

24
89

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Facultad de Ingeniería

Estudio Hidráulico de las Obras de Reacondicionamiento del Emisor del Poniente y Gran Canal

T E S I S

Que para obtener el título de:
INGENIERO CIVIL
p r e s e n t a :
VILIULFO RODOLFO ISLAS GUTIERREZ

México, D. F.

1982



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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 esta 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.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
LIMA

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-316

Al Pasante señor VILHILFO RODOLFO ISLAS GUTIERREZ,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor M. I. Francisco Echavarría Alfaro, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"ESTUDIO HIDRAULICO DE LAS OBRAS DE REACONDICIONAMIENTO DEL EMISOR DEL PONTIEN Y GRAN CANAL"

1. Introducción.
2. Sistema de drenaje de la ciudad de México.
3. Determinación de los gastos de proyecto.
4. Tránsito de avenidas en cauces.
5. Análisis del Emisor del Pontiente.
6. Análisis del Gran Canal del Desague.
7. Conclusiones y recomendaciones.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

A t e n t a m e n t e
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
C.D. Universidad, 6 de octubre de 1980
EL DIRECTOR

ING. JAVIER JIMENEZ ESPINOSA

53E/0074CR

INDICE GENERAL

I.	INTRODUCCION	1
I.1	<u>Antecedentes</u>	1
I.2	<u>Objetivo</u>	2
I.3	<u>Desarrollo</u>	2
II.	SISTEMA DE DRENAJE DE LA CIUDAD DE MEXICO	3
II.1	<u>Descripción del Sistema</u>	3
II.2	<u>Períodos de Análisis</u>	5
II.3	<u>Período 1971 a 1974</u>	6
II.4	<u>Período 1975 a 1978</u>	7
II.5	<u>Año 2000</u>	7
II.6	<u>Colectores Principales</u>	8
III.	DETERMINACION DE LOS GASTOS DE PROYECTO	13
III.1	<u>Estaciones Climatológicas e Hidrométricas</u>	13
III.2	<u>Análisis de los Pluviógrafos y Pluviómetros</u>	13
III.3	<u>Análisis de Tormentas</u>	16
III.4	<u>Tormentas de Diseño</u>	18
III.5	<u>Determinación de Hidrogramas de Diseño</u>	19
III.6	<u>Método Gráfico Alemán</u>	20
III.7	<u>Tránsito de Avenidas en Colectores Urbanos</u>	22
III.8	<u>Método del Hidrograma Unitario</u>	22
III.9	<u>Condición 1971 - 1974</u>	25
III.10	<u>Condición 1975 - 1978</u>	28
III.11	<u>Condición 2000</u>	28
IV.	TRANSITO DE AVENIDAS EN CAUCES	56
IV.1	<u>Ecuaciones Básicas</u>	56
IV.2	<u>Desarrollo de las Ecuaciones de Diferencias Finitas</u>	57
IV.3	<u>Solución de las Ecuaciones</u>	61
IV.4	<u>Condiciones de Frontera</u>	61
IV.5	<u>Sistema de Ecuaciones Lineales</u>	63
IV.6	<u>Aplicación del Método</u>	64

V.	ANALISIS DEL EMISOR DEL PONIENTE	67
V.1	<u>Calibración</u>	67
V.2	<u>Condición 1975 - 1978</u>	69
V.3	<u>Condición 2 000</u>	70
V.4	<u>Alternativas de Reacondicionamiento</u>	70
V.4.1	Alternativas eliminando Santo Tomás	70
V.4.2	Alternativas sin modificar Santo Tomás	72
V.4.3	Alternativas modificando Santo Tomás	72
V.5	<u>Selección de Alternativas</u>	72
V.6	<u>Anteproyectos para el Emisor del Poniente</u>	75
V.6.1	Lineamientos generales	75
V.6.2	Obras de reacondicionamiento aguas abajo de la estructura de Santo Tomás	76
V.6.3	Anteproyecto de alternativas	76
V.7	<u>Antepresupuesto</u>	79
VI.	ANALISIS DEL GRAN CANAL DEL DESAGUE	87
VI.1	<u>Calibración</u>	87
VI.2	<u>Condición 1975 - 1978</u>	88
VI.3	<u>Condición 2000</u>	88
VI.4	<u>Alternativas de Reacondicionamiento</u>	88
VI.4.1	Túnel adicional en Tequixquiac	89
VI.4.2	Reacondicionamiento del cauce	89
VI.5	<u>Selección de Alternativas</u>	92
VI.6	<u>Anteproyectos para el Gran Canal</u>	93
VI.6.1	Lineamientos generales	93
VI.6.2	Túnel adicional en Tequixquiac	93
VI.6.3	Anteproyecto de las obras	94
VI.7	<u>Antepresupuestos</u>	94
VII.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	104

El principal problema que se presenta en las ciudades más importantes de la República Mexicana, es el crecimiento urbano acelerado provocado por el crecimiento natural de la población en ellas y principalmente por la migración de la población rural a las ciudades. Esto trae como consecuencia la necesidad de ampliar los servicios de infraestructura urbana como son: el abastecimiento de agua potable, el drenaje pluvial y sanitario, electrificación y alumbrado público, etc.

La expansión en las zonas urbanas se caracteriza por la desforestación y pavimentación de nuevas áreas, alineamiento, revestimiento o entubamiento de los cauces naturales, todo ello provoca un incremento notable en el volumen y gasto máximo de las avenidas que se presentan.

Este problema hace necesario una revisión periódica del funcionamiento de los sistemas de drenaje, así como el estudio de alternativas de nuevas obras que en el futuro cumplan en forma satisfactoria la función de desalojar las aguas residuales y pluviales.

Si tomamos en consideración que el área metropolitana de la ciudad de México, se incrementará del orden de 2 veces su tamaño en el periodo comprendido entre los años 1980 y 2000, se comprenderá la necesidad de revisar el funcionamiento de sus sistemas de drenaje y proponer las obras necesarias que garanticen en forma razonable su funcionamiento futuro.

I.1 Antecedentes

A la fecha se han realizado estudios y proyectos para el drenaje de la zona norte del área Metropolitana de la Ciudad de México, que se urbanizará para el año 2000 y que corresponde al Valle de Cuautitlán. En dichos trabajos se han podido valorar los gastos de aguas negras y pluviales que se generan en la zona y que en el futuro, se verán incrementadas en la medida que se vaya cambiando el uso del suelo, de agrícola a urbano.

Los importantes volúmenes que escurrirán, tendrán que ser incorporados a los dos emisores que atraviesan el Valle de Cuautitlán: el Gran Canal del Desagüe y el Emisor del Poniente. Al primero de ellos, le han sido mejoradas

las precarias condiciones en que venía operando, al entrar en operación el Sistema de Drenaje Profundo. Sin embargo, la aportación de las áreas que antes no llegaban a él, como la parte Oriente de la Sierra de Guadalupe, en donde se encuentran las colonias Caracol, Xalostoc, etc., y las zonas IV y V del Ex-Vaso de Texcoco, además de los escurrimientos del Valle de Cuautitlán que necesariamente llegarán a él, hacen que se requiera una revisión de su funcionamiento, particularmente del tramo que se encuentra entre la Desviación Combinada y los túneles de Tequixquiac incluyendo a éstos.

Por lo que se refiere al Emisor del Poniente, su funcionamiento fué previsto para recibir las aportaciones del Poniente de la Ciudad de México y de la Unidad Urbano Industrial N.Z.T. Posteriormente, se le han ido incorporando los escurrimientos de diversas áreas situadas a lo largo de él, siendo la más importante la correspondiente a el Fraccionamiento Cuautitlán-Izcalli.

I.2 Objetivo

El objetivo de este trabajo, es realizar los estudios necesarios para la determinación de los gastos que conducirán el Emisor del Poniente y el Gran Canal del Desague, con lo cual se podrán proponer las obras de reacondicionamiento necesarias, para que junto con el Emisor Central den salida en forma segura y eficiente a las aguas residuales y pluviales producidas en el área metropolitana de la Ciudad de México.

I.3 Desarrollo

El aspecto principal de este trabajo se presenta en los siguientes capítulos: con base en la información disponible, en el capítulo II se definen los elementos constitutivos del sistema de drenaje del Valle de México, y su funcionamiento hidráulico para las condiciones actuales y futuras, en el capítulo III, se presenta el análisis hidrológico realizado para la obtención de los gastos de proyecto. En el capítulo IV se describe el método de "Tránsito de Avenidas en Cauces", y se explica el funcionamiento de este modelo matemático aplicado en el análisis de los dos Emisores.

En los capítulos V y VI se encuentran los análisis del Emisor del Poniente y del Gran Canal respectivamente, y finalmente en el capítulo VII las conclusiones de este trabajo.

II. SISTEMA DE DRENAJE DE LA CIUDAD DE MEXICO

II.1 Descripción del Sistema.

Mediante el análisis de los estudios, reportes, cartas y planos de la información disponible proporcionados por diferentes dependencias oficiales, se definieron los diferentes elementos constitutivos del sistema y su funcionamiento hidráulico, tanto para las condiciones actuales, como para las futuras correspondientes al año 2000.

La red de drenaje de la Ciudad de México, dentro del Distrito Federal, está conectada actualmente a 5 interceptores principales que son: el del Poniente que se une al Río Hondo el cual descarga al Vaso del Cristo, el Central y el de Oriente que se unen y forman el Emisor Central, el Río Churubusco que descarga al Lago de Texcoco y la Desviación Combinada.

El Vaso del Cristo recibe además del Río Hondo, al Río Chico de los Remedios; este vaso para regularización de tormentas, deriva la mayor parte del agua hacia la Desviación Combinada (Río de los Remedios) y el resto hacia el Emisor del Poniente. La Desviación Combinada drena parte de la zona N.Z.T. y la zona Norte del Distrito Federal; originalmente descargaba en el Lago de Texcoco, pero con la destrucción del puente canal sobre el Gran Canal, ha estado descargando a éste.

Los conductos anteriores tienen estructuras que interconectan dos interceptores, permitiendo que la descarga de los colectores sea a uno u otro de ellos. Tal es el caso de colectores que ligan al interceptor del Poniente con el Río Churubusco, al mismo interceptor con el Gran Canal, al Interceptor Central con el Gran Canal y ese Interceptor con la Desviación Combinada. También el Gran Canal y el Interceptor del Oriente, tienen una liga por medio de una obra de derivación hacia el segundo.

El Lago de Texcoco recibe las aportaciones de los Ríos ubicados al Oriente de él, del Río Churubusco y del Río de la Compañía que drenan la parte Sur y Sureste del Valle de México, respectivamente. Las excedencias de este vaso se descargan en el Gran Canal.

Las aguas recolectadas por el sistema, son conducidas fuera del valle por los tres grandes emisores con que cuenta la ciudad de México; el Emisor del Poniente, el Emisor Central o Profundo y el Gran Canal del Desagüe. Dichos emisores descargan sus aguas fuera de la cuenca del Valle de México, en donde son aprovechadas parcialmente en el riego del Distrito 03 del Río Tula y en las áreas que forman el Plan Hidráulico del Centro.

El Emisor del Poniente conduce un volumen de agua formado por los escurrimientos derivados del Vaso del Cristo y por algunas aguas pluviales y domésticas de los ríos del Poniente, que incluyen los derrames no utilizados en diversas presas, dentro de las que destacan Madín, Guadalupe y Concepción.

La capacidad actual del Emisor del Poniente varía desde 30 m³/seg en su inicio en el Vaso del Cristo, hasta 130 m³/seg a partir de su unión con el Río Cuautitlán, proveniente de la Presa Guadalupe.

Una parte del caudal que conduce este emisor, es derivado a la Laguna de Zumpango por el Canal Santo Tomás, para su uso posterior en el riego de la Parte Norte del Valle de Cuautitlán. El resto de los escurrimientos continúa hacia fuera de la cuenca por el Tajo de Nochistongo hasta el Río El Salto.

A la Laguna de Zumpango descarga también el Río de las Avenidas de Pachuca, que drena la parte Noreste del Valle de México, sin embargo esta zona tiene muy baja precipitación, por lo que sus escurrimientos son muy pequeños.

La Laguna cuenta con una capacidad de aproximadamente 30 millones de m³ y cuenta con una estructura que permite derivar sus excedentes al Gran Canal antes de su entrada a los túneles de Tequixquiac.

El Emisor Central, elemento primordial del sistema de Drenaje Profundo, construido por el Departamento del Distrito Federal, tiene una capacidad de 200 m³/seg y su efluente está integrado por los caudales de los interceptores Central y del Oriente, localizados dentro del Distrito Federal. El Emisor descarga en el Río El Salto, que a su vez se une al Río Tula.

El Gran Canal del Desagüe drena por bombeo, gran parte de los caudales que se producen en la Ciudad de México dentro del Distrito Federal, siendo la capacidad instalada en las plantas de bombeo que lo alimentan de 220 m³/seg

pero con la construcción del sistema de Drenaje Profundo han disminuido notablemente sus aportaciones en los meses correspondientes a la época de lluvias. En virtud de que sus colectores principales descargan a dicho sistema.

Este conducto parte del Distrito Federal, atraviesa el Valle de Cuautitlán en el Estado de México y sale del Valle por los dos túneles de Tequixquiac, los cuales descargan al Río Salado dentro de la cuenca del Río Tula. Aproximadamente en el Km 17 + 000, recibe por su margen derecha los escurrimientos provenientes de la red de drenaje del Valle de Cuautitlán.

II.2 Períodos de Análisis

Para definir los escurrimientos para el año 2000 en el sistema de Drenaje de la Ciudad de México, se consideraron tres períodos de análisis: de 1971 a 1974, de 1975 a 1978 y el correspondiente al año 2000.

El período 1971 a 1974, se consideró por una parte, por la facilidad que presentaba el que en ese tiempo todavía no entraba en operación el Sistema Profundo y por otra, en que las áreas de drenaje en sus diferentes tipos se determinaron a partir del levantamiento aerofotogramétrico de Detenal, realizado en dicho período.

Para 1975 a 1978 ya operando el Emisor Central con sus Interceptores Central y Oriente, es propiamente la condición actual del sistema y se cuenta con el levantamiento aerofotogramétrico de C.A.V.M., del año de 1976.

El camino seguido para la obtención de los hidrogramas fué el siguiente: de terminar la forma de operación del sistema, las áreas drenadas y su geometría con el conocimiento de una tormenta desfavorable, aplicar algún método hidrológico y/o hidráulico para conocer el escurrimiento producido.

Para los dos primeros períodos, se conoce todo lo anterior incluyendo los hidrogramas registrados en las secciones de aforo, sin embargo, en la aplicación de los métodos intervienen parámetros como son: el tiempo de concentración, los coeficientes de escurrimiento, el gasto de aguas negras y otros, de los cuales se conocen solo sus valores medios para todo el sistema pero

que es necesario definir para cada parte del sistema, con objeto de poder extrapolar a el año 2000. Por lo anterior, con los dos primeros periodos se ajustan dichos parámetros y con el tercero se generaron los hidrogramas de proyecto.

II.3 Período 1971 a 1974

Para éste período la forma de operación del sistema es el que aparece en el esquema de la Fig. II.1 y está compuesto de las siguientes partes:

- a) Interceptor del Poniente
- b) Río Chico de los Remedios
- c) Vaso del Cristo
- d) Río Churubusco
- e) Río de la Compañía
- f) Ríos del Oriente
- g) Lago de Texcoco
- h) Desviación Combinada
- i) Río de las Avenidas de Pachuca, incluyendo la Laguna de Zumpango y el área que drena a ella
- j) Emisor del Poniente
- k) Gran Canal del Desagüe

Estos dos últimos conductos dado que son fundamentales para el drenaje del Valle de Cuautitlán, se dividieron para este estudio en tres partes: El Emisor del Poniente I, desde el Vaso del Cristo hasta su cambio de sección cerrada a abierta, recibiendo las excedencias de la Presa Madín sobre el Río Tlalnepantla; el Emisor Poniente II, desde donde termina la parte I hasta la confluencia del Río Cuautitlán; y por último el tramo Emisor del Poniente Río Cuautitlán, desde la confluencia anterior hasta el Tajo de Nochistongo, recibiendo los derrames de las Presas Guadalupe y la Concepción. El tramo Emisor del Poniente II, es el correspondiente al Valle de Cuautitlán.

El Gran Canal del Desagüe se dividió en un primer tramo que se denominó Distrito Federal, comprendido desde su inicio hasta el puente canal de la Desviación Combinada; el segundo tramo, denominado Estado de México I, desde el puente canal hasta el sitio donde se le integran las aguas provenientes del Vaso de

Texcoco, el Gran Canal Estado de México II, desde la confluencia anterior hasta los túneles de Tequixquiac. Este último es el que drena gran parte del Valle de Cuautitlán.

Se consideró como área total de drenaje la correspondiente a la cuenca del Valle de México que es de aproximadamente 9600 km². En los planos de Detenal, escala 1:50 000, se delimitaron las superficies en tres tipos: urbanas, de expansión o semiurbanas y en no urbanizadas. Estas áreas se supusieron correspondientes a las condiciones de drenaje de este período haciéndoles un ajuste ya que el levantamiento de Detenal fué realizado en el año de 1971.

Lo anterior se efectuó para cada una de las partes que forman el sistema de drenaje del Valle de México. En la tabla 2.1 se presentan los valores de dichas áreas, en donde también se incluyen las superficies correspondientes a Xochimilco y Pedregales que no están conectadas al sistema de drenaje y las áreas controladas por las Presas Madín, Guadalupe y La Concepción.

Cabe aclarar, que algunos colectores pueden descargar a un interceptor que crucen o seguir hacia otro, por lo cual en la Fig. II.1 se indica con doble flecha esta posibilidad, sin embargo, la operación del sistema en época de lluvias, se ha realizado descargando al primer interceptor.

II.4 Período 1975 a 1978

Este período se analizó como se indicó anteriormente, para tomar en cuenta la operación del Sistema Profundo. En la Fig. II.2 se muestra el esquema correspondiente a este período, en el cual se incluyen los elementos de dicho sistema: Interceptores Central, Oriente y Emisor Central.

Para tomar en cuenta el crecimiento urbano hasta este período, se ajustaron las áreas de drenaje y su tipo del período de análisis anterior a partir de los planos del levantamiento aerofotogramétrico de C.A.V.M., escala 1:10 000, realizado en 1976. En la tabla 2.1 se dan los valores de las áreas para cada elemento.

II.5 Año 2000

De acuerdo principalmente a la construcción integral del Sistema Profundo del

Departamento del Distrito Federal, se fijó la operación futura de la red de drenaje del Valle de México, cuyo esquema se muestra en la Fig. II.3 en donde aparecen las prolongaciones de los Interceptores Central y Oriente, el Interceptor Centro Poniente y el Río de la Compañía pasa a ser el Dren General del Valle de México.

Para definir las áreas de drenaje futuras; se partió de las manchas urbanas para el año 2000, propuestas por la C.A.V.M., el Departamento del Distrito Federal y el Instituto Auris del Gobierno del Estado de México. Para cada elemento constitutivo del sistema nuevamente se delimitaron sus áreas de drenaje en: urbanas, de expansión y no urbanizadas y se muestran en la tabla 2.1.

II.6 Colectores Principales

Para poder definir con mayor precisión las áreas de drenaje de cada elemento constitutivo del Sistema de Drenaje del Valle de México y conocer a detalle su funcionamiento, se determinaron para cada uno de ellos sus colectores principales. Lo anterior se efectuó como ya se había indicado en base de la información proporcionada por diferentes dependencias oficiales, y se hizo así para los tres periodos de análisis, aunque para el correspondiente al año 2000 se contó con escasa información.

En la aplicación de los métodos para relacionar la lluvia con el escurrimiento, se tomó en cuenta las subcuencas correspondientes a dichos colectores, en la que también se dividieron sus áreas de drenaje en urbana, semiurbana y no urbanizada.

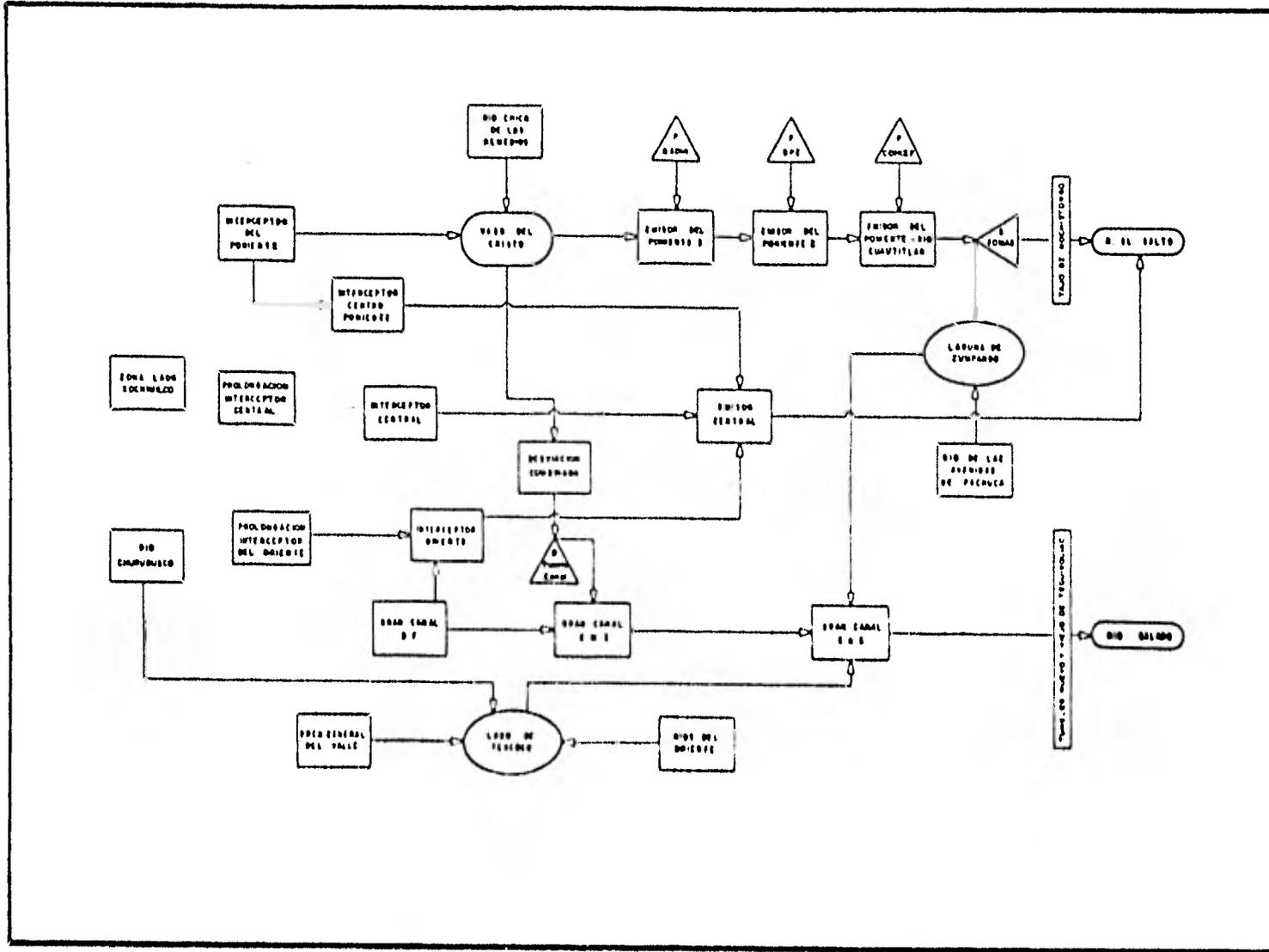


FIGURA 11.3 ESQUIMA DE FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA DE DRENAGE DE LA CIUDAD DE MEXICO, EN EL AÑO 2000

Tabla No.2.1

RESUMEN DE AREAS

ELEMENTO	AREAS (HA) X 10 ³											
	CONDICION 1971-1974				CONDICION 1975-1978				CONDICION 2000			
	Urbana	Semi-Urbana	No Urbana	Area Total	Urbana	Semi-Urbana	No Urbana	Area Total	Urbana	Semi-Urbana	No Urbana	Area Total
Lago Xochimilco	3.2	3.4	38.0	44.6	3.8	2.6	38.0	44.4	13.1	0.9	30.6	44.6
Río de la Compañía	3.8	3.3	113.2	120.3	4.3	3.3	112.7	120.3				
Dren General del Valle de México									9.9	6.6	103.8	120.3
Interceptor del Poniente*	7.6	5.1	31.3	44.0	7.9	5.6	30.5	44.0	14.5	3.8	25.7	44.0
Río Churubusco*	11.9	0.0	5.1	17.0	11.9	0.0	5.1	17.0	16.0	0.0	0.9	16.9
Lago de Texcoco	1.6	0.4	0.0	2.0	1.6	0.4	0.0	2.0	1.6	0.4	0.0	2.0
Ríos del Oriente	0.8	7.7	114.4	122.9	1.8	7.7	113.4	122.9	8.6	10.3	104.0	122.9
Gran Canal del D.F.	19.7	0.0	3.2	22.9	13.4	0.0	1.6	15.0	4.6	0.0	0.4	5.0
Interceptor Central*					10.4	0.0	3.1	13.5				
Interceptor Centro Poniente*									10.5	0.0	2.0	12.5
Interceptor del Oriente									6.6	0.5	5.2	12.3
Río Chico de los Remedios	1.7	0.6	2.6	4.9					12.8	0.0	0.8	13.6
Presa Madín	0.0	0.3	10.0	10.3	2.0	0.3	2.6	4.9	2.5	0.3	2.1	4.9
Desviación Combinada	1.3	1.7	4.1	7.1	0.0	0.3	10.0	10.3	0.0	0.3	10.0	10.3
Emisor del Poniente I	1.3	1.7	4.1	7.1	0.3	0.5	0.7	1.5	1.3	0.0	0.2	1.5
Presa Guadalupe	0.3	0.4	3.8	7.7	3.8	0.1	3.8	7.7	4.5	0.0	3.1	7.6
Gran Canal Edo. de México I	0.3	2.4	19.8	22.5	0.3	2.4	19.8	22.5	1.3	2.1	19.0	22.4
Emisor del Poniente II	2.5	2.6	5.8	10.9	2.5	2.6	5.8	10.9	7.7	0.0	3.2	10.9
Emisor del Poniente-Río Cuautitlán	0.2	0.7	6.6	7.5	0.7	0.7	6.1	7.5	6.4	0.9	0.3	7.6
Río de las Avenidas de Pachuca	0.0	1.7	32.0	33.7	0.2	1.7	31.8	33.7	2.7	2.1	28.9	33.7
(Lago de Zumpango)	0.2	1.3	28.1	29.6								
Presa Concepción	0.2	1.3	28.1	29.6	0.2	1.3	28.1	29.6	0.5	3.8	25.4	29.7
Gran Canal Edo. de México II	0.0	0.3	6.2	6.5	0.0	0.3	6.2	6.5	0.0	0.3	6.2	6.5
	0.7	3.5	51.5	55.7	0.9	3.6	51.3	55.8	19.9	6.0	29.9	55.8

* En estos interceptores el área que se considera es el total de la que pueden drenar.

III. DETERMINACION DE LOS GASTOS DE PROYECTO

III.1 Estaciones Climatológicas e Hidrométricas

Para este estudio se recabó información de 61 estaciones con pluviómetro y 40 con pluviógrafo, en la tabla 3.1 se presentan los nombres de las estaciones y los períodos de registro de los pluviómetros y pluviógrafos. Por lo que se refiere a estaciones hidrométricas se analizaron 35, las cuales se enumeran en la tabla 3.2, en donde también se señala la corriente donde se encuentran, su período de registro y su ubicación en el elemento del Sistema de Drenaje del Valle de México.

III.2 Análisis de los Pluviógrafos y Pluviómetros

Para el análisis estadístico e hidrológico de las tormentas que inciden en la cuenca del Valle de México, se revisó y procesó la información disponible de las estaciones climatológicas con pluviógrafo o pluviómetro.

Para utilizar dicha información, se efectuó una transferencia de las condiciones climáticas de los pluviógrafos, deducidas de sus curvas de intensidad-duración-período de retorno, a las cuencas de drenaje por medio de un factor de transporte, apoyado en un plano de isoyetas de precipitación con duración de 24 horas y período de retorno de 10 años. Lo anterior, incluyó un análisis estadístico de la lluvia máxima anual, con duración de 24 horas, registrada en las estaciones climatológicas que cuentan con pluviómetro.

A continuación se describe la forma como se procedió para el análisis de la información de las estaciones pluviográficas y su transportación a las áreas de drenaje de la cuenca del Valle de México requeridas para este estudio.

De la información proporcionada se analizaron las curvas de intensidades máximas maximorum para los 40 pluviógrafos ubicados en el área en estudio, para obtener las curvas de intensidad-duración-período de retorno de cada uno de ellos.

Se procesó, en base a una serie de máximos anuales, los valores de las intensidades de lluvia, agrupados en duraciones representativas de intervalos de

clasificación de 5, 10, 20, 30, 45, 60, 80, 100 y 120 minutos.

Una vez ordenada esta información, para cada duración se calculó el período de retorno de cada una de las intensidades de lluvia como

$$T = \frac{n + 1}{m} \quad (3.1)$$

donde

T	período de retorno, en años
n	número de años de registro
m	número de órden

Con dichos datos se dedujo para cada pluviógrafo a través de un análisis de correlación múltiple, una ecuación de la forma:

$$i = A d^B T^C \quad (3.2)$$

siendo

i	intensidad de lluvia, en mm/hr
d	duración de la lluvia, en min.
T	período de retorno, en años
A,B,C	parámetros a valuar a través de un análisis de mínimos cuadrados

Para transportar la información procesada en los pluviógrafos a cada una de las cuencas en estudio, se procedió a analizar la información de alturas de lluvia máximas anuales con duración de 24 horas, que se han registrado en las estaciones climatológicas, incluyendo a las que disponen de pluviógrafos. Dicha información se obtuvo de los registros disponibles en las Oficinas Climatológicas de la Dirección de Hidrología y del Servicio Meteorológico Nacional.

La información de cada estación, se ordenó en series de máximos anuales, con lo cual para encontrar el período de retorno se aplicó la ec. (3.1). La ecuación planteada para relacionar las alturas de lluvias máximas anuales para duración de 24 horas con sus períodos de retorno fue del tipo:

$$h_p = A + B \log T \quad (3.3)$$

siendo

A,B Parámetros a valuar a través de un ajuste de mínimos cuadrados.

Para cada estación climatológica analizada, se procesó por mínimos cuadrados la información obtenida, a fin de valuar los parámetros A y B deducidos, así como su coeficiente de correlación R.

Para utilizar las curvas de intensidad-duración-período de retorno para las cuencas de drenaje en estudio, se dedujo un factor de transporte a fin de cambiar la información puntual que proporciona dicha ecuación en una información media en el área donde se desea aplicar.

Por lo anterior, se elaboró un plano de isoyetas de la región para alturas de lluvia de 24 horas y período de retorno de 10 años. Para integrar la información de las curvas de i-d-T de cada área de drenaje, se tomó en cuenta la influencia de cada pluviógrafo a través de un análisis de polígonos de Thiessen.

El factor de ajuste para cada pluviógrafo correspondiente a cada zona se valió como:

$$F.A.j. = \frac{h_p m}{h_p j} \quad (3.4)$$

donde

- F.A.j. factor de ajuste para usar las curvas de i-d-T del pluviógrafo j.
- $h_p m$ altura de precipitación media en la zona en estudio, para $d = 24$ horas y $T = 10$ años.
- $h_p j$ altura de lluvia en el pluviógrafo j, para $d = 24$ horas y $T = 10$ años.

Los valores de A, B y C ya para las curvas de i-d-t de cada cuenca de drenaje se obtuvieron de:

$$A = \frac{1}{100} \sum \% AT_j \times F.A.j. \times A_j$$

$$B = \frac{1}{100} \sum \% AT_j \times B_j$$

$$C = \frac{1}{100} \sum \% AT_j \times C_j$$

siendo:

$\sum \% AT_j$ porcentaje de Thiessen del área de la influencia de la estación j.

En la tabla 3.3 se dan los coeficientes A, B y C para cada cuenca de drenaje y el nuevo valor de A considerando el período de retorno constante e igual a 10 años.

III.3 Análisis de Tormentas

Con el fin de ajustar la aplicación de los métodos hidráulicos para relacionar la lluvia con el escurrimiento se efectuó un análisis de tormentas en el Valle de México para obtener las más desfavorables en el período de 1971 a 1974.

Se seleccionaron dichas tormentas, de acuerdo a los escurrimientos máximos registrados en las estaciones de aforo en el Gran Canal y en el Emisor del Poniente; donde se tomaron los siguientes períodos de tiempo: de 1 al 8 de Julio de 1974, del 10 al 17 de Junio de 1972, del 14 al 20 de Agosto de 1973 y del 25 de Septiembre al 2 de Octubre de 1971.

