

20
24



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

Facultad de Ingeniería

OBRAS PROPUESTAS PARA EL MEJORAMIENTO DEL DRENAJE DE LA ZONA ORIENTE DE LA CIUDAD DE MEXICO

TESIS

que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

Presenta

Oscar Franco Domínguez

Director de Tesis: M.I. Francisco Echavarría Alfaro



Cd. Universitaria, México D.F., 1999

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

1999



Universidad Nacional
Autónoma de México

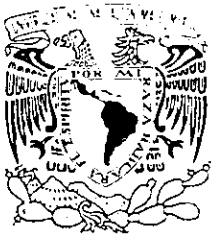


UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-049/96

Señor
OSCAR FRANCO DOMINGUEZ
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M.I. FRANCISCO J. ECHAVARRIA ALFARO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

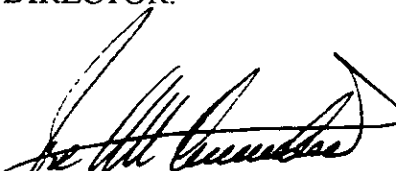
**" OBRAS PROPUESTAS PARA EL MEJORAMIENTO DEL DRENAJE DE LA ZONA
ORIENTE DE LA CIUDAD DE MEXICO "**

- INTRODUCCION**
- I. PROBLEMATICA DEL GRAN CANAL DEL DESAGÜE Y DEL DREN GENERAL DEL VALLE**
 - II. SOLUCION PROPUESTA PARA EL RESCATE DEL GRAN CANAL**
 - III. AMPLIACION DEL INTERCEPTOR ORIENTE DEL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO**
 - IV. FUNCIONAMIENTO FUTURO DEL DRENAJE DE LA ZONA ORIENTE**
 - V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 29 de marzo de 1996.
EL DIRECTOR.


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS
JMCS/GMP*nl

DEDICATORIA

A mis padres, Cristina y Gregorio

Lo mejor que me han regalado
es su cariño y educación.

A Carlos, Tamara y Luis Carlos

Les agradezco todo el apoyo,
son un ejemplo a seguir.

A las familias Domínguez y Franco

Gracias por enseñarme a convivir,
son realmente únicos en este mundo .

A Carla, Gaby, Andrés y Fer

Mis compañeros y ahora amigos,
trabajando en equipo todo es más fácil

AGRADECIMIENTOS

**A la Facultad de Ingeniería de la
Universidad Nacional Autónoma de México**

Por ofrecerme educación de excelente calidad.

**A la Dirección General de Construcción y
Operación Hidráulica del Gobierno del DF.**

Por las facilidades dadas para la
realización de este trabajo.

A EFE ASESORES S.A. de C.V.

Por permitirme formar parte de su
objetivo: el desarrollo de México.

A los Ingenieros Rafael y Francisco Echavarría A.

Por enseñarme lo que es ser ingeniero y darme la oportunidad de
aprender que es una forma de vida.

INDICE

CONTENIDO	PAGINA
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Descripción del Drenaje de la Zona Oriente	3
1.3 Objetivo	5
1.4 Alcance	6
2. PROBLEMÁTICA DEL GRAN CANAL DEL DESAGÜE Y DEL DREN GENERAL DEL VALLE	7
2.1 Hundimientos Registrados	7
2.2 Predicción de Asentamientos	8
2.2.1 Gran Canal del Desagüe	8
2.2.2 Dren General del Valle	8
2.3 Simulación de Tránsito de Avenidas en Conductos a Superficie Libre.	9
2.4 Funcionamiento Hidráulico	11
2.4.1 Caudales Sanitarios	11
2.4.2 Gastos Pluviales	12
2.4.3 Capacidad de los Conductos	15
2.4.3.1 Condición Actual 1994	16
2.4.3.2 Condición Futura 2010	18
2.4.3.3 Efecto de la Obra de Toma en el Gran Canal	19
3. SOLUCIÓN PROPUESTA PARA EL RESCATE DEL GRAN CANAL	20
3.1 Alternativas Planteadas	20
3.1.1 Problemática de los Conductos	20
3.2 Análisis Hidráulico	21
3.2.1 Gastos Sanitarios	21
3.2.2 Gastos Pluviales	22
3.3 Obras Propuestas	23
3.3.1 Obras de Ejecución Inmediata	24
3.3.2 Obras a Mediano Plazo	24
3.3.3 Obras a Largo Plazo	25
4. AMPLIACIÓN DEL INTERCEPTOR ORIENTE DEL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO	26
4.1 Entubamiento del Gran Canal	26
4.1.1 Entubamiento del Gran Canal del Desagüe en su tercera y cuarta etapas.	26
4.1.2 Nueva Obra de Toma del Gran Canal al Interceptor Oriente en la Estructura de Captación No. 7	28

4.1.3 Bombeo de las Aguas Negras al Encajonamiento del Gran Canal	29
4.1.3.1 Planta de Bombeo No. 2 y Planta de Bombeo No. 3	29
4.1.3.2 Planta de Bombeo No. 4-A y Plantas de Bombeo No. 5 y 5-A	29
4.1.3.3 Planta de Bombeo No. 6 y Planta de Bombeo No. 7	29
4.2 Proyecto Geométrico	29
4.2.1 Descripción del Interceptor Oriente	29
4.2.2 Restricciones en el Diseño	30
4.3 Ubicación de Captaciones	31
4.3.1 Captación para las Plantas de Bombeo No. 1 y 1-A	31
4.3.2 Captación para las Plantas de Bombeo No. 2 y 3	31
4.3.3 Captación para las Plantas de Bombeo No. 4-A, 5 y 5-A	32
4.3.4 Captación para la Planta de Bombeo No. 6-A	33
4.3.5 Captación para la Planta de Bombeo No. 7	33
4.4 Diseño Hidráulico de una Captación	34
5. FUNCIONAMIENTO FUTURO DEL DRENAJE DE LA ZONA ORIENTE	48
5.1 Planta de Bombeo Texcoco	48
5.1.1 Análisis del Túnel Dren General del Valle	48
5.1.2 Manejo del Agua durante los Trabajos de Mantenimiento del Túnel y de la Planta de Tratamiento	51
5.2 Emisor Central	52
5.2.1 Regionalización No. 1	52
5.2.2 Regionalización No. 2	52
5.2.3 Regionalización No. 3	53
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	54
TABLAS	
FIGURAS	
BIBLIOGRAFÍA	

