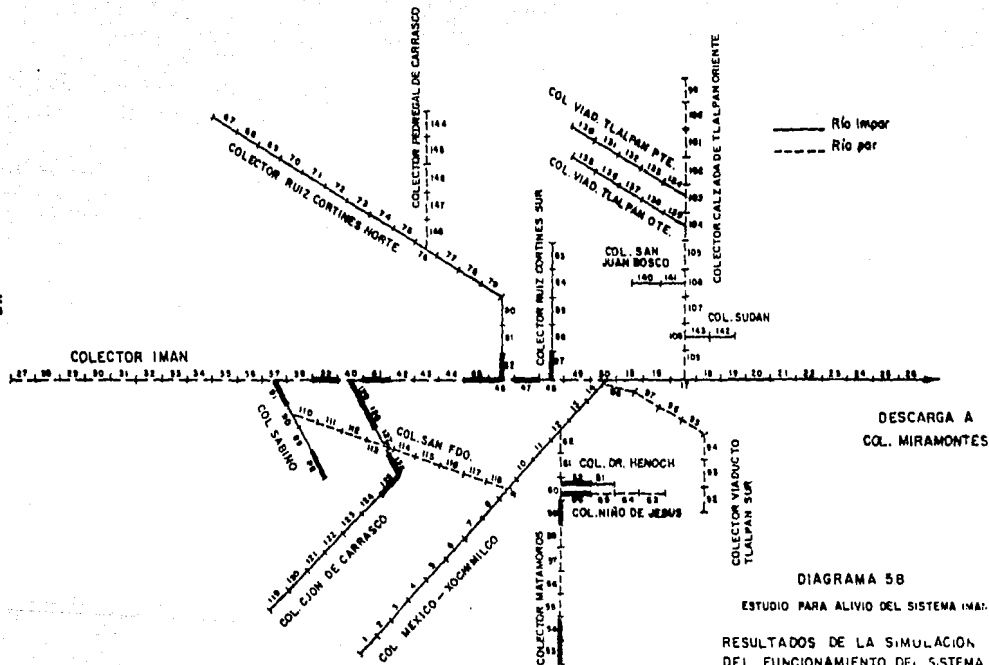
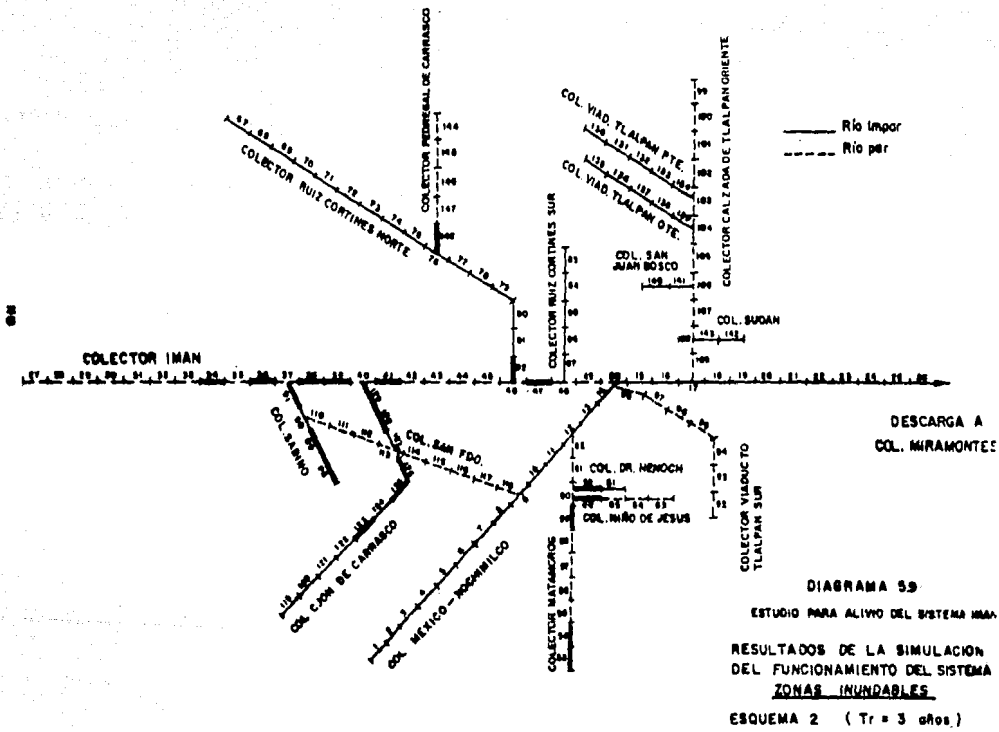


DIAGRAMA 5B

ESTUDIO PARA ALIVIO DEL SISTEMA (MA):

RESULTADOS DE LA SIMULACION
 DEL FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA
ZONAS INUNDABLES

FRONTERA 1 (Tr = 3 años)



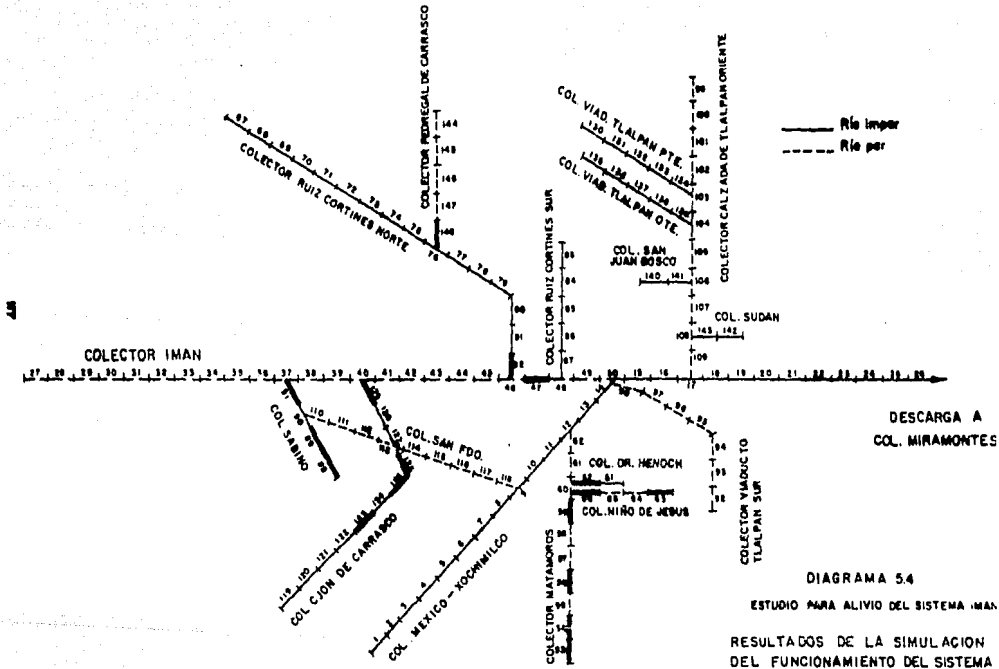


DIAGRAMA 5.4
 ESTUDIO PARA ALIVIO DEL SISTEMA IMAN
 RESULTADOS DE LA SIMULACION
 DEL FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA
ZONAS INUNDABLES
 ESQUEMA 3 (Tr = 3 años)

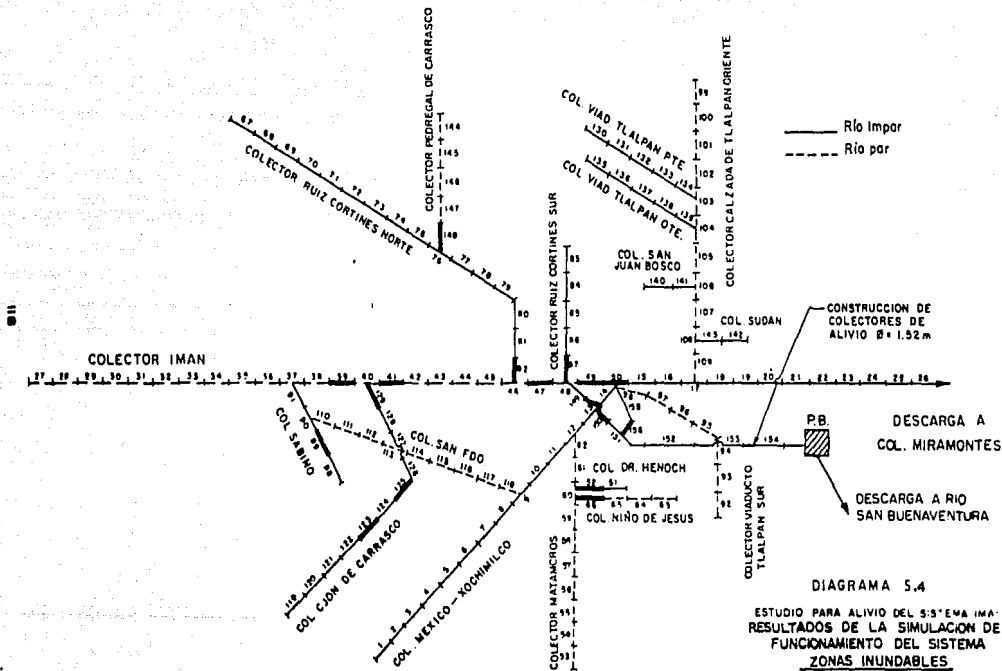


DIAGRAMA 5.4

ESTUDIO PARA ALIVIO DEL S.S.T.E.M.A. IMA.
 RESULTADOS DE LA SIMULACION DE
 FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA
ZONAS INUNDABLES

ESQUEMA 4 (Tr = 3 años)

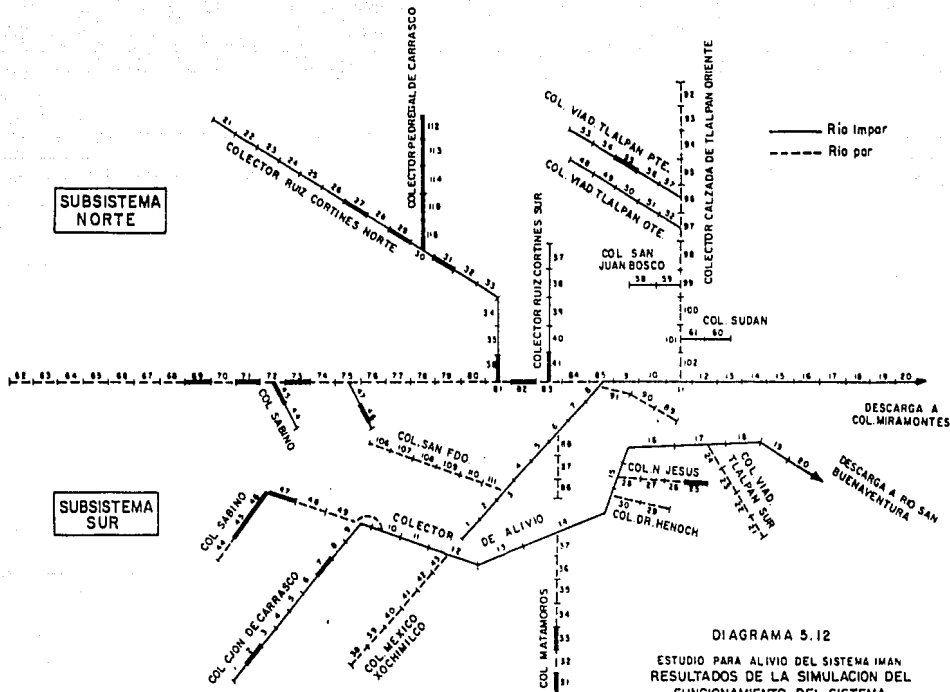


DIAGRAMA 5.12
 ESTUDIO PARA ALIVIO DEL SISTEMA IMAN
 RESULTADOS DE LA SIMULACION DEL
 FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA
ZONAS INUNDABLES
 ESQUEMA 5 (Tr = 3 años)