Para los dos primeros se recabó la información siguiente: para las estaciones climatológicas con pluviógrafo los registros de altura de precipitación contra tiempo, para estaciones con pluviómetro la altura de lluvia registrada y para las estaciones hidrométricas los niveles contra tiempo y los diversos gastos de aforo con sus elevaciones.

Para cada cuenca de drenaje se hicieron los cálculos siguientes:

- a) Se obtuvieron para cada pluviógrafo su curva masa (altura de precipitación contra tiempo)
- b) Se trazaron polígonos de Thiessen para encontrar el área de influencia de cada estación.
- c) De acuerdo a su área de influencia se dió peso a cada curva masa y se obtuvo una representativa de toda la cuenca.
- d) Con los datos de pluviómetros se trazaron isoyetas, de las cuales se calculó la precipitación media en cada cuenca.
- e) Se ajustó la curva masa de la cuenca a la altura de precipitación media en el área.
- f) Usando intervalos de tiempo de 3 horas, se definieron los hietogramas de la tormenta.
- g) Con los datos de gastos y sus elevaciones en la estación hidrométrica, se trazó una curva media para relacionarlos.
- h) Con los niveles registrados y la curva elevaciones-gasto, se formaron los hidrogramas escurridos por efectos de la tormenta y hasta la estación hidrométrica analizada.

A manera de ejemplo en la Fig. III.1 se presentan las curvas masas de los pluviógrafos, la de la cuenca y la ajustada de acuerdo a la precipitación media, para la cuenca del Interceptor del Poniente para el período del 1 al 8 de Julio de 1974. En la Fig. III.2 para dicho período, se muestra el hietograma obtenido.

Para obtener los gastos bases de los hidrogramas, que corresponden a las aguas negras, se tomó de los estudios de abastecimiento de agua potable de la Comisión de Aguas del Valle de México, las dotaciones y poblaciones del

Area Metropolitana de la Ciudad de México, para los tres periodos en estudio.

Por otra parte, de los registros hidrométricos en tiempo de estiaje. se cuenta con valores aproximados de dichos gastos, los cuales permitieron obtener el coeficiente de retorno de aguas negras manejando además de las dotaciones y poblaciones las áreas urbanas y semiurbanas.

Lo anterior se efectuó para los periodos de 1971 a 1974 y de 1975 a 1978 en que se contó con aforos, en cambio para la condición del año 2000, se fijó el coeficiente con un valor máximo de 0.7 y con los otros parámetros se obtuvo el gasto de aguas negras. En la tabla 3.4 se presentan los gastos obtenidos.

Conviene hacer notar que tratándose de un sistema de drenaje combinado el estudiado, son de mayor importancia los gastos debidos al escurrimiento pluvial que los de las aguas negras, sin embargo se tomaron en cuenta como el gasto base de los hidrogramas producidos por el escurrimiento pluvial.

III.4 Tormentas de Diseño

Generalmente para el diseño de sistemas de alcantarillado, se toman duraciones de tormenta de corto tiempo, que producen altos escurrimientos pero también en tiempos cortos, sin embargo en grandes sistemas de drenaje, como el de la Ciudad de México, es indispensable conocer los escurrimientos producidos por tormentas generalizadas en toda la zona, que aunque producen escurrimientos menores a los de una tormenta concentrada en una parte de ella, dan la posibilidad de que se sumen al unirse varias partes del sistema.

Por lo anterior, en este estudio se hizo el análisis para las dos condiciones de tormenta descritas y con un periodo de retorno igual a 10 años, el cual es el que se toma comunmente para el diseño de emisores.

Para la tormenta generalizada en todo el Valle, se aceptó la analizada en la condición 1971 a 1974, solamente se mayorizó a un periodo de retorno de 10 años.

De los hietogramas obtenidos de la tormenta estudiada para cada una de las cuencas, se obtuvo uno medio dándoseles a cada uno de ellos peso de acuerdo

a su área de drenaje, este hietograma se muestra en la Fig. III.3 y en él se seleccionó la mayor altura de precipitación en un intervalo de tiempo de 24 horas, la cual fué de 22.799 mm, Por otra parte, también se calculó unas curvas de intensidad-duración-período de retorno representativa de toda el área de la Ciudad de México y que se presenta en la tabla 3.5. Para un período de retorno de 10 años y una duración de 3 horas se obtuvo una intensidad de 17.04 mm/hr y una altura de precipitación de 51.127 mm. A dicha altura se le asignó una duración de 24 horas, ya que en algunos estudios efectuados por la CAVM, se dedujo que la mayor parte de la lluvia registrada en 24 horas, ocurre en realidad en un intervalo de 2 a 3 horas.

El factor de mayorización de la precipitación se obtuvo de la relación entre la máxima medida en 24 horas y la correspondiente a esa duración pero con un período de retorno de 10 años. El valor obtenido fué de 2.243.

Para la condición 1975 - 1978 se aceptó la misma tormenta de 1971 - 1974 tanto en distribución como en altura de precipitación y para las condiciones de proyecto al año 2000 solamente se tomó la distribución de dicha tormenta, mayorizándose la altura de lluvia con el factor anteriormente calculado.

Para la condición del año 2000, también se determinó una tormenta de corta duración y gran intensidad, que difícilmente se puede presentar en todo el Valle, sin embargo se consideró como una tormenta de revisión. Para cada cuenca de drenaje se obtuvo la intensidad de la lluvia para una duración de 1 hora y un período de retorno de 10 años, de las curvas calculadas para cada cuenca de drenaje.

III.5 Determinación de Hidrogramas de Diseño

Dado que dentro de las cuencas de drenaje estudiadas existen unas más urbanizadas que otras y algunas en que prácticamente no están pobladas, además por otra parte, la información disponible de las redes de colectores es escasa cuando estos son naturales y en algunos casos deficientes cuando son artificiales: se plantearon para su aplicación tres métodos de cálculo: El Gráfico Alemán, el del Tránsito de Avenidas en Colectores y el del Hidrograma Unitario. A continuación se exponen sus bases y su implementación en programas de computadora.

III.6 Método Gráfico Alemán

Para cada tramo de la red de drenaje que se analiza se obtiene su hidrograma con las siguientes consideraciones.

- a) La duración de la tormenta de diseño para toda la red es igual al mayor tiempo de concentración de los tramos, ya que las concentraciones mayores de escurrimiento se obtienen cuando la duración de las tormentas son iguales o mayores al tiempo de concentración del tramo.
- b) El gasto máximo escurrido se calcula con la Fórmula Racional.

$$Q_m = \frac{C i A}{360} \quad (3.5)$$

donde

- | | |
|---|---|
| Q | gasto máximo, en m ³ /seg |
| C | coeficiente global de escurrimiento |
| i | intensidad de la lluvia para la duración de la tormenta, en mm/hr |
| A | área drenada |
- c) El hidrograma del tramo se toma como un paralelogramo de las características siguientes: el tiempo en que se alcanza el gasto máximo es igual al de concentración, este gasto permanece constante hasta que el tiempo es igual a la duración de la tormenta y decrece en un tiempo igual al de concentración. El tiempo base del hidrograma es igual a la duración de la tormenta más el tiempo de concentración. Para el caso de que la duración y el tiempo de concentración sean iguales, el gasto máximo se alcanza solo un instante y en seguida decrece.

Dentro de un sistema de drenaje se pueden diferenciar dos clases de tramos: los que se localizan en las partes iniciales del sistema y que reciben el agua

llovida en su área drenada y otros que además de captar las aguas de su área particular, reciben las aportaciones de los tramos anteriores.

Para los primeros su hidrograma de diseño se obtiene con las consideraciones anteriores y para los segundos, además de tenerse el hidrograma propio del tramo, se toman en cuenta los hidrogramas de los tramos anteriores, éstos pueden ser consecutivos en una misma línea o de otra línea que se conecta la teralmente.

Para los tramos consecutivos, se hace el defasamiento de los hidrogramas en un tiempo igual al de concentración de cada tramo, mientras que los laterales se hacen corresponder al mismo tiempo del tramo consecutivo al que se conectan. Colocados en la forma anterior se hace las sumas de las ordenadas de todos los hidrogramas de los tramos anteriores al del análisis, incluyendo el de dicho tramo y se obtiene así su hidrograma de diseño.

Del análisis de las tormentas del inciso anterior, se observa que los escurremientos producidos se presentan en trenes de hidrogramas difíciles de aislar para estudiarse por separado; por lo que se optó por analizarlos en conjunto, formando un programa de computadora de este método en la siguiente forma:

- a) Se define el número de tormentas aisladas que produjeron los hidrogramas. Para cada una de ellas se define su intensidad de lluvia y la duración de la misma, así como el tiempo de incidencia.
- b) Con la intensidad y la duración de la primera tormenta aislada se aplica el método desplazando y sumando los hidrogramas de cada tramo. Una vez obtenido el hidrograma producto de esta tormenta, se pasa al segundo de ellos repitiéndose el proceso y sumando el hidrograma resultante al de la primera tormenta y a partir del tiempo de inicio de la segunda. Así se hace sucesivamente para el resto de las tormentas propuestas.

En la tabla 3.6 se presentan los resultados obtenidos de su aplicación al Interceptor del Puente.

III.7

Tránsito de Avenidas en Colectores Urbanos

El Instituto de Ingeniería de la UNAM, en los últimos años ha recopilado la información y desarrollado las metodologías referentes al problema del tránsito de avenidas en canales, esencialmente enfocado a resolver las ecuaciones diferenciales que representan la Conservación de la Masa y de la Cantidad de Movimiento, para los volúmenes de control que definen el sistema.

La metodología se ha desarrollado originalmente para el Tránsito de Avenidas en cauces con llanuras de inundación, sin embargo, el mismo Instituto le ha efectuado modificaciones para aplicarlo al tránsito de avenidas en redes de colectores urbanos.

Las ecuaciones de partida y su forma de aplicación para el tránsito de avenidas en conductos en general, se presentan en el capítulo IV. El método aplicado a colectores, considera que el conducto pueda trabajar a presión o a su superficie libre, su descarga puede ser libre o controlada, al colector puede llegarle varios colectores o de él salir otros, una vez que el conducto entra en carga si el nivel del agua alcanza el terreno natural se desaloja hacia las calles un cierto volumen.

Para la operación del programa se requiere proporcionarle la geometría del sistema, formando con ella dos sistemas de colectores, de tal manera que los elementos que componen cada sistema nunca se conecten entre sí. Los colectores se formarán por tramos y de cada uno de ellos se le da sus características geométricas. Al programa también se le proporcionan las avenidas que entran en cada tramo, las condiciones de frontera de cada colector y la forma en que los elementos del sistema se conectan entre sí.

En la tabla 3.7 se muestran los resultados en una aplicación al Interceptor del Poniente.

III.8

Método del Hidrograma Unitario

Se define el hidrograma unitario como el hidrograma del escurrimiento directo producido por una altura de lluvia en exceso igual a la unidad. El escurrimiento directo es el producido por la parte de la lluvia que escurre superficialmente (lluvia en exceso) y se obtiene de restar a las ordenadas del

hidrograma los valores del gasto base (escurrimiento subterráneo que abastece la corriente).

El tiempo en que existe la lluvia en exceso se le denomina duración en exceso.

A continuación se describen los pasos a seguir para la aplicación de este método y que son básicamente las instrucciones del programa de computadora implementado.

Para obtener el hidrograma unitario de una tormenta aislada, se hace lo siguiente:

- a) Se determina el volumen del escurrimiento directo

$$V_e = \sum_{i=1}^n Q_i \Delta t \quad (3.6)$$

en donde

Q_i gasto medio del escurrimiento directo en el intervalo de tiempo Δt en $m^3/seg.$

n número de intervalos de tiempo en los que se subdividió el tiempo base del hidrograma, T_b ; $t = T_b / n$, en seg.

V_e volumen de escurrimiento directo, en m^3

- b) Para obtener las ordenadas del H.U. se dividen las ordenadas del hidrograma del escurrimiento directo entre la altura de lluvia en exceso h_e , la cual se deduce de:

$$h_e = \frac{V_e}{A} \quad (3.7)$$

siendo

A Area de la cuenca

h_e lluvia en exceso

V_e volumen de escurrimiento, ec. 3.6

- c) Se calcula la duración de lluvia en exceso (d_e) que produjo el escurrimiento y para la cual el H.U. que se está de

duciendo es aplicable. Para ello, de acuerdo con h_e según la ec. 4.2 se obtiene el índice de infiltración ϕ como:

$$h_e = \sum_{i=1}^n h_p - \phi \cdot t$$

siendo

h_p altura de lluvia en el intervalo i
 n número de intervalos de lluvia

Los H.U. deducidos de acuerdo a lo anterior, sólo servirán para tormentas que tengan la misma duración de la lluvia en exceso.

Dado que se requiere disponer de un modelo lluvia-escurrencimiento para usarlo para tormentas con duración en exceso diferente de la empleada, se deberá ajustar dicho H.U. Con tal objeto se usa el hidrograma S, también conocido como curvas S, el cual es producido por una lluvia en exceso continua y constante para un período indefinido. La curva toma una forma de S deformada y sus ordenadas, a la larga, se aproximan a la cantidad de lluvia en exceso, ya sea como un límite o como un tiempo de equilibrio.

El hidrograma S se deduce sumando una serie de H.U. idénticos, espaciados a un intervalo igual a la duración de la lluvia en exceso, mismo de la que fueron deducidos.

Una vez que se ha construido el hidrograma S, el H.U. puede obtenerse para cualquier duración, desplazando la posición del hidrograma S para un período igual a la duración deseada de t_0 horas, se tendrá un hidrograma S desplazado.

La diferencia entre las ordenadas del hidrograma S original y el desplazado, divididas entre t_0/d_e , serán las ordenadas del H.U. correspondiente a una duración en exceso de t_0 horas, d_e es la duración en exceso del H.U. que sirvió para construir la curva S.

Si el hidrograma unitario para la nueva duración en exceso se multiplica por la lluvia en exceso correspondiente a dicha duración, se obtiene el hidrograma para esas nuevas características de precipitación.

En la tabla 3.8 se muestra la aplicación del programa antes mencionado para deducir el H.U. de una tormenta ocurrida en la cuenca del río Churubusco hasta la Estación El Arenal.

III.9 Condición 1971 - 1974

Una vez que se tuvieron planteados los métodos para relacionar la lluvia con el escurrimiento, con los hietogramas e hidrogramas de la tormenta analizada y con las características del drenaje de las diferentes cuencas, se hizo una primera aplicación de ellos. Se determinó que el método del Hidrograma Unitario sería el más conveniente para las cuencas sin urbanización, tal es el caso de las correspondientes a los ríos del Oriente que descargan al Lago de Texcoco.

Por otra parte, para el resto de las cuencas, tanto el método Gráfico Alemán como el de Tránsito de Avenidas en colectores dieron buenos resultados; sin embargo, se prefirió el primero dado que requiere menos datos referentes a la geometría de los conductos y engloba todos los escurrimientos en el conducto independientemente de la capacidad del mismo, lo cual es importante para la generación de hidrogramas futuros o de proyecto.

La calibración del Método Gráfico Alemán se enfocó a ir modificando primeramente los coeficientes de escurrimiento para los tres tipos de áreas de urbanización, buscando que los hidrogramas generados fueran lo más parecidos a los aforados para la tormenta analizada en el período 1971 - 1974. Posteriormente se efectuó una revisión de las intensidades de lluvia de los hietogramas, de donde se observó tener mejores resultados trabajando con intensidades medias en el período de lluvias que usando las intensidades del hietograma para cada 3 horas; por otra parte, se hicieron pequeñas modificaciones en la asignación del tiempo de presentación de la precipitación para mejorar el ajuste en los tiempos de pico de los hidrogramas.

Por lo que se refiere a los tiempos de concentración de las áreas drenadas por cada tramo de análisis, se tomaron 20, 30 y 60 minutos para las zonas urbanizadas, semiurbanas y no urbanizadas respectivamente. Estos valores se fijaron tomando como referencia los tiempos de concentración para zonas urbanas, en que se tienen del orden de 10 minutos como tiempo de entrada del agua a la

red y otros 10 minutos de tránsito en ella, si se consideran longitudes de tramos de análisis en el conducto principal entre 500 y 800 m. Además, en el programa de computadora se le agrega al tiempo de concentración el correspondiente al de traslación en el conducto principal.

En la Fig. III.4 se presentan graficados los resultados de la calibración para el Interceptor del Poniente, el hidrograma real y el obtenido.

Al comparar los dos hidrogramas, se vió que para las avenidas con gasto de pico grande el ajuste es bueno pero en las de menor caudal se obtuvieron valores muy pequeños. Lo anterior se debe a que el método para cada avenida engloba los escurrimientos sin tomar en cuenta que una parte del agua queda retenida y fluye lentamente hacia la red, uniéndose en su caso al agua de la siguiente tormenta, cambiando las condiciones del suelo y por ende los coeficientes de escurrimiento. Se nota en la figura que los hidrogramas obtenidos son de mayor volumen que los reales, en los de mayor gasto de pico.

Con objeto de mejorar el ajuste, se procedió a revisar los volúmenes proporcionados por el hidrograma real y el obtenido. Los volúmenes determinados fueron los siguientes:

$$\begin{array}{rcl} V & & \\ \text{real} & = & 3\,597\,696 \text{ m}^3 \\ V & & \\ \text{obt.} & = & 3\,240\,741 \text{ m}^3 \end{array}$$

Por lo que con la diferencia se ajustó las avenidas pequeñas para lograr mejor aproximación. En la Fig. III.4 se muestra el hidrograma ajustado por volumen.

En la misma forma en que se calibró el método para el Interceptor del Poniente, se hizo para el resto de los elementos del sistema, salvo para el Vaso del Cristo y el Lago de Texcoco en que se efectuó como se describe a continuación y para los ríos del Oriente en que como se anotó anteriormente se aplicó el Método del Hidrograma Unitario.

La tabla 3.9 se formó con un resumen de los diferentes coeficientes de escu_rrimiento, obtenidos en la calibración para cada uno de los elementos del sistema.

Para el Vaso del Cristo y Lago de Texcoco se simuló su funcionamiento a través del tránsito de avenidas en vasos de almacenamiento. En el Vaso del Cristo se calcularon sus curvas de elevaciones-gastos para sus tres salidas: es-tructura de descarga al Emisor del Poniente, vertedor del canal lateral y es-tructura de salida a la Desviación Combinada o Río de los Remedios.

Con los hidrogramas de entrada (Interceptor del Poniente y Río Chico de los Remedios) y la curva de capacidades del vaso, se efectuó el tránsito y se re-presentaron los hidrogramas de salida al Emisor y Río de los Remedios para la tormenta en análisis, con una elevación inicial a la cota 2 255 m.s.n.m., que toma en cuenta el azolvamiento de dicho vaso de regulación.

Para el Lago de Texcoco se contó con la curva de elevaciones-capacidades en condiciones originales, es decir sin obras del Plan Texcoco y por otra parte con los hidrogramas de sus tres salidas: Canal de Desfogüe, Canal de Sales y el Canal de la Draga. A este vaso descargan el Río Churubusco, el Río de la Compañía, los drenajes de Ciudad Netzahualcoyotl y los Ríos del Oriente (Ríos Santa Mónica, Chapingo, Texcoco, San Bernardino, Xalapango, Coatepec, Coxacoaco, Teotihuacán y Papalotla).

Para simular su comportamiento al paso de una avenida, se efectuó el tránsito de ella; solamente que al desconocerse la geometría de sus tres canales de salida, se hizo una analogía a un vertedor con altura y longitud de cresta tal que diera un hidrograma de salida semejante al registrado en los tres ca-nales.

En la Fig. III.5 se tiene el hidrograma suma de las entradas, el hidrograma real de salidas y el obtenido con el tránsito, se observa que con la analo-gía propuesta se representó bastante bien las descargas del Lago de Texcoco al Gran Canal del Desague.

La calibración del Método Gráfico Alemán para la condición 1971 - 1974, per-mitió fijar los parámetros hidrológicos para relacionar la lluvia con el es

currimiento, con los cuales fué posible la generación de los hidrogramas para la condición 1975 - 1978 y los de proyecto para el año 2000.

En las Figs. III.6 y III.7 se presentan los hidrogramas reales y obtenidos para el Emisor del Poniente y para el Gran Canal Estado de México I, respectivamente, los cuales corresponden a los hidrogramas de entrada de los emisores en el Valle de Cuautitlán. Se observa que para el caso del Emisor del Poniente los dos hidrogramas prácticamente coinciden, mientras que en el Gran Canal se obtuvieron diferencias muy grandes, sin embargo se aceptó dado que el método aplicado no toma en cuenta el almacenaje en el conducto pero en el Método de Tránsito de Avenidas en cauces, como se verá en el capítulo siguiente, si se considera, por lo cual para el caso del Gran Canal la aplicación del método anterior se propuso realizar desde su inicio hasta la entrada de los Túneles de Tequixquiac.

III.10 Condición 1975 - 1978

Para esta condición se generaron los hidrogramas para una tormenta de la misma intensidad que la condición anterior, pero con las siguientes diferencias:

- a) Se usaron las áreas urbanas correspondientes a este período.
- b) Los coeficientes de escurrimiento urbano y semiurbano, se incrementaron en algunas cuencas, en que han mejorado sus condiciones de drenaje.
- c) Se tomó en cuenta el Sistema de Drenaje Profundo. Para el Oriente en que solamente funciona hacia él la estructura de descarga del Gran Canal, se consideró una aportación constante a lo largo de la tormenta de $20 \text{ m}^3/\text{seg}$, dado que no se contó con información confiable de su funcionamiento.
- d) Para el Vaso del Cristo y el Lago de Texococo se aplicaron las mismas consideraciones que para la condición anterior.

III.11 Condición 2000

Para la determinación de los hidrogramas de proyecto para el año 2000, se buscó las condiciones de tormenta y el funcionamiento del sistema de drenaje que dieran los gastos mayores en la entrada al Tajo de Nochistongo y a los Túneles de Tequixquiac para el Emisor del Poniente y el Gran Canal del Desagüe respectivamente.

Para lograr lo anterior, se aplicó la metodología empleada para las siguientes condiciones:

- a) Se tomaron las áreas urbanas y semiurbanas correspondientes al año 2000.
- b) Los coeficientes de escurrimiento urbano y semiurbano, se aumentaron en las cuencas de drenaje, de tal forma de tomar en cuenta los mejoramientos en las redes de recolección. En la tabla 3.10 se muestran los coeficientes usados.
- c) Se efectuó el análisis para los dos tipos de tormentas de diseño propuestas: de larga y corta duración.
- d) De acuerdo a las modificaciones del sistema de drenaje para el año 2000, para parte de los elementos de él se plantearon diferentes alternativas en su funcionamiento. Para los elementos: Río Chico de los Remedios, Dren General del Valle de México (Río de la Compañía), Ríos del Oriente y los colectores al Lago de Texcoco, su funcionamiento es único sin tener alternativas de cambio al año 2000. El Interceptor Centro Poniente del Sistema de Drenaje Profundo. El Río Churubusco auxiliado por los Interceptores Central y Oriente. El Gran Canal Distrito Federal con su cuenca propia y los excedentes del Sistema Profundo. El Lago de Texcoco de acuerdo a las variantes del Río Churubusco. El Interceptor Centro Poniente con y sin las aportaciones del Interceptor del Poniente.

El Interceptor Central tomando en cuenta las descargas del Río Churubusco, su cuenca propia, la Desviación Combinada y los Ríos Tlalnepantla y San Javier. El Interceptor Oriente con las descargas del Río Churubusco, su cuenca propia y la obra de toma del Gran Canal. Para el Vaso del Cristo con dos alternativas de hidrogramas de entrada debido a los cambios en el Interceptor del Poniente y de acuerdo a tratar de descargar lo más posible al Emisor del Poniente o a la Desviación Combinada o repartir los gastos en los dos elementos.

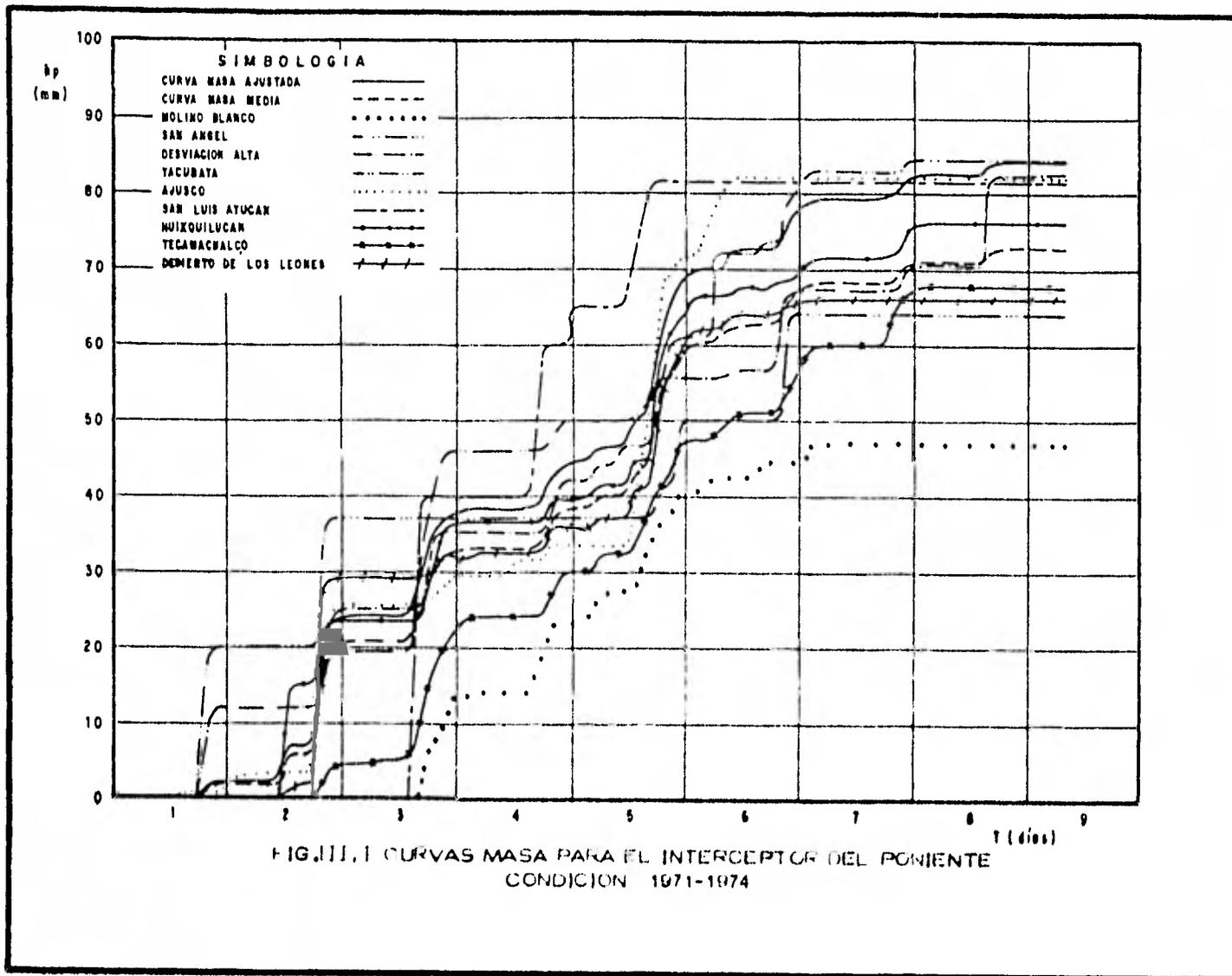
De la combinación de las alternativas planteadas anteriormente, se encontró que la tormenta de larga duración fué la que dió gastos mayores en los emisores.

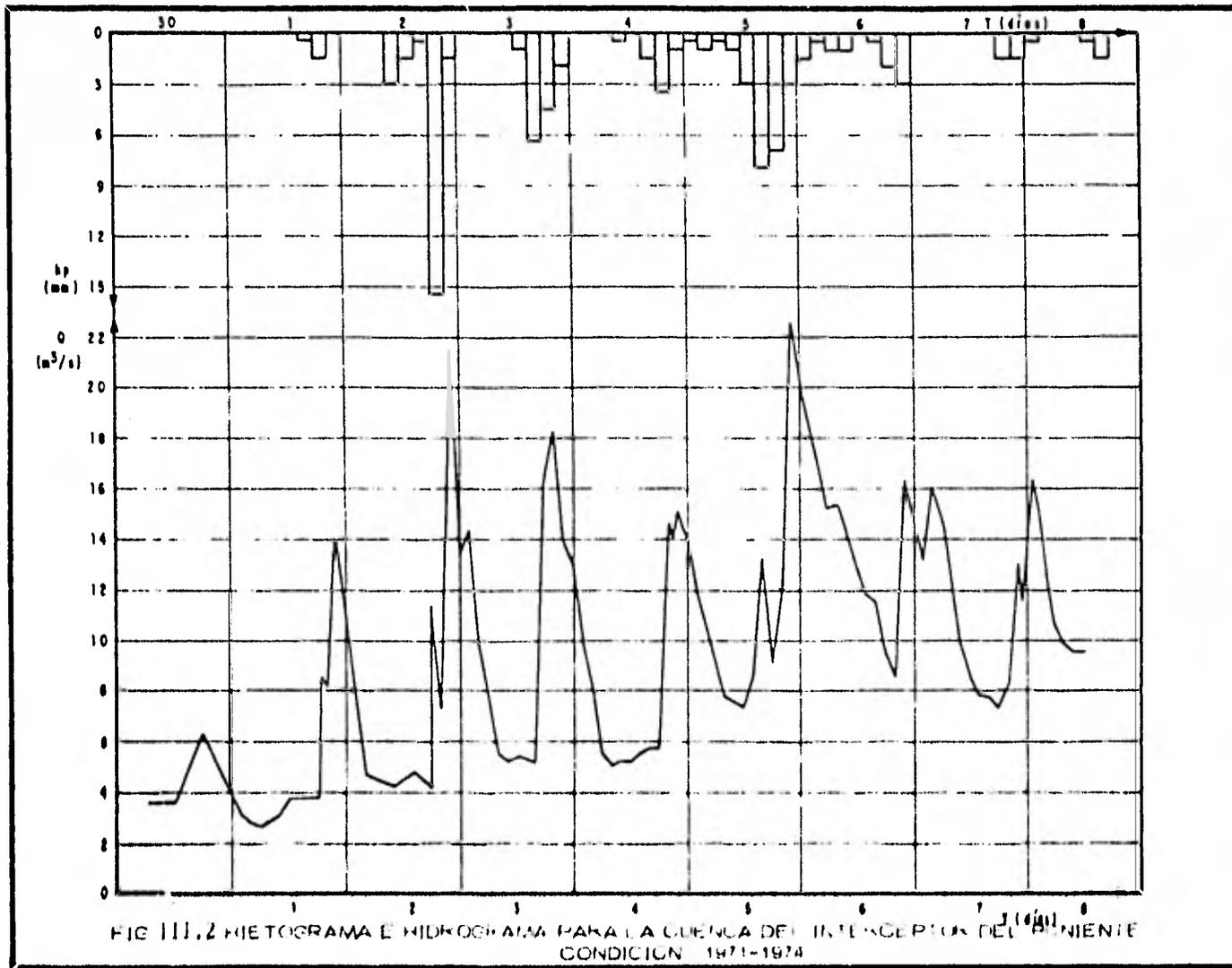
Para el emisor del Poniente con la tormenta anterior se obtuvo el mayor gasto obviamente cuando se abre completamente la estructura hacia este emisor en el Vaso del Cristo y se cierra la de la Desviación Combinada. En las Figs. III.8 y III.9 se presentan los hidrogramas generados a la entrada y salida del Valle de Cuautitlán para este Emisor.