INDICE DE TABLAS

TABLA	CONTENIDO
2.1	Determinación de los Caudales Sanitarios
2.2	Gastos de Aguas Negras para los Conductos en Estudio
2.3	Áreas y Coeficientes de Escurrimiento. Condición Actual
2.4	Áreas y Coeficientes de Escurrimiento. Condición Futura
5.1	Resumen de las Simulaciones
5.2	Texcoco Norte. Costo comparativo de las diferentes alternativas
5.3	Tecamac. Costo comparativo de las diferentes alternativas
5.4	Texcoco Sur - Tecamac. Costo comparativo de las diferentes alternativas
5.5	Texcoco Norte - Tecamac. Costo comparativo de las diferentes alternativas
5.6	Tecamac II. Costo comparativo de las diferentes alternativas
5.7	Resumen de Costos. Costo comparativo de las diferentes alternativas

INDICE DE FIGURAS

FIGURA	CONTENIDO
1.1	Conductos Principales del Sistema de Drenaje de la Ciudad de México. Condición Actual
2.1	Perfil del Fondo del Gran Canal 1900-1958-1993
2.2	Gran Canal del Desagüe. Asentamientos Medios Anuales
2.3	Predicción de Hundimientos 1993 a 2010. Gran Canal del Desagüe Predicción de Hundimientos 1993, 2000 y 2010. Plantilla del Gran
2.4	Canal del Desagüe para entubamiento en el D.F.
2.5	Dren General del Valle. Asentamientos Medios Anuales
2.6	Predicción de Hundimientos 1993 a 2010. Dren General del Valle
2.7	Gran Canal del Desagüe 1993. Análisis de Capacidad
2.8	Dren General del Valle 1993. Análisis de Capacidad
2.9	Hidrogramas Gran Canal. Condición Actual. Tr = 50 años
2.10	Tmáx Dren General del Valle. Condición Actual. Tr = 50 años
2.11	Tmáx Gran Canal del Desagüe. Condición Actual. Tr = 50 años
2.12	Gran Canal del Desagüe 2010. Análisis de Capacidad
2.13	Dren General del Valle 2010. Análisis de Capacidad
2.14	Hidrogramas Gran Canal. Condición Futura. Tr = 50 años
2.15	Tmáx Dren General del Valle. Condición Futura. Tr = 50 años
2.16	Tmáx Gran Canal del Desagüe. Condición Futura. Tr = 50 años
2.17	Hidrogramas Gran Canal. Condición Actual. Tr = 50 años. OT = 30 m ³ /s
2.18	Hidrogramas Gran Canal. Condición Actual. Tr = 50 años. OT = 60 m ³ /s
2.19	Hidrogramas Gran Canal. Condición Actual. Tr = 50 años. OT = 90 m ³ /s
2.20	Tmáx Dren General del Valle. Funcionamiento con Obra de Toma Tr = 50 años
2.21	Tmáx Gran Canal del Desagüe. Funcionamiento con Obra de Toma Tr = 50 años
3.1	Alternativa No. 1
3.2	Alternativa No. 2
3.3	Gran Canal D.F. Actual A1. Desde el inicio al Río de los Remedios
3.4	Gran Canal EDOMEX. Actual A1. Km 18 al Río de los Remedios
3.5	Gran Canal del Desagüe. Actual A1. Km 18 a T. Tequixquiac
3.6	Gran Canal D.F. Futura A1. Desde el inicio al Río de los Remedios
3.7	Gran Canal EDOMEX. Futura A1. Km 18 al Río de los Remedios
3.8	Gran Canal del Desagüe. Futura A1. Km 18 a T. Tequixquiac

- 3.9 Gran Canal D.F. Actual A2. Desde el inicio al Río de los Remedios
- 3.10 Gran Canal del Desagüe. Actual A2. Km 18 a T. Tequixquiac
- 3.11 Gran Canal D.F. Futura A2. Desde el inicio al Río de los Remedios
- 3.12 Gran Canal del Desagüe. Futura A2. Km 18 a T. Tequixquiac
- 3.13 Hidrogramas PB Dren General del Valle. Condición Actual. Tr = 50 años
- 3.14 Dren General del Valle. Actual A1. R. de la Compañía a R. De los Remedios
- 3.15 Hidrogramas PB Río de los Remedios. Condición Actual. Tr = 50 años
- 3.16 Río de los Remedios. Actual A1. Gran Canal a Lago de Texcoco
- 3.17 Gran Canal D.F. Actual A1. Inicio a Río de los Remedios
- 3.18 Gran Canal EDOMEX. Actual A1. Km 18 a Río de los Remedios
- 3.19 Hidrograma PB DGV A2. Condición Actual. Tr = 50 años.
- 3.20 Dren General del Valle. Actual A2. Río de la Compañía a PB
- 3.21 Hidrogramas PB Gran Canal A2. Condición Actual. Tr = 50 años
- 3.22 Gran Canal Actual A2. Inicio a Río de los Remedios.