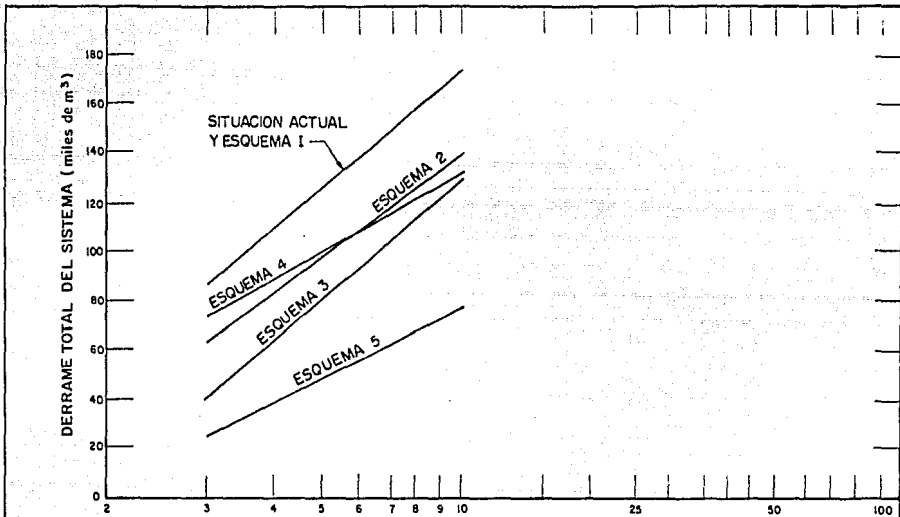
ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA DE
DRENAJE DEL SISTEMA I M A N

RESULTADOS GENERALES DE LOS ESTUDIOS DE SIMULACION

C A S O	P E R I O D O D E R E T O R N O					
	3 A Ñ O S			10 A Ñ O S		
	DERRAMES TOTALES (M ³)	Nº. DE CELDAS CON DERRAME > 1% DEL TOTAL	ALIVIO RESPECTO A SITUACIÓN ACTUAL (%)	DERRAMES TOTALES (M ³)	Nº. DE CELDAS CON DERRAME > 1% DEL TOTAL	ALIVIO RESPECTO A SITUACIÓN ACTUAL (%)
SITUACIÓN ACTUAL	84,913	20	----	172,914	24	----
ALTERNATIVA 1	86,748	18	----	173,353	26	----
ALTERNATIVA 2	60,158	21	29	139,426	23	19
ALTERNATIVA 3	40,063	17	53	128,217	21	26
ALTERNATIVA 4	70,399	16	17	132,958	20	23
ALTERNATIVA 5						
Subsistema Norte	12,231	14	----	48,315	21	----
Subsistema Sur	10,170	8	----	26,094	13	----
T O T A L	22,401	----	74%	74,409	----	57%

120

CUADRO 5.1



PERIODO DE RETORNO (años)

DERRAME TOTAL DEL SISTEMA (miles de m³)

ESTUDIO PARA ALIVIO DEL SISTEMA IMAN
RESULTADOS GENERALES DE LOS
ESTUDIOS DE SIMULACION
FRECUENCIA DE DERRAMES

SISTEMA INAM - ALTERNATIVA 35 Y NORTE - PERIODO DE RETORNO 3 AÑOS

DATOS DE ENTRADA

DATOS GENERALES

TIPO SIGMA	FREC. IMP	TRAMOS	RIO PM	RIO IMP	APENS INUNDACION	ENTRADAS LATERALES	INTERVALO (SEG)	TCAL
110.	10.	116	?	9	101	87	30.	240.

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS,

CARACTERISTICAS HIDRAULICAS

TRAMOS LOCAL POST.	AREA DE INUNDA. MT.	TIPOS DE LLEGAJOS	ALT. PLANTILLA CENTRO TRAMO (M)	LONGITUD TRAMO (M)	N DE MANILLOS	DIAMETRO MANILLOS (MM)	FRONTERA D AVERIADA	TIRANTE CENTRO TRAMO (M)	VELOCIDAD INICIAL TRAMO (M/S)	ELEVACION INICIAL AGUAS AMJIO (M/S)	ELEVACION CLAVE
1 2 0	1	0	0	254.350	227.000	.014	.910	0	.120	1.410	255.240
2 3 1	2	0	0	251.380	172.766	.014	.910	2	.140	1.240	252.250
3 4 2	0	-111	0	249.370	162.800	.014	1.220	0	.170	1.790	250.790
4 5 3	4	0	0	247.210	219.200	.014	1.229	4	.230	1.220	248.430
5 6 4	5	0	0	245.020	283.700	.014	1.320	5	.280	.830	246.540
6 7 5	0	-99	0	242.770	219.500	.014	1.520	0	.270	1.600	244.290
7 8 6	7	0	0	242.200	209.400	.014	1.620	7	.750	.370	243.820
8 9 7	9	BS1	0	240.890	312.300	.014	2.130	0	.600	2.370	243.020
9 10 8	9	0	0	238.220	360.000	.014	2.130	9	.380	2.360	240.350
10 11 9	19	0	0	236.070	255.000	.014	2.130	10	.420	2.120	238.200
11 12 10	0	-102	0	235.260	215.700	.014	2.130	0	.730	1.150	237.390
12 13 11	12	0	0	234.950	211.700	.014	2.130	12	.780	1.600	237.080
13 14 12	13	0	0	234.440	157.300	.014	2.130	13	.510	1.940	236.570
14 15 13	14	0	0	234.130	299.000	.014	2.130	14	1.400	.570	236.260
15 16 14	15	0	0	234.100	160.000	.014	2.130	15	1.140	.660	236.230
16 17 15	16	0	0	234.070	220.000	.014	2.130	16	.990	.800	236.200
17 18 16	17	0	0	234.110	245.000	.014	2.440	17	.440	2.670	236.250
18 19 17	18	0	0	233.270	245.000	.014	2.440	18	.440	.490	235.710
19 20 18	19	0	0	232.090	255.700	.014	2.440	19	1.600	.290	234.520
20 0 19	20	0	0	231.190	221.000	.014	2.440	20	1.500	.150	233.630
21 22 0	21	0	0	289.310	174.900	.014	.600	0	.950	.990	289.910
22 23 21	22	0	0	286.750	195.100	.014	.760	22	.120	.660	287.710
23 24 22	23	0	0	286.640	203.900	.014	.760	23	.130	.370	287.430
24 25 23	24	0	0	285.290	196.500	.014	.760	24	.100	1.220	286.050
25 26 24	25	0	0	283.250	206.400	.014	.760	25	.120	1.010	284.040
26 27 25	26	0	0	280.970	256.200	.014	.760	26	.110	1.510	281.730
27 28 26	27	0	0	278.490	210.500	.014	.760	27	.160	1.010	279.250
28 29 27	28	0	0	277.870	198.100	.014	.760	28	.100	2.430	275.630
29 30 28	29	0	0	244.010	198.000	.014	.760	29	.150	1.390	264.770
30 31 29	0	-116	0	240.650	230.900	.014	.970	0	.130	2.200	261.620
31 32 30	31	0	0	257.430	154.800	.014	1.070	31	.170	1.650	258.550
32 33 31	32	0	0	257.290	193.900	.014	1.070	32	.240	1.040	290.340
33 34 32	33	0	0	256.010	221.100	.014	1.070	33	.190	1.350	287.080
34 35 33	34	0	0	254.350	204.500	.014	1.620	34	.200	1.570	285.420
35 36 34	35	0	0	248.990	261.100	.014	1.070	35	.900	.770	250.050
36 37 35	36	0	0	245.180	238.600	.014	1.220	36	.900	.300	246.880
37 38 0	37	0	0	255.550	197.210	.014	.630	0	.640	.720	255.150
38 39 37	38	0	0	253.940	221.200	.014	.600	38	.980	.850	254.540
39 40 38	39	0	0	252.240	196.400	.014	.660	39	.090	1.020	252.900
40 41 39	40	0	0	247.950	270.800	.014	.760	40	.600	.150	248.730