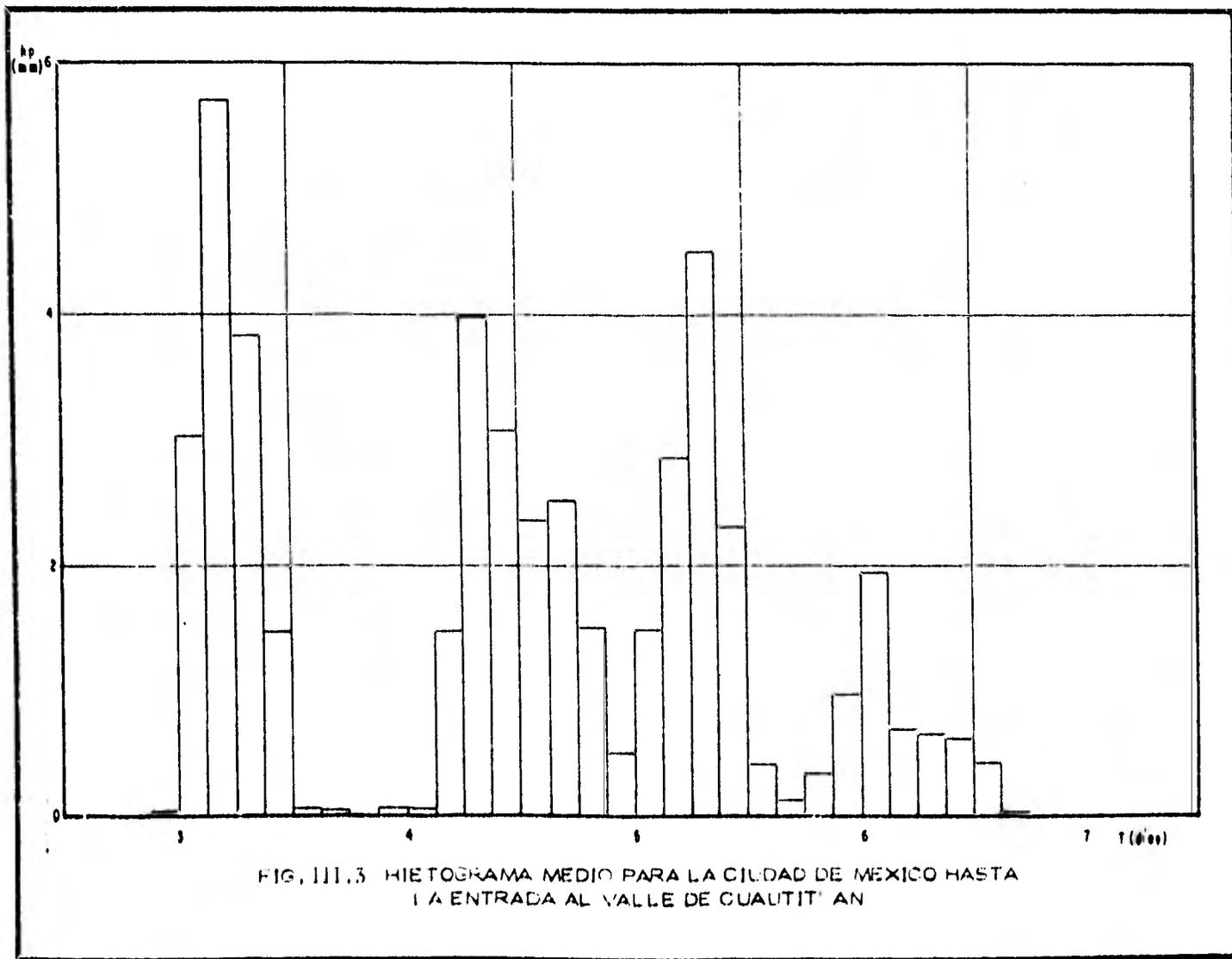
En el Gran Canal intervino además del manejo del Vaso del Cristo (Desviación Combinada), el funcionamiento del Lago de Texcoco y la operación del Sistema de Drenaje Profundo. Para este último, dado que los colectores del Distrito Federal son interceptados por el drenaje profundo pero llegan hasta el Gran Canal, se limitó las descargas a los interceptores profundos por su capacidad, mandándose el resto del agua hacia el Gran Canal. En las Figs., III.10 y III.11 se tienen los hidrogramas a la entrada y salida del Valle de Cuautitlán para el Gran Canal del Desagüe.

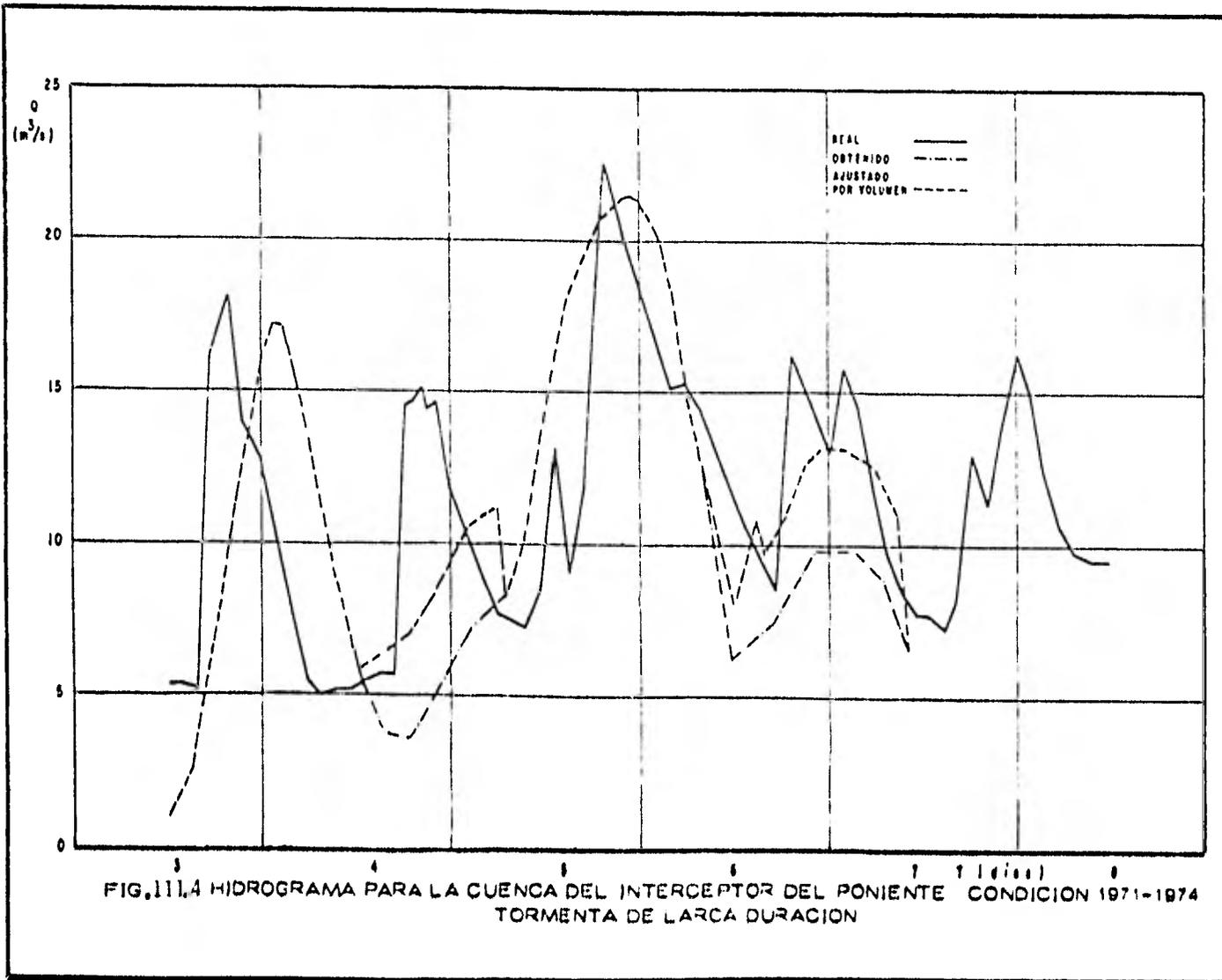
Cabe aclarar que para los dos emisores, se generaron los hidrogramas laterales de los colectores de proyecto futuro en el Valle de Cuautitlán y para las dos condiciones de tormenta.

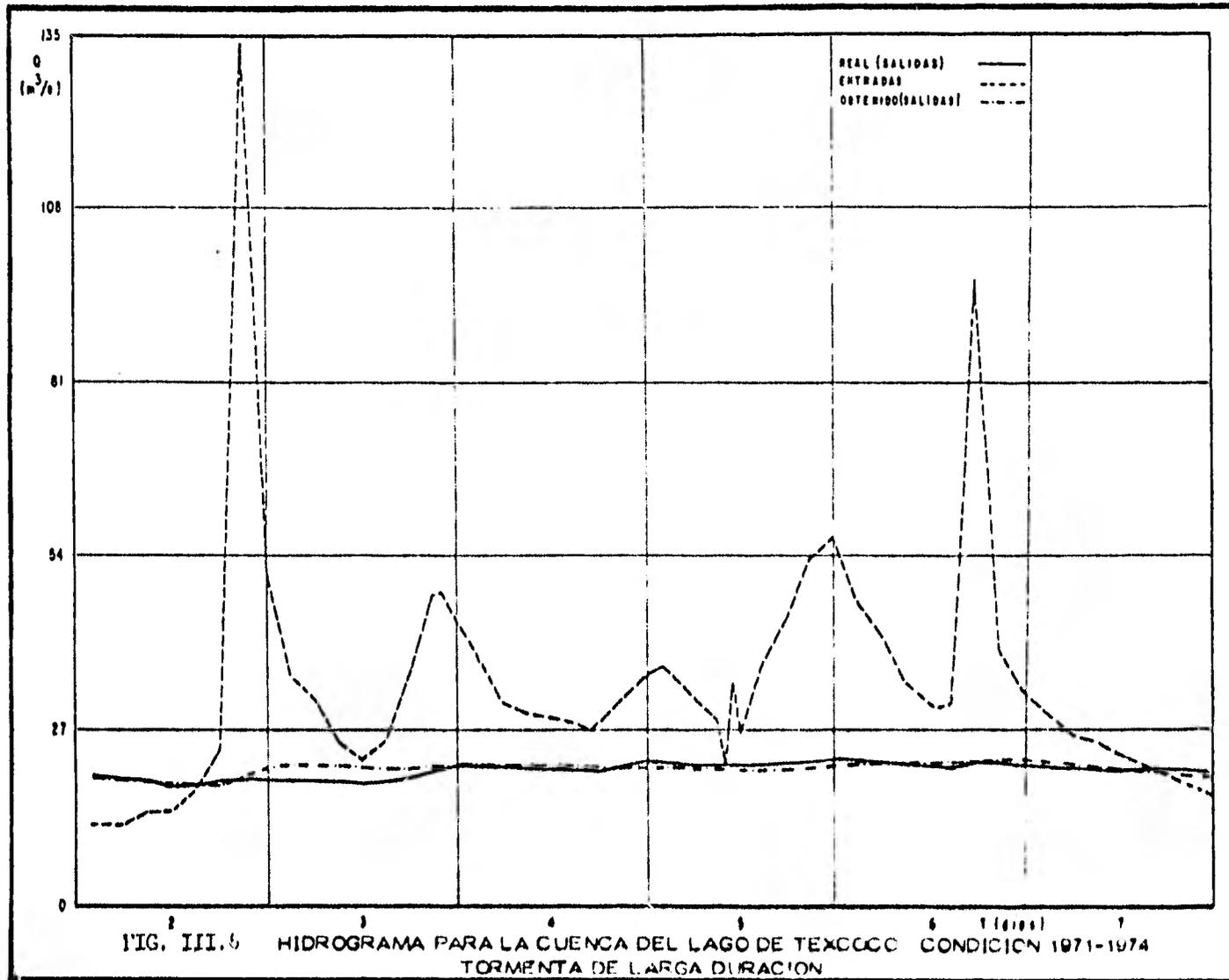
Con lo anterior quedaron definidos los hidrogramas de proyecto para las alternativas de reacondicionamiento de los emisores. Para el del Poniente se tomó como el de inicio el del Emisor del Poniente I que corresponde al de salida de su sección cerrada y como laterales los de la red de colectores de proyecto futuro proyectados en el Valle de Cuautitlán. En el Gran Canal para tomar en cuenta su efecto de almacenaje, se propusieron todos los hidrogramas laterales obtenidos desde su inicio en el Distrito Federal y los de los colectores futuros en el Valle de Cuautitlán.











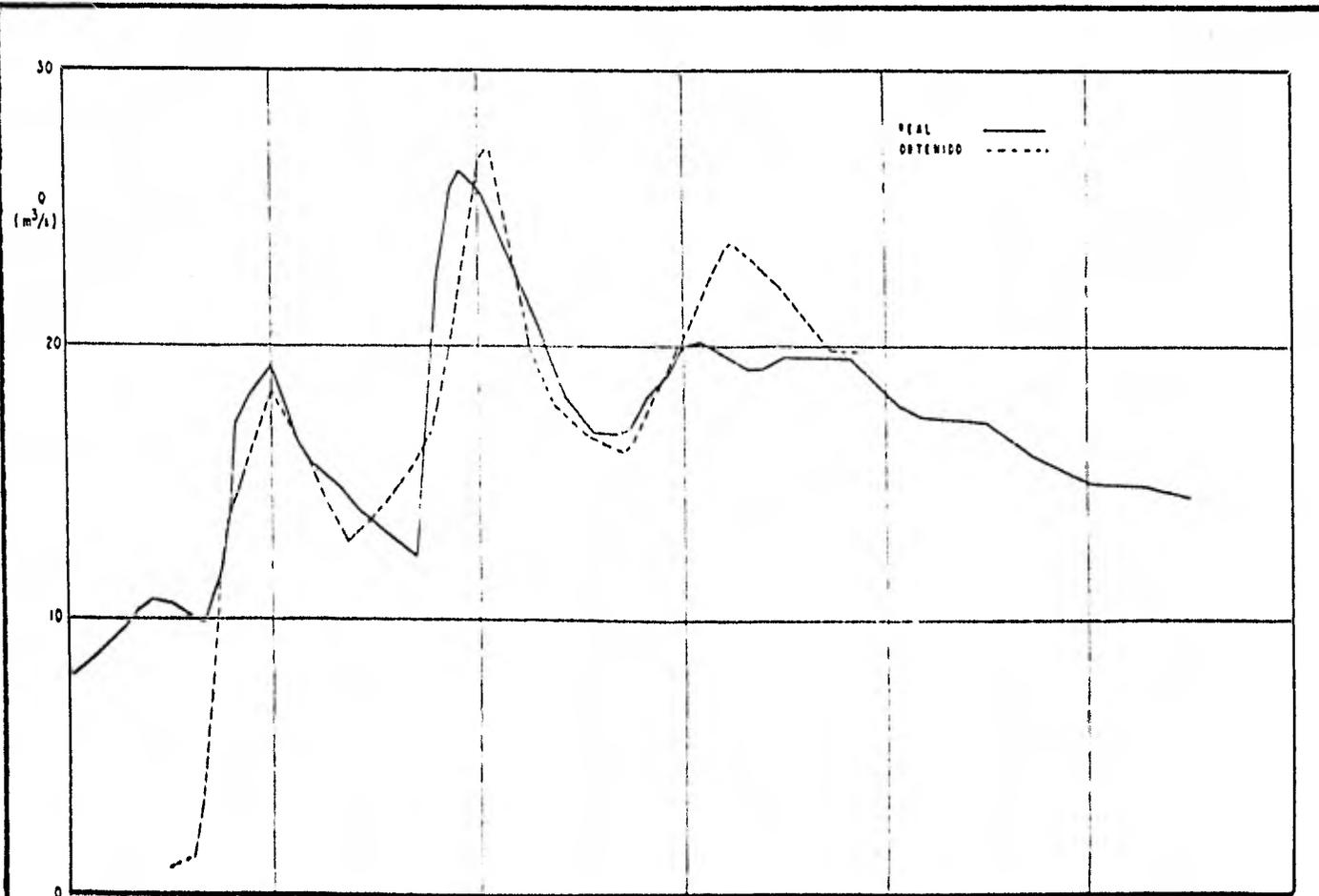
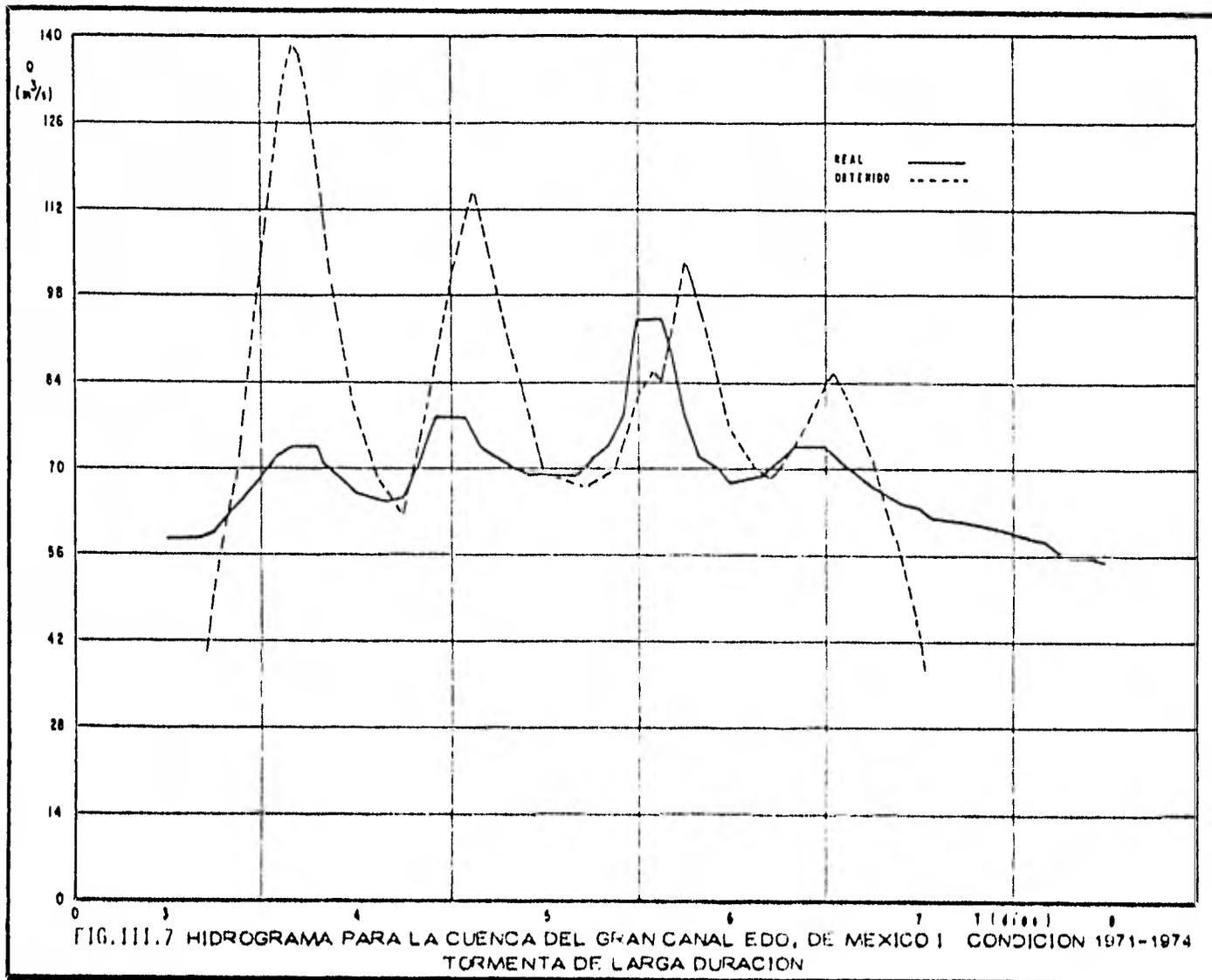


FIG. III.6 HIDROGRAMA PARA LA CUENCA DEL EMISOR DEL PONIENTE 1' CONDICION 1971-1974
TORMENTA DE LARGA DURACION



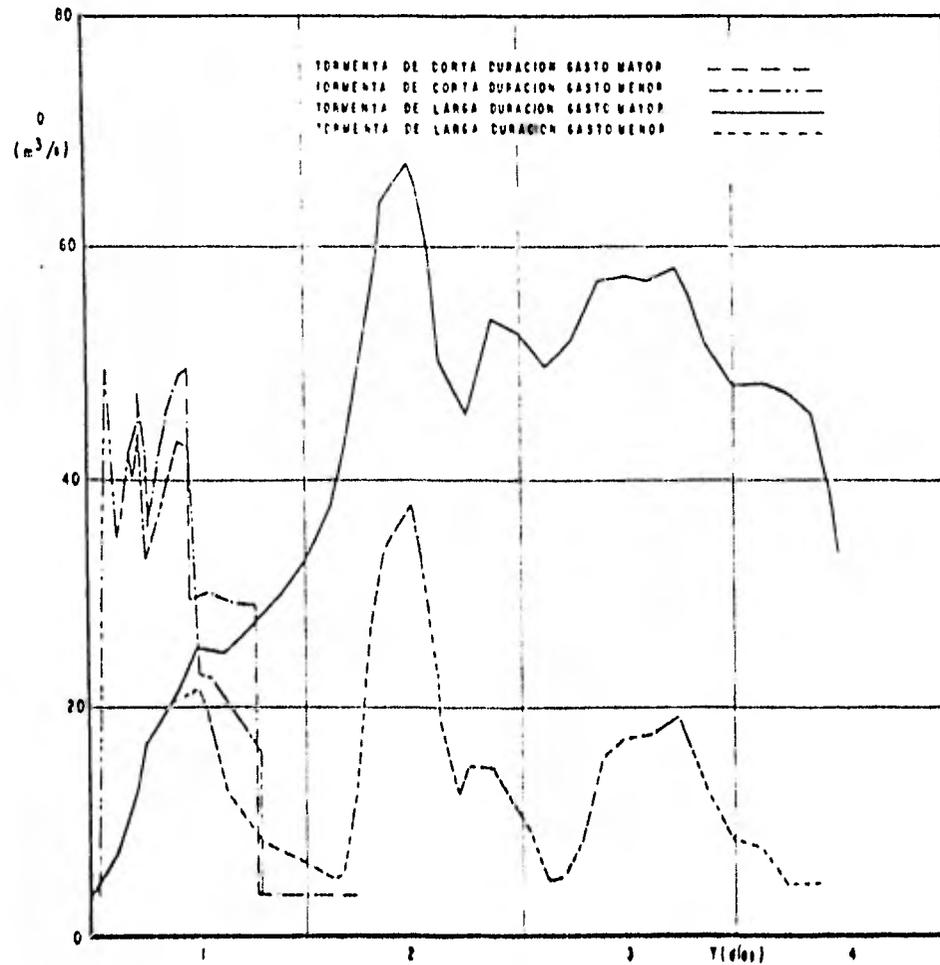


FIG. III, B HIDROGRAMA PARA LA CUENCA DEL EMISOR DEL PONIENTE I CONDICION 2000
TORRENTA DE LARGA DURACION Y TORRENTA DE CORTA DURACION

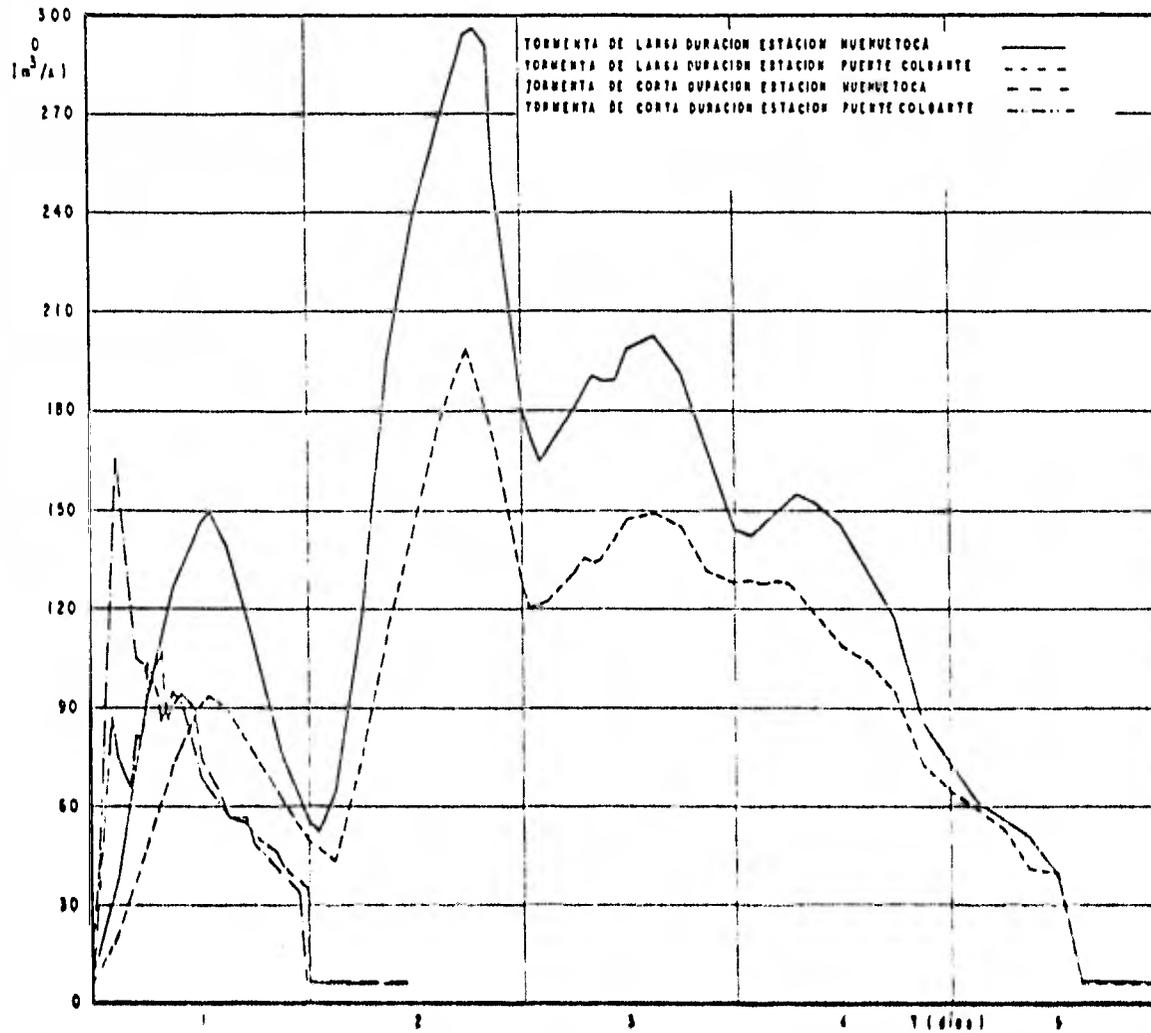
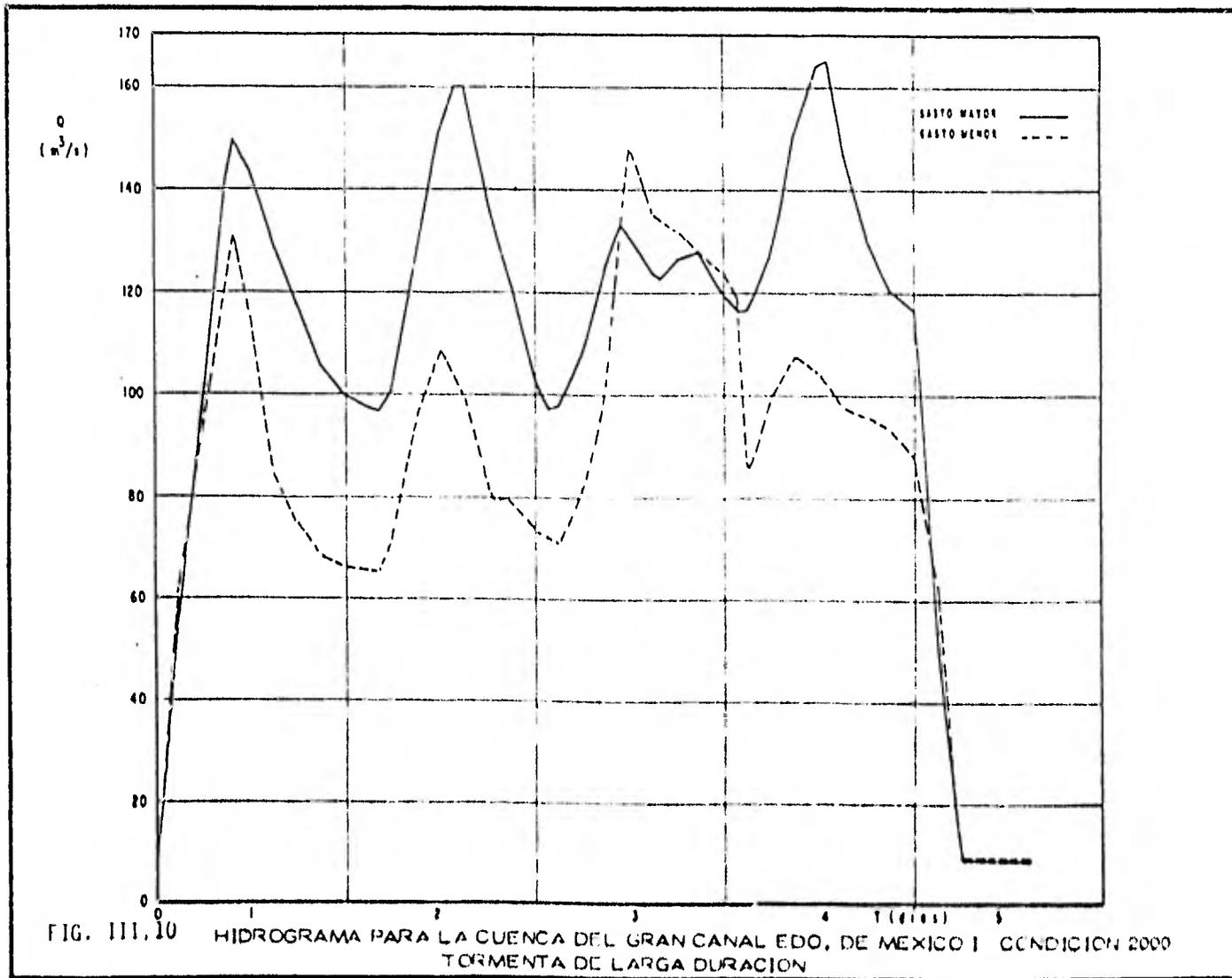


FIG. III.9 HIDROGRAMA PARA LA CUENCA DEL EMISOR DEL PONIENTE II CONDICION 2000
TORMENTA DE LARGA DURACION Y TORMENTA DE CORTA DURACION



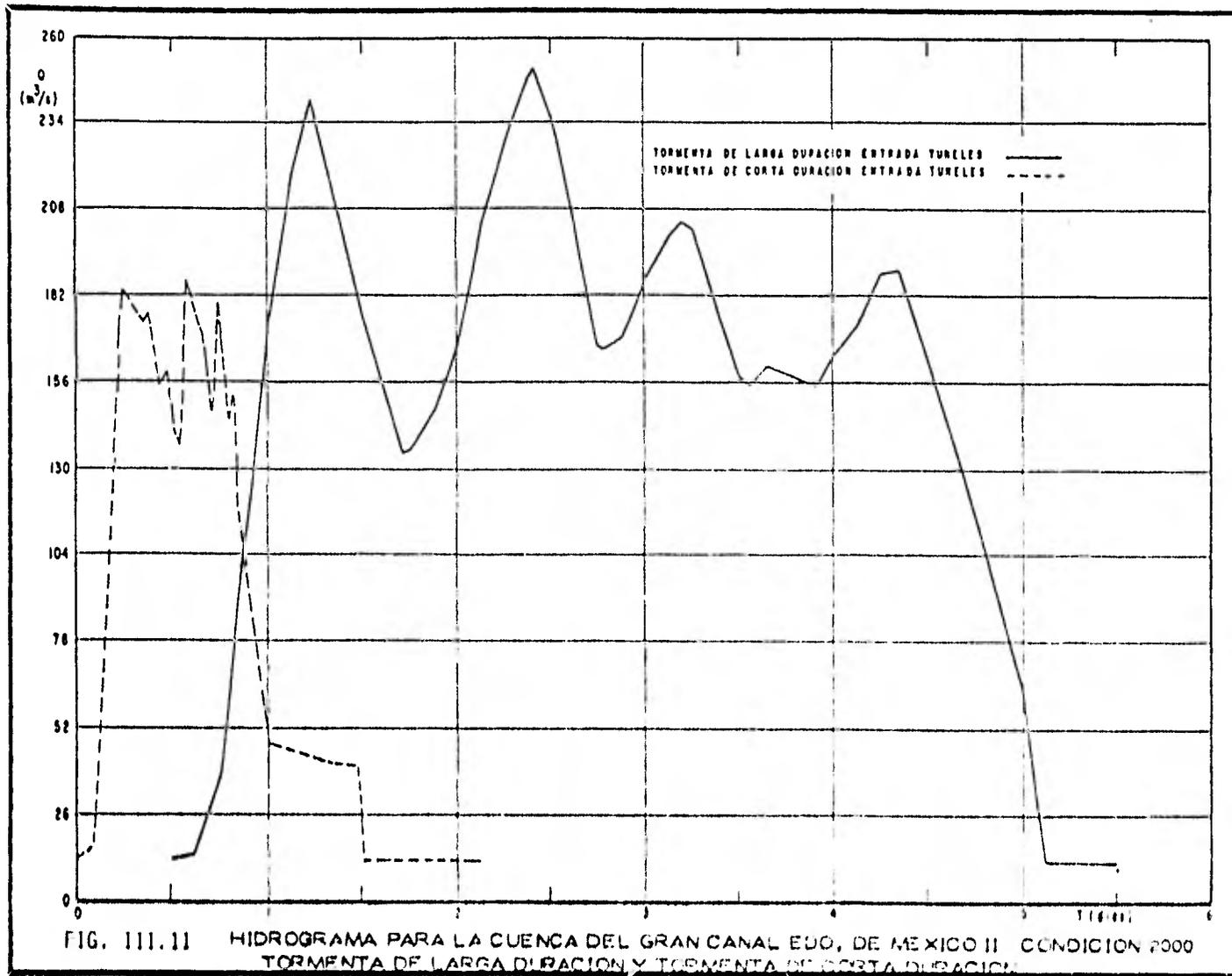


TABLA 3.1

ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS USADAS EN EL ANÁLISIS DE PRECIPITACION