- 4.1 Alternativas para el cambio de sección transversal del entubamiento del Gran Canal. Tercera y Cuarta Etapas de Construcción.
- 4.2 Funcionamiento del Cajón para la Tercera y Cuarta Etapa. $Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$; Un cajón de ancho $b = 4.0 \text{ m}$ y de altura $h = 4.0 \text{ m}$
- 4.3 Funcionamiento del Cajón para la Tercera y Cuarta Etapa. $Q = 2 \times 15 \text{ m}^3/\text{s}$; Dos cajones de ancho $b = 4.0 \text{ m}$ y de altura $h = 3.0 \text{ m}$
- 4.4 Capacidad de Proyecto de Cajón Gran Canal. $Q = 2 \times 25 \text{ m}^3/\text{s}$; Dos cajones de ancho $b = 4.0 \text{ m}$ y de altura $h = 4.0 \text{ m}$
- 4.5 Perfil Hidráulico del Cajón del Gran Canal para Tercera y Cuarta Etapas de Construcción. $Q = 2 \times 15 \text{ m}^3/\text{s}$; Dos cajones de ancho $b = 3.0 \text{ m}$ y de altura $h = 4.0 \text{ m}$
- 4.6 Perfil Hidráulico del Cajón del Gran Canal. Con el tirante en la descarga del cajón $h_c = 0.82 \text{ m}$
- 4.7 Obra de Toma de la Estructura de Captación de la Planta de Bombeo No. 7 al Túnel Interceptor Oriente
- 4.8 Obra de Captación de la Planta de Bombeo No. 7 del Gran Canal
- 5.1 Plan Maestro de Drenaje 1994 – 2000. Distribución General de las Estructuras
- 5.2 Texcoco Norte. Distribución General de las Estructuras
- 5.3 Funcionamiento Hidráulico. Texcoco Norte. Estiaje
- 5.4 Funcionamiento Hidráulico. Texcoco Norte. Lluvias
- 5.5 Tecamac. Distribución General de las Estructuras
- 5.6 Funcionamiento Hidráulico. Tecamac. Estiaje
- 5.7 Texcoco Sur - Tecamac. Distribución General de las Estructuras
- 5.8 Funcionamiento Hidráulico. Texcoco Sur – Tecamac. Estiaje
- 5.9 Texcoco Norte – Tecamac. Distribución General de las Estructuras
- 5.10 Funcionamiento Hidráulico. Texcoco Norte – Tecamac. Estiaje
- 5.11 Funcionamiento Hidráulico. Tecamac II. Estiaje

- Manejo del Agua durante los trabajos de Mantenimiento del Túnel y de la Planta de Tratamiento.
- 5.12 Interceptor Oriente y Emisor Central. C1
 - 5.13 Emisor Central. C1
 - 5.14 Interceptor Oriente y Emisor Central. C2
 - 5.15 Emisor Central. C2
 - 5.16 Interceptor Oriente y Emisor Central. C3
 - 5.17 Interceptor Oriente y Túnel Río de los Remedios. C3

1. INTRODUCCIÓN.

El drenaje de la Zona Oriente de la Ciudad de México ha sido y continua siendo un elemento clave para el desalojo de las aguas negras y pluviales del Valle de México. Así, el presente trabajo permitirá empleando la información existente, realizar una planeación en el corto, mediano y largo plazo de las obras que para este fin se requieran.

1.1 - ANTECEDENTES.

La antigua ciudad de Tenochtitlan localizada en lo que hoy es el Valle de México, se encontraba conformada por asentamientos indígenas que se localizaban en islotes y riberas de lagos como el de Texcoco y el de Chalco, éstos formaban parte de una gran planicie rodeada de montañas cubiertas de árboles y numerosos ríos.

Como estos lagos se encontraban a diferente altura, el agua de Chalco frecuentemente se desbordaba sobre el lago de Texcoco, esta situación comenzó a ocasionar daños cuantiosos sobre la ciudad de Tenochtitlan; para evitar este problema, Nezahualcoyotl, rey de Texcoco diseño y dirigió la construcción de diques de contención. Tenochtitlan era una ciudad lacustre y sus habitantes aceptaban esas circunstancias naturales, por esta razón no se buscó ningún sistema para desalojar el agua.

En la siguiente etapa de la historia de nuestro país, en la colonia, las lluvias alertaron a las autoridades sobre el grave problema de las inundaciones, las mismas ocasionaron numerosas muertes y daños materiales, de esta forma se hizo un primer proyecto para el desagüe de la Ciudad de México.

Enrico Martínez propuso a las autoridades la construcción de un túnel en la zona de Nochistongo, dicho plan fue aceptado y la construcción comenzó en 1607, terminándose en menos de un año la primera salida artificial de la cuenca. Debido a derrumbes, el túnel fue sustituido por un tajo cuya construcción terminó después de 160 años.

Esta salida artificial, empezó a alterar la ecología del Valle, la población se concentró en las orillas de los lagos. Hacia 1856 las inundaciones eran cada vez mas alarmantes, el nivel del agua alcanzaba hasta 3 metros de altura. Esta situación provocó que se abriera un concurso para el proyecto de las obras de desagüe, el plan ganador, fue el propuesto por el Ingeniero Francisco de Garay, el cual contemplaba la construcción del Gran Canal del Desagüe y el primer Túnel de Tequixquiac hacia 1900.

Tiempo después, en 1930, se terminó la primera red de drenaje por gravedad, la cual descargaba al Gran Canal y al Lago de Texcoco. El hecho de que en 10 años se duplicara la población y que la sobreexplotación de los recursos acuiferos provocara el hundimiento más acelerado del suelo, disminuyó la capacidad del Gran Canal obligando a su ampliación y a la construcción del segundo Túnel de Tequixquiac.

Debido a los hundimientos, el drenaje proyectado para trabajar por gravedad requirió de bombeo para elevar las aguas hasta el nivel del Gran Canal, provocando un gran incremento en los costos de operación y mantenimiento. En 1960 se construyeron el Interceptor y el Emisor Poniente, con objeto de recibir y desalojar las aguas de esta zona de la ciudad, descargándolas a través del tajo de Nochistongo. Para 1966 se completó la totalidad de la red de colectores y se habían entubado parcialmente los ríos Churubusco, Mixcoac, La Piedad y Consulado. El desmesurado crecimiento de la ciudad volvió insuficientes las capacidades de drenaje, de esta forma se requería de un sistema que no fuera afectado por los asentamientos, era necesario construir el Sistema de Drenaje Profundo de la Ciudad de México.

Desde el punto de vista geohidrológico, las paredes de la cuenca del Valle de México son impermeables las cuales están constituidas por rocas volcánicas. Estas paredes se encuentran rellenas por sedimentos fluviales, lacustres y volcánicos.

La primera etapa en la construcción del Sistema de Drenaje Profundo, implicó un importante esfuerzo técnico y económico para desarrollar sistemas constructivos para adaptarse a la variedad de condiciones geológicas antes mencionadas. De esta forma, la construcción de la Red de Drenaje Profundo no fue posible construirla en un corto plazo, ya que requiere una gran asignación de recursos financieros, además de las restricciones físicas como por ejemplo el número de escudos excavadores con los que se cuenta, que impiden la construcción a la velocidad deseada.