41	57	40	41	0	0	243,380	224,000	.014	.910	41	.600	.100	244,570
42	43	42	42	0	0	285,110	171,000	.014	.600	0	.640	1,200	285,710
43	41	42	43	0	0	276,440	214,100	.014	.760	43	.640	1,500	279,400
44	45	43	0	0	-103	270,370	233,300	.014	.760	44	.700	.650	271,130
45	72	44	45	0	0	252,450	314,000	.014	.020	45	.600	.600	262,420
46	47	0	46	0	0	257,480	221,700	.014	1,220	0	1,200	.150	256,930
47	75	46	47	0	0	255,970	191,900	.014	1,220	47	1,200	.150	257,190
48	48	48	48	0	0	243,290	204,200	.014	.430	0	.980	.430	243,890
49	50	48	49	0	0	242,030	244,600	.014	.600	49	.120	.470	242,630
50	51	47	50	0	0	241,310	249,300	.014	.690	50	.130	.730	242,110
51	52	50	51	0	0	240,450	217,600	.014	.600	51	.140	.900	241,250
52	74	51	52	0	0	238,860	217,650	.014	.690	52	.120	1,200	239,460
53	54	0	53	0	0	242,480	218,900	.014	.690	0	.100	.340	243,280
54	55	53	54	0	0	242,210	232,470	.014	.690	54	.100	.430	242,810
55	56	54	55	0	0	241,350	245,300	.014	.600	55	.120	.770	241,950
56	57	55	56	0	0	240,390	231,900	.014	.600	56	.140	.840	240,990
57	57	56	57	0	0	239,490	245,900	.014	.600	57	.120	1,200	240,090
58	51	0	58	0	0	240,190	208,600	.014	.600	0	.990	.370	240,780
59	59	58	59	0	0	238,940	224,200	.014	.680	59	.070	.920	239,620
60	61	0	60	0	0	238,400	189,900	.014	.600	0	.110	.270	239,000
61	101	60	61	0	0	237,950	129,400	.014	.600	61	.100	.640	238,350
62	63	0	62	0	0	235,580	195,900	.014	.910	0	.060	.520	236,490
63	64	62	63	0	0	261,640	268,000	.014	.910	63	.040	1,200	260,350
64	65	64	64	0	0	274,850	254,690	.014	.910	64	.070	1,500	275,740
65	66	64	65	0	0	299,600	203,700	.014	1,140	65	.100	.960	291,740
66	67	65	66	0	0	289,430	273,090	.014	1,520	66	.130	.660	290,970
67	68	66	67	0	0	287,550	195,000	.014	1,520	67	.090	1,350	291,070
68	69	67	68	0	0	285,420	222,000	.014	1,520	68	.130	.950	286,970
69	70	68	69	0	0	283,540	250,000	.014	1,520	69	.110	1,210	281,050
70	71	69	70	0	0	274,140	250,000	.014	1,520	70	.090	1,150	277,440
71	72	70	71	0	0	267,150	267,090	.014	1,520	71	.100	2,640	268,670
72	73	71	0	-45	0	269,340	229,400	.014	1,520	0	.130	1,610	261,840
73	74	72	73	0	0	257,950	269,000	.014	1,520	73	.160	1,490	261,470
74	75	73	74	0	0	254,090	178,400	.014	1,520	74	.210	1,090	257,310
75	76	74	0	-47	0	253,440	184,700	.014	1,520	0	.320	.990	254,760
76	77	75	76	0	0	254,920	192,690	.014	1,520	76	.270	1,320	254,440
77	78	76	77	0	0	253,240	234,400	.014	1,520	77	.240	1,590	254,710
78	79	77	78	0	0	251,230	184,100	.014	1,520	78	.210	1,940	252,750
79	80	78	79	0	0	249,160	230,200	.014	1,520	79	.250	1,820	250,680
80	81	79	80	0	0	248,890	184,700	.014	1,520	80	.210	2,100	248,410
81	82	80	0	-36	0	244,440	224,500	.014	1,940	0	.320	1,970	244,860
82	83	81	82	0	0	243,410	248,700	.014	1,940	82	.310	.980	245,350
83	84	82	0	-41	0	242,910	227,100	.014	1,940	0	.400	1,510	244,850
84	85	83	84	0	0	242,350	223,500	.014	1,940	84	.590	.400	244,290
85	8	84	85	0	0	242,010	172,800	.014	1,940	85	.690	.500	243,950
86	87	0	0	0	0	241,500	279,000	.014	.760	0	.210	1,100	250,740
87	88	86	87	0	0	241,840	329,000	.014	1,870	87	.900	.150	247,930
88	8	87	88	0	0	243,900	320,000	.014	1,870	88	.960	.200	244,570
89	90	0	89	0	0	244,110	198,600	.014	1,520	0	.120	.740	247,950
90	91	89	90	0	0	244,170	228,700	.014	1,520	90	.190	1,120	245,160
91	9	90	91	0	0	244,720	178,300	.014	1,990	91	.100	1,280	243,570
92	93	0	92	0	0	241,530	237,500	.014	1,040	0	.040	.880	242,570
93	94	92	93	0	0	239,550	151,800	.014	1,870	93	.220	.180	240,420
94	95	93	94	0	0	239,390	210,400	.014	1,870	94	.170	.310	240,460
95	95	94	95	0	0	239,170	207,500	.014	1,870	95	.170	.430	240,240
96	97	95	0	-52	0	238,440	237,600	.014	1,870	0	.170	.970	239,710
97	98	96	0	-57	0	238,120	205,200	.014	1,870	0	.340	.570	238,200
98	99	97	98	0	0	238,010	224,200	.014	1,870	98	.170	.330	238,080
99	100	98	0	-59	0	237,910	194,000	.014	1,220	0	.380	.340	239,130
100	101	99	100	0	0	237,940	240,600	.014	1,520	100	.430	.420	239,440

101	102	106	0	-61	0	237,710	186,913	.014	1,320	0	.320	.730	219,430
102	11	101	102	0	0	236,499	173,700	.014	1,320	102	.360	.640	230,010
105	104	9	1.2	0	0	245,710	172,000	.014	.600	0	.040	1,450	244,330
104	105	103	104	0	0	244,270	260,700	.014	.740	104	.070	.920	243,030
105	0	104	105	0	0	241,550	187,400	.014	.740	103	.090	.950	242,290
104	107	0	104	0	0	254,130	218,300	.014	.910	0	.090	1,290	246,040
107	109	104	107	0	0	254,350	220,450	.014	.910	107	.100	1,210	237,160
100	107	107	100	0	0	254,620	201,900	.014	.910	100	.130	1,010	239,330
109	110	106	109	0	0	253,410	171,500	.014	.910	109	.140	1,040	254,340
110	111	109	110	0	0	252,370	187,900	.014	.910	110	.130	.300	233,280
111	3	110	111	0	0	250,130	177,800	.014	.910	111	.400	.350	251,040
112	113	0	112	0	0	294,650	210,000	.014	.600	0	.030	.840	285,230
113	114	112	113	0	0	279,290	210,000	.014	.600	113	.040	1,480	279,090
114	115	113	114	0	0	273,010	147,000	.014	.830	114	.070	1,400	273,920
115	116	114	115	0	0	268,660	190,000	.014	.910	115	.900	.150	249,310
116	30	115	116	0	0	263,190	185,000	.014	.910	116	.900	.150	244,190

CONDICIONES DE FRONTERA

T.FINAL IMPAR_20	FRONTERA AGUAS ABAJO 2	COTA SALIDA (EFSD)	234.389 (M)	T. CONSTANTE (YEFRD)	1.254	COL. MEL-ECOTRINILCO	
HIDROGRAMA DE ENTRADA							
M.M. PUNTOS MUM(1)			5	GASTO BASE	.01	OPICO	
					.62	ITIM_2	
TPD	GAVEN	TPD	GAVEN	TPD	GAVEN	TPD	GAVEN
.90	.00	.50	.05	10.05	.62	28.00	.00
T.FINAL IMPAR_36							
FRONTERA AGUAS ABAJO 2	COTA SALIDA (EFSD)	244.940 (M)	T. CONSTANTE (YEFRD)	.000	COL. RUIZ CORTINES N		
HIDROGRAMA DE ENTRADA							
M.M. PUNTOS MUM(1)			5	GASTO BASE	.01	OPICO	
					.53	ITIM_2	
TPD	GAVEN	TPD	GAVEN	TPD	GAVEN	TPD	GAVEN
.00	.00	.00	.00	15.00	.53	54.00	.00
T.FINAL IMPAR_41							
FRONTERA AGUAS ABAJO 2	COTA SALIDA (EFSD)	242.710 (M)	T. CONSTANTE (YEFRD)	.000	COL. RUIZ CORTINES S		
HIDROGRAMA DE ENTRADA							
M.M. PUNTOS MUM(1)			5	GASTO BASE	.01	OPICO	
					.56	ITIM_2	
TPD	GAVEN	TPD	GAVEN	TPD	GAVEN	TPD	GAVEN
.00	.00	.00	.00	25.00	.56	64.00	.00
T.FINAL IMPAR_45							
FRONTERA AGUAS ABAJO 2	COTA SALIDA (EFSD)	240.360 (M)	T. CONSTANTE (YEFRD)	.000	COL. SABIDO		
HIDROGRAMA DE ENTRADA							
M.M. PUNTOS MUM(1)			5	GASTO BASE	.01	OPICO	
					6.87	ITIM_2	
TPD	GAVEN	TPD	GAVEN	TPD	GAVEN	TPD	GAVEN
.00	.00	.00	.00	15.00	6.87	112.00	.00
T.FINAL IMPAR_47							
FRONTERA AGUAS ABAJO 2	COTA SALIDA (EFSD)	255.640 (M)	T. CONSTANTE (YEFRD)	.000	COL. EJON, CARRASCO		
HIDROGRAMA DE ENTRADA							
M.M. PUNTOS MUM(1)			5	GASTO BASE	.01	OPICO	
					.14	ITIM_2	
TPD	GAVEN	TPD	GAVEN	TPD	GAVEN	TPD	GAVEN
.00	.00	.00	.00	10.00	.14	26.00	.00
T.FINAL IMPAR_52							
FRONTERA AGUAS ABAJO 2	COTA SALIDA (EFSD)	228.640 (M)	T. CONSTANTE (YEFRD)	.000	COL. V. TLALPAM PTE.		
HIDROGRAMA DE ENTRADA							
M.M. PUNTOS MUM(1)			5	GASTO BASE	.01	OPICO	
					.21	ITIM_2	
TPD	GAVEN	TPD	GAVEN	TPD	GAVEN	TPD	GAVEN
.00	.00	.00	.00	15.00	.21	32.00	.00
T.FINAL IMPAR_57							
FRONTERA AGUAS ABAJO 2	COTA SALIDA (EFSD)	238.130 (M)	T. CONSTANTE (YEFRD)	.000	COL. V. TLALPAM PTE.		
HIDROGRAMA DE ENTRADA							
M.M. PUNTOS MUM(1)			5	GASTO BASE	.01	OPICO	
					.60	ITIM_2	

TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN
.00	.70	.00	.70	17.00	.48	26.00	.00	600.00	.00				

T.FINAL INMAP_55 FRONTERA AGUAS ABAJO 2 COSTA SALIDA (EFRO)_ 277.910 (M) T. CONSTANTE (YEFRD)_ .000 COL. JUAN BOSCO

HIDROGRAMA DE ENTRADA		NUM. PUNTOS MUMPII_		5 GASTO BASE_		.01 OPICO_		.53 ITIM_		2			
TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN
.00	.60	.00	.60	15.00	.53	34.00	.00	600.00	.00				

T.FINAL INMAP_61 FRONTERA AGUAS ABAJO 2 COSTA SALIDA (EFRO)_ 277.910 (M) T. CONSTANTE (YEFRD)_ .000 COL. SINDAM

HIDROGRAMA DE ENTRADA		NUM. PUNTOS MUMPII_		5 GASTO BASE_		.01 OPICO_		.85 ITIM_		2			
TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN
.00	.00	.00	.00	15.00	.85	42.00	.00	600.00	.00				

T.FINAL PAB_05 FRONTERA AGUAS ABAJO 2 COSTA SALIDA (EFRO)_ 243.890 (M) T. CONSTANTE (YEFRD)_ .000 COL. IRAM

HIDROGRAMA DE ENTRADA		NUM. PUNTOS MUMPII_		5 GASTO BASE_		.01 OPICO_		1.76 ITIM_		2			
TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN
.00	.00	.00	.00	15.00	1.76	40.00	.00	600.00	.00				