ESTACION	DATOS PROCESADOS			
	Pluviómetro	Período de registro	Pluviógrafo	Período de registro
Ajusco	X	1961 - 1975	X	1955 - 1975
Andalucía			X	1955 - 1975
Campamento Plan Lago de Texcoco	X	1967 - 1977	X	1972 - 1975
Colonia Agrícola Oriental	X	1961 - 1977	X	1968 - 1975
Colonia M. A. Camacho	X	1960 - 1977	X	1965 - 1975
Comisión Federal de Electricidad	X	1954 - 1970	X	1953 - 1975
Chapingo S.R.H.			X	1959 - 1975
Delegación Coyoacán			X	1955 - 1975
Delegación Mixcoac			X	1955 - 1972
Departamento Central			X	1942 - 1975
Desierto de los Leones	X	1954 - 1977	X	1968 - 1975
Desviación Alta al Pedregal	X	1952 - 1977	X	1967 - 1975
División del Norte No. 114			X	1954 - 1975
El Guarda	X	1958 - 1977	X	1965 - 1975
El Manantial	X	1960 - 1977	X	1968 - 1975
Huhuetoca	X	1947 - 1977	X	1959 - 1975
Huixquilucan	X	1955 - 1977	X	1959 - 1975
Ixtapalapa	X	1956 - 1977	X	1968 - 1975
Juchitepec	X	1960 - 1977	X	1969 - 1975
Km 6 + 250 Gran Canal	X	1947 - 1963	X	1958 - 1975
La Fortuna			X	1954 - 1975
Límites	X	1967 - 1977	X	1967 - 1975
Los Reyes La Paz	X	1955 - 1977	X	1967 - 1975
Llano Chico	X	1967 - 1977	X	1967 - 1975
Molino Blanco	X	1947 - 1977	X	1955 - 1975
Pino Suárez No. 42			X	1941 - 1973
Presa Guadalupe	X	1950 - 1977	X	1959 - 1975

(Cont. tabla 3.1)

ESTACION	D A T O S P R O C E S A D O S			
	Pluviómetro	Período de registro	Pluviógrafo	Período de registro
Presa Concepción	X	1951 - 1977	X	1959 - 1975
San Angel			X	1949 - 1975
San Juan de Aragón	X	1941 - 1977	X	1968 - 1975
San Luis Ayucan	X	1953 - 1977	X	1967 - 1975
San Pedro Nexapa	X	1960 - 1977	X	1960 - 1975
San Rafael	X	1961 - 1977	X	1964 - 1975
Sta. María Magdalena Cahuacan	X	1961 - 1977	X	1968 - 1975
Santiago Tlazala	X	1961 - 1977	X	1964 - 1975
Tacubaya (S.M.N.)	X	1934 - 1975	X	1949 - 1975
Tecamachalco	X	1955 - 1977	X	1964 - 1975
Tepexpan	X	1947 - 1977	X	1963 - 1975
Unidad Modelo	X	1960 - 1977	X	1955 - 1973
Vertedor Milpa Alta	X	1966 - 1977	X	1959 - 1975
Colonia del Valle	X	1935 - 1977		
La Venta	X	1948 - 1977		
Apam	X	1955 - 1977		
Presa El Girón	X	1953 - 1977		
Presa Tezoyo	X	1945 - 1977		
Tezontepec	X	1955 - 1977		
km 27 + 000 Gran Canal	X	1957 - 1977		
km 47 + 000 Gran Canal	X	1955 - 1977		
La Grande	X	1947 - 1977		
Totolica	X	1952 - 1977		
Texcoco S.M.N.	X	1950 - 1977		
Tajo de Tequixquiac	X	1947 - 1977		
San Miguel Tlalxpan	X	1955 - 1977		
Santo Tomás	X	1950 - 1977		
San Juan Ixhuatepec	X	1952 - 1977		
San Luis Ameca	X	1952 - 1977		
San Andrés	X	1947 - 1977		
Molinito	X	1952 - 1977		

(Cont. tabla 3.1)

ESTACION	DATOS PROCESADOS			
	Pluvómetro	Período de registro	Pluviógrafo	Período de registro
Cinzel No. 42	X	1953 - 1977		
Atzacapotzalco	X	1949 - 1977		
El Tejocote	X	1947 - 1977		
Presa Tacubaya	X	1954 - 1977		
Milpa Alta	X	1955 - 1977		
Presa Anzaldo	X	1954 - 1977		
Presa Mixcoac	X	1954 - 1977		
El Salitre	X	1960 - 1977		
km 3 + 000 Gran Canal	X	1960 - 1977		
Mosqueta No. 52	X	1960 - 1977		
Tlahuac	X	1961 - 1977		
Xoco	X	1951 - 1977		

TABLA 3.2

ESTACIONES HIDROMETRICAS DE LA CUENCA DEL VALLE DE MEXICO

NOMBRE	CORRIENTE	PERIODO DE REGISTRO	ELEMENTO
Molinito	Rfo Hondo	1963 - 1975	Interceptor del Poniente
El Conde	Rfo de los Remedios	1970 - 1975	Interceptor del Poniente
Molino Blanco	Rfo de los Remedios	1950 - 1975	Interceptor del Poniente
Echegaray	Rfo Chico de los Remedios	1957 - 1975	Rfo Chico de los Remedios
Puente de Vigas	Desviación Combinada	1964 - 1975	Desviación Combinada
El Salitre	Rfo Tepatlaxco	1959 - 1975	Presa Madfn
Calacoaya	Rfo Tlalnepantla	1957 - 1975	Emisor del Poniente I
Las Arboledas	Rfo San Javier	1966 - 1975	Emisor del Poniente I
San Juan Ixhuatepec	Desviación Combinada	1942 - 1975	Desviación Combinada
Km 9 + 500	Desviación Combinada	1965 - 1975	Desviación Combinada
Km 0 + 286	Emisor del Poniente	1965 - 1975	Emisor del Poniente I
San Martín Obispo	Emisor del Poniente	1967 - 1975	Emisor del Poniente II
San Lorenzo	Emisor del Poniente	1967 - 1975	Emisor del Poniente II
Puente Colgante	Rfo Cuautitlán	1966 - 1975	E. del Poniente-Rfo Cuautitlán
Huehuetoca	Rfo Cuautitlán	1947 - 1975	E. del Poniente-Rfo Cuautitlán
Km 6 + 250	Gran Canal	1946 - 1975	Gran Canal D.F.
Km 27 + 250	Gran Canal	1958 - 1975	Gran Canal E.M. I
Tajo de Tequixquiac	Gran Canal	1949 - 1975	Gran Canal E.M. I
Tunel Nuevo de Tequixquiac	Gran Canal	1949 - 1975	Gran Canal E.M. II
Km 2 + 120	Lago de Texcoco	1963 - 1975	Lago de Texcoco
Km 14 + 000	Canal de Sales	1969 - 1975	Lago de Texcoco
La Draga	Canal La Draga	1965 - 1975	Lago de Texcoco
Puente Arenal	Rfo Churubusco	1964 - 1975	Rfo Churubusco
Tepexpan	Rfo San Juan Teotihuacán	1945 - 1975	Rfos del Oriente
La Grande	Rfo Papalotla	1940 - 1975	Rfos del Oriente
Atenco	Rfo Xalapango	1944 - 1975	Rfos del Oriente
San Andrés	Rfo Coxacoaco	1946 - 1975	Rfos del Oriente
Texcoco	Rfo Texcoco o San Lorenzo	1946 - 1975	Rfos del Oriente
Chapingo	Rfo Chapingo	1944 - 1975	Rfos del Oriente
San Mateo	Rfo San Bernardino	1961 - 1975	Rfos del Oriente
El Tejocote	Rfo Santa Mónica	1946 - 1975	Rfos del Oriente
San Marcos	Rfo San Francisco	1963 - 1975	Rfo de la Compañía
San Lucas	Rfo de la Compañía	1963 - 1975	Rfo de la Compañía
San Lorenzo	Rfo Cuautitlán	1966 - 1975	E. del Poniente-Rfo Cuautitlán
Santo Tomás	Rfo Santo Tomás	1943 - 1975	E. del Poniente-Rfo Cuautitlán

TABLA 3.3
 ECUACION DE INTENSIDAD -DURACION -PERIODO DE RETORNO PARA LAS
 CUENCAS DE DRENAJE

E L E M E N T O	A_j	B_j	C_j	A'_j
Interceptor del Poniente	215.852	-0.609	0.324	466.210
Rfo Churubusco	288.288	-0.662	0.392	497.651
Rfo de la Compañía	280.556	-0.636	0.401	494.444
Rfo Chico de los Remedios	266.661	-0.597	0.343	411.205
Gran Canal D.F.	279.768	-0.648	0.389	479.619
Rfos del Oriente	298.692	-0.665	0.375	495.817
Lago de Texcoco	166.386	-0.690	0.674	549.813
Desviación Combinada	243.127	-0.615	0.372	400.803
Emisor del Poniente I	330.163	-0.617	0.320	482.866
Gran Canal Edo. de México I	246.457	-0.665	0.462	499.850
Gran Canal Edo. de México II	318.183	-0.639	0.339	486.155
Emisor del Poniente (Rfo Cuautitlán)	344.932	-0.641	0.328	513.844
Emisor del Poniente II	353.330	-0.628	0.305	499.205

$i = A_j d^{B_j} T^{C_j}$
$i = A'_j d^{B_j}$

i intensidad de lluvia, en mm/hr
 d duración de la lluvia, en min.
 T periodo de retorno, en años
 A'_j valor del coeficiente A_j , para un periodo de retorno $T = 10$ años.

TABLA 3.4

GASTOS DE AGUAS NEGRAS PARA LAS CUENCAS
DEL DRENAJE

C U E N C A *	Gastos en m ³ /seg. C O N D I C I O N		
	1971 - 1974	1975 - 1978	2000
Interceptor del Poniente	1.100	1.473	8.065
Rfo Chico de los Remedios	0.112	0.138	0.413
Rfo Churubusco	7.496	7.947	13.518
Rfo de la Compañía	0.033	0.116	1.399
Rfos del Oriente	0.004	0.007	0.093
Lago de Texcoco	0.360	0.759	3.011
Gran Canal D.F.	18.617	19.440	29.400
Desviación Combinada	1.404	1.680	5.626
Emisor del Poniente I	0.984	1.186	3.549
Emisor del Poniente II	0.565	0.635	6.176
Gran Canal Edo. de Méx. I	0.327	0.682	8.689
Gran Canal Edo. de Méx. II	0.589	0.659	12.811

* Para los elementos que forman el Sistema Profundo, se les consideró el gasto de aguas negras proporcional a su área de drenaje, tomándola de las cuencas originales.

TABLA 3.5

CURVAS DE INTENSIDAD-DURACION-PERIDO DE RETORNO PARA LA ZONA DE LA CIUDAD DE MEXICO HASTA LA ENTRADA AL VALLE DE CUAUTITLAN

E L E M E N T O	A R E A	AREA TOTAL	A ₁ /AT	A _j	B _j	C _j
Río de la Compañía	120,241.80	377,193.58	0.319	280.556	-0.636	0.401
Interceptor del Poniente	44,027.30	377,193.58	0.116	315.852	-0.609	0.324
Río Churubusco	16,984.50	377,193.58	0.045	288.288	-0.662	0.392
Lago de Texcoco	20,137.50	377,193.58	0.053	166.386	-0.690	0.674
Ríos del Oriente	122,926.50	377,193.58	0.326	298.692	-0.665	0.375
Gran Canal D.F.	22,907.00	377,193.58	0.061	279.768	-0.648	0.389
Río Chico de los Remedios	4,844.00	377,193.58	0.013	266.661	-0.597	0.343
Desviación Combinada	8,705.00	377,193.58	0.023	243.127	-0.615	0.372
Emisor del Poniente I	7,099.98	377,193.58	0.019	330.163	-0.617	0.320
Gran Canal Edo. de México I	9,320.00	377,193.58	0.025	246.457	-0.665	0.462
				283.860	-0.649	0.397

48

Para T = 10 años

$$i = 283.860 d^{-0.649} T^{0.397}$$

$$i = 495.681 d^{-0.649}$$

- i = intensidad de lluvia, en mm/hr.
- d = duración de la lluvia, en min.
- T = periodo de retorno, en años.

TABLA No. 3.6

DETERMINACION DE GASTOS DE DISEÑO

METODO GRAFICO ALEMAN

ELEMENTO INTERCEPTOR PONIENTE COLECTOR INTERCEPTOR PONIENTE
 DESCARGA A: VASO DEL CRISTO

***** DATOS DE PROYECTO *****

AREA TOTAL COLECTOR 43943.6 HA
 COEF.DE ESC. URBANO 0.4
 COEF.DE ESC. SEMI-URB 0.15
 COEF.DE ESC. NO URBANO 0.1

TRAMO 7 TC 30.28444817 DUP 180

1	TIEMPO (MIN)	GASTO (M ³ /S)	0	1	TIEMPO (MIN)	GASTO (M ³ /S)	0	1	TIEMPO (MIN)	GASTO (M ³ /S)
0	0	1.100		1	60	1.117		2	120	1.278
3	180	1.719		4	240	2.143		5	300	2.584
6	360	3.025		7	420	3.519		8	480	3.960
9	540	4.402		10	600	5.039		11	660	5.789
12	720	6.538		13	780	7.199		14	840	7.945
15	900	8.081		16	960	8.293		17	1020	8.531
18	1080	8.768		19	1140	9.022		20	1200	9.258
21	1260	9.495		22	1320	9.710		23	1380	9.651
24	1440	9.350		25	1500	9.036		26	1560	8.703
27	1620	8.371		28	1680	8.120		29	1740	9.186
30	1800	10.285		31	1860	11.562		32	1920	12.669
33	1980	14.336		34	2040	14.967		35	2100	17.702
36	2160	19.553		37	2220	21.263		38	2280	23.118
39	2340	24.715		40	2400	25.421		41	2460	26.169
42	2520	26.074		43	2580	25.943		44	2640	25.848
45	2700	25.753		46	2760	24.953		47	2820	23.659
48	2880	22.384		49	2940	21.111		50	3000	19.732
51	3060	18.343		52	3120	16.919		53	3180	15.529
54	3240	14.144		55	3300	13.513		56	3360	12.892
57	3420	12.271		58	3480	11.704		59	3540	11.081
60	3600	10.468		61	3660	10.704		62	3720	10.916
63	3780	11.127		64	3840	11.268		65	3900	11.409
66	3900	11.547		67	4020	11.650		68	4080	11.779
69	4140	11.292		70	4200	10.804		71	4260	10.317
72	4320	9.938		73	4380	9.565		74	4440	9.191
75	4500	8.503		76	4560	7.694		77	4620	6.885
78	4680	6.076		79	4740	5.080		80	4800	3.973
81	4860	1.100		82	4920	1.100				

Q. MAX. = 26.169 (m³/seg)
 TIEMPO DE PICO = 2460.00 (MIN)

TABLA 3.7 METODO DE TRANSITO DE AVENIDAS EN COLECTORES

INT. DEL PORIENTE

Tiempo 0.53 horas

Área de inundación del tramo	Volumen acumulado	Elevación
1	0.00	130.690
2	0.00	130.160
3	0.00	129.600
4	0.00	128.900
5	0.00	130.690
6	0.00	130.160
7	0.00	129.600
8	0.00	128.900
9	0.00	130.690
10	0.00	130.160
11	0.00	129.600
12	0.00	128.900

Colector 1

Tramo	Tirante	Velocidad	Área	Q Salida	Q R Inm.	Q R avenida
1	0.517	0.104	0.912	0.095	0.000	0.046
2	0.663	0.120	1.417	0.171	0.000	0.029
3	1.058	0.231	2.734	0.632	0.000	0.401
4	1.601	0.151	4.723	0.712	0.000	0.062

Colector 2

Tramo	Tirante	Velocidad	Área	Q Salida	Q R Inm.	Q R avenida
9	1.561	0.090	0.283	0.025	0.000	0.046
10	1.578	0.120	0.283	0.034	0.000	0.029
11	2.121	0.147	0.263	0.042	0.000	0.042
12	2.657	0.108	0.636	0.069	0.000	0.062

Colector 3

Tramo	Tirante	Velocidad	Área	Q Salida	Q R Inm.	Q R avenida
5	0.151	0.400	0.101	0.046	0.000	0.046
6	0.160	0.662	0.112	0.077	0.000	0.029
7	0.191	0.577	0.395	0.226	0.000	0.153
8	0.020	0.263	1.209	0.318	0.000	0.062

TABLA 3.8 METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO

Características producidas por la tormenta
ocurrida de Jun 9-24 de 1972
Cuenca del Rio Chiriquito
Hasta la Estacion Puente el Arrenal

DIA	Hr.	Escurrimiento			Lluvia		Hidr. Adm.		H.U.
		Q base (m ³ /s)	Q dir. (m ³ /s)	Q total (m ³ /s)	I _p (mm)	I _{re} (mm)	Q _{10p}	Q _{1p}	
11	16.5	6.00	0.00	6.00	3.0	0.51	0.000	0.000	0.00
11	19.5	6.00	0.00	6.00	0.5	0.00	0.000	0.000	0.00
11	22.0	6.00	0.00	6.00					
11	22.5	6.00	0.10	6.10	2.0	0.00	0.010	0.009	0.00
12	1.5	6.00	1.11	7.11	0.0	0.00	0.106	0.060	0.05
12	4.5	6.00	2.44	8.44	0.0	0.00	0.232	0.112	0.11
12	7.5	6.00	3.78	9.78	0.0	0.00	0.360	0.164	0.18
12	10.5	6.00	5.33	11.33	0.0	0.00	0.508	0.216	0.25
12	13.5	6.00	5.77	11.77	1.0	0.00	0.550	0.267	0.27
12	16.5	6.00	5.65	11.65	2.0	0.00	0.536	0.319	0.26
12	19.5	6.00	5.20	11.20	6.5	4.01	0.495	0.371	0.24
12	22.5	6.00	4.97	10.97	3.5	1.01	0.473	0.422	0.23
13	1.5	6.00	4.91	10.91	0.0	0.00	0.468	0.474	0.23
13	4.5	6.00	4.64	10.64	0.0	0.00	0.442	0.526	0.22
13	7.5	6.00	4.50	10.50	0.0	0.00	0.429	0.578	0.21
13	10.5	6.00	6.02	12.02	0.0	0.00	0.573	0.629	0.23
13	13.5	6.00	6.54	12.54	0.0	0.00	0.623	0.681	0.24
13	16.5	6.00	6.19	12.19	4.5	2.01	0.590	0.733	0.29
13	19.5	6.00	6.84	12.84	4.0	1.51	0.651	0.784	0.32
13	22.5	6.00	7.35	13.35	2.0	0.00	0.700	0.836	0.34
14	1.5	6.00	8.12	14.12	3.5	1.01	0.773	0.888	0.33
14	4.5	6.00	9.57	15.57	1.5	0.00	0.911	0.940	0.44
14	7.5	6.00	10.39	16.39	0.0	0.00	0.990	0.991	0.49
14	8.0	6.00	10.50	16.50			1.000	1.000	0.49
14	10.5	6.00	9.55	15.55	0.0	0.00	0.910	1.043	0.44
14	13.5	6.00	7.95	13.95	0.0	0.00	0.757	1.095	0.37
14	16.5	6.00	7.62	13.62	1.0	0.00	0.726	1.147	0.35
14	19.5	6.00	7.02	13.02	7.5	5.01	0.669	1.198	0.31
14	22.5	6.00	6.90	12.90	5.5	3.01	0.657	1.250	0.32
15	1.5	6.00	6.97	12.97	1.5	0.00	0.664	1.302	0.32
15	4.5	6.00	7.10	13.10	0.0	0.00	0.611	1.353	0.31
15	7.5	6.00	7.65	13.65	0.5	0.00	0.719	1.405	0.35
15	10.5	6.00	8.30	14.30	0.0	0.00	0.790	1.457	0.33
15	13.5	6.00	10.00	16.00	0.0	0.00	0.152	1.509	0.46
15	16.5	6.00	9.62	15.62	6.0	3.51	0.935	1.560	0.48
15	19.5	6.00	9.25	15.25	1.5	0.00	0.831	1.612	0.43
15	22.5	6.00	8.40	14.40	0.0	0.00	0.600	1.664	0.39
16	1.5	6.00	7.97	13.97	0.5	0.00	0.759	1.716	0.37
16	4.5	6.00	7.42	13.42	0.0	0.00	0.707	1.767	0.34
16	7.5	6.00	7.43	13.43	0.0	0.00	0.706	1.819	0.34
16	10.5	6.00	7.62	13.62	0.0	0.00	0.745	1.871	0.36
16	13.5	6.00	7.14	13.14	0.0	0.00	0.630	1.923	0.33
16	16.5	6.00	6.55	12.55	0.0	0.00	0.624	1.974	0.30
16	19.5	6.00	5.90	11.90	0.0	0.00	0.577	2.026	0.26
16	22.5	6.00	5.69	11.69	0.0	0.00	0.542	2.078	0.26
17	1.5	6.00	5.56	11.56	0.0	0.00	0.530	2.129	0.26
17	4.5	6.00	5.00	11.00	0.0	0.00	0.476	2.181	0.21
17	7.5	6.00	4.42	10.42	0.0	0.00	0.421	2.233	0.20
17	10.5	6.00	3.96	9.96	0.0	0.00	0.363	2.284	0.16
17	13.5	6.00	3.16	9.16	0.0	0.00	0.301	2.336	0.15
17	16.5	6.00	2.47	8.47	0.0	0.00	0.235	2.388	0.11
17	19.5	6.00	1.82	7.82	0.0	0.00	0.171	2.440	0.08
17	22.5	6.00	1.16	7.16	0.0	0.00	0.11	2.491	0.07
18	1.5	6.00	0.61	6.61	0.0	0.00	0.05	2.543	0.05
18	4.0	6.00	0.00	6.00	0.0	0.00	0.000	2.595	0.00

	Volumenes (Mill. m ³)	Láminas (cm)	Tiempos (hrs)
Lluvia	8.73	hp 58.00	Tb 150.00
Esc. Dir	3.25	hs 21.57	tp 58.00
Infilt.	5.48	hf 36.43	de 96.00
Esc. base	2.98	h 2.49	
Esc. total	6.23		

Análisis del Hidrograma Unitario			
h _e (mm)	0 dir. (m ³ /sc)	H.U.	Cum. S
0.51	0.100	0.68	0.68
3.00	1.110	0.53	1.21
6.00	2.440	0.63	1.85
9.00	3.780	0.79	2.63
0.00	5.330	0.84	3.57
0.00	5.770	1.04	4.61
0.00	5.650	0.97	5.58
0.00	5.200	0.70	6.27
0.00	4.970	0.70	7.04
4.01	4.910	0.78	7.81
1.01	4.640	0.74	8.55
0.00	4.500	0.64	9.19
0.00	6.020	0.58	9.75
0.00	6.540	0.58	10.33
0.00	6.190	0.54	10.87
0.00	6.840	0.21	11.08
2.01	7.350	0.19	11.27
1.51	6.120	0.16	11.43
0.00	9.570	0.11	11.55
1.01	10.390		11.55
0.00	9.550		11.55
0.00	7.950		11.55
0.00	7.620		11.55
0.00	7.020		11.55
5.01	6.900		11.55
3.01	6.970		11.55
0.00	7.180		11.55
0.00	7.650		11.55
0.00	8.300		11.55
0.00	10.000		11.55
0.00	9.820		11.55
3.51	9.250		11.55
	8.400		11.55
	7.970		11.55
	7.420		11.55
	7.430		11.55
	7.820		11.55
	7.140		11.55
	6.550		11.55
	5.980		11.55
	5.690		11.55
	5.560		11.55
	5.000		11.55
	4.420		11.55
	3.860		11.55
	3.100		11.55
	2.470		11.55
	1.820		11.55
	1.180		11.55
	0.610		11.55

Avenida producida por la tormenta
ocurrida de Jun 9-24 de 1972
Cuenca del Rio Chirubusco
Hasta la Estacion Puente el Arenal

Dt	H. U.	He	0
1	0.68	0.51	0.35
2	1.21	0.00	0.60
3	0.64	0.00	0.33
4	0.72	0.00	0.40
5	0.94	0.00	0.40
6	1.04	0.00	0.50
7	0.97	0.00	0.48
8	0.69	0.00	0.35
9	0.77	0.00	0.39
10	0.77	4.01	3.12
11	0.74	1.01	5.32
12	0.64	0.00	4.11
13	0.56	0.00	4.06
14	0.68	0.00	4.85
15	0.54	0.00	5.40
16	0.21	0.00	5.05
17	0.19	2.01	5.21
18	0.18	1.51	7.10
19	0.12	0.00	7.04
20	0.00	1.01	6.97
21	0.00	0.00	7.60
22	0.00	0.00	7.05
23	0.00	0.00	7.20
24	0.00	0.00	6.55
25	0.00	5.01	8.40
26	0.00	3.01	12.77
27	0.00	0.00	11.03
28	0.00	0.00	9.66
29	0.00	0.00	10.05
30	0.00	0.00	10.80
31	0.00	0.00	10.60
32	0.00	7.51	10.57
33	0.00		11.47
34	0.00		4.58
35	0.00		4.46
36	0.00		5.11
37			6.54
38			6.12
39			6.60
40			5.10
41			4.29
42			1.00
43			3.00
44			2.23
45			2.04
46			1.30
47			0.74
48			0.67
49			0.58
50			0.40
51			0.00
52			0.00
53			0.00
54			0.00
55			0.00

TABLA 3.9

RESUMEN DE COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO
CONDICION 1971-1974

ELEMENTO	COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO		
	URBANO	SEMI-URBANO	NO URBANO
Rfo de la Compañía	0.10	0.05	0.01
Interceptor del Poniente	0.39	0.13	0.08
Rfo Churubusco	0.42	0.20	0.05
Colectores del Lago de Texcoco	0.35	0.18	0.05
Gran Canal D.F.	0.50	0.25	0.05
Rfo Chico de los Remedios	0.39	0.13	0.08
Desviación Combinada	0.45	0.22	0.10
Emisor del Poniente I	0.42	0.20	0.10
Gran Canal Edo. de México I	0.30	0.15	0.10
Emisor del Poniente II	0.40	0.20	0.15
Emisor del Poniente-Rfo Cuautitlán	0.40	0.20	0.15
Gran Canal Edo. de México II	0.30	0.15	0.01

TABLA 3.10

RESUMEN DE COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO

CONDICION 2000

ELEMENTO	COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO		
	URBANO	SEMI-URBANO	NO URBANO
Dren General del Valle de México	0.15	0.08	0.01
Interceptor del Poniente	0.46	0.20	0.08
Rfo Churubusco	0.46	0.20	0.05
Colectores del Lago de Texcoco	0.43	0.20	0.05
Gran Canal D.F.	0.50	0.25	0.05
Interceptor Central	0.50	0.25	0.05
Interceptor Centro-Poniente	0.50	0.25	0.05
Interceptor del Oriente	0.50	0.25	0.05
Rfo Chico de los Remedios	0.46	0.20	0.08
Desviación Combinada	0.48	0.24	0.10
Emisor del Poniente I	0.50	0.25	0.10
Gran Canal Edo. de México I	0.40	0.22	0.10
Emisor del Poniente II	0.50	0.25	0.15
Emisor del Poniente-Rfo Cuautitlán	0.50	0.25	0.15
Gran Canal Edo de México II	0.50	0.25	0.01

IV. TRANSITO DE AVENIDAS EN CAUCES

Este método planteado por el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., es aplicable para el tránsito de avenidas en cauces naturales con llanuras de inundación. Sin embargo, por el problema planteado en este estudio, sólo se usa la parte referida a los cauces naturales. A continuación se exponen las ecuaciones básicas del método y sus esquemas de solución.

IV.1 Ecuaciones Básicas

Para efectuar el tránsito de la avenida de una manera más apegada a la realidad, en los últimos años se han mejorado los métodos convencionales que sólo consideran la Ecuación de Continuidad y una relación entre gastos de egreso y almacenamiento, los nuevos procedimientos también llamados tránsitos hidráulicos, parten de las dos ecuaciones diferenciales fundamentales en la Hidráulica, la de Conservación de cantidad de masa (continuidad) y la cantidad de movimiento (dinámica). Las ecuaciones mencionadas son :

$$\frac{\partial}{\partial x} (VA) + T \frac{\partial y}{\partial t} + g = 0 \quad (4.1)$$

$$g \frac{\partial y}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} + g \frac{\partial z}{\partial x} + g S_f = 0 \quad (4.2)$$

siendo:

V	velocidad media
A	área hidráulica
x	longitud de análisis
y	tirante en la sección
t	tiempo de análisis
z	elevación del fondo del cauce
T	ancho en la superficie libre del agua
q	gasto lateral por unidad de longitud
g	aceleración de la gravedad
S _f	pendiente de fricción

Estas ecuaciones no tienen solución general y sólo para determinadas condiciones se han resuelto, resultando ésta muy complicada para fines prácticos.

Para obtener sus soluciones aproximadas se puede recurrir a métodos numéricos como es el de diferencias finitas que cumpliendo con determinadas condiciones dan resultados satisfactorios.