De esta forma se presenta la necesidad de incrementar la infraestructura existente, tanto para los lugares donde la capacidad de conducción es insuficiente como para donde se carece completamente del servicio. Para el año de 1982 se realizó el Plan Maestro de Drenaje del Distrito Federal, donde se estudio la factibilidad de varios drenes principales del sistema, fundamentalmente desde el punto de vista de eficiencia hidráulica.

En general los proyectos que se propusieron se relacionaban con el Sistema de Drenaje Profundo de la Ciudad de México y el entubamiento de los primeros nueve kilómetros del Gran Canal. Considerando la prolongación de los Interceptores Oriente, Oriente-Sur, Oriente-Oriente y Centro-Centro, se beneficiarían directamente las regiones central y oriente del Distrito Federal.

En cuanto al mantenimiento, se daba prioridad a los programas de mantenimiento preventivo y rehabilitación de las instalaciones, con la finalidad de aumentar la capacidad de la infraestructura existente y sus condiciones, reduciendo de esta forma el mantenimiento correctivo del sistema.

1.2.- DESCRIPCIÓN DEL DRENAJE DE LA ZONA ORIENTE.

El sistema de drenaje del Distrito Federal es de tipo combinado, lo cual significa que se utilizan los mismos conductos para desalojar tanto las aguas residuales como las pluviales. Para cumplir con este objetivo el sistema de drenaje se ha separado para su estudio en los siguientes componentes:

- La red secundaria, cuyos diámetros son de 30 cm hasta 45 cm, que recolecta el agua residual producida por los usuarios del sistema hidráulico.
- La red primaria, que tiene diámetros desde 60 cm hasta 300 cm que constituye la liga entre la red secundaria y el sistema general de desagüe.
- El sistema general de desagüe, que regula y desaloja fuera del Valle de México las aguas residuales y pluviales a través del Tajo de Nochistongo, de los túneles de Tequixquiatic y del drenaje profundo.

El sistema general de desagüe incluye varios cauces a cielo abierto, en la zona oriente de la Ciudad se encuentra el más importante, el Gran Canal del Desagüe. Ver fig. 1.1.

El Vaso del Cristo recibe en el Poniente de la Ciudad al Río Hondo y al Río Chico de los Remedios. La función de este vaso es para regularización de tormentas, deriva la mayor parte del agua hacia el Río de los Remedios y el resto hacia el Emisor Poniente. Su importancia radica en la regularización hacia el Río de los Remedios que descarga al Gran Canal del Desagüe. Posee una capacidad de almacenamiento de 3.8 millones de m³.

El Río de los Remedios drena parte de la Zona Naucalpan-Zaragoza-Tlalnepantla y la zona del Norte del Distrito Federal, recibe a los ríos San Javier y Tlalnepantla. Cuenta con dos vasos reguladores, denominados Fresnos y Carretas y con una estructura de descarga al Interceptor Central.

Este cauce tiene una longitud total de 15.7 km, de los cuales 4.1 km se encuentran en el Distrito Federal y los 11.6 km restantes en el Estado de México. Debido al alto índice de contaminación del Río de los Remedios, se requiere de su entubamiento.

El Gran Canal del Desagüe tiene un sentido de flujo de Sur a Norte partiendo de San Lázaro, cerca del centro de la ciudad, su objetivo principal consiste en drenar los caudales bombeados por las plantas que se encuentran en sus márgenes durante la época de lluvias de la zona Nororiente y durante el estiaje casi el total de las aguas residuales que se generan en la Cd. de México, cuenta con una longitud de 47 km, de los cuales 9.5 km se encuentran dentro del Distrito Federal, ha funcionado con gastos máximos de hasta 117 m³/s capacidad que se ha logrado mediante la construcción y sobreelevación de bordos marginales, siendo la capacidad instalada en plantas de bombeo que lo alimentan de 217 m³/s. Sus aportaciones en época de lluvias han disminuido considerablemente, dado que sus colectores principales descargan al Sistema de Drenaje Profundo y además que cuenta con una Obra de Toma que

se localiza en el km 7+010 en la margen izquierda la cual descarga hacia la lumbrera 8C del Interceptor Oriente.

Este conducto atraviesa el Valle de Cuautitlán en el Estado de México y sale por los dos túneles de Tequixquiac, los cuales descargan al Río Salado dentro de la cuenca del Río Tula. Recibe la aportación del Río de los Remedios proveniente del Vaso Regulador del Cristo, hasta hace algunos años este río cruzaba al Gran Canal por medio de un puente-canal para descargar al Lago de Texcoco, pero tal estructura fue destruida. Aproximadamente en el km 18+000, recibe por su margen derecha a través de los canales de la Draga y de Sales, los escurrimientos provenientes del Lago de Texcoco que son los correspondientes a los ríos Churubusco y de la Compañía, y a lo largo de su recorrido, proporciona aguas negras para el riego de la Unidad Agrícola Chiconautla y para otras áreas en su recorrido hasta los Túneles de Tequixquiac de donde se mandan las aguas residuales a las zonas de riego 03 Tula y 100 Alfajayucan, ya dentro del Estado de Hidalgo. A fin de asegurar el funcionamiento de las plantas de bombeo que descargan hacia el Gran Canal, el sistema cuenta con dos centrales generadoras San Antonio Tomatlán y Oriente 101.

El Dren General del Valle sobresale dentro de las obras construidas por el Plan de Texcoco, este canal parte del Río de la Compañía, además que recibe los escurrimientos del brazo izquierdo y derecho del Río Churubusco una vez regularizados, descarga al Gran Canal a través del Canal de La Draga, después de cruzar el Lago.

El Río de la Compañía es el dren natural de la zona Sureste de la Ciudad de México. Descarga al Lago de Texcoco y drena los municipios conurbados del Estado de México: Chalco, Ixtapaluca y Nezahualcoyotl.