T.FINAL PAB_08 FRONTERA AGUAS ABAJO 2 COSTA SALIDA (EFRO)_ 242.770 (M) T. CONSTANTE (YEFRD)_ .000 COL. NATARONG

HIDROGRAMA DE ENTRADA		NUM. PUNTOS MUMPII_		5 GASTO BASE_		.01 OPICO_		.00 ITIM_		2			
TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN
.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	600.00	.00				

T.FINAL PAB_91 FRONTERA AGUAS ABAJO 2 COSTA SALIDA (EFRO)_ 240.890 (M) T. CONSTANTE (YEFRD)_ .000 COL. V. TLAMPAN SUR

HIDROGRAMA DE ENTRADA		NUM. PUNTOS MUMPII_		5 GASTO BASE_		.01 OPICO_		.26 ITIM_		2			
TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN
.00	.00	.00	.00	10.00	.26	28.00	.00	600.00	.00				

T.FINAL PAB_102 FRONTERA AGUAS ABAJO 2 COSTA SALIDA (EFRO)_ 239.240 (M) T. CONSTANTE (YEFRD)_ .000 COL. CALZ. TLAMPAN O

HIDROGRAMA DE ENTRADA		NUM. PUNTOS MUMPII_		5 GASTO BASE_		.01 OPICO_		.92 ITIM_		2			
TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN
.00	.00	.00	.00	25.00	.92	51.00	.00	600.00	.00				

T.FINAL PAR_105 FRONTERA AGUAS ABAJO_ 2 COTA SALIDA (EFRO)_ 259.200 (M) 1. CONSTANTE (EFRO)_ 1.000 COL. SAN FERNANDO 11

HIDROGRAFIA DE ENTRADA													
NUM. PUNTOS MUMPI(1)_ 5 GASTO BASE_ .01 OPICO_ .34 ITIM_ 2													
TPQ	DAVEN	TPQ	DAVEN	TPQ	DAVEN	TPQ	DAVEN	TPQ	DAVEN	TPQ	DAVEN	TPQ	DAVEN
.00	.00	.00	.00	30.00	.31	67.00	.00	600.00	.00				

T.FINAL PAR_111 FRONTERA AGUAS ABAJO_ 2 COTA SALIDA (EFRO)_ 247.570 (M) 1. CONSTANTE (EFRO)_ .000 COL. SAN FERNANDO

HIDROGRAFIA DE ENTRADA													
NUM. PUNTOS MUMPI(1)_ 5 GASTO BASE_ .01 OPICO_ 1.57 ITIM_ 2													
TPQ	DAVEN	TPQ	DAVEN	TPQ	DAVEN	TPQ	DAVEN	TPQ	DAVEN	TPQ	DAVEN	TPQ	DAVEN
.00	.00	.00	.00	10.00	1.57	24.00	.00	600.00	.00				

T.FINAL PAR_116 FRONTERA AGUAS ABAJO_ 2 COTA SALIDA (EFRO)_ 269.650 (M) 1. CONSTANTE (EFRO)_ .000 COL. F. DE CARRASCO

HIDROGRAFIA DE ENTRADA													
NUM. PUNTOS MUMPI(1)_ 5 GASTO BASE_ .01 OPICO_ 7.31 ITIM_ 2													
TPQ	DAVEN	TPQ	DAVEN	TPQ	DAVEN	TPQ	DAVEN	TPQ	DAVEN	TPQ	DAVEN	TPQ	DAVEN
.00	.00	.00	.00	15.00	7.31	39.00	.00	600.00	.00				

AREAS DE IRRIGACION

N. AREA	N. PUNTO	ZT	PORC	ELEV.	VOL. L.	PUNTOS HIPOGRAMA					
						EL	CAP	EL	CAP		
1	3	257.500	2.800	255.240	.000	255.24	.00	257.50	413.39	258.50	1000000.00
2	3	253.000	2.600	252.200	.000	252.20	.00	253.00	292.64	254.00	1000000.00
4	3	250.700	2.400	249.40	.000	249.40	.00	250.70	614.98	251.70	1000000.00
5	3	248.000	1.800	246.540	.000	246.54	.00	248.00	926.64	249.60	1000000.00
7	3	249.200	2.100	247.820	.000	247.82	.00	249.20	907.26	249.20	1000000.00
8	3	245.200	1.700	243.750	.000	243.75	.00	245.20	877.95	244.20	1000000.00
10	3	244.900	1.300	238.200	.000	238.20	.00	244.90	1181.23	245.00	1000000.00
12	3	242.000	7.200	237.000	.000	237.00	.00	242.00	5431.30	243.00	1000000.00
13	3	241.900	4.000	236.570	.000	236.57	.00	241.90	224.20	242.00	1000000.00
14	3	240.300	1.700	236.260	.000	236.26	.00	240.30	1211.32	241.30	1000000.00
15	3	239.600	1.300	236.230	.000	236.23	.00	239.60	741.16	240.60	1000000.00
16	3	239.000	1.200	236.100	.000	236.20	.00	239.00	940.71	240.00	1000000.00
17	3	238.600	1.300	236.550	.000	236.55	.00	238.60	1489.29	239.00	1000000.00
18	3	238.100	.000	233.710	.000	233.71	.00	238.10	458.24	239.10	1000000.00
19	3	237.600	.000	236.520	.000	236.52	.00	237.60	358.69	238.60	1000000.00
20	3	237.000	.000	233.630	.000	233.63	.00	237.00	413.35	238.00	1000000.00
21	3	291.400	5.700	289.910	.000	289.91	.00	291.40	281.88	292.60	1000000.00
22	3	291.200	1.600	287.710	.000	287.71	.00	291.20	159.31	292.20	1000000.00
23	3	293.900	7.100	287.400	.000	287.40	.00	293.90	655.74	291.90	1000000.00
24	3	287.800	1.300	286.950	.000	286.95	.00	287.80	133.71	288.80	1000000.00
25	3	285.600	2.100	284.64	.000	284.64	.00	285.60	196.62	286.60	1000000.00
26	3	283.400	1.100	281.750	.000	281.75	.00	283.40	177.73	284.40	1000000.00
27	3	281.300	1.100	279.250	.000	279.25	.00	281.30	105.04	282.30	1000000.00
28	3	273.500	1.900	273.620	.000	273.62	.00	273.50	176.75	274.50	1000000.00
29	3	267.600	.000	264.770	.000	264.77	.00	267.60	53.89	268.60	1000000.00
31	3	261.200	.000	258.990	.000	258.99	.00	261.20	141.37	262.20	1000000.00
32	3	260.400	1.700	255.360	.000	255.36	.00	260.40	216.62	261.40	1000000.00
33	3	258.800	1.600	257.080	.000	257.08	.00	258.80	318.10	259.80	1000000.00
34	3	257.100	1.800	255.420	.000	255.42	.00	257.10	275.63	258.10	1000000.00
35	3	251.900	1.200	250.960	.000	250.96	.00	251.90	281.74	252.90	1000000.00
36	3	247.700	1.200	246.800	.000	246.80	.00	247.70	333.86	248.70	1000000.00
37	3	237.500	9.000	236.150	.000	236.15	.00	237.50	446.04	238.50	1000000.00
38	3	256.100	2.200	254.540	.000	254.54	.00	256.10	137.59	257.10	1000000.00
39	3	254.900	6.400	252.930	.000	252.93	.00	254.90	443.47	253.90	1000000.00
40	3	250.600	4.000	248.750	.000	248.75	.00	250.60	491.39	249.60	1000000.00
41	3	245.900	2.800	244.570	.000	244.57	.00	245.90	437.92	244.90	1000000.00
42	3	287.650	15.000	285.710	.000	285.71	.00	287.65	725.24	286.65	1000000.00
43	3	231.000	5.000	229.400	.000	229.40	.00	231.00	490.17	230.00	1000000.00
45	3	267.800	5.000	262.420	.000	262.42	.00	267.80	.51	268.80	1000000.00
46	3	263.300	.000	259.900	.000	259.90	.00	263.30	135.50	264.30	1000000.00
47	3	260.200	2.200	257.120	.000	257.12	.00	260.20	493.52	261.20	1000000.00
48	3	245.400	2.100	243.890	.000	243.89	.00	245.40	122.43	246.40	1000000.00
49	3	244.300	1.800	242.830	.000	242.83	.00	244.30	125.50	243.50	1000000.00
50	3	243.300	1.700	242.110	.000	242.11	.00	243.30	119.83	244.30	1000000.00
51	3	242.600	1.700	241.250	.000	241.25	.00	242.60	104.59	243.60	1000000.00
52	3	242.100	1.600	239.460	.000	239.46	.00	242.10	98.44	243.10	1000000.00
53	3	244.700	4.400	243.280	.000	243.28	.00	244.70	284.58	243.70	1000000.00
54	3	244.200	3.800	242.810	.000	242.81	.00	244.20	249.78	243.20	1000000.00
55	3	243.200	5.000	241.950	.000	241.95	.00	243.20	346.78	242.20	1000000.00
56	3	242.500	1.400	240.980	.000	240.98	.00	242.50	91.88	243.50	1000000.00
57	3	242.300	1.600	240.970	.000	240.97	.00	242.30	258.30	243.30	1000000.00
58	3	243.600	5.400	240.780	.000	240.78	.00	243.60	318.49	241.60	1000000.00
59	3	242.900	11.100	239.520	.000	239.52	.00	242.90	963.79	243.90	1000000.00