IV.2 Desarrollo de las ecuaciones de diferencias finitas

La ecuación de continuidad (4.1) se desarrolla para el volumen de control mostrado en la figura IV.1 como :

$$\frac{\partial y}{\partial t} = T_i^k \frac{y_i^{k+1} - y_i^k}{\Delta t}$$

$$\frac{\partial}{\partial x} (VA) = \frac{V_{i+1/2}^{k+1} A_{i+1/2}^k - V_{i-1/2}^{k+1} A_{i-1/2}^k}{\Delta x}$$

Donde k y k+1 son superíndices que representan el valor de las variables al inicio y al final del intervalo de tiempo Δt y los subíndices sirven para localizar en distancia a las variables; así, $V_{i+1/2}$ significa que está entre la sección i y la i+1

La manera de especificar los índices sirve para tener una ecuación lineal, lo que representa una enorme ventaja en el cálculo. Por lo tanto la ecuación de continuidad queda :

$$T_i^k y_i^{k+1} = T_i^k y_i^k + \frac{\Delta t}{\Delta x} V_{i-1/2}^{k+1} A_{i-1/2}^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} V_{i+1/2}^{k+1} A_{i+1/2}^k + \frac{q_i^k \Delta t}{\Delta x} \quad (4.3)$$

Para la ecuación de conservación de cantidad de movimiento se propone un volumen de control diferente al anterior, como se muestra en la figura IV.2. En él ahora queda en medio una velocidad y con base en él se pueden plantear las siguientes ecuaciones de diferencia :

Para el volumen de control i :

$$V \frac{\partial V}{\partial x} = \frac{V_{i-1/2}^{k+1} (V_{i+1/2}^k - V_{i-3/2}^k)}{2\Delta x}$$

$$g \frac{\partial y}{\partial x} = g \frac{y_i^{k+1} - y_{i-1}^{k+1}}{\Delta x}$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{V_{i-1/2}^{k+1} V_{i-1/2}^k}{\Delta t}$$

$$g \frac{\partial z}{\partial x} = g \frac{z_i - z_{i-1}}{\Delta x}$$

Y la pendiente de fricción (S_f) de acuerdo con la ecuación de Manning se expresa como :

$$S_f = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}}$$

donde

n coeficiente de fricción de Manning
R radio hidráulico

Para los fines del método se prefiere considerar como :

$$g S_f = g \frac{n^2 |V_{i-1/2}^k| V_{i-1/2}^{k+1}}{(R_{i-1/2}^k)^{4/3}}$$

El valor absoluto se ha introducido para tomar en cuenta que la fricción siempre se opone al movimiento, por lo tanto la ecuación citada queda :

$$g \frac{y_i^{k+1} - y_{i-1}^{k+1}}{\Delta x} + v_{i-1/2}^{k+1} \frac{(v_{i+1/2}^k - v_{i-3/2}^k)}{2\Delta x} + \frac{v_{i-1/2}^{k+1} - v_{i-1/2}^k}{\Delta t} +$$

$$+ g \frac{z_i - z_{i-1}}{x} + g \frac{n^2 |v_{i-1/2}^{k+1}| v_{i-1/2}^{k+1}}{(R_{i-1/2}^k)^{4/3}}$$

Despejando a $v_{i-1/2}^{k+1}$ tenemos:

$$v_{i-1/2}^{k+1} = \frac{g \frac{\Delta t}{\Delta x} (y_{i-1}^{k+1} - y_i^{k+1}) + v_{i-1/2}^k + g \frac{\Delta t}{\Delta x} (z_{i-1} - z_i)}{1 + \frac{\Delta t}{2\Delta x} (v_{i+1/2}^k - v_{i-3/2}^k) + \frac{\Delta t g n^2 |v_{i-1/2}^k|}{R_{i-1/2}^{4/3}}} \quad (4.4)$$

De manera similar, a partir del volumen de control $i+1$ se puede escribir:

$$v_{i+1/2}^{k+1} = \frac{g \frac{\Delta t}{\Delta x} (y_i^{k+1} - y_{i+1}^{k+1}) + v_{i+1/2}^k + g \frac{\Delta t}{\Delta x} (z_i - z_{i+1})}{1 + \frac{\Delta t}{2\Delta x} (v_{i+3/2}^k - v_{i-1/2}^k) + \frac{\Delta t g n^2 |v_{i+1/2}^k|}{(R_{i+1/2}^k)^{4/3}}} \quad (4.5)$$

Representando por $\alpha_{i-1/2}^k$ y $\alpha_{i+1/2}^k$ a los denominadores de las ecuaciones 4.4 y 4.5 respectivamente y sustituyendo estas ecuaciones en la ecuación 4.3 se tiene:

$$\begin{aligned}
\frac{\Delta x}{\Delta t} T_i^k y_i^{k+1} &= \frac{\Delta t}{\Delta x} T_i^k y_i^k + \frac{\Delta t}{\Delta x} \frac{A_{i-1/2}^k}{\alpha_{i-1/2}^k} \left[\frac{q\Delta t}{\Delta x} (y_{i-1}^{k+1} - y_i^{k+1}) + \right. \\
&+ \left. \frac{q\Delta t}{\Delta x} (z_{i-1} - z_i) + V_{i-1/2}^k \right] \frac{\Delta t}{\Delta x} \frac{A_{i+1/2}^k}{\alpha_{i+1/2}^k} \left[\frac{q\Delta t}{\Delta x} (y_i^{k+1} - y_{i+1}^{k+1}) + \right. \\
&+ \left. \frac{q\Delta t}{\Delta x} (z_i - z_{i+1}) + V_{i+1/2}^k \right]
\end{aligned}$$

Esta ecuación también se puede escribir como :

$$\begin{aligned}
& - \beta_{i-1/2}^k y_{i-1}^{k+1} + (T_i^k \beta_{i-1/2}^k + \beta_{i+1/2}^k) y_i^{k+1} - \beta_{i+1/2}^k y_{i+1}^{k+1} = \\
& = T_i^k y_i^k + \delta_{i-1/2}^k - \delta_{i+1/2}^k
\end{aligned} \tag{4.6}$$

donde

$$\beta_{i-1/2}^k = g \left(\frac{\Delta t}{\Delta x} \right)^2 \frac{A_{i-1/2}^k}{\alpha_{i-1/2}^k} \tag{4.7}$$

$$\beta_{i+1/2}^k = g \left(\frac{\Delta t}{\Delta x} \right)^2 \frac{A_{i+1/2}^k}{\alpha_{i+1/2}^k} \tag{4.8}$$

$$\delta_{i-1/2}^k = \frac{\Delta t}{\Delta x} \frac{A_{i-1/2}^k}{\alpha_{i-1/2}^k} \left[V_{i-1/2}^k + g \frac{(z_{i-1} - z_i) \Delta t}{\Delta x} \right] \tag{4.9}$$

$$\delta_{i+1/2}^k = \frac{\Delta t}{\Delta x} \frac{A_{i+1/2}^k}{\alpha_{i+1/2}^k} \left[V_{i+1/2}^k + g \frac{(z_i - z_{i+1}) \Delta t}{\Delta x} \right] \quad (4.10)$$

La ecuación 4.6 es la base del método de solución propuesto y en ella sólo aparecen tres incógnitas lo que representa una gran ventaja en el momento de considerarla en todos los volúmenes de control en que se divide el río en análisis, no debe tenerse la impresión de ser complicada, pues en realidad su formación es sencilla ya que basta obtener los coeficientes dados por las ecuaciones 4.7 a 4.10 para cada uno de los volúmenes de control.

IV.3 Solución de las ecuaciones

Considerese que una parte de un río se ha dividido en cinco volúmenes de control como se muestra en la figura IV.3.

La ecuación 4.6 se puede aplicar sin dificultad para los volúmenes de control 2 a 4 porque en ellos está dado un volumen anterior y uno posterior, lo que no sucede con los volúmenes 1 a 6, sin embargo en función de las condiciones de frontera en los extremos se puede solventar el aparente problema.

IV.4 Condiciones de frontera

Aunque se pueden plantear otras condiciones, las más comunes en esta clase de problemas corresponden a la de un nivel conocido (por ejemplo, el nivel de un almacenamiento) y un gasto o velocidad (por ejemplo, el hidrograma registrado en una estación de aforos).

a) Gasto conocido

Para el volumen de control 1 de la figura IV.3 considérese que en la sección $i = 1/2$ el hidrograma es conocido, lo que implica que la ecuación 4.3 para este volumen será :

$$T_i^k y_i^{k+1} = T_i^k y_i^k + \frac{\Delta t}{\Delta x} Q^{k+1/2} - \frac{\Delta t}{\Delta x} V_{i+1/2}^{k+1} A_{i+1/2}^k \quad (4.11)$$

Si se sustituye en la ecuación anterior a la ecuación 4.5, se tiene :

$$T_i^k y_i^{k+1} = T_i^k y_i^k + \frac{\Delta t}{\Delta x} Q^{k+1/2} - \frac{\Delta t}{\Delta x} \frac{A_{i+1/2}^k}{\alpha_{i+1/2}^k} \left[\frac{g\Delta t}{Lx} (y_i^{k+1} - y_{i+1}^{k+1}) + \frac{g\Delta t}{\Delta x} (z_i - z_{i+1}) + v_{i+1/2} \right]$$

Y de manera similar a la ecuación 4.6, se puede escribir como :

$$(T_i^k + E_{i+1/2}^k) y_i^{k+1} - E_{i+1/2}^k y_{i+1}^{k+1} = T_i^k y_i^k + \frac{\Delta t}{\Delta x} Q^{k+1/2} - \delta_{i+1/2}^k$$

Con el mismo significado dado por las ecuaciones 4.8 y 4.10 para:

$$E_{i+1/2}^k \quad \text{y} \quad \delta_{i+1/2}^k$$

Observándose que ahora no interviene el volumen de control anterior.

b) Tirante conocido

Tomando en cuenta que en el volumen de control 5 de la figura IV.3 se conoce el nivel y_F^{k+1} en el extremo $i = \frac{11}{2}$, aceptando que corresponde a un volumen de control ficticio aguas abajo, la ecuación 4.6 quedaría como :

$$\begin{aligned}
& -\beta_{i-1/2}^k y_{i-1}^{k+1} + (T_i^k + \beta_{i-1/2}^k + \beta_{i+1/2}^k) y_i^{k+1} = \\
& = T_i^k y_i^k + \delta_{i-1/2}^k - \delta_{i+1/2}^k + \beta_{i+1/2}^k y_F^{k+1} \quad (4.12)
\end{aligned}$$

Notando que el producto $\beta_{i+1/2}^k y_F^{k+1}$ se ha escrito en el término independiente, pues es conocido y con ello se evita el volumen de control $i+1$ que aparentemente requiere la ecuación 4.6 en el volumen 5.

Los coeficientes $\beta_{i-1/2}$ y $\delta_{i-1/2}$ corresponden a las ecuaciones 4.7 y 4.9 respectivamente. Para $\beta_{i+1/2}^k$ y $\delta_{i+1/2}^k$ se emplean las ecuaciones 4.8 y 4.10 sólo que en éstas como y_F está dada a una distancia $\frac{\Delta x}{2}$ del tirante del último volumen de control, es necesario poner $\frac{\Delta x}{2}$ en lugar de Δx .

IV.5 Sistema de ecuaciones lineales

Al plantear la ecuación 4.6 en los volúmenes de control 2 a 4 y las ecuaciones 4.11 y 4.12 para el 1 y el 5 (de la figura IV.3) se forma el sistema de ecuaciones lineales siguiente :

$$\begin{bmatrix}
T_i^k + \beta_{3/2}^k & -\beta_{3/2}^k & 0 & 0 & 0 \\
-\beta_{3/2}^k & T_2^k + \beta_{3/2}^k + \beta_{5/2}^k & -\beta_{5/2}^k & 0 & 0 \\
0 & -\beta_{5/2}^k & T_3^k + \beta_{5/2}^k + \beta_{7/2}^k & -\beta_{7/2}^k & 0 \\
0 & 0 & -\beta_{7/2}^k & T_4^k + \beta_{7/2}^k + \beta_{9/2}^k & -\beta_{9/2}^k \\
0 & 0 & 0 & -\beta_{9/2}^k & T_5^k + \beta_{9/2}^k + \beta_{11/2}^k
\end{bmatrix}
\begin{bmatrix}
y_1^{k+1} \\
y_2^{k+1} \\
y_3^{k+1} \\
y_4^{k+1} \\
y_5^{k+1}
\end{bmatrix}
=$$

$$= \begin{bmatrix} T_1^k y_1^k + \frac{\Delta t}{\Delta x} Q^{k+1/2} - \delta_{3/2}^k \\ T_2^k y_2^k + \delta_{3/2}^k - \delta_{5/2}^k \\ T_3^k y_3^k + \delta_{5/2}^k - \delta_{7/2}^k \\ T_4^k y_4^k + \delta_{7/2}^k - \delta_{9/2}^k \\ T_5^k y_5^k + \delta_{9/2}^k - \delta_{9/2}^k + e_{11/2}^k y_F^{k+1} \end{bmatrix}$$

El sistema formado es un sistema tridiagonal simétrico, lo que lo hace simple de resolver.

Para resolver este sistema se emplea un método expofeso para matrices tridiagonales como es el llamado de Doble Barrido que no es otra cosa que el método de Gauss-Jordan tratado en distintos textos elementales sobre solución matricial de sistemas de ecuaciones lineales.

IV.6 Aplicación del método

Para conocer los niveles del agua en el Gran Canal del Desague y en el Emisor del Poniente se aplicó el método de tránsito de avenidas en cauces, primeramente con gastos y tirantes conocidos para ajustar las características hidráulicas y geométricas de los conductos y posteriormente transitar las avenidas de proyecto para obtener los nuevos perfiles del agua, proponiendo modificaciones a los dos conductos.

Para la aplicación del método de diferencias finitas propuestas para el tránsito de avenidas por cauces se formó un programa de computadora en lenguaje B.A.S.I.C. el cual se operó en una computadora Hewlett Packard 9830 A.

El programa consta de un programa principal y de cuatro subrutinas.

a) Programa Principal

Aquí se lleva a cabo la lectura de los datos que van a intervenir en la simulación, organiza los cálculos y realiza impresiones de resultados calculados en las subrutinas de las cuales se auxilia.

b) Subrutina SECCI

Para todos los tramos que integran el sistema de ríos calcula el área hidráulica, el radio hidráulico y el perímetro mojado, así como el ancho de la superficie libre del agua al centro del tramo.

c) Subrutina COEFI

Determina el valor de las constantes involucradas en las ecuaciones del modelo y forma la matriz de coeficientes y de términos independientes del sistema de ecuaciones lineales.

d) Subrutina SOLUC

Emplea el método de Gauss-Jordan para resolver el sistema de ecuaciones lineales tridiagonal que se plantea en el modelo, a este caso particular de aplicación se le llama de doble barrido.

Se toma en cuenta que el sistema de ecuaciones lineales está dado en forma compacta, es decir, se considera una sola matriz (F) de $N \times 4$ para definirlo, donde $F(i,1)$ es la diagonal abajo de la principal, $F(i,2)$ es la diagonal principal, $F(i,3)$ es la diagonal arriba de la principal y $F(i,4)$ son los términos independientes.

En $F(i,4)$ quedan los resultados del sistema de ecuaciones por lo que en el programa principal se iguala a estos los tirantes.

e) Subrutina GASTOS

Para cada río encuentra el gasto promedio en el intervalo de tiempo en análisis por medio de una interpolación lineal, debido a que se pueden dar los datos de los gastos sólo en los tiempos que se considere necesario para definir adecuadamente los hidrogramas por transitar.

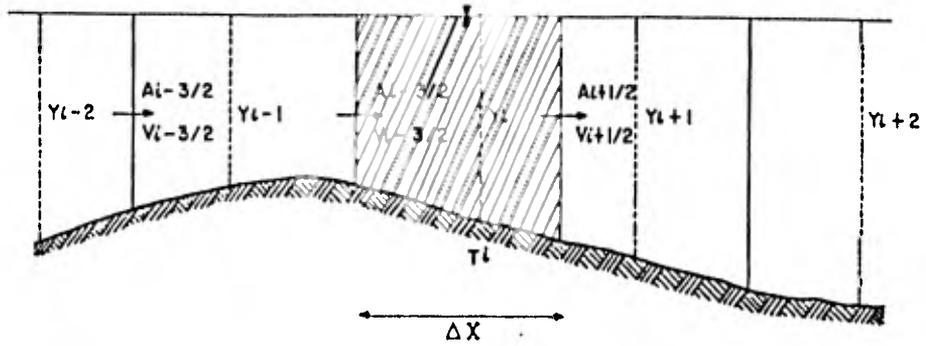


Fig. IV. 1

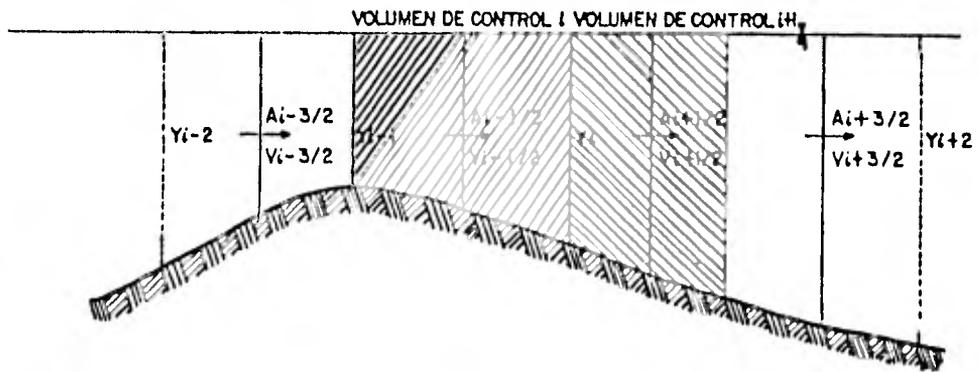


Fig. IV. 2

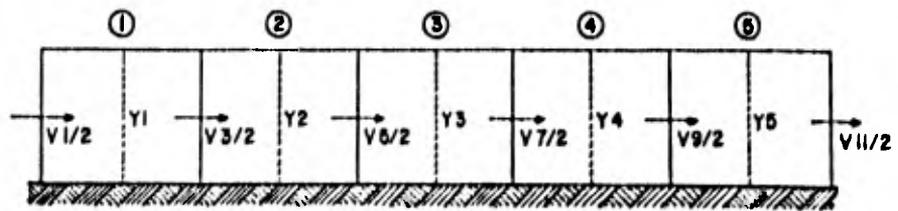


Fig. IV. 3

V. ANALISIS DEL EMISOR DEL PONIENTE

V.1 Calibración

Con los escurrimientos de la tormenta analizada en el período 1971 - 1974 y las características geométricas del Emisor del Poniente, se procedió a calibrar el Método de Tránsito de Avenidas en cauces descrito en el capítulo IV. La calibración se hizo en base a las curvas de elevación-gastos de las estaciones hidrométricas de San Martín Obispo, San Lorenzo, Puente Colgante y Huehuetoca.

El Emisor del Poniente, dentro del Valle de Cuautitlán, tiene una sección trapezoidal con ancho de plantilla de 5.90 m y taludes de 1.5, desde la estación 12 + 376.00 hasta 28 + 635.00 en donde se le incorpora el Río Cuautitlán pasando a un ancho de plantilla de 12.30 m. Los dos tramos anteriores tienen una pendiente de plantilla de 0.0001873. En la estación 32 + 300.00 se encuentra la estructura de Santo Tomás, que cuenta con una toma con compuertas hacia el canal del mismo nombre, para conducir el agua a la Laguna de Zumpango; una estructura desarenadora y un vertedor de canal lateral hacia el Río Cuautitlán. Después de Santo Tomás, existe un tramo de aproximadamente 4 Km del Río Cuautitlán, que está rectificado con un ancho de plantilla de 21.5 m, taludes de 1.5 y pendiente de 0.0002. Posteriormente el Río Cuautitlán continúa a el Tajo de Nochistongo para salir del Valle de México, con una pendiente y sección irregular. En la figura V.1 se muestra lo descrito anteriormente.

Para la calibración se tomaron los hidrogramas del Emisor del Poniente I, el cual es el de entrada al Valle de Cuautitlán, y los escurrimientos propios del Valle al poniente del Emisor hasta la estructura de Santo Tomás. Esta estructura se consideró como frontera final del tránsito y dado que la estructura desarenadora es pequeña se tomó el vertedor del canal lateral para registrar los tirantes de salida; por lo anterior, se modificó la condición de frontera del método original, de tirante constante a la salida a variable en función del gasto descargado por el vertedor.

Se aceptó como la ecuación de los tirantes a la salida la siguiente:

$$y = p + \frac{Q}{C L} \cdot 2/3$$

donde

- y tirante en la última sección de cálculo antes del vertedor en m.
- p altura de la cresta vertedora sobre la plantilla del Emisor, en m.
- Q gasto en el vertedor, en m³/seg
- C coeficiente de descarga del vertedor.
- L longitud de la cresta vertedora, en m.

Dada la forma del cimacio y de la localización del vertedor con respecto al Emisor, se consideró un coeficiente de descarga de 1.8, con una longitud de cresta de 75 m y la altura de cresta vertedora sobre la plantilla del Emisor igual a 4.444 m.

Se tomaron secciones de cálculo cada 400 m (50 tramos); se transitaron las avenidas con intervalos de tiempo entre 1 y 60 minutos y variando el coeficiente de rugosidad entre 0.025 y 0.040. Después de las primeras corridas, se vió que el intervalo de tiempo de 6 minutos era el indicado por la magnitud de las avenidas.

Para los diferentes coeficientes de rugosidad usados, se llegó a que para 0.035 los tirantes obtenidos se apegaban mejor a las curvas de elevaciones-gastos de las estaciones de San Martín Obispo y San Lorenzo, por lo que se aceptó este valor como el representativo de las condiciones actuales del Emisor del Poniente. En la figura V.1 se incluyen los tirantes máximos en cada una de las secciones de cálculo hasta la estructura de Santo Tomás.

Como se verá más adelante, una de las alternativas de reacondicionamiento del Emisor del Poniente para que conduzca los gastos del año 2000, es la eliminación de la estructura de Santo Tomás, por lo que en esta etapa de calibración, se transitaron las avenidas hasta la entrada del Tajo de Nochistongo, cambiando la condición de frontera a una sección de control.

Se trazó el perfil del Río Cuautitlán desde la sección rectificada hasta el Tajo y se ajustaron pendientes y secciones medias por tramos, para las cuales y para diferentes gastos se calcularon los tirantes normales y críticos. Se encontró que en la estación 44 + 300 existe el cambio de régimen, por lo que se tomó como sección de control, con la ecuación siguiente para el cálculo de los tirantes:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{Ac^3}{Bc}$$

donde

Q	gasto en la sección, en m ³ /seg.
g	aceleración de la gravedad, en m/seg ²
Ac	área hidráulica correspondiente a las condiciones críticas, en m ² .
Bc	ancho de la superficie libre del agua para las condiciones críticas, en m.

El tirante que cumple la ecuación anterior es el crítico y es el de la frontera final del tránsito.

Para el tramo rectificadado se obtuvo un coeficiente de rugosidad de 0.035 y para el resto de los tramos 0.038 hasta la sección de control, tomando en cuenta las curvas elevaciones-gasto de las estaciones de Puente Colgante y Huehuetoca. En la figura V.2 se presentan gráficamente los tirantes en cada tramo.

V.2 Condición 1975 - 1978

Para conocer los tirantes en el Emisor para las condiciones actuales, se efectuó el tránsito de los gastos de los hidrogramas generados para la condición 1975 - 1978, obteniéndose la envolvente de dichos tirantes que se indica en la figura V.2

V.3 Condición 2 000

Para los hidrogramas de proyecto de la condición 2000 se efectuó su tránsito por el Emisor del Poniente, sin considerar la estructura de Santo Tomás, ya que de estar ésta trabajaría ahogada aumentando los niveles aguas arriba de ella. Como se ve en la figura V.2 salvo el tramo rectificado inmediato a Santo Tomás y algunos pequeños tramos en el Río Cuautitlán, el agua no se sale del cauce pero prácticamente no queda bordo libre aguas arriba de Santo Tomás.

Los resultados de este tránsito de avenidas, fueron los que sirvieron de base para la generación de alternativas de reacondicionamiento del Emisor del Poniente y que se exponen a continuación:

V.4 Alternativas de Reacondicionamiento

Primeramente se dividieron las alternativas en lo referente a la estructura de Santo Tomás: quitándola completamente, conservándola como trabaja en la actualidad y por último, modificándola para abatir los niveles aguas arriba de ella.

V.4.1 Alternativas eliminando Santo Tomás

Con objeto de disminuir los niveles en el Río Cuautitlán aguas abajo de Santo Tomás, se transitaron las avenidas en 8 alternativas.

- a) Condiciones originales en todo el tramo.
- b) Revistiendo el tramo de 21.50 m de ancho de plantilla y dejando el resto en condiciones originales.
- c) Rectificando el Río Cuautitlán. Pendiente de plantilla de 0.000787 entre los kilómetros 36 + 400 al 41 + 200 y de 0.00134 el 41 + 200 al 44 + 300. Las secciones transversales con ancho de plantilla de 18 m y taludes de 1.5

- d) Igual a la anterior y revistiendo ($n = 0.015$) el tramo de 21.5 de ancho de plantilla entre el 32 + 400 y el 36 + 400.
- e) Rectificando la pendiente del Río Cuautitlán, igual a la "c" pero aumentando el ancho de plantilla a 21.5 m
- f) Igual a la anterior y revistiendo el tramo entre el 32 + 400 y el 36 + 400
- g) Rectificando la pendiente del Río Cuautitlán entre el 32 + 400 y el 43 + 200 con un valor de 0.000729 y dejando la sección transversal con un ancho mínimo de plantilla de 12 m.
- h) Igual a la anterior y revistiendo el tramo de 21.5 m (32 + 400 a 36 + 400).

En la figura V.3 se presentan los niveles de los tirantes máximos aguas abajo de la estructura de Santo Tomás, para las 8 variantes anteriores. Con estas modificaciones aguas abajo se buscó abatir los niveles para que en el Emisor del Poniente se tuvieran cambios menores.

Aguas arriba de Santo Tomás entre los kilómetros 12 + 300 y 32 + 400 se plantearon las siguientes alternativas:

- a) En condiciones originales
- b) Con revestimiento ($n = 0.015$)
- c) Con aumento de ancho de plantilla a 12.30 m en el tramo en que actualmente se tiene 5.90 m
- d) Aumento de ancho de plantilla a 21.50 m

Con estas alternativas y con las de aguas abajo de Santo Tomás se hicieron las combinaciones tomando los tirantes que dieran bordos libres de 1m o menores. Como ejemplo de las alternativas anteriores, en la figura V.3 se tienen las modificaciones aguas abajo con las condiciones originales aguas arriba de Santo Tomás.

V.4.2 Alternativas sin modificar Santo Tomás

Para que la estructura de Santo Tomás siga trabajando como lo hace actualmente se tiene que para las 3 primeras alternativas de reacondicionamiento aguas abajo de ella, trabaja ahogada aumentando los niveles aguas arriba que si la descarga fuera libre. Para las otras 5 alternativas la descarga es libre, quedando los niveles aguas arriba regidos por el vertedor.

En la figura V.4 se presentan los tirantes máximos obtenidos, considerando las 4 variantes aguas arriba de Santo Tomás, además de una quinta aumentando el ancho de 21.50 m en el tramo en donde ahora tiene 12.30 m

V.4.3 Alternativas modificando Santo Tomás

Con la idea de seguir derivando aguas a la Laguna de Zumpango y mejorar los niveles en el Emisor, se propuso bajar la cresta del vertedor de canal lateral en 2 m. En estas condiciones para todas las variantes aguas abajo de la estructura, la descarga del vertedor, es ahogada, obteniéndose niveles intermedios entre las alternativas de quitar o dejar Santo Tomás.

En la figura V.5 se incluyen la combinación de alternativas aguas abajo y arriba de Santo Tomás, con la modificación de su vertedor.

Cabe aclarar, que en los planos del Emisor del Poniente con que se contó hubo discrepancias fuertes en la cota de los bordos, sobre todo en el tramo rectificado aguas abajo de Santo Tomás. Se tomó, por considerarse el más completo, el plano de la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México, Emisor del Poniente y sus obras complementarias, Plano General de agosto de 1963.

V.5 Selección de alternativas

Para estudiar el efecto de quitar, dejar o modificar la estructura de Santo Tomás y definir las modificaciones aguas abajo de dicha estructura, se formó la tabla 5.1 con las elevaciones del agua en una sección inmediata aguas arriba de dicha estructura.

Para las alternativas quitando la estructura se tienen las elevaciones menores pero solamente las tres primeras dan bordos libres del orden de un metro en el tramo entre las estaciones 28 + 635 y 32 + 400, las restantes dan bordos libres mucho mayores del metro, pero siendo necesario, al igual que para las tres primeras, modificaciones de las secciones de aguas arriba, ganándose poco en el Río Cuautitlán.

Con la estructura de Santo Tomás original o modificada, para las tres primeras alternativas se tienen elevaciones un poco mayores a las de sin la estructura y para las otras 5 la descarga es libre con la estructura actual ya no modificándose la elevación, mientras que modificada es un poco mayor que quitándola. De lo anterior, se seleccionó las tres primeras alternativas de reacondicionamiento aguas abajo de Santo Tomás, ya que serían muy costosas las otras alternativas ganándose poco en niveles de agua.

Por otra parte, las condiciones extremas de quitar o no Santo Tomás para las tres primeras alternativas anteriores, presentan diferencias en niveles y el modificar la estructura dan niveles intermedios mas cercanos a los de dejarla en su forma actual, con la posibilidad de seguirla operando en la misma forma, por lo que se desechó dicha modificación.

Para llevarlas a nivel de anteproyecto se definieron las 12 alternativas siguientes:

Alternativa A

Sin Santo Tomás, dejando en condiciones originales el cauce con aumento de bordos.

Alternativa B

Igual a la anterior, con revestimiento del tramo rectificado aguas abajo de Santo Tomás.

Alternativa C

Sin Santo Tomás, revistiendo el tramo entre las estaciones 12 + 300 y 32 + 400.

Alternativa D

Sin Santo Tomás, revistiendo el tramo entre las estaciones 12 + 300 y 36 + 400.

Alternativa E

Sin Santo Tomás, dejando en condiciones originales aguas abajo de la estructura, revistiendo el tramo entre las estaciones 32 + 400 a 36 + 400 y aumentando el ancho de plantilla a 21.50 m entre las estaciones 12 + 300 y 32 + 400.

Alternativa F

Sin Santo Tomás, dejando en condiciones originales aguas abajo de la estructura, aumentando el ancho de plantilla a 12.30 m entre las estaciones 12 + 300 a 28 + 635 y revistiendo del 32 + 400 al 36 + 400.

Alternativa G

Con Santo Tomás sin modificar, dejando en condiciones actuales el cauce con aumento de bordos.

Alternativa H

Igual a la anterior, con revestimiento del tramo rectificado aguas abajo de Santo Tomás.

Alternativa I

Con Santo Tomás sin modificar, revistiendo el tramo entre las estaciones 12 + 300 a 32 + 400.

Alternativa J

Con Santo Tomás sin modificar, revistiendo el tramo entre las estaciones 12 + 300 a 36 + 400

Alternativa K

Con Santo Tomás sin modificar, dejando en condiciones actuales aguas abajo de la estructura, revistiendo el tramo entre las estaciones 32 + 400 a 36 + 400 y aumentando el ancho de plantilla a 21.50 m entre las estaciones 12 + 300 a 32 + 400

Alternativa L

Con Santo Tomás sin modificar, dejando en condiciones actuales aguas abajo de la estructura, aumentando el ancho de plantilla a 12.30 m entre las estaciones 12 + 300 a 28 + 635 y revistiendo del 32 + 400 al 36 + 400

V.6 Anteproyectos para el Emisor del Poniente

V.6.1 Lineamientos generales

Con las modificaciones estudiadas en los tránsitos de avenidas en el Emisor del Poniente, se procedió a definir los cambios en geometría de cada una de sus secciones transversales, sin embargo en la información disponible de las dimensiones actuales del Emisor, se encontraron discrepancias fuertes sobre todo en la geometría de los bordos.

Debido a lo anterior, se optó por tomar una sección tipo, variando solamente el ancho de plantilla de acuerdo al tramo en estudio.

Para el tramo entre las estaciones 12 + 300 a 36 + 400 se tomó como sección actual la indicada en la figura V.6, en donde se tiene un ancho de 5.90 m entre las estaciones 12 + 300 y 28 + 800, de 12.30 m entre la 28 + 800 y la 32 + 400 y de 21.50 m entre la 32 + 400 a 36 + 400. Los taludes de canal y de bordos son de 1.5 a 1 y el ancho de corona de 6 m.

En esta forma se dimensionaron las nuevas secciones, de acuerdo a los cambios propuestos en cada alternativa de reacondicionamiento seleccionada, partiendo todos los cambios de una misma sección tipo, lo cual permite la comparación de cada una de ellas.

Básicamente los trabajos requeridos en las alternativas son: construcción o sobreelevación de bordos, aumento de ancho de plantilla, revestimiento del canal, modificaciones a las obras de cruce y a la estructura de Santo Tomás.

Para la construcción de bordos, se tomaron éstos de 6 m de corona y con taludes 1.5 a 1. Este caso se presentó solamente aguas abajo de la estructura de Santo Tomás después de la estación 36 + 400. Por la falta de información se supuso que los bordos de ambos márgenes tiene una altura de una tercera parte de la profundidad.

V.6.2 Obras de reacondicionamiento aguas abajo de la estructura de Santo Tomás.

Las 12 alternativas seleccionadas proponen la construcción de bordos entre las estaciones 36 + 400 y 37 + 600 y en los kilómetros 38 + 800, 39 + 600 y 40 + 800.

Para las alternativas A, C, G e I, es común la sobreelevación de bordos entre las estaciones 32 + 400 a 36 + 400.

Por otra parte, para las alternativas B, D, E, F, H, J, K y L, además de la sobreelevación de bordos en ese tramo también se requiere su revestimiento.

V.6.3 Anteproyecto de alternativas

Con los niveles máximos del agua obtenidos para cada alternativa seleccionada y los lineamientos generales indicados anteriormente, se procedió a dimensionar los cambios en la geometría del Emisor del Poniente.

Alternativa A

Esta alternativa plantea la sobreelevación de bordos desde la estación 12 + 300 hasta la 32 + 400, mas la sobreelevación y construcción de bordos aguas abajo de Santo Tomás, indicadas en el inciso anterior y la eliminación de la estructura de derivación en Santo Tomás.

Alternativa B

Sobreelevación de bordos entre las estaciones 12 + 300 y 32 + 400, sobreelevación de bordos y revestimiento del tramo entre los kilómetros 32 + 400 a 36 + 400, construcción de bordos en los tramos indicados en el inciso V.6.2 y la eliminación de la estructura de Santo Tomás.

Alternativa C

Revestimiento entre las estaciones 12 + 300 y 32 + 400, sobreelevación de bordos entre la 25 + 600 y la 36 + 400, construcción de bordos en los tramos señalados en el inciso V.6.2. y la eliminación de la estructura de Santo Tomás.

Alternativa D

Revestimiento entre las estaciones 12 + 300 y 36 + 400, sobreelevación de bordos entre la 32 + 400 a la 36 + 400, construcción de bordos en los tramos señalados en el inciso V.6.2 y la eliminación de la estructura de Santo Tomás.

Alternativa E

Aumento en el ancho de plantilla a 21.50 m entre las estaciones 12 + 300 a 32 + 400, sobreelevación de bordos y revestimiento entre la 32 + 400 y 36 + 400, construcción de bordos en los tramos señalados en el inciso V.6.2. y la eliminación de la estructura de Santo Tomás.

Alternativa F

Aumento en el ancho de plantilla a 12.30 m entre las estaciones 12 + 300 a 28 + 635, sobreelevación de bordos entre la 23 + 200 y 32 + 400, revestimiento y sobreelevación de bordos entre la 32 + 400 y 36 + 400, construcción de bordos en los tramos señalados en el inciso V.6.2. y la eliminación de la estructura de Santo Tomás.

Alternativa G

Sobreelevación de bordos entre las estaciones 12 + 300 y 36 + 400 y construcción de bordos en los tramos señalados en el inciso V.6.2.