El Río Churubusco se ubica al sur del Distrito Federal, inicia su recorrido en la Av. Revolución, para descargar sus aguas en la Planta de Bombeo Lago, que a su vez alimenta a las Lagunas de Regulación Horaria y Churubusco, ubicadas en el antiguo vaso del lago de Texcoco.

Este río tiene una longitud de 21 km, cuenta con una estructura de control y planta de bombeo con capacidad de 30 m³/s. Cuenta con una captación al Interceptor Oriente a la altura de su cruce con la Av. Francisco del Paso y Troncoso.

La descarga del Río Churubusco al Lago de Texcoco constituye un problema de suma importancia, ya que el nivel del río es menor que los niveles que tiene el Lago Churubusco y el Lago de Regulación Horaria, lo que ha implicado el uso de la Planta de Bombeo Lago hacia los dos brazos del Río que conduce el agua a los lagos; así cuando el caudal que lleva el Río Churubusco sobrepasa la capacidad de la planta de bombeo, los brazos del Río presentan insuficiencias en su conducción y las capacidades de regulación de los lagos no se aprovechan eficientemente.

El Lago de Texcoco se encuentra al Nororiente de la Ciudad de México en los municipios de Texcoco, Ecatepec, Atenco, Chimalhuacán y Nezahualcoyotl todos del Estado de México. El Lago de Texcoco recibe las aportaciones de los ríos ubicados al Oriente del mismo, del Río Churubusco y del Río de la Compañía. El Lago de Texcoco formaba parte del sistema lacustre del Valle de México, que al secarse originó una zona semidesértica, pantanosa e insalubre. Con las acciones realizadas dentro del proyecto del Lago de Texcoco, se han erradicado las tolvaneras y mejorado la ecología regional.

La superficie de la Zona Federal del Lago de Texcoco es de aproximadamente 10,000 ha, cuyo uso actual del suelo se distribuye en pastizales, agricultura de riego, cuerpos de agua (Lago Nabor Carrillo, Lago Churubusco, Lago Regulación Horaria, Laguna Xalapango, Lago Texcoco Norte y Lago Recreativo; la Laguna del Pato Mexicano), además se concesionó terreno al Departamento de Distrito Federal, para la formación de rellenos sanitarios y para la descarga de los lodos provenientes de los túneles del drenaje profundo.

Además se cuenta con una Planta de Tratamiento de Aguas Negras que opera con el proceso convencional de lodos activados, con una capacidad instalada de 1,000 l/s, además se construyó y ya se encuentra en operación una segunda planta de tratamiento para 500 l/s.

El Túnel Interceptor Oriente de 5 m de diámetro que prácticamente no es afectado por los asentamientos del terreno y opera por gravedad, sin necesidad de bombeo, razones por las cuales constituye una obra durable y económica a largo plazo, aun cuando requiere de cuantiosas inversiones. Actualmente el Interceptor Oriente funciona desde su origen en la confluencia del Río Churubusco y Canal Nacional hasta la lumbrera No. 4 ubicada al norte del Viaducto Río de la Piedad, en este punto descarga al Interceptor Centro-Centro y éste a su vez se conecta con el Interceptor Central. Hacia el norte se tiene en operación el tramo que va de la lumbrera No. 8-C, sitio donde descarga la actual Obra de Toma del Gran Canal, hasta su descarga en la lumbrera cero del Emisor Central.

Se encuentra actualmente en construcción el tramo del Interceptor Oriente entre la lumbrera No. 5 ubicada en la Terminal de Autobuses de Oriente y la lumbrera No. 7 ubicada cerca de la Planta de Bombeo No. 7 del Gran Canal; en una longitud de aproximadamente seis kilómetros. Este es el trazo del Túnel Interceptor Oriente que unirá la parte sur con la norte el cual se presenta paralelo y muy próximo al Gran Canal por su margen izquierda. Cabe señalar que en este tramo se localizan las plantas de bombeo, de la No. 1 a la No. 7.

1.3.- OBJETIVO.

El objetivo del presente trabajo esta enfocado a revisar alternativas propuestas y plantear nuevas alternativas de solución al problema del drenaje de zona oriente de la Ciudad de México.

1.4 - ALCANCE.

De acuerdo con lo anterior expuesto se han definido los siguientes alcances:

- Definir la problemática en el funcionamiento hidráulico del Gran Canal del Desagüe y del Dren General del Valle, a partir del procesamiento de la información existente y del análisis hidráulico correspondiente.
- Proponer alternativas de solución y a partir del análisis hidráulico, definir las estructuras que permitan el funcionamiento adecuado del Gran Canal.
- Realizar el proyecto geométrico e hidráulico de una estructura de captación de los colectores primarios con descarga hacia el Interceptor Oriente.
- Proponer la localización aproximada de la Planta de Bombeo Texcoco, en base a las necesidades y con la información existente.
- Definir la operación de las estructuras de drenaje existente, con la finalidad de que cuando se realicen trabajos de mantenimiento, no se interrumpa el desalojo de las aguas residuales de la ciudad.

2. PROBLEMÁTICA DEL GRAN CANAL DEL DESAGÜE Y DEL DREN GENERAL DEL VALLE.

El aumento de la población en la Ciudad de México y el crecimiento del área urbana cada vez mas impermeable, han provocado el incremento de los caudales sanitarios y pluviales. Este aumento de la población demanda una mayor cantidad de agua para su consumo, ocasionando que a partir de la década de los cincuentas se incrementen las extracciones de agua subterránea, las cuales en suelos lacustres como el de la Ciudad de México han provocado que los sistemas de drenaje hallan perdido capacidad.

2.1.- HUNDIMIENTOS REGISTRADOS.

Los asentamientos del terreno han afectado los conductos del Sistema Oriente, principalmente al Gran Canal y al Dren General del Valle; éstos en el transcurso del tiempo han bajado considerablemente sus cotas de plantilla y de bordos.

Para estudiar el comportamiento del fondo y de los bordos se obtuvo información de perfiles y secciones transversales de levantamientos topográficos del Gran Canal para los años 1900, 1951, 1954, 1958, 1962, 1963, 1979, 1985, 1987, 1989, 1990, 1993, y de 1991 y 1992 del Dren General del Valle.