60	3	241,700	11,700	237,000	.000	237,00	.00	241,70	304,03	242,90	1000000.00
61	3	242,700	8,400	238,300	.000	238,30	.00	242,70	307,33	243,90	1000000.00
62	3	308,400	10,400	306,000	.000	306,00	.00	308,40	1325.00	309,40	1000000.00
63	3	304,400	7,600	302,800	.000	302,80	.00	304,40	1673.22	305,40	1000000.00
64	3	297,400	7,300	295,700	.000	295,70	.00	297,40	1218.30	298,40	1000000.00
65	3	293,100	11,000	291,740	.000	291,74	.00	293,10	2287.10	294,10	1000000.00
66	3	291,600	.700	290,970	.000	290,97	.00	291,60	99.68	292,60	1000000.00
67	3	291,500	.200	290,970	.000	290,97	.00	291,50	73.77	292,50	1000000.00
68	3	297,700	15,000	286,970	.000	286,97	.00	297,70	6042.58	291,70	1000000.00
69	3	287,900	.700	288,040	.000	288,04	.00	287,90	90.73	288,90	1000000.00
70	3	281,700	5,000	277,660	.000	277,66	.00	281,70	2268.24	282,60	1000000.00
71	3	271,400	.800	268,670	.000	268,67	.00	271,40	387.60	272,40	1000000.00
72	3	264,800	.500	269,470	.000	269,47	.00	264,80	244.04	265,80	1000000.00
73	3	261,600	3,400	257,570	.000	257,57	.00	261,60	1100.66	262,60	1000000.00
74	3	258,600	1,600	256,440	.000	256,44	.00	258,60	531.34	259,60	1000000.00
75	3	257,200	.300	254,760	.000	254,76	.00	257,20	127.60	258,20	1000000.00
76	3	253,200	.300	252,720	.000	252,72	.00	253,20	121.47	254,20	1000000.00
77	3	253,000	.900	252,600	.000	252,60	.00	253,00	375.95	254,00	1000000.00
78	3	256,800	7,000	249,410	.000	249,41	.00	256,80	2371.49	251,80	1000000.00
79	3	246,900	.400	245,350	.000	245,35	.00	246,90	117.70	247,90	1000000.00
80	3	246,100	.900	244,290	.000	244,29	.00	246,10	528.52	247,10	1000000.00
81	3	243,900	1,100	243,950	.000	243,95	.00	243,90	561.84	244,90	1000000.00
82	3	250,500	1,400	249,970	.000	249,97	.00	250,50	473.24	251,80	1000000.00
83	3	248,700	1,900	244,970	.000	244,97	.00	248,70	544.72	249,90	1000000.00
84	3	251,700	.400	247,970	.000	247,97	.00	251,70	214.23	252,70	1000000.00
85	3	249,300	2,700	245,670	.000	245,67	.00	249,30	1129.49	250,30	1000000.00
86	3	247,200	2,800	243,570	.000	243,57	.00	247,20	992.79	248,20	1000000.00
87	3	244,400	3,900	243,570	.000	243,57	.00	244,40	724.84	245,40	1000000.00
88	3	243,900	1,100	240,820	.000	240,82	.00	243,90	150.12	244,80	1000000.00
89	3	243,600	.400	240,460	.000	240,46	.00	243,60	113.52	244,60	1000000.00
90	3	243,100	.700	240,240	.000	240,24	.00	243,10	130.61	244,10	1000000.00
91	3	242,200	1,100	239,970	.000	239,98	.00	242,20	223.74	243,20	1000000.00
92	3	242,300	1,700	239,460	.000	239,46	.00	242,30	742.20	243,30	1000000.00
93	3	253,500	1,300	238,970	.000	238,97	.00	253,50	637.40	254,50	1000000.00
94	3	249,100	4,000	246,220	.000	246,23	.00	249,10	174.53	250,10	1000000.00
95	3	247,400	4,000	245,220	.000	245,23	.00	247,40	473.06	248,40	1000000.00
96	3	243,300	2,100	242,290	.000	242,29	.00	243,30	178.53	244,30	1000000.00
97	3	242,600	3,100	243,940	.000	243,94	.00	242,60	866.08	243,60	1000000.00
98	3	239,800	.800	237,260	.000	237,26	.00	239,80	144.68	240,80	1000000.00
99	3	257,900	1,100	255,220	.000	255,53	.00	257,90	144.43	258,90	1000000.00
100	3	254,600	1,200	254,240	.000	254,34	.00	254,60	354.93	257,60	1000000.00
101	3	253,300	1,000	252,280	.000	252,29	.00	253,30	122.21	254,30	1000000.00
102	3	254,100	3,400	251,040	.000	251,04	.00	254,10	277.53	253,10	1000000.00
103	3	287,000	31,400	285,250	.000	285,25	.00	287,00	1864.41	288,00	1000000.00
104	3	282,800	5,900	279,990	.000	279,99	.00	282,80	557.82	281,80	1000000.00
105	3	271,200	8,400	272,920	.000	272,92	.00	271,20	747.44	278,20	1000000.00
106	3	271,500	1,300	273,510	.000	273,51	.00	271,50	211.94	272,50	1000000.00
107	3	265,900	.700	264,100	.000	264,10	.00	265,90	335.84	266,90	1000000.00

GASTOS DE AMENIDAS LATERALES

S. LAT.	N. PLANTAS	S. BASE	S. PICO	ITIM	PUNTOS HINGRAMA											
					TPQ	DDA	TPQ	DDA	TPQ	DDA	TPQ	DDA	TPQ	DDA		
2	5	.01	.53	2	.00	.00	.00	.00	18.00	.53	36.00	.00	196.00	.00		
4	5	.01	.72	2	.00	.00	.00	.00	15.00	.72	37.00	.00	600.00	.00		
5	5	.01	1.16	2	.00	.00	.00	.00	15.00	1.16	38.00	.00	600.00	.00		
7	5	.01	1.16	2	.00	.00	.00	.00	15.00	1.16	40.00	.00	600.00	.00		
9	5	.01	.04	2	.00	.00	.00	.00	60.00	.04	147.00	.00	600.00	.00		
11	5	.01	.85	2	.00	.00	.00	.00	50.00	.85	120.00	.00	600.00	.00		
12	5	.01	.75	2	.00	.00	.00	.00	15.00	.75	34.00	.00	600.00	.00		
13	5	.01	.27	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.27	28.00	.00	600.00	.00		
14	5	.01	.82	2	.00	.00	.00	.00	25.00	.82	139.00	.00	600.00	.00		
15	5	.01	1.17	2	.00	.00	.00	.00	15.00	1.17	37.00	.00	600.00	.00		
16	5	.01	1.28	2	.00	.00	.00	.00	15.00	1.28	42.00	.00	600.00	.00		
17	5	.01	1.32	2	.00	.00	.00	.00	40.00	1.32	16.00	.00	600.00	.00		
18	5	.01	.21	2	.00	.00	.00	.00	15.00	.21	36.00	.00	600.00	.00		
19	5	.01	.27	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.27	29.00	.00	600.00	.00		
20	5	.01	.32	2	.00	.00	.00	.00	15.00	.32	37.00	.00	600.00	.00		
21	5	.01	.27	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.27	27.00	.00	600.00	.00		
23	5	.01	.77	2	.00	.00	.00	.00	30.00	.77	61.00	.00	600.00	.00		
24	5	.01	.27	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.27	21.00	.00	600.00	.00		
25	5	.01	.41	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.41	27.00	.00	600.00	.00		
26	5	.01	.27	2	.00	.00	.00	.00	15.00	.27	30.00	.00	600.00	.00		
27	5	.01	.11	2	.00	.00	.00	.00	18.00	.11	25.00	.00	600.00	.00		
28	5	.01	.41	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.41	19.00	.00	600.00	.00		
29	5	.01	.11	2	.00	.00	.00	.00	18.00	.11	25.00	.00	600.00	.00		
31	5	.01	.15	2	.00	.00	.00	.00	15.00	.15	11.00	.00	600.00	.00		
32	5	.01	.18	2	.00	.00	.00	.00	30.00	.18	61.00	.00	600.00	.00		
33	5	.01	.57	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.57	29.00	.00	600.00	.00		
34	5	.01	.55	2	.00	.00	.00	.00	18.00	.55	21.00	.00	600.00	.00		

33	5	.01	.43	2	.00	.00	.00	.00	15.00	.43	33.00	.00	600.00	.00
34	5	.01	.50	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.50	30.00	.00	100.00	.00
38	5	.01	.27	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.27	27.00	.00	600.00	.00
39	5	.01	.14	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.14	21.00	.00	100.00	.00
40	5	.01	.11	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.11	27.00	.00	100.00	.00
41	5	.01	.42	2	.00	.00	.00	.00	25.00	.42	29.00	.00	100.00	.00
43	5	.01	.64	2	.00	.00	.00	.00	15.00	.64	33.00	.00	100.00	.00
44	5	.01	1.78	2	.00	.00	.00	.00	10.00	1.78	30.00	.00	100.00	.00
45	5	.01	1.31	2	.00	.00	.00	.00	15.00	1.31	32.00	.00	100.00	.00
47	5	.01	.00	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.00	29.00	.00	100.00	.00
49	5	.01	.21	2	.00	.00	.00	.00	15.00	.21	40.00	.00	600.00	.00
50	5	.01	.11	2	.00	.00	.00	.00	15.00	.11	37.00	.00	600.00	.00
51	5	.01	.21	2	.00	.00	.00	.00	15.00	.21	33.00	.00	600.00	.00
52	5	.01	.14	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.14	29.00	.00	100.00	.00
54	5	.01	.36	2	.00	.00	.00	.00	20.00	.36	47.00	.00	100.00	.00
55	5	.01	.48	2	.00	.00	.00	.00	25.00	.48	64.00	.00	600.00	.00
56	5	.01	.11	2	.00	.00	.00	.00	15.00	.11	37.00	.00	600.00	.00
57	5	.01	.43	2	.00	.00	.00	.00	15.00	.43	34.00	.00	600.00	.00
58	5	.01	.73	2	.00	.00	.00	.00	55.00	.73	131.00	.00	600.00	.00
61	5	.01	.68	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.68	27.00	.00	100.00	.00
63	5	.01	2.40	2	.00	.00	.00	.00	15.00	2.40	32.00	.00	600.00	.00
64	5	.01	1.78	2	.00	.00	.00	.00	15.00	1.78	33.00	.00	100.00	.00
65	5	.01	1.19	2	.00	.00	.00	.00	80.00	1.18	100.00	.00	600.00	.00
66	5	.01	.93	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.93	25.00	.00	600.00	.00
67	5	.01	.26	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.26	21.00	.00	100.00	.00
68	5	.01	7.14	2	.00	.00	.00	.00	55.00	7.14	132.00	.00	600.00	.00
69	5	.01	.76	2	.00	.00	.00	.00	15.00	.76	23.00	.00	600.00	.00
70	5	.01	4.30	2	.00	.00	.00	.00	10.00	4.30	30.00	.00	100.00	.00
71	5	.01	.61	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.61	27.00	.00	600.00	.00
73	5	.01	.34	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.34	22.00	.00	100.00	.00