Alternativa H

Sobreelevación de bordos entre las estaciones 12 + 300 y 36 + 400, revestimiento entre la 32 + 400 y la 36 + 400 y construcción de bordos en los tramos señalados en el inciso V.6.2.

Alternativa I

Revestimiento entre las estaciones 12 + 300 y 32 + 400, sobreelevación de bordos entre la 25 + 600 y 36 + 400 formación de bordos en los tramos indicados en el inciso V.6.2.

Alternativa J

Revestimiento entre las estaciones 12 + 300 y 36 + 400, sobreelevación de bordos entre la 32 + 400 y 36 + 400 y construcción de bordos en los tramos indicados en el inciso V.6.2.

Alternativa K

Aumento de ancho de plantilla a 21.50 entre las estaciones 12 + 300 y 32 + 400, revestimiento y sobreelevación de bordos entre la 32 + 400 y la 36 + 400 y formación de bordos en los tramos señalados en el inciso V.6.2.

Alternativa L

Aumento de ancho de plantilla a 12.30 m entre las estaciones 12 + 300 a 28 + 635, sobreelevación de bordos entre la 23 + 200 y 32 + 400, revestimiento y sobreelevación de bordos entre la 32 + 400 y 36 + 400 y construcción de bordos en los tramos indicados en el inciso V.6.2.

Por lo que se refiere a los puentes que cruzan el Emisor del Poniente, requieren de modificaciones en las alternativas con sobreelevación de bordos (A, B, C, G, H e I), y en las de aumento de ancho de plantilla (E, F, K y L), mientras que no requieren cambios en las alternativas con solamente revestimiento (D y J). No se propusieron sus modificaciones por no contarse con su geometría.

Con las obras propuestas para el reacondicionamiento del Emisor del Poniente se integraron los antepresupuestos de cada alternativa seleccionada. Primeramente se definieron los conceptos de trabajo con sus unidades y precios unitarios, correspondientes a finales del año de 1979, posteriormente con las cantidades de obra de cada alternativa se obtuvieron sus importes.

De acuerdo a las obras por desarrollar en las alternativas de reacondicionamiento de los emisores se tomaron los conceptos y sus unidades, así como los precios de cada concepto, los cuales a continuación se enumeran.

CONCEPTOS DE TRABAJO	UNIDADES	PRECIOS UNITARIOS
Limpia de terreno	ha	\$ 1,884.79
Excavación en banco	m ³	25.67
Acarreo para terracerías (3 Km)	m ³	48.79
Excavación en canales	m ³	54.42
Formación de bordos	m ³	24.13
Limpia de canal	m ²	3.20
Concreto en revestimiento	m ³	2,203.96
Fierro de refuerzo	ton	18,720.00
Demolición de concreto	m ³	745.06
Compra de terreno	m ²	100 a 300

Agrupando las cantidades de obra para cada alternativa con o sin la estructura de Santo Tomás, para el Emisor del Poniente se obtuvieron los importes para cada una de ellas.

ALTERNATIVA	COSTO TOTAL	ALTERNATIVA	COSTO TOTAL
A	\$ 165'881,106.30	G	\$ 163,407,940.60
B	142'315,472.90	H	218'521,000.00
C	357'661,824.40	I	358'608,505.30
D	420'087,671.90	J	417'656,913.50
E	338'609,102.90	K	336'135,937.20
F	227'052,397.50	L	224'579,231.80

TABLA 5.1
EFECTO DE LA ESTRUCTURA DE SANTO TOMAS

ALTERNATIVAS DE REACONDICIONAMIENTO DE AGUAS ABAJO DE SANTO TOMAS		ELEVACION DEL AGUA EN m.s.n.m. ANTES DE SANTO TOMAS		
		SIN ESTRUCTURA	CON ESTRUCTURA	CON MODIFICACION
1.	Condiciones originales	2,250.45	2,250.65	2,250.60
2.	Revistiendo tramo de 21.50 m	2,249.75	2,250.15	2,249.90
3.	Rectificación del Río Cuautitlán $h = 18 \text{ m}$, $K = 1.5$, $S_1 = 0.000787$, $S_2 = 0.00134$	2,249.75	2,250.15	2,249.90
4.	Rectificación anterior, mas tramo de 21.50 m revestido.	2,248.80	2,249.87*	2,248.94
5.	Rectificación del Río Cuautitlán $b = 21.5 \text{ m}$, $K = 1.5$, $S_1 = 0.000787$, $S_2 = 0.00134$	2,249.25	2,249.87*	2,249.35
6.	Rectificación anterior, mas tramo de 21.50 m revestido	2,248.45	2,249.87*	2,248.94
7.	Rectificación del Río Cuautitlán $b = 12 \text{ m}$, $K = 1.5$, $S = 0.000729$.	2,248.20	2,249.87*	2,248.57
8.	Rectificación anterior, mas tramo de 21.50 m revestido	2,247.60	2,249.87*	2,247.86

* Descarga libre.

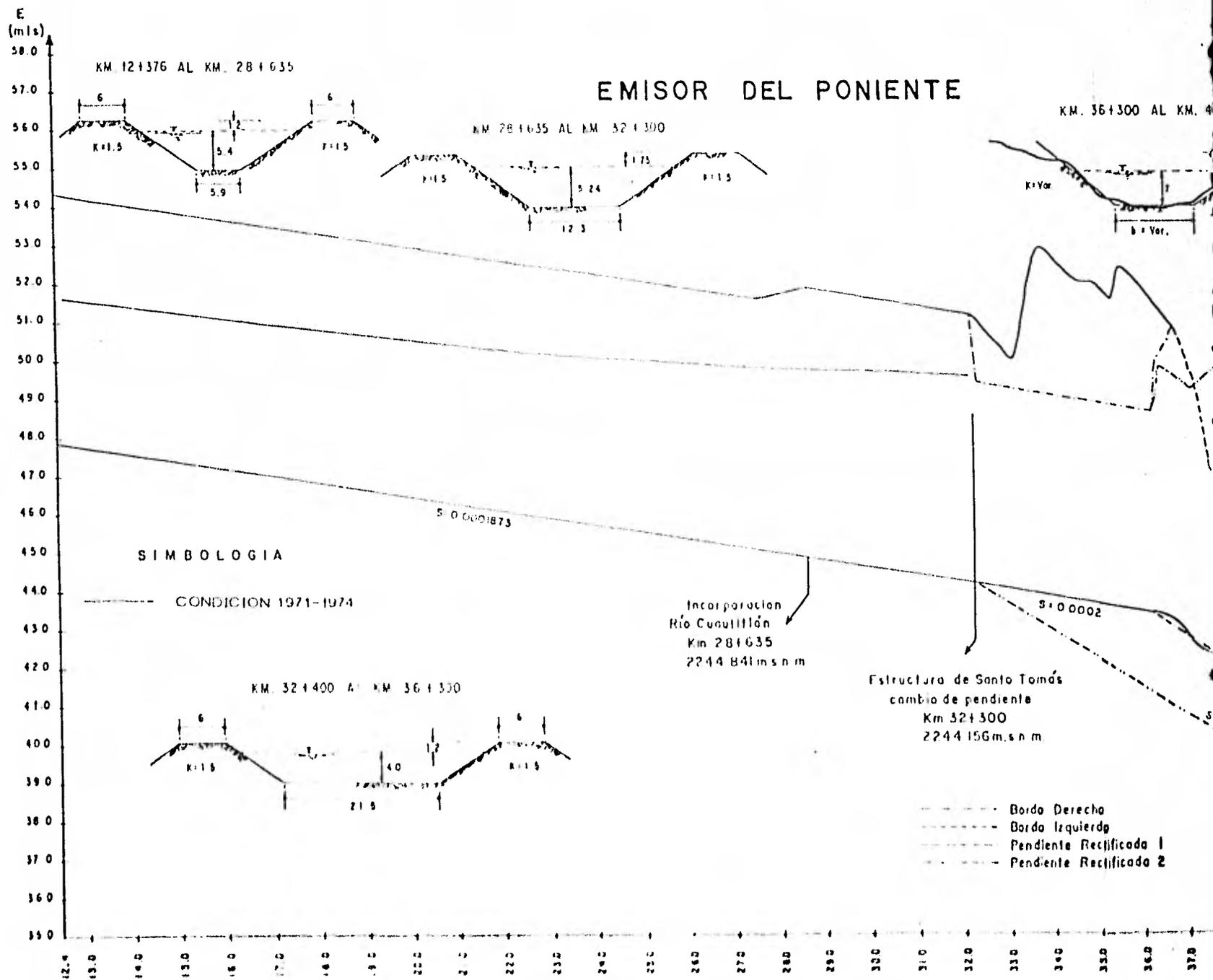
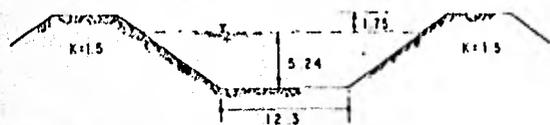


FIG. 1.1 GEOMETRÍA DEL EMISOR DEL PONIENTE Y TIRANTES MÁXIMOS PARA LA CONDICIÓN 1971-1974

EMISOR DEL PONIENTE

KM 28+635 AL KM 32+300



KM 36+300 AL KM 44+300



$S: 0.0001873$

Incorporación
Río Cuautitlán
Km. 28+635
2244.841 m³ s n m

$S: 0.0002$

Estructura de Santo Tomás
cambio de pendiente
Km. 32+300
2244.156 m³ s n m

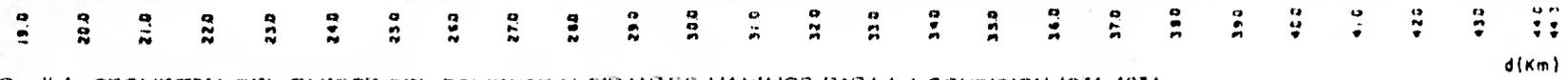
$S: 0.0007894$

$S: 0.0024033$

KM 36+300



- Bordo Derecha
- Bordo Izquierdo
- Pendiente Rectificada 1
- Pendiente Rectificada 2



d(Km)

G. V.1 GEOMETRIA DEL EMISOR DEL PONIENTE Y TIRANTES MAXIMOS PARA LA CONDICION 1971-1974

EMISOR DEL PONIENTE

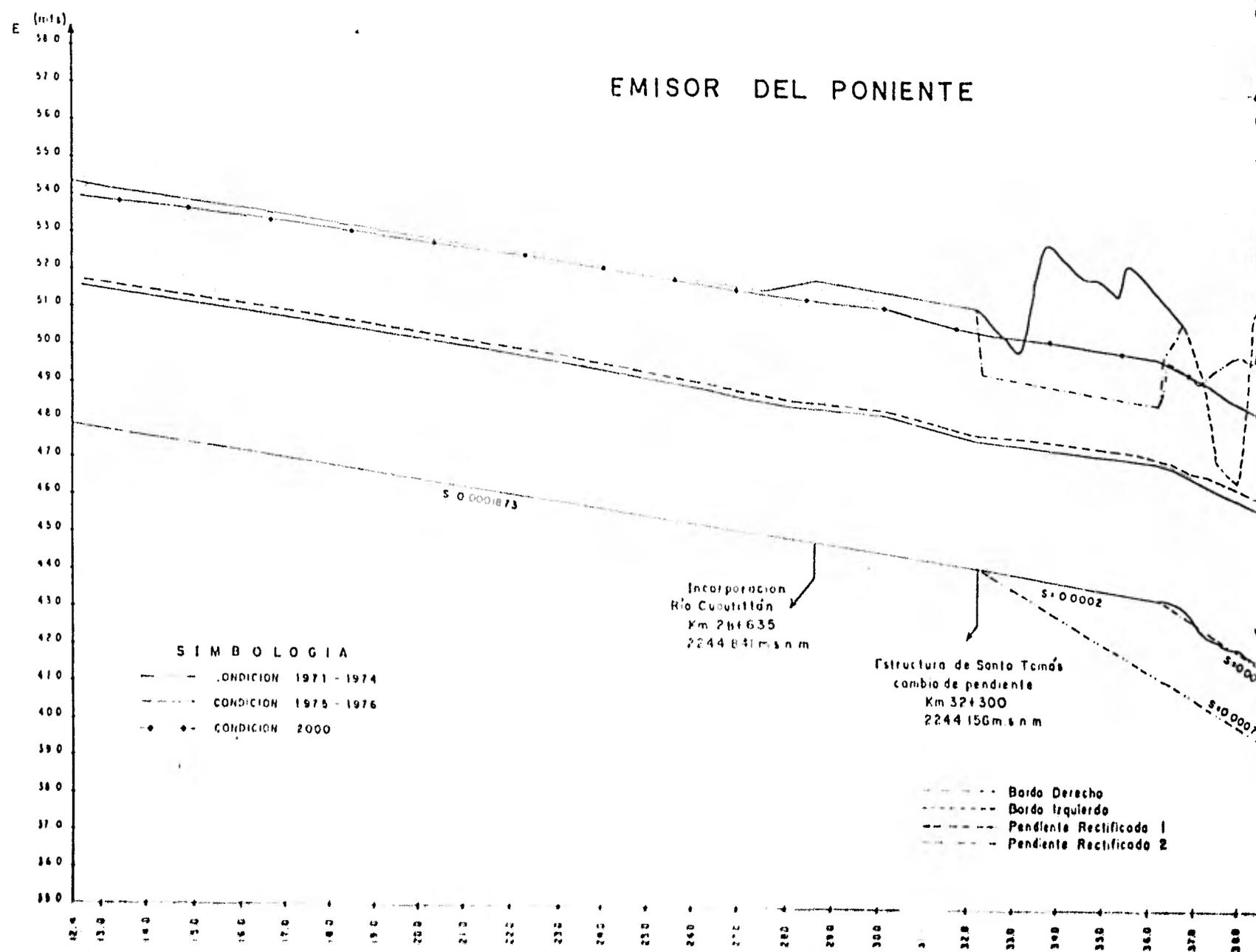
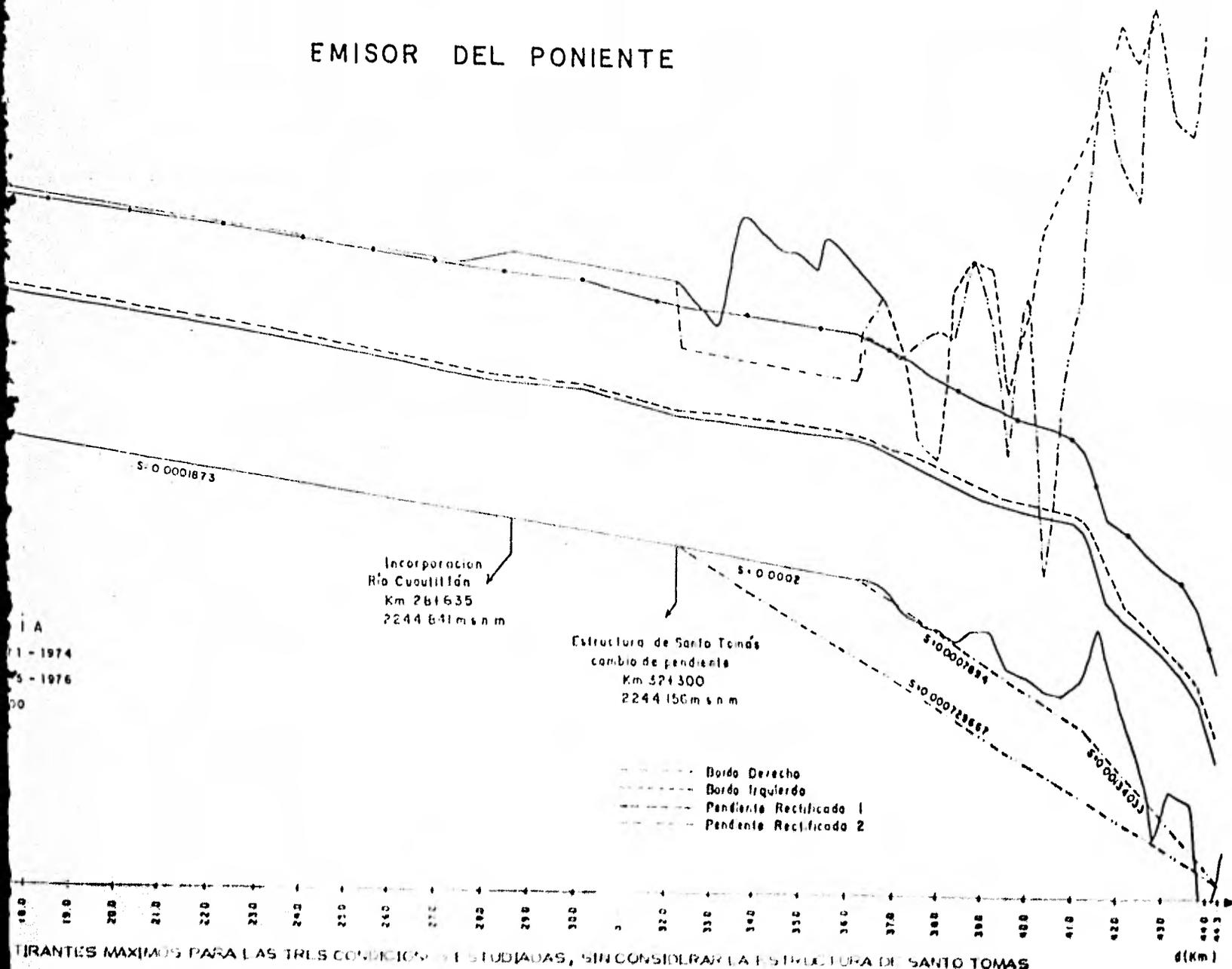


FIG. V.2. TRAZADO MÁXIMO DE LA LÍNEA PRESENTACIÓN DE LAS ESTACIONES, SIN CONSIDERAR LA ESTRUCTURA DE SANTO

EMISOR DEL PONIENTE



EMISOR DEL PONIENTE

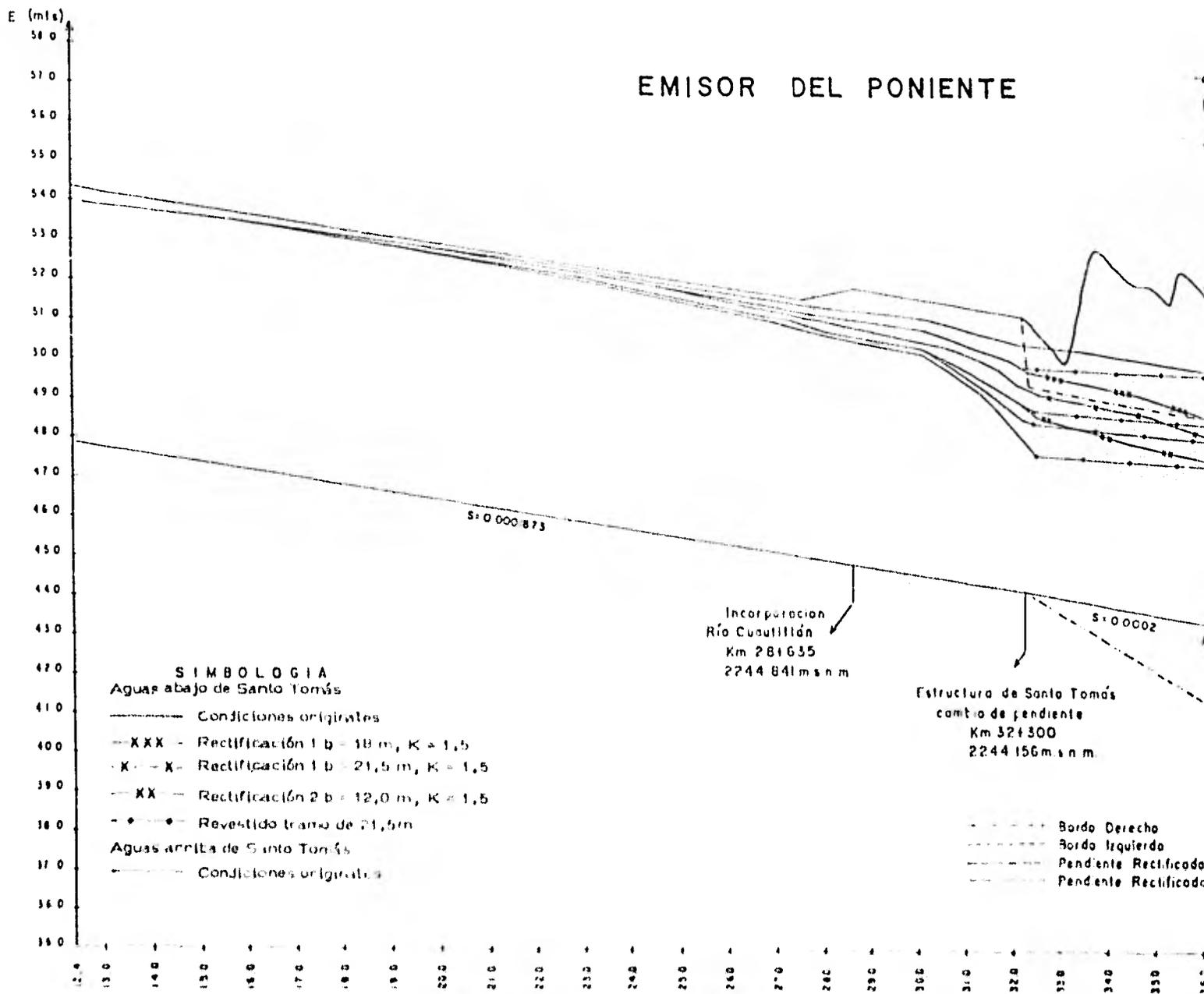
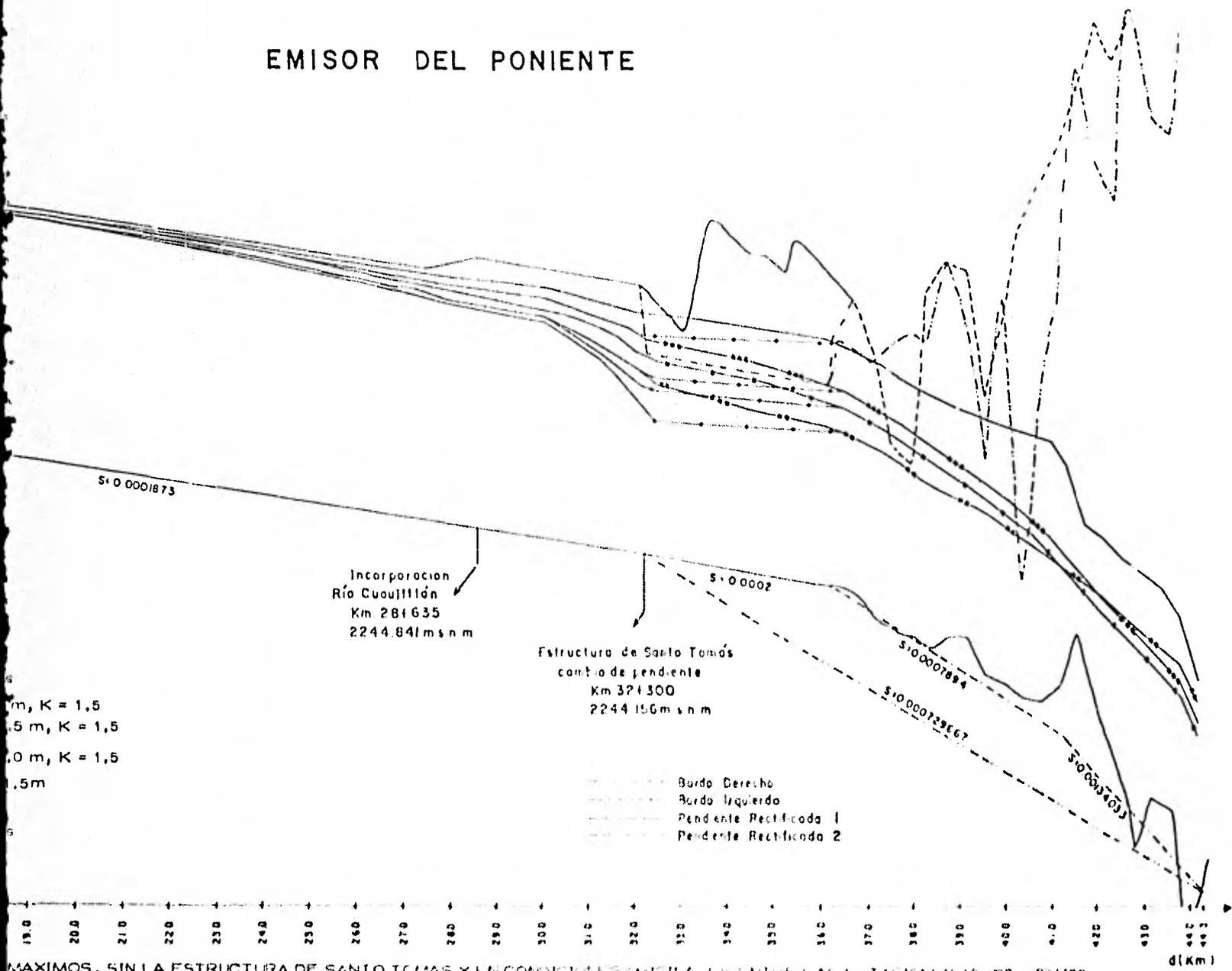


FIG. 3 TRANZOS MAXIMOS, SIN LA ESTRUCTURA DE SANTO TOMÁS Y EN CONDICIONES ORIGINALES ENTRE LA

EMISOR DEL PONIENTE



MAXIMOS, SIN LA ESTRUCTURA DE SANTO TOMÁS Y EN CONDICIONES ORIGINALES ENTRE LAS ESTACIONES 12+100 Y 32+400

EMISOR DEL PONIENTE

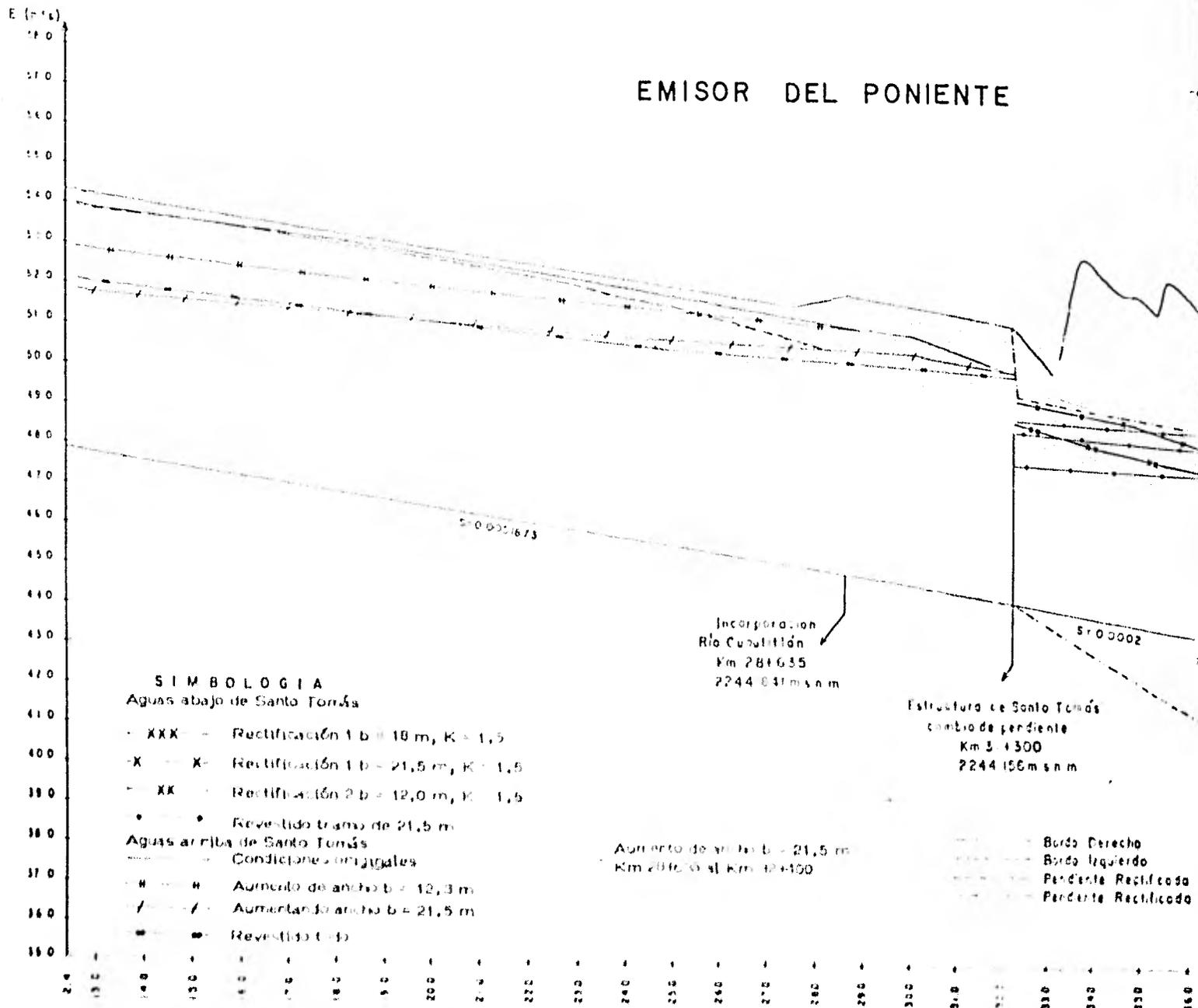
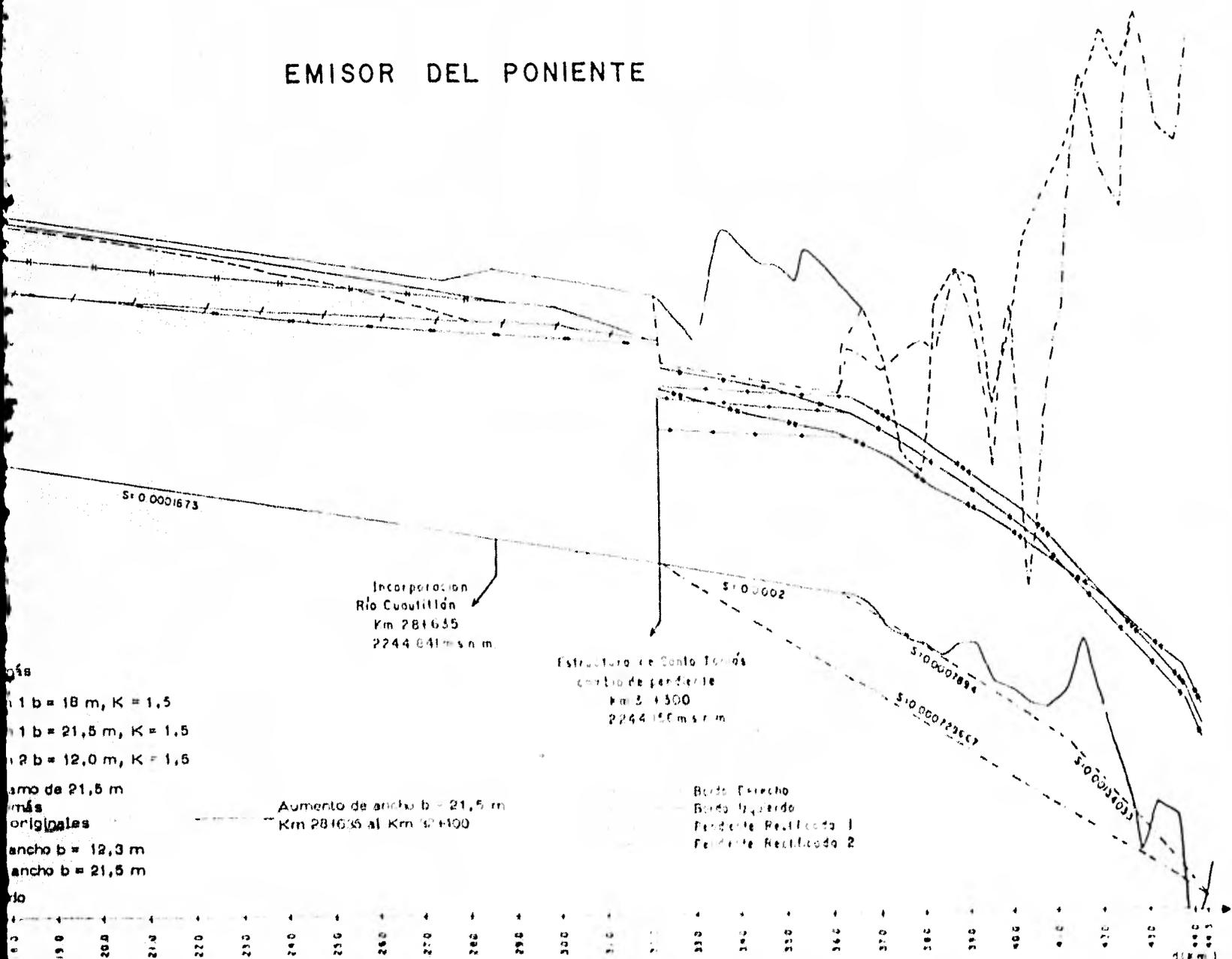


FIG. 14. TIANTES MÁXIMOS, CON LA ESTRUCTURA DE SANTO TOMÁS EN CONDICIONES ORIGINALES, RÍVULO ANCHO DE 12 M, ANCHO DE LA CUNETA DE 12+100, 32 M00, DESCARGA LIBRE.