De los levantamientos realizados en la década de los cincuentas cuyo perfil de plantilla del Gran Canal se muestra en la fig. 2.1, el perfil de 1954 presenta cotas por encima de las cotas de proyecto, posiblemente debido a que se efectuó referido a otro banco de nivel. Los levantamientos de 1951 y 1958 son congruentes con los hundimientos presentados y presentan la misma tendencia. Los levantamientos correspondientes a la década de los sesentas siguen la misma tendencia, ya que se realizaron en años consecutivos; al final del cauce se presentan asentamientos mas fuertes con relación a otros levantamientos. El perfil realizado por la Comisión de Aguas del Valle de México para el año de 1979 es congruente con el realizado en el año de 1993. En la década de los ochentas se realizaron tres levantamientos (1985, 1987 y 1989), la secuencia que siguen los hundimientos es uniforme hasta llegar al cadenamiento 20+000, donde ya no es tan clara debido al arrastre y depósito de sedimentos. Por último, los correspondientes a 1990 y 1993 siguen la misma tendencia; el de 1993 fue realizado con ecosonda para obtener únicamente el perfil del fondo.

Para los bordos del Gran Canal, se contó con levantamientos para los años de 1979, 1985 y 1990. En los bordos se presentan asentamientos, sobre todo en los primeros 20 km.

En cuanto a secciones transversales, para 1979 se tiene información desde el km 9+600 hasta los Túneles de Tequixquiac, en 1990 desde el km 9+600 hasta el 30+000 y por último para 1993 hasta el km 9+600. Al comparar las secciones transversales de 1979 y 1990, se observa que las secciones transversales siguen la misma tendencia.

2.2.- PREDICCIÓN DE ASENTAMIENTOS.

Con la información de bancos de nivel, mojoneras y nivelaciones en la zona de los conductos, se calculó para cada sección el asentamiento promedio anual, para definir las cotas de plantilla y de bordos para 1993, 2000 y 2010.

2.2.1.- Gran Canal del Desagüe.

Se contó con información de bancos de nivel de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH) para el periodo de 1975 a 1992 y de la Gerencia de Aguas del Valle de México de 1982 a 1985. Con los levantamientos topográficos de secciones transversales se obtuvieron hundimientos en bordos y plantilla y con los hundimientos registrados se calculó el asentamiento anual medio, obteniendo los valores de la fig. 2.2.

El máximo valor obtenido fue 23.5 cm/año entre los cadenamientos 9+000 y 10+000, a partir de este punto hasta el km 14+000 se presentan asentamientos mayores a 16 cm/año, entre los km 14+000 y 20+000 varía entre 8 y 16 cm/año y en el resto del conducto en la zona Norte del Valle de México, los hundimientos medios anuales son menores de 8 cm/año.

Con el asentamiento promedio anual, se calcularon las cotas de plantilla y bordos para los años 2000 y 2010, multiplicando el hundimiento medio por el número de años desde el último levantamiento y restando el valor obtenido a la cota de dicho levantamiento; en la fig. 2.3 se presentan los perfiles de 1993 y 2010.

Para el funcionamiento hidráulico se consideró construido el entubamiento del Gran Canal en el D.F. En la fig. 2.4 se muestran las cotas de plantilla de proyecto (1993) y las inferidas para los años 2000 y 2010.

2.2.2.- Dren General del Valle.

Este conducto artificial que atraviesa de Sur a Norte el Lago de Texcoco, tiene bordos modificados en toda su longitud por el efecto de los asentamientos. Se realizó el mismo análisis a sus datos topográficos que en el caso del Gran Canal.

La DGCOH proporcionó un levantamiento topográfico del Dren General del Valle, efectuado en los años de 1991 y 1992.

El Dren General del Valle cuenta con bancos de nivel a lo largo de su trazo, que fueron nivelados entre los años de 1986 y 1991. Esto permitió calcular los asentamientos medios anuales, tal como se ve en la fig. 2.5.

Se observa que prácticamente todo el Dren está sometido a hundimientos entre 15 y 25 cm/año, siendo en el km 3+000 donde se presenta un asentamiento anual máximo de 27.5 cm/año. Este sitio es donde descargaba el Río de Los Remedios.

En la fig. 2.6 se muestran los perfiles de plantilla y bordos para el levantamiento de referencia y para el año 2010. Dichos niveles se calcularon considerando un hundimiento constante. En el perfil aparece kilómetro y medio del Río de La Compañía.

Para el año 2010 las cotas de los bordos concuerdan con las de plantilla en 1993, lo cual permite darse cuenta de la magnitud de los hundimientos que se presentan.

2.3.- SIMULACIÓN DE TRÁNSITO DE AVENIDAS EN CONDUCTOS A SUPERFICIE LIBRE.

El programa CANAL es un modelo matemático que permite transitar avenidas en conductos regulares o irregulares a superficie libre, los cuales pueden formar un sistema de canales interconectados. El programa fue realizado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, para el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad.

El programa resuelve para flujo subcrítico, las Ecuaciones de Conservación de Masa y de Cantidad de Movimiento para un escurrimiento no permanente a superficie libre. Es importante revisar que se cumpla la condición de régimen subcrítico, para cumplir con los procedimientos de cálculo del programa.

La Ecuación de Conservación de Masa para un escurrimiento a superficie libre en una sola dimensión puede escribirse de la siguiente forma:

$$B \frac{\delta H}{\delta t} + \frac{\delta Q}{\delta x} = q$$

donde:

B	ancho de la superficie libre del agua, en m.	
H	elevación de la superficie libre del agua, en m.	$H = z + y$
z	cota del punto mas bajo de la sección transversal, en m.	
y	tirante, en m.	
Q	gasto inicial, en m^3/s .	
q	gasto lateral por unidad de longitud del cauce, en $m^3/s/m$.	
x	coordenada en la dirección longitudinal del cauce, en m.	
t	tiempo, en s.	

A su vez, la Ecuación de Cantidad de Movimiento para las mismas condiciones de flujo es:

$$\frac{\delta V}{\delta t} + V \frac{\delta V}{\delta x} + g \frac{\delta H}{\delta x} + g S_f = \frac{q}{A} (V_q - V)$$

donde:

V	velocidad media, en m/s.
A	área hidráulica, en m ² .
S _f	gradiente hidráulico, adimensional.
V _q	velocidad en la dirección x del gasto lateral q, en m/s. Se considera nula en este modelo.
g	aceleración debida a la gravedad, en m/s ² .
R _h	radio hidráulico, en m.