74	5	.01	2.29	2	.30	.00	.00	.00	10.00	2.29	28.00	.00	600.00	.00
76	5	.01	.11	2	.00	.00	.00	.00	18.00	.11	19.00	.00	600.00	.00
77	5	.01	.11	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.11	19.00	.00	600.00	.00
78	5	.01	.11	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.11	23.00	.00	600.00	.00
79	5	.01	.57	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.57	26.00	.00	600.00	.00
80	5	.01	2.94	2	.30	.00	.00	.00	25.00	2.94	59.00	.00	600.00	.00
82	5	.01	.09	2	.30	.00	.00	.30	15.00	.09	34.00	.00	600.00	.00
84	5	.01	.34	2	.50	.00	.50	.00	15.00	.34	34.00	.00	600.00	.00
85	5	.01	.47	2	.00	.00	.00	.00	15.00	.47	41.00	.00	600.00	.00
87	5	.01	.80	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.80	29.00	.00	600.00	.00
88	5	.01	.78	2	.50	.00	.00	.00	15.00	.78	38.00	.00	600.00	.00
90	5	.01	.96	2	.00	.00	.00	.00	20.00	.96	45.00	.00	600.00	.00
91	5	.01	1.05	2	.00	.00	.00	.00	25.00	1.05	61.00	.00	600.00	.00
93	5	.01	.21	2	.00	.00	.00	.00	15.00	.21	33.00	.00	600.00	.00
94	5	.01	.11	2	.00	.00	.00	.00	15.00	.11	32.00	.00	600.00	.00
95	5	.01	.13	2	.00	.00	.00	.00	15.00	.13	32.00	.00	600.00	.00
98	5	.01	.32	2	.00	.00	.00	.00	15.00	.32	42.00	.00	600.00	.00
100	5	.01	.61	2	.00	.00	.00	.00	25.00	.61	80.00	.00	600.00	.00
102	5	.01	.76	2	.30	.00	.00	.00	15.00	.76	36.00	.00	600.00	.00
104	5	.01	.94	2	.00	.00	.00	.00	14.00	.94	27.00	.00	600.00	.00
105	5	.01	.41	2	.50	.00	.00	.00	10.00	.41	25.00	.00	600.00	.00
107	5	.01	.23	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.23	23.00	.00	600.00	.00
108	5	.01	.23	2	.30	.00	.00	.00	10.00	.23	21.00	.00	600.00	.00
109	5	.01	.68	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.68	30.00	.00	600.00	.00
110	5	.01	.26	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.26	27.00	.00	600.00	.00
111	5	.01	.29	2	.00	.00	.00	.00	15.00	.29	32.00	.00	600.00	.00
113	5	.01	.80	2	.00	.00	.00	.00	25.00	.80	61.00	.00	600.00	.00
114	5	.01	1.28	2	.00	.00	.00	.00	15.00	1.28	41.00	.00	600.00	.00
115	5	.01	.68	2	.30	.00	.00	.00	10.00	.68	26.00	.00	600.00	.00
116	5	.01	1.17	2	.00	.00	.00	.00	15.00	1.17	42.00	.00	600.00	.00

SISTEMA INAH - ALTERNATIVA No 7 NORTE - PERIODO DE RETORNO 3 AÑOS

CARGAS Y GASTOS MAXIMOS

TRAMO NO	CARGA (H)	GASTO (K\$/MES)
1	.68	.679
2	.81	1.166
3	.66	2.818
4	1.16	3.638
5	1.33	4.378
6	3.00	4.598
7	3.01	5.333
8	3.83	14.999
9	4.95	13.300
10	6.02	11.026
11	5.93	12.646
12	5.30	16.844
13	5.07	10.747
14	4.63	11.347
15	3.80	11.338
16	2.95	11.344
17	1.79	12.430
18	1.58	12.435
19	1.91	12.427
20	1.73	12.433
21	.18	.514
22	1.30	.612
23	1.29	.978
24	.93	1.061
25	1.42	1.178
26	2.32	1.498
27	3.63	2.416
28	2.76	3.922
29	4.33	2.111
30	4.56	3.498
31	3.94	2.615
32	2.53	2.629
33	1.73	2.740
34	1.44	3.430
35	2.03	3.266
36	2.82	2.847
37	.85	.581
38	1.18	.581
39	1.76	.797
40	.38	1.807
41	2.36	1.194
42	6.62	1.449
43	2.60	2.282
44	8.09	2.028
45	6.18	.800
46	.42	3.137
47	3.78	3.429
48	.22	.237
49	1.07	.345
50	1.09	.386

51	1.59	.415
52	3.27	.371
53	1.32	.360
54	1.47	.390
55	2.00	.393
56	2.21	.394
57	2.77	.458
58	2.29	.579
59	3.51	.501
60	3.28	.421
61	3.43	.665
62	23.77	7.279
63	9.35	8.958
64	2.45	3.254
65	1.72	2.944
66	1.34	4.049
67	2.24	4.218
68	4.05	8.660
69	5.15	14.958
70	8.34	21.336
71	8.54	17.179
72	9.70	13.997
73	7.15	11.295
74	5.46	9.175
75	4.36	7.393
76	2.95	7.033
77	2.65	7.014
78	2.90	7.967
79	3.26	7.587
80	3.79	7.512
81	3.23	9.778
82	3.85	8.456
83	3.59	8.253
84	3.57	8.685
85	3.59	8.352
86	1.81	.699
87	.73	2.253
88	2.03	2.011
89	.95	.607
90	.61	1.440
91	2.81	1.607
92	.75	1.030
93	2.47	.815
94	2.78	.823
95	2.94	.731
96	3.40	.683
97	3.82	1.019
98	3.78	1.127
99	3.73	1.461
100	3.53	1.712
101	3.46	2.408
102	4.80	2.430
103	1.25	.292
104	2.30	1.499
105	.74	1.363
106	3.72	2.587
107	1.50	1.578
108	1.96	1.422
109	2.02	1.723
110	1.51	1.780

111	2.00	1.963
112	3.59	1.520
113	9.47	6.215
114	15.31	11.035
115	82.12	166.076
116	3.49	2.649

DISTRIBUCION DE VOLUMENES EN EL SISTEMA. EN MS

RES. NOMINAL DIST. SEC.	RES. EFECTIVA DIST. SEC.	RES. COLEC. PPALES.	S E R V I C I O	VOL. ALMAC. TEMPORALM
62935.00	33533.94	29282.84	39477.37	62815.89

DISTRIBUCION DE DERRAMES EN EL SISTEMA
 TRAMO NO PORCE. C/R DERR. TOTAL

27	1.121
29	.725
31	.626
36	7.231
41	5.129
42	24.457
43	.476
45	33.199
55	.725
56	.319
67	.017
68	5.519
71	5.603
73	.689
74	.139
82	4.108
112	.672
113	.334
114	1.210
115	.731
116	4.689

NOTA: Por las condiciones impuestas a la celda No. 45 para fines de simulación (diámetro = 0), los resultados - de esta corrida se reinterpretan como sigue:

- Los derrames de las celdas 42, 43 y 45 son ficticios.
- De acuerdo con lo anterior, el derrame total de - este Subsistema resulta realmente de 12,231 m³, - con los siguientes volúmenes parciales por celdas:

Celda	Derrame (m ³)	Celda	Derrame (m ³)
27	344	71	1719
29	284	73	205
31	190	74	43
36	2234	82	1260
41	1574	112	206
55	222	113	103
56	98	114	374
67	5	115	224
69	1708	116	1438

- El número de celdas con derrame > 1% del total -- resulta de 14.

SUBSISTEMA INAA ALTERNATIVA CINCO SUR PERIODO DE RETORNO 3 AÑOS

DATOS DE ENTRADA

DATOS GENERALES

TIG. SIMPL.	FREC. IMP	TRAMOS	%2 PAR	RIO IMPAR	AREAS INUNDACION	ENTRADAS LATERALES	INTERMED (SER)	TOTL.
460.	10.	40	6	1	44	31	30.	120.

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS,

CARACTERISTICAS HIDRAULICAS

TRAMOS	AREA DE	TRAMOS	ALT. PLANTILLA	LONGITUD	N DE DIAMETRO	FRONTERA	TIRANTE	INICIAL	VELOCIDAD	INICIAL	ELEVA			
LOCAL	POST. MIT.	INUND. LLEGAR	SALIR	CENTRO	TRAMO (M)	TRAMO (M)	PANALIS	TRAMO (M)	D AVENIDA	CENTRO	TRAMO (M)	AGUAS	ANAO (M/S)	CLAVE
1	2	0	1	0	0	213.072	168.520	.014	1.760	0	.040	1.000	314.450	
2	3	1	2	0	0	318.020	190.720	.014	1.760	2	.980	.050	310.780	
3	4	2	3	0	0	306.290	186.400	.014	1.760	3	.070	1.320	306.460	
4	5	3	4	0	0	298.770	184.304	.014	1.760	4	.130	.480	299.730	
5	6	4	5	0	0	288.210	182.100	.014	1.070	5	.070	1.810	289.280	
6	7	5	6	0	0	277.740	181.496	.014	1.070	6	.080	1.890	278.810	
7	8	6	7	0	0	271.460	177.560	.014	1.520	7	.110	1.310	272.980	
8	9	7	8	0	0	268.230	209.830	.014	1.520	8	.110	1.540	269.730	
9	10	8	9	0	0	263.800	235.360	.014	1.520	9	.070	3.150	265.320	
10	11	9	10	-49	0	259.280	235.000	.014	1.830	0	.150	1.000	261.110	
11	12	10	11	0	0	257.310	250.000	.014	1.830	0	.150	1.000	259.140	
12	13	11	0	-43	0	250.420	196.000	.014	2.130	0	.200	1.008	237.590	
13	14	12	13	0	0	253.560	226.000	.014	2.130	0	.300	1.000	253.490	
14	15	13	0	3037	0	251.370	206.000	.014	2.130	0	.300	1.000	233.500	
15	16	14	0	-28	0	249.300	225.000	.014	2.440	0	.300	1.000	251.770	
16	17	15	16	0	0	248.440	200.000	.014	2.440	0	.300	1.000	250.990	
17	18	16	0	-24	0	247.790	210.000	.014	2.440	0	.400	1.000	250.270	
18	19	17	18	0	0	247.240	230.000	.014	2.760	0	.400	1.000	250.000	
19	20	18	19	0	0	246.900	200.000	.014	2.760	0	.400	1.000	249.660	
20	0	19	20	0	0	246.270	210.000	.014	3.910	0	.500	1.000	259.180	
21	22	0	21	0	0	256.470	185.990	.014	.910	0	.050	.430	257.880	
22	23	21	22	0	0	254.650	197.990	.014	1.220	22	.050	1.030	253.870	
23	24	22	23	0	0	243.960	227.000	.014	1.220	22	.070	1.080	251.180	
24	17	23	24	0	0	248.180	180.100	.014	1.520	24	.100	.780	249.770	
25	26	0	25	0	0	257.970	187.430	.014	.650	0	.040	1.090	260.620	
26	27	25	26	0	0	256.450	198.000	.014	.760	26	.060	1.130	257.210	
27	28	26	27	0	0	252.870	206.000	.014	.760	27	.500	.330	254.630	
28	13	27	28	0	0	252.270	200.700	.014	.910	28	.500	.400	233.080	
29	0	28	0	0	0	256.920	195.000	.014	.600	0	.750	.150	253.320	
30	14	29	30	0	0	253.050	236.200	.014	.760	26	.750	.150	253.810	
31	32	0	31	0	0	273.910	197.500	.014	.910	0	.040	1.210	274.820	
32	33	31	32	0	0	264.160	211.300	.014	.910	32	.060	.080	264.370	
33	34	32	33	0	0	262.970	192.000	.014	.910	33	.090	1.180	264.880	
34	35	33	34	0	0	262.160	181.900	.014	.910	34	.110	1.070	263.076	
35	36	34	35	0	0	260.580	191.200	.014	.910	35	.120	1.210	261.996	
36	37	35	36	0	0	258.840	215.700	.014	.910	36	.140	1.220	259.790	
37	16	36	37	0	0	253.310	252.420	.014	.910	37	.120	1.740	256.370	
38	39	0	38	0	0	276.400	187.000	.014	.650	0	.040	1.230	277.050	
39	40	38	39	0	0	269.750	186.000	.014	.760	39	.060	1.120	270.560	
40	41	39	40	0	0	266.250	225.000	.014	.910	40	.090	1.120	267.160	