EMISOR DEL PONIENTE



más
 1 b = 18 m, K = 1,5
 2 b = 21,5 m, K = 1,5
 3 b = 12,0 m, K = 1,5
 ancho de 21,5 m
 más
 originales
 ancho b = 12,3 m
 ancho b = 21,5 m
 río

Incorporación
 Río Cuautitlán
 Km 28+635
 2244.641 m s n m.

Estructura de Santo Tomás
 cambio de pendiente
 Km 3+500
 2244.155 m s n m.

Aumento de ancho b = 21,5 m
 Km 28+635 al Km 30+100

Bordo Estrecho
 Bordo Ampliado
 Pendiente Rectificada 1
 Pendiente Rectificada 2

ANTES MAXIMOS, CON LA ESTRUCTURA DE SANTO TOMAS EN CONDICION DE RECTIFICACION Y ALZANDO Y ALZANDO ANCHO DE PLANTILLA ENTRE LAS ESTACIONES 12+100, 30+00, DE LA CANALIZACION

EMISOR DEL PONIENTE

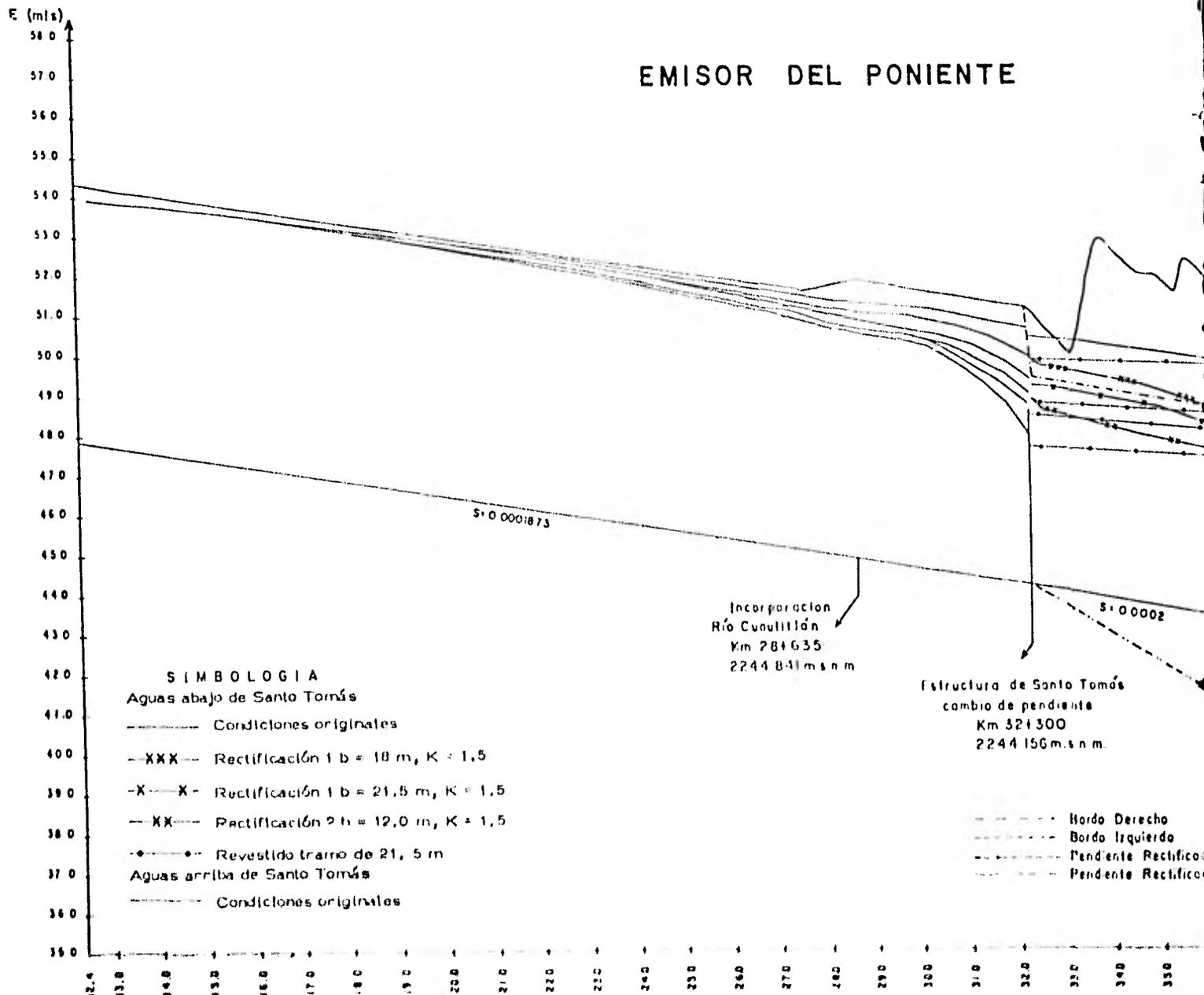


FIG. 1.5. TIRANTES MÁXIMOS, CON LA ESTRUCTURA DE SANTO TOMÁS MODIFICADA Y EN CONDICIONES ORIGINALES ENTRE LAS ESTACIONES 12+300 y 32+400

EMISOR DEL PONIENTE

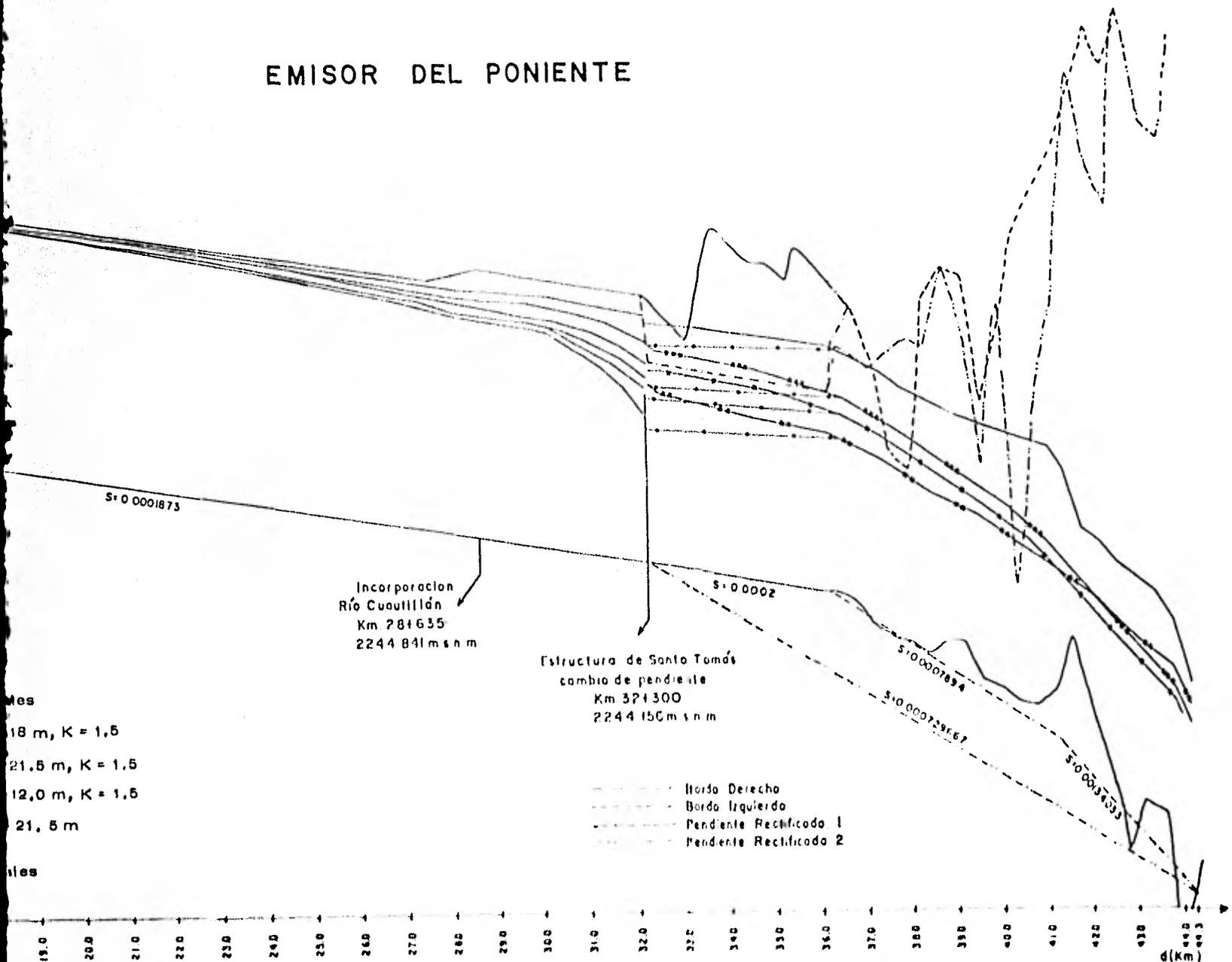
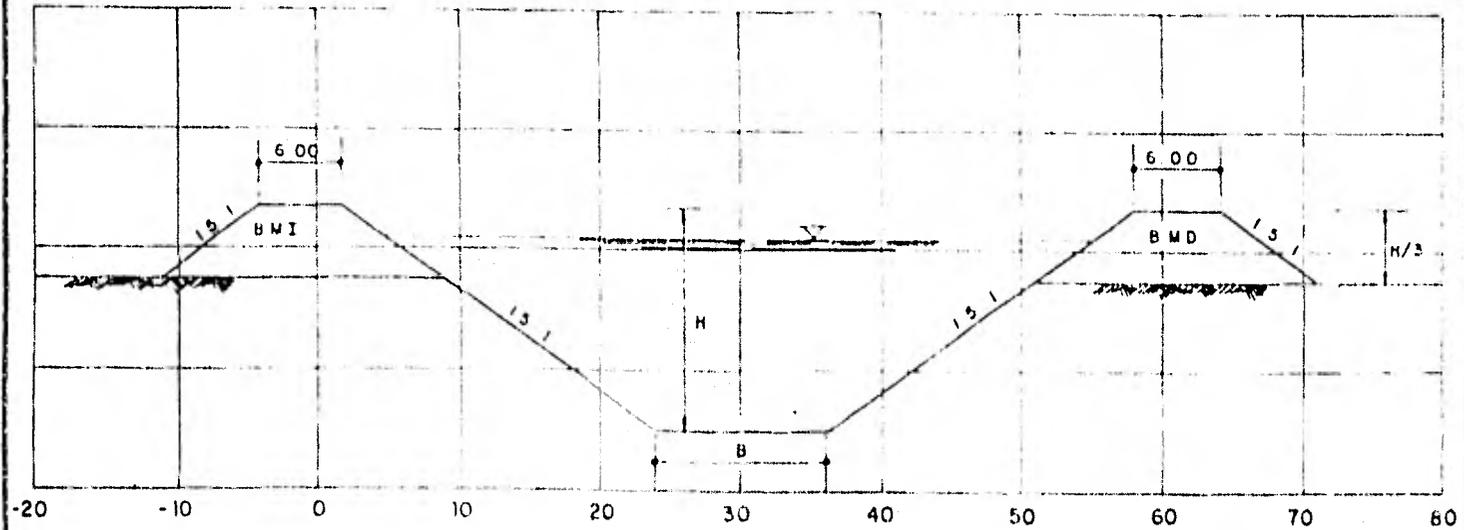


FIG. V.5 TIRANTES MAXIMOS, CON LA ESTRUCTURA DE SANTO TOMÁS MODIFICADA Y EN CONDICIONES ORIGINALES ENTRE LAS ESTACIONES 12+300 Y 32+400

EMISOR DEL PONIENTE



B = 5.9 m DE LA ESTACION 12+500 A LA 28+800
 B = 12.3 m DE LA ESTACION 28+800 A LA 32+400
 B = 21.5 m DE LA ESTACION 32+400 A LA 36+400

FIG. V.6 SECCION TIPO ACTUAL

VI. ANALISIS DEL GRAN CANAL DEL DESAGUE

VI.1 Calibración

En la misma forma que para el Emisor del Poniente, con la tormenta analizada en el período 1971 - 1974 y las características geométricas del Gran Canal, se procedió a calibrar el método de tránsito de avenidas usado; tomando para dicha calibración las curvas de elevaciones-gastos y los hidrogramas registrados en las estaciones hidrométricas de los kilómetros 6 + 200 y 27 + 250, así como el hidrograma suma de las salidas de los dos túneles de Tequixquiac.

El Gran Canal del Desagüe en todo su recorrido tiene una sección transversal muy irregular semejante a un cauce natural y en igual forma para su pendiente de plantilla, como se observa en la figura VI.1 para la aplicación del método de tránsito se asemejó la sección transversal a una sección trapezoidal acotando un ancho de plantilla sobre la horizontal, taludes constantes para cada margen lo más apegados al terreno natural y cortando la sección en las márgenes, a la cota respectiva de los bordos izquierdo y de recho.

Se tomaron las secciones transversales cada 400 m y para facilitar los cálculos, se obtuvo una sección representativa para varias secciones reales consecutivas.

Se dibujaron las secciones cada 400 m una sobre otra, haciéndolas coincidir lo más posible, para trazar sobre ellas ajustando lo mejor posible la sección representativa del tramo. En la figura VI.2 se presenta lo descrito anteriormente para los tramos del Km 0 + 000 al 0 + 800 y del 0 + 800 al 2 + 000.

Las secciones reales del Km 0 + 000 al 9 + 600 se tomaron de los planos del levantamiento topográfico de la Dirección General de Estudios de la Secretaría de Recursos Hidráulicos de marzo de 1975 y de la 9 + 600 al final del Gran Canal del levantamiento realizado por SARH en 1978.

VI.2 Condición 1975 - 1978

Para conocer los tirantes en el Gran Canal para las condiciones actuales, se realizó el tránsito de los gastos de los hidrogramas generados para la condición 1975 - 1978 ya con la operación de los Interceptores Central y Oriente del Sistema de Drenaje Profundo, obteniéndose la envolvente de los tirantes máximos en cada sección, como se muestra en la figura VI.1

VI.3 Condición 2000

Al transitar la avenida de proyecto correspondiente a la Condición 2000 y conservando el canal tal como se encuentra en la actualidad, se encontraron tirantes muy grandes en todas las secciones del Gran Canal, debido a la insuficiente capacidad de los Túneles de Tequixquiac, dado que al llegar a su entrada se tienen gastos que requieren de una carga muy grande para pasar por ellos, lo que obliga a remansamientos muy fuertes en el Gran Canal. Por lo anterior se pasó directamente a estudiar las alternativas de reacondicionamiento de este emisor.

VI.4 Alternativas de reacondicionamiento

Las primeras alternativas se enfocaron a la solución del problema de los Túneles de Tequixquiac, para posteriormente analizar los cambios en la geometría del Gran Canal, buscando que los niveles de agua se mantuvieran dentro del cauce en el tramo del Distrito Federal (km 0 + 020 al 9 + 600), alrededor de la cota, 2 233 m.s.n.m. en el tramo entre la unión de la Desviación Combinada y la entrada al Valle de Cuautitlán (km 9 + 600 al 20 + 000) y permitiendo una descarga libre de los colectores proyectados en el Valle de Cuautitlán (km 20 + 000 a la entrada de los túneles).

El tramo entre las estaciones 9 + 600 y 20 + 000 se conocen como el Corredor Morelos, en él existen colectores construidos que requieren niveles en el Gran Canal por la cota 2 233 m.s.n.m. para evitar su ahogamiento o bombeos excesivos. En la figura VI.1 se marca en forma aproximada el nivel del agua que se propuso tener para los escurrimientos al año 2000.

VI.4.1 Túnel adicional en Tequixquiac

Para mejorar el control de niveles a la entrada de los Túneles de Tequixquiac se propusieron las alternativas de reacondicionamiento 1, 2 y 3 con un túnel adicional de diámetro de 4, 5 y 6 m respectivamente, conservando la pendiente, longitud y tipo de revestimiento del túnel nuevo.

De la misma manera que para los túneles nuevo y viejo de Tequixquiac, se calcularon las curvas elevaciones-gastos para las variantes de diámetro del túnel adicional y en la figura VI.4 se presentan niveles máximos obtenidos para cada uno de los diámetros propuestos del túnel adicional. Se observa que con los diámetros de 4 y 5 m persiste el control en la entrada de los túneles, mientras que con el diámetro de 6 m los niveles en las secciones son producto de la irregularidad del cauce, sin tener ya efecto los Túneles de Tequixquiac.

Se aceptó como solución definitiva la construcción de el túnel adicional de 6m de diámetro, planteándose en las siguientes alternativas el reacondicionamiento del cauce para disminuir los niveles y ajustarlos al perfil propuesto.

VI.4.2 Reacondicionamiento del cauce

Para las alternativas de reacondicionamiento del cauce se propusieron rectificaciones de la pendiente de plantilla, aumento de ancho de la sección transversal y revestimiento de concreto, todas considerando el túnel adicional de 6 m de diámetro en Tequixquiac.

A continuación se describen las alternativas estudiadas.

Alternativa 4.

Se dió una pendiente de plantilla rectificada igual a 0.0001438, desde el inicio del Gran Canal hasta la estación 46 + 400, en donde existe actualmente una pendiente grande hasta la entrada del túnel nuevo. Esta pendiente se trazó tratando de quitar las irregularidades del fondo del cauce y se le denominó pendiente de rectificación 1.

A partir de la estación 9 + 600, se propuso un ancho de plantilla de 15 m y taludes en ambas márgenes de 1.5 para las secciones transversales y un coefi

ciente de rugosidad de 0.035 debido a las mejoras por la rectificación, se observó que el agua rebasa la cota 2 233 m.s.n.m. en la estación 20+800.

Alternativa 5.

Igual a la anterior pero con ancho de plantilla de 20 m. con el incremento en el ancho de plantilla se baja a la cota 2 233 m.s.n.m.

Alternativa 6.

Dado que el Departamento del Distrito Federal, tiene planes para el Gran Canal dentro de su jurisdicción, se modificó la alternativa anterior rectificando la pendiente a partir del kilómetro 9 + 600.

Alternativa 7.

Con la pendiente de rectificación 1 desde la estación 9 + 600, se propuso el revestimiento del Gran Canal ($n=0.013$), con ancho de plantilla de 15 m entre las estaciones 9 + 600 a 20 + 000 y de 10 m entre la 20 + 000 y la entrada a los túneles. Para los dos tramos con taludes de 1.5, los niveles del agua quedaron del orden de 1 m abajo de la cota 2 233 m.s.n.m.

Alternativa 8.

Para ajustar mejor los niveles del agua a la cota 2 233 m.s.n.m., en la alternativa anterior se redujo solamente el ancho de plantilla del segundo tramo a 8 m.

Alternativas 9 y 10.

Partiendo de la alternativa 5 se modificó el talud de 1.5 a 1, para tener anchos menores en la superficie libre del canal. Se efectuó el tránsito con ancho de plantilla de 25 m, pero los niveles bajaron de la cota 2 233 m.s.n.m., por lo que se cambió a 20 m. El talud igual a la unidad queda condicionado a los estudios de geotecnia que se realicen posteriormente.

Alternativa 11

Con los datos de la alternativa 6 y con talud de 1.

Alternativa 12.

Con las mismas modificaciones que la alternativa 7 pero con taludes en ambas márgenes de 1.

Alternativa 13.

Se propuso la pendiente de rectificación 2, con valor de 0.000305 desde la estación 17 + 200 hasta la entrada de los túneles. Esta pendiente tiene como fin profundizar el Gran Canal ajustándolo a la cota de entrada del Túnel Nuevo de Tequixquiac. La sección de proyecto se tomó de 10 m de ancho de plantilla y taludes de 1.5

Alternativa 14.

Se trazó la pendiente de rectificación 1 desde la estación 9 + 600 a la 17 + 200 y de ésta la pendiente de rectificación 2, con los mismos anchos de plantilla y taludes de la anterior, mejorándose los niveles de agua.

Alternativa 15 y 16.

Equivalente a las alternativas 13 y 14 respectivamente, pero con taludes iguales a 1. Para poder lograr niveles por la cota 2 233 m.s.n.m., se aumentó el ancho de plantilla en ambos casos a 15 m. Para la pendiente de rectificación 2 ya no se propuso el revestimiento por tenerse niveles aceptables con sólo las excavaciones.

Alternativa 17.

Para balancear las excavaciones en la rectificación de pendiente y ancho de la sección transversal con el revestimiento del canal se trazó una nueva pendiente para rectificar la plantilla 3 con un valor de 0.000125 entre los kilómetros 9 + 600 a 20 + 000 y de 0.000191 de la 20 + 000 a la 46 + 400, con ancho de plantilla de 15 m y taludes de 1.5 en los dos tramos. En esta alternativa es mínima la modificación en la plantilla pero se tiene el revestimiento ($n = 0.013$).

Alternativa 18.

Igual a la anterior pero con taludes de 1.

Alternativa 19.

Tomando la pendiente de rectificación 1 desde el kilómetro 9 + 600 y fijando un ancho de plantilla de 15 m y taludes de 1.5 entre las estaciones 9 + 600 a 20 + 000 (Corredor Morelos), se buscó el ancho de la sección aguas abajo, de tal forma de tener niveles cercanos a la cota 2 233 m.s.n.m., obteniéndose éste de 25 m con taludes del 1.5. Lo anterior se propuso, debido a que en la zona del Corredor Morelos se tiene un área limitada para la ampliación de la sección por instalaciones y construcciones.

Alternativa 20.

Considerando ahora taludes de 1 y con lo propuesto en la alternativa 19, se encontró un ancho de plantilla de 30 m entre la estación 20 + 000 a la entrada de los túneles.

VI.5 Selección de alternativas.

De las 20 modificaciones propuestas se seleccionaron 6 para llevarlas a nivel de anteproyecto. Todas ellas incluyen la construcción del túnel adicional en Tequixquiác con diámetro de 6 m y la sección del canal rectificadas con taludes de 1.5 salvo la última alternativa en que para comparar se tomó taludes de 1, dado que está supeditado a los resultados de los estudios de Mecánica de Suelos. A continuación se describen las alternativas seleccionadas.

Alternativa Seleccionada A.- Alternativa de reacondicionamiento 6, túnel adicional de 6 m de diámetro, pendiente de rectificación 1 desde la estación 9 + 600, ancho de plantilla de 20 m y taludes de 1.5 m.

Alternativa Seleccionada B.- Alternativa de reacondicionamiento 8, túnel adicional de 6 m de diámetro, pendiente de rectificación 1 con revestimiento de concreto desde la estación 9 + 600, ancho de plantilla de 15 m y taludes de 1.5 entre la 9 + 600 y 20 + 000, ancho de plantilla de 8 m y taludes de 1.5 entre la 20 + 000 y la entrada a los túneles.

Alternativa Seleccionada C.- Alternativa de reacondicionamiento 14, túnel adicional de 6 m de diámetro, pendiente de rectificación 1 entre las estaciones 9 + 600 y 17 + 200, pendiente de rectificación 2 entre la estación 17 + 200 a la entrada de los túneles, ancho de plantilla de 10 m y taludes de 1.5 en los dos tramos.

Alternativa Seleccionada D.- Alternativa de reacondicionamiento 17, túnel adicional de 6 m de diámetro, pendiente de rectificación 3 desde la estación 9 + 600 con ancho de plantilla de 15 m taludes de 1.5 y revestimiento de concreto.

Alternativa Seleccionada E.- Alternativa de reacondicionamiento 19, túnel adicional de 6 m de diámetro pendiente de rectificación 1 desde la estación 9 + 600, ancho de plantilla de 15 m entre los kilómetros 9 + 600 a 20 + 000 y de 25 m de la 20 + 000 hasta los túneles. Para ambos tramos taludes de 1.5

Alternativa Seleccionada F.- Alternativa de reacondicionamiento 20, igual a la anterior pero con taludes en las secciones de rectificación igual a la unidad.

VI.6 Anteproyectos para el Gran Canal

VI.6.1. Lineamientos generales

Dentro de las alternativas seleccionadas para el reacondicionamiento del Gran Canal, se incluyen excavaciones, rellenos y revestimientos. Para el dimensionamiento de cada una de las secciones transversales, por facilidad a este nivel, se tomó la sección media obtenida en cada tramo, superponiéndole la nueva sección para determinar los trabajos requeridos.

En las figuras VI.5 se presenta una de las estaciones tipo para definir las excavaciones, rellenos y revestimientos de acuerdo a la alternativa analizada.

VI.6.2. Túnel adicional en Tequixquiac.

Dado que todas las alternativas seleccionadas, incluyen un túnel adicional en

Tequixquiac con diámetro de 6 m, en este estudio se propone su trazo y características semejantes a las del túnel nuevo, solamente cambiando el diámetro, debido a que no se ha efectuado ningún estudio en campo que permita realizar un diseño mas adecuado y detallado.

VI.6.3. Anteproyecto de las obras

En la figura VI.6 se presenta una de las 6 alternativas seleccionadas con sus datos de rectificación de pendiente de plantilla y de sección transversal. En todas ellas se tienen excavaciones y rellenos; en las alternativas B y D además se tienen revestimientos.

Como ejemplo, en la tabla 6.1 se muestran las nuevas dimensiones para cada sección de cálculo y correspondientes a la alternativa A.

VI.7 Antepresupuestos

Para las obras de reacondicionamiento del cauce de las 6 alternativas seleccionadas se calcularon las cantidades de obra en la misma forma que para el Emisor del Poniente, y se usaron además los mismos precios unitarios.

Por lo que respecta a el antepresupuesto de la construcción del túnel adicional en Tequixquiac, con diámetro de 6 m, y longitud aproximada de 12 000 m se procedió a integrar un precio por metro de longitud considerando lo siguiente: excavación, ademe, bombeo, aire comprimido, tubería, etc., con un precio de \$ 1,250.00 por m³, teniéndose para un diámetro de excavación de 7.20 m un volumen de 40.72 m³ por metro de longitud, por otra parte para el revestimiento se tomó un precio de \$ 2,203.96 (concreto en revestimiento) y con un volumen de revestimiento de 10.21 m³ por metro de longitud con un espesor de 0.50 m. Con lo anterior se obtuvo un precio de \$ 73,400.00 por metro de longitud de túnel con diámetro de 6 m.

El resumen de los importes totales de cada alternativa seleccionada para el Gran Canal se presentan a continuación.

ALTERNATIVA

IMPORTE TOTAL

A	\$ 1'594'733,003.82
B	5'474'363,271.10
C	1'574'924,010.54
D	5'766'141,389.33
E	1'743'682,131.04
F	1'537'742,856.17

GRAN CANAL DEL DESAGÜE

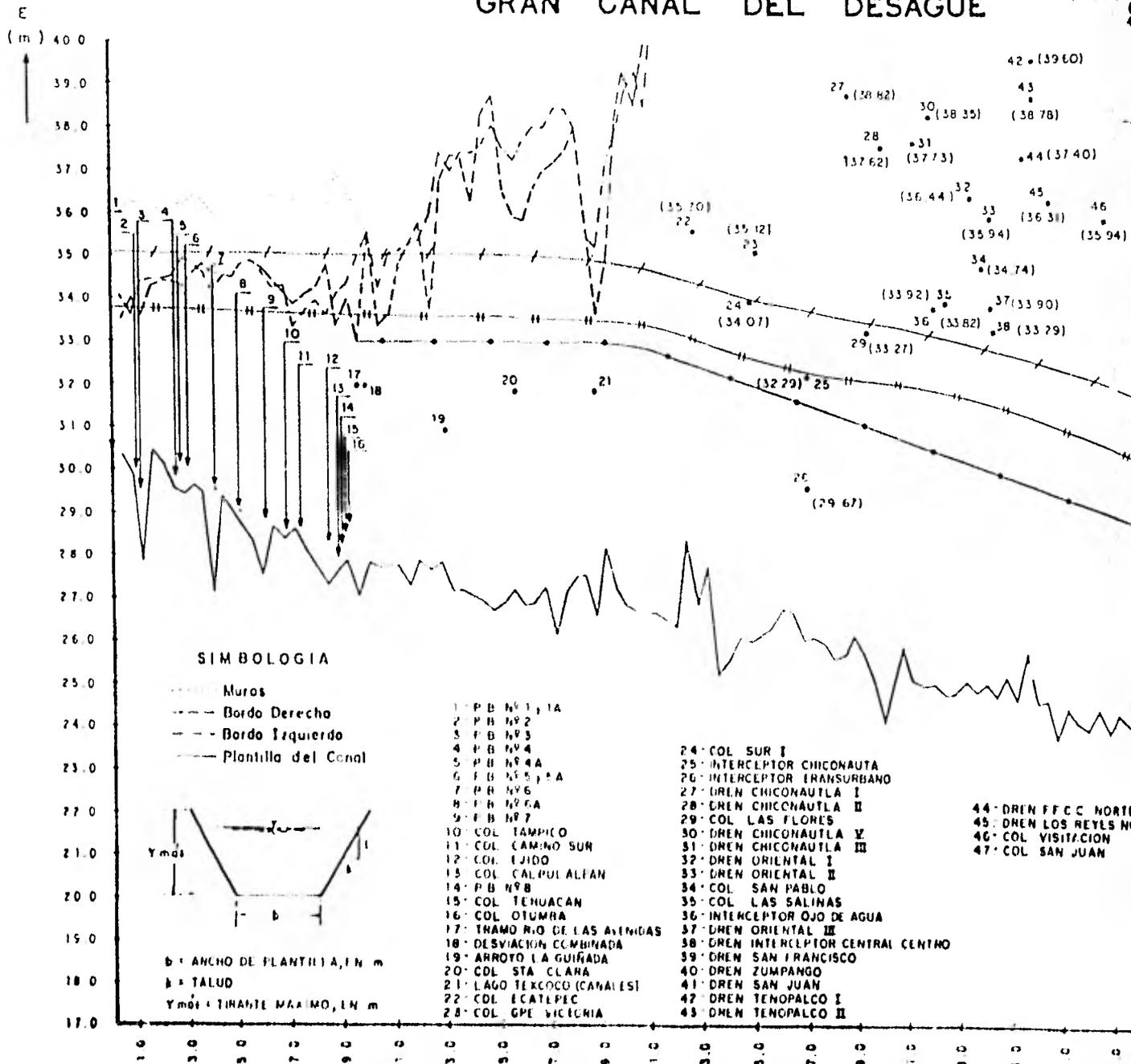


FIG. 11.1. EL PROFUNDO ACTUAL, COLECTORES TRIBUTARIOS, NIVELES MARCAOS PARA EL AÑO 1974, 1975, 1978 Y LOS PROPUESTOS PARA EL AÑO 1980