En el manual mencionado se presenta el desarrollo de las ecuaciones empleadas en el programa, por lo que a continuación solo se presentan una serie de recomendaciones:

Uno de los principales aspectos que hay que considerar para el uso del programa es el referente al armado del sistema, el cual implica la definición de cada uno de los tramos de los canales, la forma de interconectarlos y la determinación de las condiciones de frontera e iniciales.

El ingreso de las condiciones del armado del sistema se realizó en un archivo de caracteres ASCII.

La principal condición que se debe cumplir, es que se presente flujo en régimen subcrítico, por lo que se recomienda revisar dicha condición antes de realizar simulaciones con el modelo, además se debe revisar que la elevación del agua en todos los tramos de salida del río sea la misma.

La geometría de las secciones se define por coordenadas de puntos (x,y), que son obtenidas de los datos topográficos.

La distancia entre secciones puede ser variable, aunque para obtener mejores resultados se recomienda que sea constante. Para definir las características geométricas de un río se deben utilizar cuando menos dos secciones y para las salidas se definen mejor con tres secciones. Se recomienda además definir el armado con un mínimo de diez tramos.

Las condiciones iniciales (tirante y velocidad) no tienen que ser proporcionadas con gran precisión, ya que se puede dar un tiempo de simulación, llamado de "calentamiento" antes de proporcionar el hidrograma real de simulación; de esta manera al final del tiempo de "calentamiento", se tienen las condiciones establecidas originales para iniciar la simulación con una condición real, desde el punto de vista hidráulico.

Para una mejor comprensión de los resultados es conveniente numerar los tramos de acuerdo al sentido de flujo supuesto. En los resultados se pueden obtener valores negativos de velocidades (excepto en las salidas) que significan que el sentido del flujo es contrario al supuesto.

2.4.- FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO

Una vez que se determinaron las características geométricas y topográficas de los conductos para los años de 1993, 2000 y 2010, se calcularon los gastos sanitarios y pluviales que escurren o escurrirán por ellos.

A partir de la población servida en cada subcuenca de drenaje, dotaciones de agua potable y coeficientes de retorno de aguas negras, se determinaron los gastos sanitarios. Además, definiendo las condiciones de urbanización, coeficientes de escurrimiento y las características de las tormentas, se calcularon los escurrimientos pluviales.

2.4.1.- Caudales Sanitarios.

Como en época de estiaje prácticamente todos los gastos sanitarios de la Ciudad de México escurren hacia el Gran Canal, fue necesario analizar las condiciones de drenaje de las cuencas asociadas al Sistema General de Desagüe. Dicho sistema está formado por los conductos principales de drenaje como son el Gran Canal; el Canal Nacional, el de Chalco y el Dren General del Valle; el Interceptor del Poniente; los Ríos de La Compañía, San Buenaventura, Tlalnepantla, San Javier, Hondo, Chico de Los Remedios, Churubusco y de Los Remedios. A este sistema descarga la red primaria de colectores de drenaje.

Se integraron los gastos de aguas residuales a nivel medio diario en cada uno de los elementos del Sistema General de Desagüe, considerando las dotaciones de agua potable proporcionadas por la DGCOH y la Comisión Estatal de Agua y Saneamiento (CEAS) del Gobierno del Estado de México, para las condiciones actuales y futuras (año 2010).

Para cada elemento del Sistema, se determinó su área de aportación o de drenaje y las partes que lo conforman. Con los datos de población delegacionales o municipales y las áreas urbanas se obtuvieron las densidades de población en las cuencas de drenaje. Las dotaciones del suministro de agua potable, se tomaron de información por delegaciones y municipios.

El gasto de aguas negras se calculó proponiendo un coeficiente de retorno de aguas negras en la zona y con la siguiente expresión:

$$Q_{an} = \frac{CRAN \times A \times Den \times Dot}{86,400}$$

donde:

Q_{an}	gasto medio diario de aguas negras, en l/s.
CRAN	coeficiente de retorno de aguas negras.
A	área de drenaje o aportación, en ha.
Den	densidad de población, en hab/ha.
Dot	dotación de agua potable, en l/hab/día.

Para cada elemento del Sistema se integró un gasto de aguas negras propio y un acumulado de acuerdo a la forma de conexión de los elementos en el Sistema y su operación.

Se contó con registros de algunas estaciones hidrométricas, para ajustar en base a los gastos aforados los valores de coeficientes de retorno. Para definir los gastos para el año 2010 se propuso el incremento de los coeficientes de retorno, pero sin rebasar el valor de 0.85.

Para el cálculo de los gastos sanitarios se empleó la tabla 2.1, en que para cada uno de los elementos del sistema de drenaje se señala el valor de su área, población, dotación, coeficientes de retorno y el gasto para los años de análisis. Los datos de población y dotación de agua potable, se calcularon a partir de la información de Delegaciones y Municipios proporcionada por la DGCOH y la CEAS.

Con los gastos calculados, se formó la tabla 2.2 donde se definen los gastos de aguas negras que llegan al Gran Canal y al Dren General del Valle, para las diferentes formas de operación del Sistema de Drenaje Oriente. En éstos gastos se restó el agua tratada en plantas del D.D.F. y del Gobierno del Estado de México.