41	42	40	41	0	0	242,250	245,200	.014	.910	41	.090	1,180	263,290
42	43	41	42	5	7	259,390	251,100	.014	.910	42	.110	1,180	240,500
43	42	43	0	0	0	257,000	198,300	.014	.910	43	.110	1,360	257,590
44	45	0	44	7	6	285,110	171,000	.014	1.220	44	.040	1,280	236,330
45	46	44	45	0	0	279,840	214,100	.014	1.220	45	.060	1,300	277,860
46	47	45	46	9	7	276,370	233,300	.014	1.220	46	.700	.630	271,590
47	48	46	47	0	0	245,750	172,500	.014	1.220	47	.840	1,450	255,590
48	49	47	48	0	0	264,270	260,700	.014	1.220	48	.070	.720	265,490
49	50	48	49	0	0	261,550	187,400	.014	1.220	49	.090	.950	262,750

CONDICIONES DE FRONTERA

T.FINAL PAR_20 FRONTERA AGUAS ABAJO_ 2 COTA SALIDA (EFGD)_ 245.790 (M) T. CONSTANTE (YEFGD)_ 2.000 COL. C/ON. DE C-ALIV

HIDROGRAMA DE ENTRADA NUM. PUNTOS NUMP(1)_ 5 GASTO BASE_ .41 OPICD_ 2.03 ITIR_ 2

TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN
.06	.00	.00	.00	30.00	2.93	74.00	.00	690.00	.00				

T.FINAL PAR_21 FRONTERA AGUAS ABAJO_ 2 COTA SALIDA (EFGD)_ 247.790 (M) T. CONSTANTE (YEFGD)_ .000 COL. V. TLALPAM SUR

HIDROGRAMA DE ENTRADA NUM. PUNTOS NUMP(1)_ 5 GASTO BASE_ .01 OPICD_ .23 ITIR_ 2

TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN
.09	.00	.00	.00	10.00	.23	19.00	.00	640.00	.00				

T.FINAL PAR_29 FRONTERA AGUAS ABAJO_ 2 COTA SALIDA (EFGD)_ 249.330 (M) T. CONSTANTE (YEFGD)_ .000 COL. NIÑO DE JESUS

HIDROGRAMA DE ENTRADA NUM. PUNTOS NUMP(1)_ 5 GASTO BASE_ .01 OPICD_ 3.00 ITIR_ 2

TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN
.00	.00	.00	.00	15.00	3.00	17.00	.00	690.00	.00				

T.FINAL PAR_30 FRONTERA AGUAS ABAJO_ 2 COTA SALIDA (EFGD)_ 251.370 (M) T. CONSTANTE (YEFGD)_ .000 COL. MR. MENDOZA

HIDROGRAMA DE ENTRADA NUM. PUNTOS NUMP(1)_ 5 GASTO BASE_ .01 OPICD_ .16 ITIR_ 2

TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN
.03	.00	.00	.00	10.00	.16	26.00	.00	640.00	.00				

T.FINAL PAR_37 FRONTERA AGUAS ABAJO_ 2 COTA SALIDA (EFGD)_ 251.370 (M) T. CONSTANTE (YEFGD)_ .000 COL. MATAMOROS

HIDROGRAMA DE ENTRADA NUM. PUNTOS NUMP(1)_ 5 GASTO BASE_ .01 OPICD_ 6.17 ITIR_ 2

TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN
.00	.00	.00	.00	20.00	6.17	52.00	.00	640.00	.00				

T.FINAL PAR_43 FRONTERA AGUAS ABAJO_ 2 COTA SALIDA (EFGD)_ 255.420 (M) T. CONSTANTE (YEFGD)_ .000 COL. NEG-IBCHINILCO

HIDROGRAMA DE ENTRADA NUM. PUNTOS NUMP(1)_ 5 GASTO BASE_ .01 OPICD_ 2.05 ITIR_ 2

TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN
.00	.00	.00	.00	10.00	2.05	24.00	.00	690.00	.00				

T.FINAL PAR_45 FRONTERA AGUAS ABAJO_ 2 COTA SALIDA (EFGD)_ 259.280 (M) T. CONSTANTE (YEFGD)_ .000 COL. SABINO-SAN FRO.

HIDROGRAMA DE ENTRADA NUM. PUNTOS NUMP(1)_ 5 GASTO BASE_ .01 OPICD_ 4.87 ITIR_ 2

TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN	TPD	DAVEN
.00	.00	.00	.00	05.00	1.87	112.00	.20	000.33	.00				

AREAS DE INUNDACION

N. AREA	N. PUNTS	IT	PORC	ELEV.	VOLIN.	PUNTS HIROGRAMA					
						EL	CAP	EL	CAP	EL	CAP
1	3	316.309	15.000	211.450	.900	316.45	.00	316.30	1146.39	317.30	1000000.00
2	3	312.790	.900	310.700	.000	310.78	.00	312.90	77.66	313.90	1000000.00
3	3	310.100	1.100	306.960	.000	306.96	.00	310.10	262.14	311.10	1000000.00
4	3	302.400	6.900	299.730	.000	299.73	.00	302.40	920.47	303.40	1000000.00
5	3	291.700	1.000	289.280	.000	289.28	.00	291.70	217.70	292.70	1000000.00
6	3	281.500	15.000	278.810	.000	278.81	.00	281.50	3539.27	282.50	1000000.00
7	3	274.600	5.250	272.980	.000	272.98	.00	274.60	1677.70	275.60	1000000.00
8	3	271.400	.900	269.750	.000	269.75	.00	271.40	342.79	272.40	1000000.00
10	3	264.300	.200	261.110	.000	261.11	.00	264.30	121.62	265.30	1000000.00
11	3	262.400	.200	259.140	.000	259.14	.00	262.40	131.51	263.40	1000000.00
13-	3	257.700	.200	255.699	.000	255.69	.00	257.70	136.78	258.70	1000000.00
14-	3	252.700	.200	250.080	.000	250.08	.00	252.70	187.84	253.70	1000000.00
18	3	252.200	.200	250.000	.000	250.00	.00	252.20	275.21	253.20	1000000.00
19	3	251.660	.200	249.160	.000	249.66	.00	251.60	258.97	252.60	1000000.00
20	3	251.000	.200	250.166	.000	250.18	.00	251.00	376.35	252.00	1000000.00
21	3	260.200	1.300	257.080	.000	257.08	.00	260.20	137.19	261.20	1000000.00
22	3	258.300	5.700	255.870	.000	255.87	.00	258.30	1318.66	259.30	1000000.00
23	3	256.000	2.100	251.189	.000	251.19	.00	256.00	557.26	257.00	1000000.00
24	3	254.300	2.900	249.706	.000	249.70	.00	254.30	547.74	255.30	1000000.00
25	3	262.700	15.000	260.620	.000	260.62	.00	262.70	932.78	263.70	1000000.00
26	3	258.900	1.600	257.210	.000	257.21	.00	258.90	143.72	259.90	1000000.00
27	3	256.600	2.400	254.630	.000	254.63	.00	256.60	274.28	257.60	1000000.00
28	3	254.200	1.500	253.080	.000	253.08	.00	254.20	223.15	255.20	1000000.00
29	3	257.600	3.400	255.520	.000	255.52	.00	257.60	187.46	258.60	1000000.00
30	3	254.000	1.600	253.810	.000	253.81	.00	254.00	166.94	255.00	1000000.00
31	3	276.800	15.000	274.820	.000	274.82	.00	276.80	1926.78	277.80	1000000.00
32	3	271.600	12.700	269.570	.000	269.57	.00	271.60	1745.33	272.60	1000000.00
35	3	268.200	4.500	264.890	.000	264.88	.00	268.20	561.94	269.20	1000000.00
36	3	265.900	4.000	263.070	.000	263.07	.00	265.90	709.84	266.90	1000000.00
35	3	265.900	9.500	261.490	.000	261.49	.00	265.90	1181.37	266.90	1000000.00
36	3	264.700	9.300	259.750	.000	259.75	.00	264.70	1504.69	265.70	1000000.00
37	3	259.000	4.400	256.220	.000	256.22	.00	259.00	722.30	260.00	1000000.00
38	3	277.000	17.900	277.050	.000	277.05	.00	277.00	1110.74	278.00	1000000.00
39	3	272.400	8.100	270.540	.000	270.54	.00	272.40	683.46	273.40	1000000.00
40	3	269.000	4.100	267.160	.000	267.16	.00	269.00	601.05	270.00	1000000.00
41	3	265.800	4.900	263.290	.000	263.29	.00	265.80	1034.90	266.80	1000000.00
42	3	263.800	1.700	260.590	.000	260.59	.00	263.80	255.52	264.80	1000000.00
43	3	261.100	4.000	257.970	.000	257.97	.00	261.10	515.11	262.10	1000000.00
44	3	287.600	15.000	286.330	.000	286.33	.00	287.60	2999.66	288.60	1000000.00
45	3	281.300	5.000	278.060	.000	278.06	.00	281.30	1263.09	282.30	1000000.00
46	3	276.400	5.600	271.590	.000	271.59	.00	276.40	1363.63	277.40	1000000.00
47	3	269.100	4.000	266.950	.000	266.95	.00	269.10	884.26	270.10	1000000.00
48	3	267.600	4.000	265.490	.000	265.49	.00	267.60	1219.82	268.60	1000000.00
49	3	265.300	2.100	262.750	.000	262.75	.00	265.30	660.04	266.30	1000000.00