GRAN CANAL DEL DESAGÜE

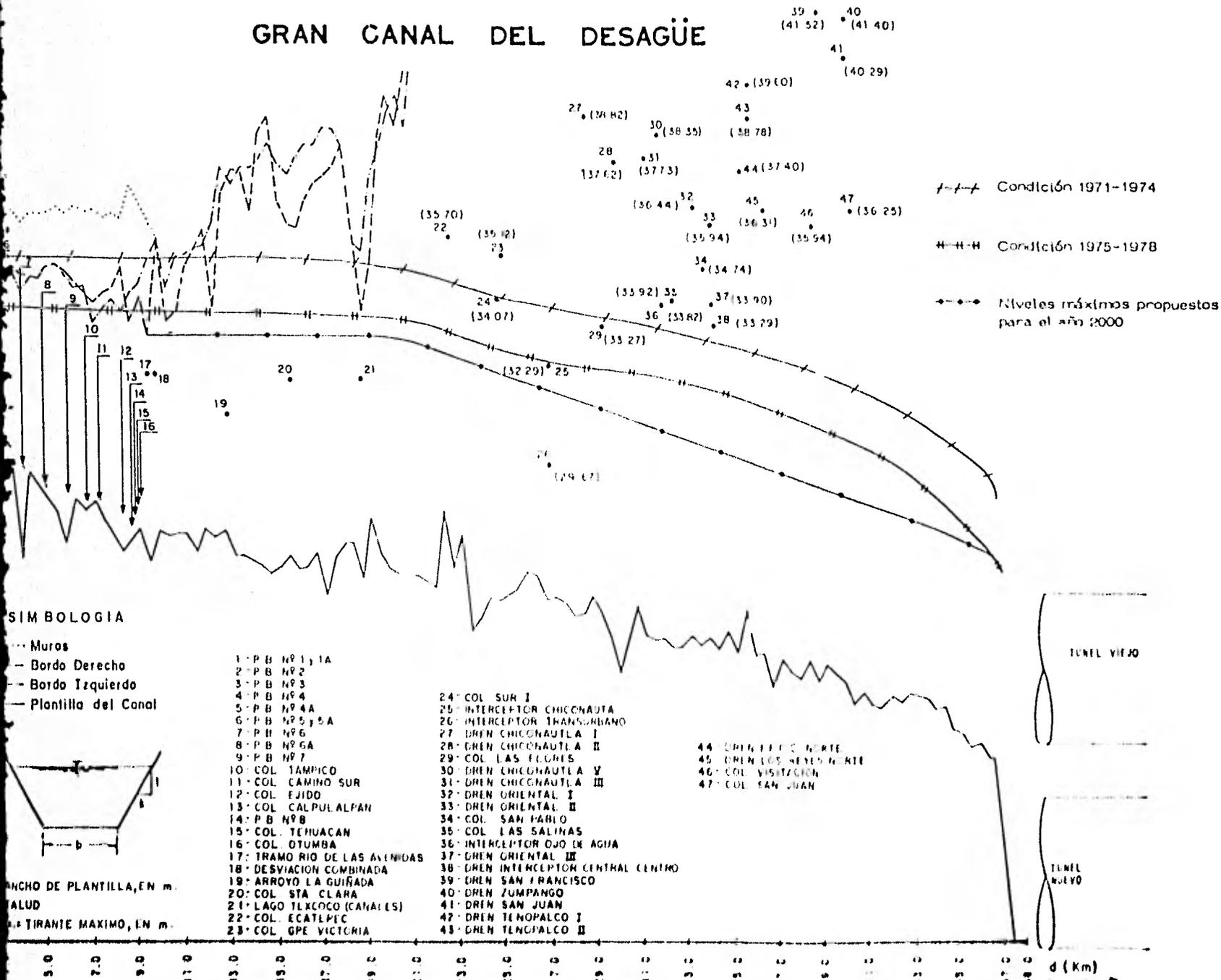


FIG. VI.1 PERFIL DE FONDO ACTUAL, COLECTORES TRIBUTARIOS, NIVELES MÁXIMOS PROPUESTOS PARA LAS CONDICIONES 1971-1974, 1975-1978 Y LOS MÁXIMOS PROPUESTOS PARA EL AÑO 2000

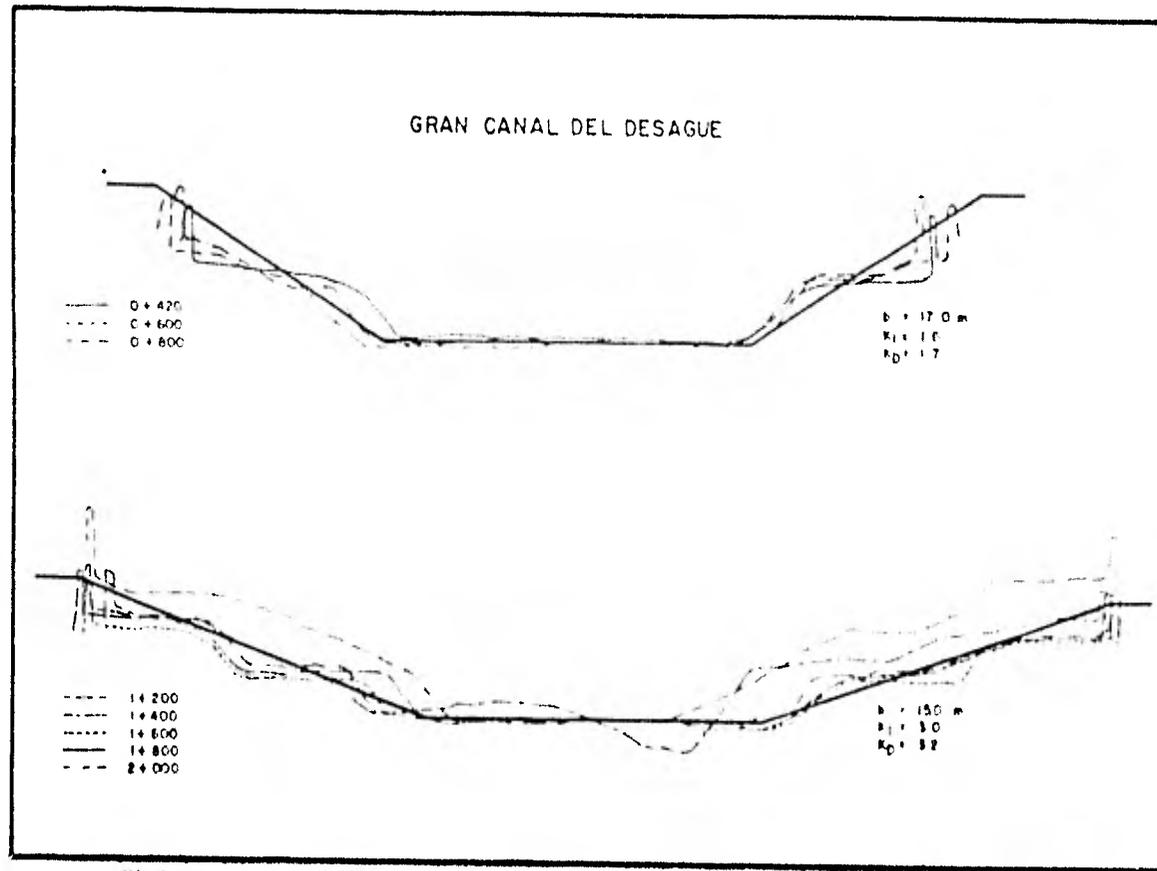


FIG. 71.7 SECCIONES REPRESENTATIVAS DE LAS ESTACIONES 0+420 A 0+800 Y DE LAS ESTACIONES 0+400 A 2+000 RESPECTIVAMENTE

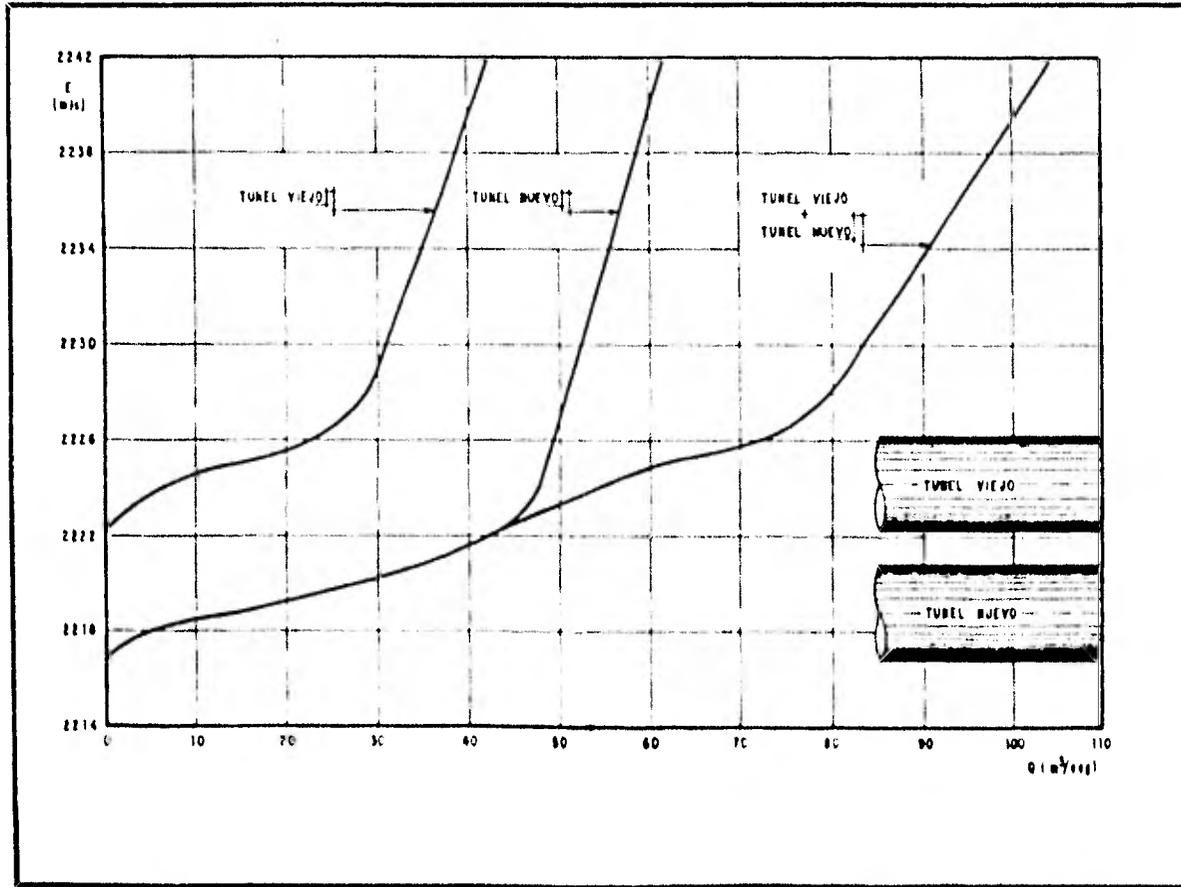


FIG. 113 CURVAS DE ELEVACIONES-GASTOS PARA LOS TUNELES DE TEQUIXQUIAC ACTUALES

GRAN CANAL DEL DESAGÜE

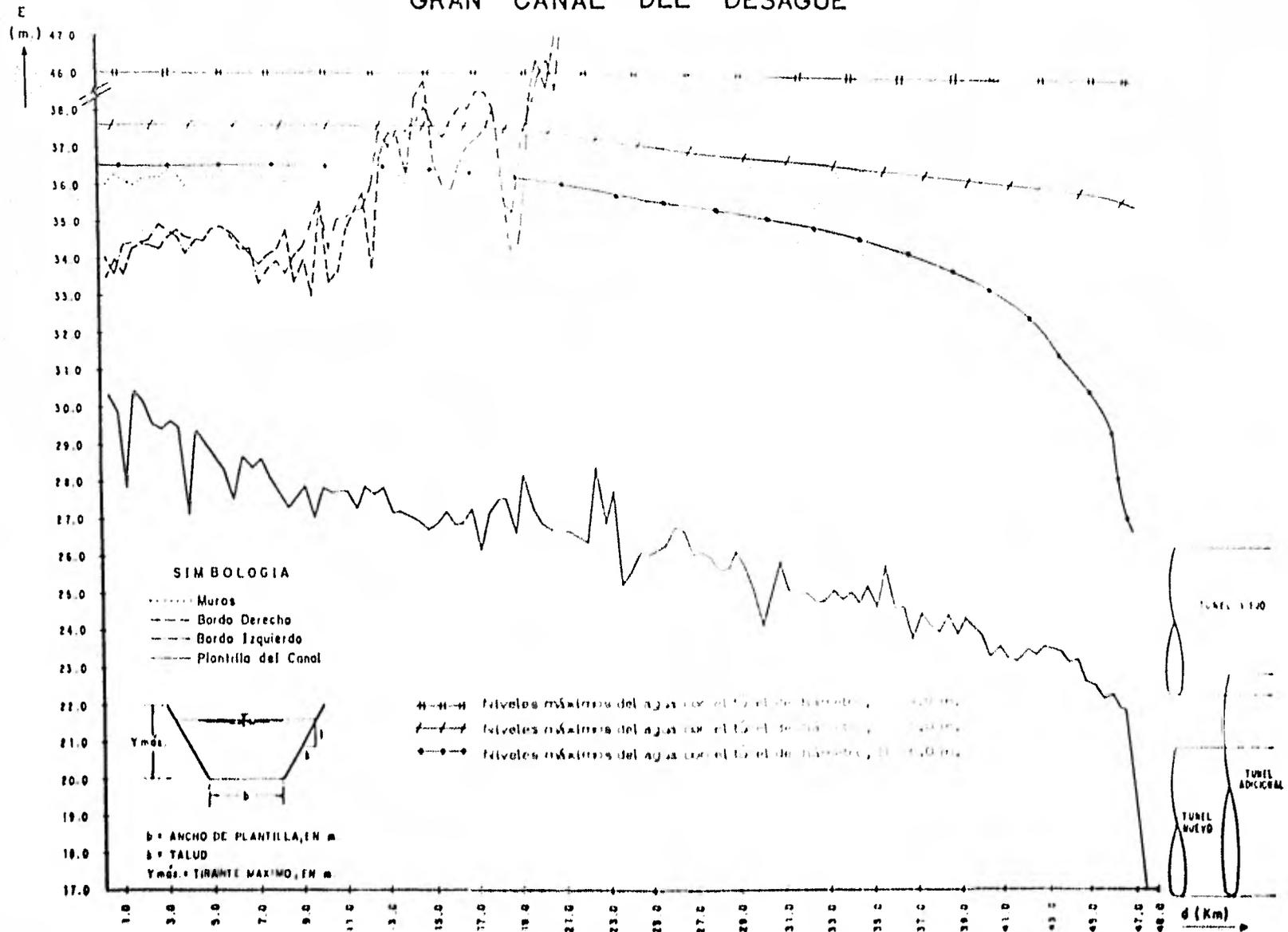


FIG. 11.4 NIVELES MÁXIMOS PARA LOS DIÁMETROS PROPUESTOS DEL TUNEL ADICIONAL

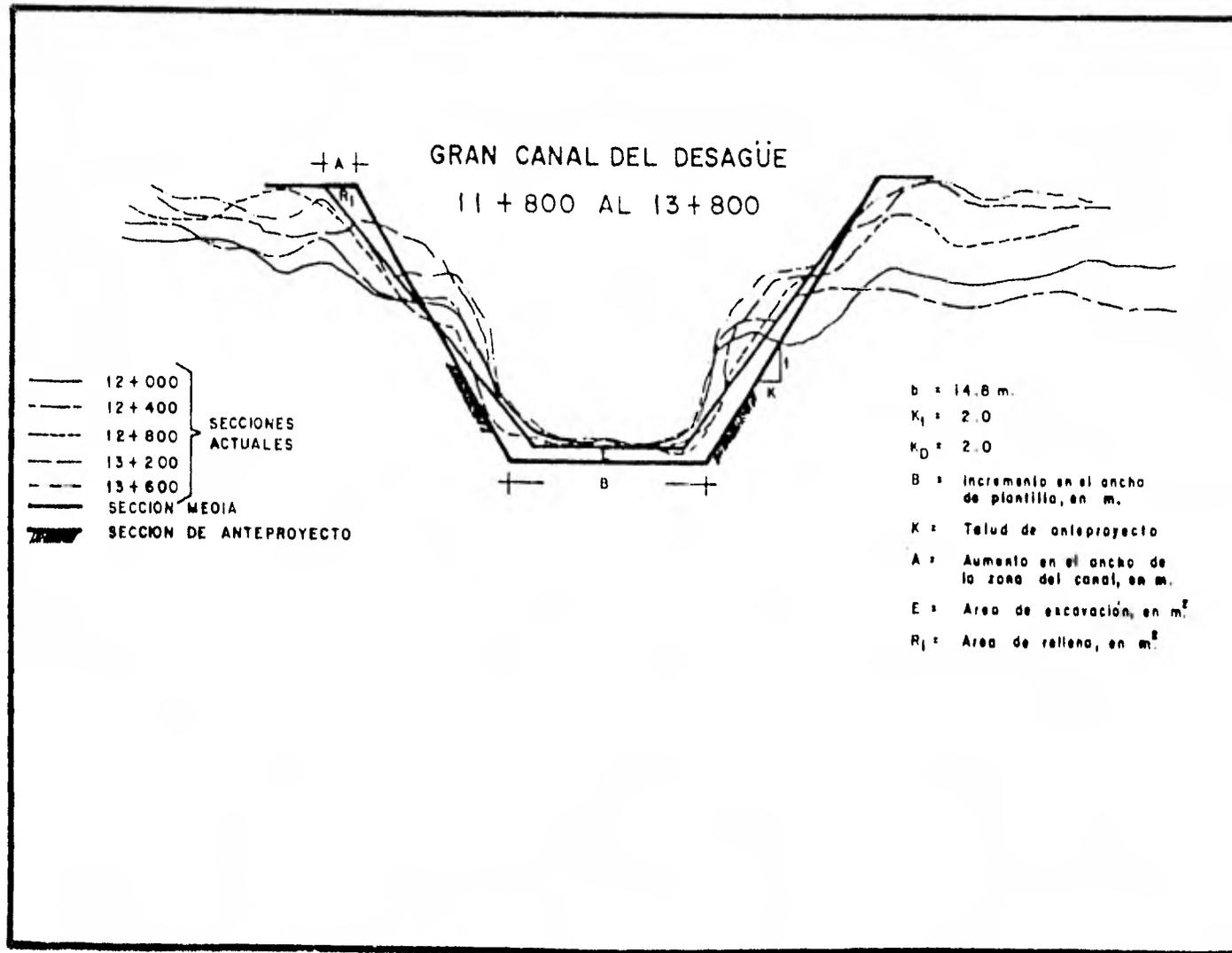


FIG. VI.5 SECCION CON EXCAVACION Y RELLENO EN MARGEN IZQUIERDA

GRAN CANAL DEL DESAGÜE

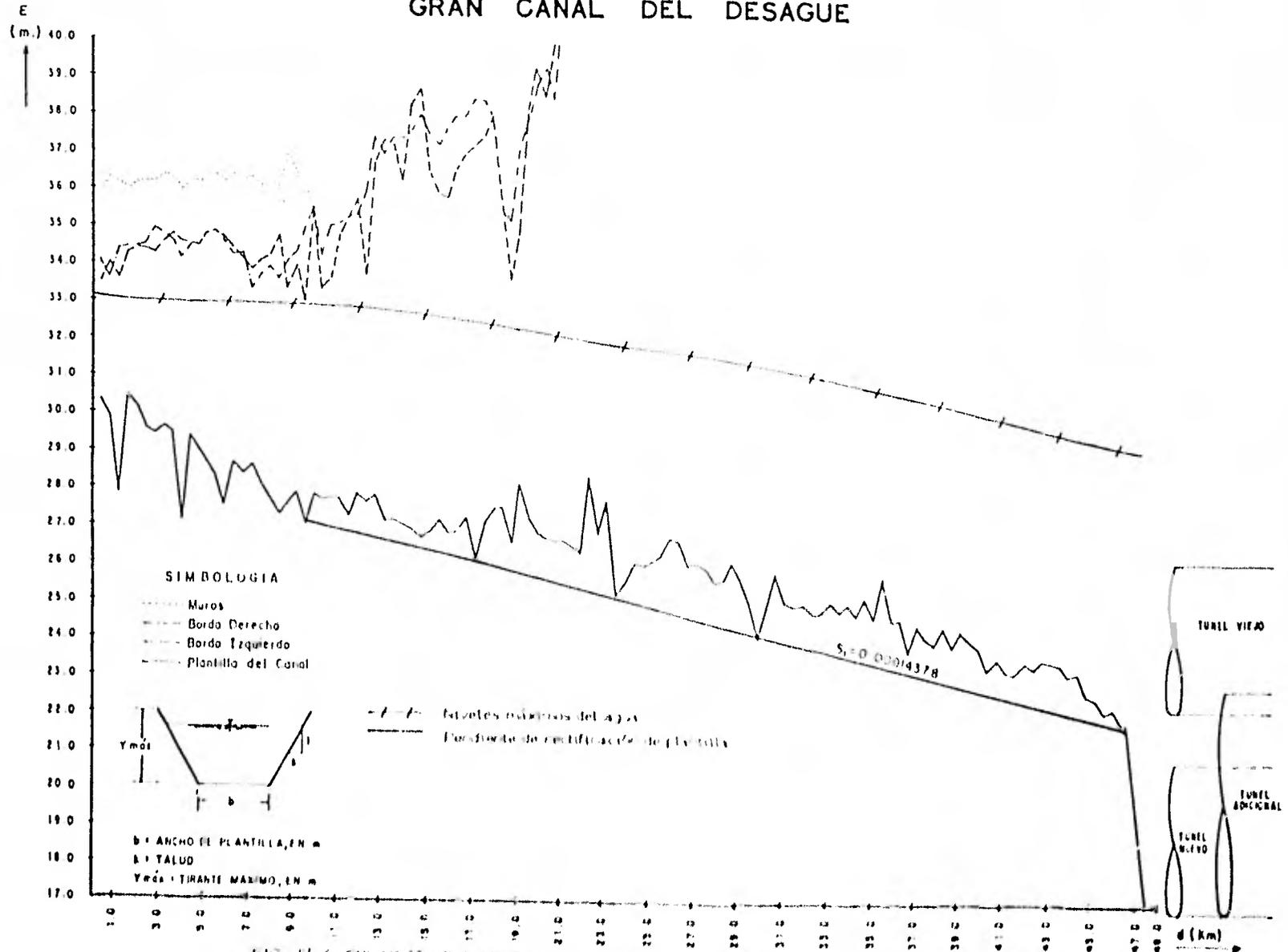


FIG. 51.6. CURVAS PROPUESTAS DE REACCIONES Y CAMBIO DE PENDIENTE PARA LA ALTERNATIVA SELECCIONADA Δ

TABLA No. 6.1

GRAN CANAL DEL DESAGUE

DIMENSIONAMIENTO

ALTERNATIVA: A

ESTACION	B	C	E	R	RI	A
9 + 600	20.00	27.12	7.80	26.20	0.00	0.00
10 + 000	20.00	27.06	32.15	20.40	0.00	0.00
10 + 400	20.00	27.00	30.75	7.20	0.00	0.00
10 + 800	20.00	26.95	35.25	7.50	0.00	0.00
11 + 200	20.00	26.89	35.50	8.40	0.00	0.00
11 + 600	20.00	26.83	17.91	20.80	0.00	0.00
12 + 000	20.00	26.77	62.70	1.00	0.00	2.00
12 + 400	20.00	26.72	44.10	1.25	0.00	1.50
12 + 800	20.00	26.66	64.80	5.60	0.00	1.00
13 + 200	20.00	26.60	35.18	8.50	0.00	0.75
13 + 600	20.00	26.54	41.32	6.00	0.00	0.50
14 + 000	20.00	26.49	68.66	1.00	0.00	0.00
14 + 400	20.00	26.43	64.22	1.20	0.00	0.00
14 + 800	20.00	26.37	55.87	2.50	0.00	0.00
15 + 200	20.00	26.31	70.31	1.00	0.00	0.50
15 + 600	20.00	26.26	86.84	0.00	0.00	3.00
16 + 000	20.00	26.20	76.75	0.00	0.00	2.50
16 + 400	20.00	26.14	86.86	0.00	0.00	3.50
16 + 800	20.00	26.08	108.26	0.00	0.00	4.00
17 + 200	20.00	26.03	55.54	0.00	0.00	0.00
17 + 600	20.00	25.97	111.35	0.00	0.00	4.00
18 + 000	20.00	25.91	76.39	0.00	0.00	5.00
18 + 400	20.00	25.85	75.95	0.00	0.00	6.50
18 + 800	20.00	25.80	31.77	0.00	0.00	2.50
19 + 200	20.00	25.74	111.42	0.00	0.00	8.00
19 + 600	20.00	25.68	73.47	0.00	0.00	4.50
20 + 000	20.00	25.62	235.53	0.00	0.00	3.75
20 + 400	20.00	25.57	229.74	0.00	0.00	11.50
20 + 800	20.00	25.51	234.13	0.00	0.00	11.75
21 + 200	20.00	25.45	275.98	0.00	0.00	10.75
21 + 600	20.00	25.39	306.86	0.00	0.00	10.00
22 + 000	20.00	25.34	295.53	0.00	0.00	13.75
22 + 400	20.00	25.30	403.45	0.00	0.00	20.50
22 + 800	20.00	25.22	310.91	0.00	0.00	15.50
23 + 200	20.00	25.16	389.85	0.00	0.00	18.50
23 + 600	20.00	25.11	245.66	0.00	0.00	10.00
24 + 000	20.00	25.05	262.68	0.00	0.00	20.50
24 + 400	20.00	24.99	299.98	0.00	0.00	21.50
24 + 800	20.00	24.93	272.08	0.00	0.00	20.75
25 + 200	20.00	24.88	317.82	0.00	0.00	22.75
25 + 600	20.00	24.82	336.95	0.00	0.00	23.50
26 + 000	20.00	24.76	214.92	0.00	0.00	17.75
26 + 400	20.00	24.70	313.59	0.00	0.00	18.25
26 + 800	20.00	24.65	278.30	0.00	0.00	16.50

(CONT. TABLA 6.1)

27 + 200	20.00	24.59	256.36	0.00	0.00	16.75
27 + 600	20.00	24.54	247.72	0.00	0.00	16.00
28 + 000	20.00	24.47	198.97	0.00	0.00	15.25
28 + 400	20.00	24.42	223.58	0.00	0.00	9.25
28 + 800	20.00	24.36	263.66	0.00	0.00	10.50
29 + 200	20.00	24.30	224.38	0.00	0.00	9.25
29 + 600	20.00	24.24	187.12	0.00	0.00	7.50
30 + 000	20.00	24.19	202.39	0.96	0.00	13.50
30 + 400	20.00	24.13	249.89	0.00	0.00	15.00
30 + 800	20.00	24.07	307.26	0.00	0.00	16.50
31 + 200	20.00	24.01	274.62	0.00	0.00	15.75
31 + 600	20.00	23.96	263.62	0.00	0.00	15.50
32 + 000	20.00	23.90	294.96	0.00	0.00	15.75
32 + 400	20.00	23.84	281.00	0.00	0.00	15.75
32 + 800	20.00	23.78	279.42	0.00	0.00	15.50
33 + 200	20.00	23.73	316.33	0.00	0.00	15.50
33 + 600	20.00	23.67	298.13	0.00	0.00	14.50
34 + 000	20.00	23.61	246.20	0.00	0.00	15.00
34 + 400	20.00	23.55	238.09	0.00	0.00	9.50
34 + 800	20.00	23.50	271.94	0.00	0.00	11.00
35 + 200	20.00	23.44	236.50	0.00	0.00	10.00
35 + 600	20.00	23.38	223.71	0.00	0.00	13.75
36 + 000	20.00	23.32	312.46	0.00	0.00	18.25
36 + 400	20.00	23.27	313.11	0.00	0.00	18.25
36 + 800	20.00	23.21	246.93	0.00	0.00	15.75
37 + 200	20.00	23.15	311.20	0.00	0.00	18.75
37 + 600	20.00	23.09	284.99	0.00	0.00	17.50
38 + 000	20.00	23.04	368.39	0.00	0.00	21.75
38 + 400	20.00	22.98	410.24	0.00	0.00	22.75
38 + 800	20.00	22.92	378.20	0.00	0.00	21.75
39 + 200	20.00	22.86	440.13	0.00	0.00	23.50
39 + 600	20.00	22.81	429.86	0.00	0.00	23.50
40 + 000	20.00	22.75	468.48	0.00	0.00	21.50
40 + 400	20.00	22.69	433.25	0.00	0.00	20.25
40 + 800	20.00	22.63	470.38	0.00	0.00	21.25
41 + 200	20.00	22.58	451.85	0.00	0.00	20.25
41 + 600	20.00	22.52	576.96	0.00	0.00	20.50
42 + 000	20.00	22.46	534.46	0.00	0.00	25.00
42 + 400	20.00	22.40	638.08	0.00	0.00	25.50
42 + 800	20.00	22.35	617.12	0.00	0.00	26.50
43 + 200	20.00	22.29	556.02	0.00	0.00	25.50
43 + 600	20.00	22.23	586.92	0.00	0.00	26.00
44 + 000	20.00	22.17	482.62	0.00	0.00	24.75
44 + 400	20.00	22.12	523.86	0.00	0.00	33.00
44 + 800	20.00	22.06	573.12	0.00	0.00	33.00
45 + 200	20.00	22.00	484.49	0.00	0.00	35.00
45 + 600	20.00	21.94	418.93	0.00	0.00	34.25
46 + 000	20.00	21.89	862.40	0.00	0.00	49.50
46 + 400	20.00	21.83	962.64	0.00	0.00	52.50

- B = ANCHO DE PLANTILLA DE PROYECTO, EN M.
 C = COTA DE PLANTILLA DE PROYECTO, EN M.
 E = AREA DE EXCAVACION, EN M²
 R = AREA DE RELLENO, EN M²
 RI = LONGITUD DE REVESTIMIENTO, EN M.
 A = AUMENTO DE ANCHO DE LA ZONA DEL CANAL, EN M.

Según se ha descrito en este trabajo, por el Valle de Cuautitlán cruzan los tres emisores que drenan el Area Metropolitana de la Ciudad de México; el Emisor del Poniente y el Gran Canal del Desagüe superficialmente y el Emisor Central en forma subterránea.

Dada su cercanía y comunicación con la Ciudad de México, el Valle de Cuautitlán presenta ya un crecimiento urbano acelerado, siendo seguramente una de las áreas de expansión futura de la Metrópoli más importante; que requerirá la construcción de un gran sistema de colectores para drenar los escurrimientos pluviales y de aguas negras hacia el Emisor del Poniente y el Gran Canal.

Dichos volúmenes se sumarán a los de la Ciudad de México, para los cuales los conductos tienen capacidad insuficiente, por lo que habrá que efectuar las obras de reacondicionamiento.

En este trabajo se realizó un análisis de dichas obras, obteniéndose las siguientes conclusiones:

Para el Emisor del Poniente:

- a) Se requiere la construcción de bordos en algunos tramos aguas abajo de Santo Tomás, entre las estaciones 36 + 400 y 40 + 800. Habrá que sobreelevar los bordos entre las estaciones 32 + 400 y 36 + 400, correspondientes al tramo rectificado aguas abajo de la estructura de Santo Tomás.
- b) El funcionamiento hidráulico del Emisor y el costo de las obras de reacondicionamiento es prácticamente igual con la estructura de Santo Tomás que sin ella, por lo que se propone dejarla para continuar su operación como se ha realizado a la fecha.
- c) Las modificaciones estudiadas aguas arriba de Santo Tomás que presentan las mayores ventajas son la sobreelevación de bordos, el re-vestimiento de la sección y el aumento de ancho de plantilla de 5.90 a 12.30 m en el tramo antes de la incorporación del Rfo Cuautitlán.

- d) Debido a que los puentes que cruzan el Emisor, para el aumento de sección requieren de aumento de claro, y por tanto afectación de los terrenos inmediatos al conducto y para la sobreelevación de bordos requieren también de sobreelevación, mientras que el revestimiento prácticamente no los modifica, hacen que lo más viable sea el revestimiento del Emisor del Poniente; sin embargo, será necesario un levantamiento topográfico detallado del Emisor, de sus estructuras de cruce y de sus zonas aledañas a el, para poder tomar la decisión definitiva.

Para el Gran Canal:

- a) Se requiere la construcción de un túnel adicional en Tequixquiac, con diámetro de 6 m, aparte de las modificaciones en el cauce, con un costo aproximado de 900 millones de pesos.
- b) El revestimiento del Gran Canal presenta obras muy costosas y problemas constructivos grandes por el manejo del agua en el canal durante el proceso de reacondicionamiento.
- c) Las obras con mayor atractivo desde los puntos de vista técnico y económico son la rectificación de pendiente y el aumento de ancho de sección, restringido este último a 15 m, en el tramo del Corredor Morelos (9 + 600 a 20 + 000) por la presencia de conductos y construcciones en ambas márgenes.

De acuerdo a los estudios de Geotecnia que realicen, se verá si conviene una rectificación fuerte de la pendiente con un aumento pequeño en la sección o viceversa, además del talúd conveniente para la sección de reacondicionamiento.

Cabe aclarar, que los gastos obtenidos, según se indicó en el capítulo III, son aproximados, esto se debe a que no se cuenta con la información requerida para un estudio de esta magnitud; así por ejemplo, la información hidrométrica es insuficiente, por las pocas estaciones de aforo existentes a través de todo el sistema de drenaje de la Ciudad. Además la información de las características del sistema de drenaje, dadas las dimensiones de la Metrópoli, ya no solo son manejadas por el D.D.F., sino también por el Estado de México, lo cual provoca que la información en muchos casos sea deficiente o no exista.

Por ello, cabría sugerir que dichas dependencias recopilaran el total de esta información, ya que es de gran importancia en el desarrollo de nuevos proyectos y mejoras que se hagan al sistema.

Por otra parte; sabemos que independientemente del volumen de agua que escurra siempre lo podremos eliminar (si bien con obras muy costosas), por lo que el problema principal a resolver, es la concentración industrial, que además de ser una de las causantes de la sobrepoblación capitalina, produce gran cantidad de desechos los que debido al drenaje de la ciudad, que es del tipo combinado, contamina las aguas pluviales al mezclarse con estas. Por lo tanto antes de verter este gran volumen de aguas contaminadas a los ríos, donde es tomada para su uso en riego, sería recomendable darle un reuso, antes y después del cual se le daría un tratamiento, que si bien resultaría costoso, no lo sería tanto si consideramos el elevado costo del agua potable traída a la ciudad y además, el beneficio incalculable de rehabilitar los ríos que en la actualidad, debido a la contaminación son considerados inútiles para albergar vida.