GASTOS DE AYERIMAS LATERALES

Ø LAT.	N. PUNTS	Ø BASE	Ø. PICO	ITIN	PUNTOS HIDROGRÁF.									
					TP0	CGA	TP0	DGA	TP0	CGA	TP0	CGA	TP0	CGA
2	5	.01	.14	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.14	21.00	.00	600.00	.00
3	5	.01	.55	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.55	22.00	.00	600.00	.00
4	5	.01	1.96	2	.00	.00	.00	.00	10.00	1.96	20.00	.00	600.00	.00
5	5	.01	.41	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.41	21.00	.00	600.00	.00
6	5	.01	1.17	2	.00	.00	.00	.00	120.00	1.17	294.00	.00	600.00	.00
7	5	.01	1.86	2	.00	.00	.00	.00	10.00	1.86	27.00	.00	600.00	.00
8	5	.01	.26	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.26	21.00	.00	600.00	.00
9	5	.01	.23	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.23	26.00	.00	600.00	.00
22	5	.01	.36	2	.00	.00	.00	.00	15.00	.36	41.00	.00	600.00	.00
23	5	.01	.60	2	.00	.00	.00	.00	20.00	.60	44.00	.00	600.00	.00
24	5	.01	1.00	2	.00	.00	.00	.00	25.00	1.00	61.00	.00	600.00	.00
26	5	.01	.23	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.23	21.00	.00	600.00	.00
27	5	.01	.34	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.34	24.00	.00	600.00	.00
29	5	.01	.31	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.31	23.00	.00	600.00	.00
30	5	.01	.21	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.21	23.00	.00	600.00	.00
32	5	.01	1.07	2	.00	.00	.00	.00	15.00	1.07	33.00	.00	600.00	.00
35	5	.01	.46	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.46	27.00	.00	600.00	.00
34	5	.01	.57	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.57	24.00	.00	600.00	.00
25	5	.01	.91	2	.00	.00	.00	.00	15.00	.91	27.00	.00	600.00	.00
36	5	.01	.98	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.98	25.00	.00	600.00	.00
37	5	.01	.44	2	.00	.00	.00	.00	15.00	.44	32.00	.00	600.00	.00
39	5	.01	1.25	2	.00	.00	.00	.00	10.00	1.25	30.00	.00	600.00	.00
40	5	.01	1.03	2	.00	.00	.00	.00	10.00	1.03	36.00	.00	600.00	.00
41	5	.01	1.46	2	.00	.00	.00	.00	15.00	1.46	33.00	.00	600.00	.00
42	5	.01	.46	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.46	29.00	.00	600.00	.00
43	5	.01	.71	2	.00	.00	.00	.00	15.00	.71	31.00	.00	600.00	.00
45	5	.01	.64	2	.00	.00	.00	.00	15.00	.64	36.00	.00	600.00	.00

46	5	.01	1.78	2	.00	.00	.00	.00	10.00	1.78	30.00	.00	820.00	.00
47	5	.01	.34	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.34	21.00	.00	800.00	.00
48	5	.01	.16	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.16	27.00	.00	820.00	.00
49	5	.01	.41	2	.00	.00	.00	.00	10.00	.41	21.00	.00	800.00	.00

SUBSISTEMA INAR ALTERNATIVA CINCO SUR PERIODO DE RETRANNO 3 AÑOS

CARGAS Y GASTOS HALLINDS

TRAMO NO	CARGA (KI)	GASTO (KS/SES)
1	18.56	4.810
2	3.78	3.256
3	1.49	3.561
4	4.79	10.063
5	4.69	9.356
6	23.90	13.191
7	9.72	11.523
8	2.54	11.167
9	1.95	10.176
10	1.94	12.665
11	1.92	10.908
12	1.70	12.566
13	1.93	14.742
14	2.00	13.277
15	2.06	15.479
16	2.63	14.798
17	2.60	15.531
18	2.28	15.330
19	1.92	15.160
20	1.74	15.292
21	.34	.438
22	.77	.972
23	.59	1.329
24	2.33	1.895
25	7.42	2.747
26	1.97	1.468
27	2.38	1.214
28	1.14	1.295
29	1.03	.656
30	.56	.311
31	19.60	5.860
32	3.78	2.619
33	4.39	2.173
34	3.45	2.129
35	2.81	2.152
36	1.91	2.331
37	1.56	2.567
38	6.27	2.897
39	10.86	3.758
40	2.87	2.390
41	3.55	2.030
42	3.34	2.074
43	2.96	2.351
44	80.84	38.612
45	23.52	28.279
46	7.14	9.457
47	7.84	7.218
48	4.04	7.340
49	3.01	5.169

DISTRIBUCION DE VOLUMENES EN EL SISTEMA EN MS

REG. NOMINAL SIST. SEC.	RES. EFECTIVA SIST. SEC.	REG. COLEC. PPALES.	D E R R A P E	VOL. ALMAC. TEMPORAL
35214.40	26748.32	14791.53	16170.33	35219.95

SUBSISTEMA IMAN ALTERNATIVO COMO SUP. PERIODO DE PREGONO 1940S

DISTRIBUCION DE CERRANES EN EL SISTEMA

TIPO NO FARG. POR CERR. 100%

1	1.817
5	.151
7	5.683
9	.421
25	4.726
21	7.067
22	.73
27	2.383
41	.767
45	47.391
46	14.321
47	11.978

5.5 ESQUEMAS DE MEJORAMIENTO DE OBRAS PROPUESTAS

En el inciso anterior los esquemas alternativos fueron clasificados en cuanto a su eficiencia de alivio sin embargo aunque dicha eficiencia es el parámetro de mayor peso para juzgar la bondad de dichos esquemas no es el único, pues es evidente que el costo resulta ser otro parámetro necesario por estudiar para tomar las decisiones de las acciones a seguir.

Por tal motivo, los esquemas se valoraron siendo previamente diseñados en forma preliminar y haciendo uso de precios índice, y afectados por un 30% mas por costos de ingeniería, administración y algunos gastos imprevistos. Los montos totales obtenidos para cada alternativa se muestra en el cuadro 5.2.

Como puede observarse el esquema 1 es el de menor costo mientras que el 4 es el de mayor inversión además de ser este en particular el que implica mayores gastos sistemáticos de operación y mantenimiento por involucrar equipo de bombeo.

Como conclusión final de los estudios efectuados respecto al diagnóstico de la situación actual del sistema de alcantarillado, en relación con las inundaciones, y de los análisis de simulación de distintos esquemas de mejoramiento puede anotarse lo siguiente:

- 1) En ninguno de los casos estudiados se logra evitar al 100% las inundaciones
- 2) Tanto para lo que se han denominado condiciones ordinarias, como para condiciones extraordinarias, la mejor variante de alivio es el Esquema No. 5

- 3) La segunda mejor opción de alivio es el Esquema No. 3 el que, por costo, resulta un 55% menor que el No. 5. No obstante, en cuanto a eficiencia hidráulica deja mucho que desear, además de que su ejecución es bastante complicada por afectarse vialidades importantes
- 4) Todo lo anterior conduce, finalmente, a recomendar al Esquema No. 5 como mejor variante pues, aunque más cara que el Esquema No. 3, puede mejorar la situación actual en 75 y 57% (condiciones ordinarias y extraordinarias, respectivamente); en relación con los volúmenes totales de ingreso, los derrames del sistema representarían solamente un 10% para avenidas ordinarias y un 22% para las crecientes de 10 años de período de retorno.

ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA
DE DRENAJE DEL SISTEMA I M A NRESUMEN DE LOS PRESUPUESTOS PRELIMINARES
DE LOS ESQUEMAS ALTERNATIVOS DE ALIVIO PLANTEADOS

ESQUEMA	IMPORTE (\$)
1	775'004,872.
2	1,196'904,979.
3	1,591'694,829.
4	3,649'763,781.
5	3,561'868,291.

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

Este trabajo presenta los resultados de la aplicación de un modelo numérico para el análisis de tránsito de avenidas por sistemas de drenaje (TUAVE) para la revisión del sistema de colectores conocido como IMAN.

En la primera etapa se efectuó una comparación de los resultados que del modelo se obtuvieron, con las observaciones reales de la zona de estudio, consistente específicamente en revisar si las áreas potencialmente inundables indicadas por el modelo coincidían con las que realmente padecen de encharcamientos. Posteriormente se revisaron esquemas de solución que pudieran reducir el riesgo de inundaciones en la zona. Finalmente se analizó económicamente cada uno de ellos para fines de decisión.

El estudio permitió visualizar que el modelo refleja de manera cualitativa las zonas con posible derrame y que los volúmenes de derrame que éste reporta deben tomarse con ciertas reservas.

Por otro lado se observó que el modelo tiene problemas de estabilidad en tramos de excesiva pendiente. Esto puede explicarse entendiendo que el modelo hace su revisión siempre de aguas abajo hacia aguas arriba, es decir considerando el control aguas abajo, y si por condiciones topográficas se llega a dar un flujo supercrítico en el sistema, este caso se sale de la capacidad de análisis del modelo. Sin embargo, el trabajo pretende ser, más que una revisión del modelo, una aplicación de éste a la solución de un problema real. Desde luego el modelo es susceptible de modificaciones y mejoras que más bien, están en manos de las personas que desarrollan modelos de simulación, como es el caso del INSTITUTO DE INGENIERIA de la UNAM.

RECONOCIMIENTOS

Agradesco en primer termino las facilidades brindadas por la Dirección de Construcción y Operación Hidraulica del D.D.F. para hacer uso de la informacion de su propiedad que me fue util en el desarrollo del este trabajo.

Asi mismo deseo agradecer muy especialmente al Ing. Jorge Luis Lara González quien en condiciones muy especiales, pudo darme el apoyo y direccion necesarios.

Por su apoyo y motivación para llevar a termino mi trabajo de tesis expreso un franco agradecimiento a los Ingenieros Enrique y Gonzalo López de Haro.

REFERENCIAS

- 1.- D.D.F. El sistema hidráulico del Distrito Federal, un servicio público en transición. D.G.C.O.H. México, D.F. 1982.
- 2.- D.D.F. Memoria de las Obras del Sistema de Drenaje Profundo del Distrito Federal Tomos I, II y III. México, D.F. 1975
- 3.- D.D.F. Manual de Hidráulica Urbana. D.G.C.O.H., UNAM, Instituto de Ingeniería, R. Domínguez, México, D.F. 1981.
- 4.- Kirpich, p.z. Time of concentration of small agricultural watersheds. Civil engineering, Vol. 10, junio 1940. (Fuente: Handbook of Applied hidrology Chow; Mc Graw Hill, N.Y; U.S.A. 1964).
- 5.- Hathaway, G.A. Desing of drainage facilities. Trans. ASCE, Vol. 110., 1945 (Fuente: Hidrology for Engineers and planners; y Hjelmfelt, Cassidy; Iowa State University Press, U.S.A. 1978).
- 6.- USBRR. Desing of small Dams. Washington. U.S.A. 1974.
- 7.- D.G.C.O.H. Diseño de fórmulas Prácticas para la estimación de caudales en las cuencas del Poniente del D.F. CIEPS, s.c., México, D.F. 1982.
- 8.- A.H. Diaz Becraft. Hidrogramas de ingreso para el tránsito de avenidas en redes de drenaje. Tesis Profesional, UNAM, Facultad de Ingeniería, México, D.F. 1981.
- 9.- S.A.R.H. Proyecto general para regular descargas del Valle de México e incrementar disponibilidades en el distrito de riego 03 y en el PLHICEN. Tomos I y II CIEPS, s.c., México, D.F. 1979.

- 10.-D.G.C.O.H. Instructivo para el uso del programa TUAVE tránsito de avenidas en colectores.
- 11.-Chow. Ven Te Hidrologyc determination of waterway areas for the desing of drainage structures in small drainage basin. Univ. Illinois, Eng. Expt. Sta. Bull 462, 1962.
- 12.-López de Haro Gonzalo Consideraciones sobre la estimación de caudales máximos para el diseño de algunas obras de Ingeniería. Tesis profesional, UNAM, México, D.F. 1971.
- 13.-Murguía Vaca Ernesto Ingeniería Sanitaria, Apuntes de la Facultad de Ingeniería UNAM, México, D.F., junio de 1974.