La tabla 2.2 se estructuró en la forma siguiente:

1. Se presentan los gastos de aguas negras para las cuencas de drenaje, los actuales y los correspondientes al año 2000 y 2010 que fueron extrapolados linealmente. Se anotan con signo negativo los gastos de tratamiento de la ciudad y de las plantas en el Lago de Texcoco, el reuso del agua en la zona de riego de Chiconautla y del Gran Canal en la Zona Norte del Valle de México. La suma de gastos representa el total de aguas negras que salen del Valle sin considerar lo que se descarga al Emisor del Poniente después de la Estación de San Martín.
2. En la segunda parte de la tabla, se analizaron las cuencas involucradas en el Sistema de Drenaje Oriente, que son: Gran Canal D.F., Gran Canal EDOMEX, Río Churubusco, Vaso del Cristo, Río de Los Remedios y Dren General del Valle. Se definieron sus subcuencas y se obtuvieron los gastos de aguas negras en la época de estiaje y/o para lluvias; aceptando que en esta época funciona el Sistema de Drenaje Profundo y el Interceptor del Poniente; se anotan los gastos que se descargan a los conductos anteriores y se hace un resumen para revisar con el total de la primera parte de la tabla.
3. Al final, se presentan los gastos en cada conducto del Sistema para las tres condiciones de análisis: Máxima I; Máxima II y Mínima.

2.4.2.- Gastos Pluviales.

Para la determinación de la avenida, se tomó como base la metodología de los hidrogramas unitarios triangulares y trapeciales expuesta en la publicación de la DGCOH, "Diseño Hidrológico y Tránsito de Avenidas en Red Primaria y Sistema General de Desagüe", sin

embargo se realizaron algunas modificaciones que resultaron adecuadas para la simulación de grandes drenes. A continuación se plantea la forma de generar los hidrogramas.

Se tomó la duración total de la tormenta d_t , como $8/3$ del tiempo de concentración máximo del sistema, mientras que la duración de cada una de las barras del hietograma unitario fue $1/3$ del tiempo de concentración máximo, es decir

$$d_t = \frac{8}{3} t_{c_{\max}}$$

$$d_b = \frac{1}{3} t_{c_{\max}}$$

donde:

- d_t duración total de la tormenta, en h
- d_b duración de cada una de las 8 barras del hietograma, en h
- $t_{c_{\max}}$ tiempo de concentración máximo, en h

Tomando en consideración estos parámetros y comparándolos con el tiempo de concentración individual de cada cuenca, se definió el tipo de hidrograma.

Si la duración de la barra fue menor que el tiempo de concentración individual, el hidrograma se consideró trapecial, con los siguientes valores:

$$t_p = d_b$$

$$t_r = 1.67 t_p$$

donde:

- t_p tiempo pico, en h
- t_{ci} tiempo de concentración individual, en h
- t_r tiempo de recesión, en h

El volumen del hidrograma se consideró como:

$$V = \frac{Q_p}{2} [(t_c + 1.67 d_b) + (t_c - d_b)]$$

despejando el gasto pico y haciendo $V = hp_e \cdot A$, se tiene:

$$Q_p = 0.277 \frac{2 \times hp_e \times A}{(2t_c + 0.67 d_b)}$$

donde:

- Q_p gasto pico, en m^3/s
- hp_e altura de precipitación efectiva, en mm

$$hp_c = hp \times C_c$$

- hp altura de precipitación total, en mm
 C_c coeficiente de escurrimiento
 A área total de la cuenca, en km²

Por otra parte, si la duración de la barra fue mayor que el tiempo de concentración individual el hidrograma se consideró trapecial, con las siguientes características:

$$t_p = t_{ci}$$

$$t_r = 1.67t_p$$

El volumen del hidrograma se consideró como:

$$V = \frac{Q_p}{2} [(d_b + 1.67t_p) + (d_b - t_p)]$$

despejando el gasto pico y haciendo $V = hp_c \cdot A$ se tiene:

$$Q_p = 0.277 \frac{2 \times hp_c \times A}{(2d_b + 0.67t_p)}$$

Finalmente, para cada cuenca que forma el sistema, se obtuvieron ocho hidrogramas definidos por la distribución de lluvia en las ocho barras del hietograma, estos hidrogramas se defasaron un tiempo igual al tiempo de pico y posteriormente se sumaron para obtener el hidrograma total de la cuenca.

Para el cálculo de los hidrogramas, se definieron también para cada elemento sus áreas urbana, no urbana y total; valores que se presentan en la tabla 2.3.

Por otra parte, en base al estudio realizado por la DGCOH para la determinación de los coeficientes de escurrimiento en el Área Metropolitana de la Ciudad de México, dentro del Plan Maestro de Drenaje, se definieron para cada área su coeficiente de escurrimiento respectivo, a través de los índices de urbanización.

El coeficiente ponderado correspondiente a toda la cuenca, se obtuvo de:

$$C_e = C_{NU} \frac{A_{NU}}{A_T} + 0.45(I_U) \frac{A_U}{A_T}$$

donde:

- C_e coeficiente de escurrimiento ponderado para toda el área del elemento.
 A_{nu} área no urbana, en ha

Au	área urbana, en ha
At	área total del elemento, en ha
Cnu	coeficiente de escurrimiento no urbano.
0.45	valor máximo del coeficiente de escurrimiento urbano.
Iu	índice de urbanización, con valor igual o menor de la unidad.

También, en la tabla 2.3 se presentan los coeficientes de escurrimiento, donde se anota el índice de urbanización considerado.

Además, fueron proporcionados por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, hidrogramas a la salida de la cuenca del Río Churubusco, que se consideraron como adecuados al mejor funcionamiento de dicho conducto. Para el Gran Canal se aceptó el funcionamiento de los Interceptores Centro Poniente, Central y Centro-Centro, drenando el resto del área hacia dicho conducto. En ningún caso de este primer análisis se consideró la Obra de Toma del Gran Canal hacia el Interceptor Oriente.

2.4.3.- Capacidad de los conductos.

Para este análisis, se consideró el incremento de los caudales escurridos producto del crecimiento de la mancha urbana y el hundimiento del terreno en el Valle de México.

Con la geometría de los conductos actual y futura, los gastos sanitario y pluvial, se determinó su funcionamiento hidráulico empleando el programa CANAL.

El sistema hidráulico que utiliza el modelo, se describe a continuación:

El sistema inicia en la descarga de la Planta de Bombeo Lago, que opera al final del entubamiento del Río Churubusco, aguas arriba de los brazos izquierdo y derecho del mismo río. El canal izquierdo recibe las descargas del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México y finaliza en el Lago de Regulación Horaria. El brazo derecho se bifurca, conduciendo un canal hacia el Lago Churubusco y otro al Río de La Compañía, este último cuenta con dos tomas para bombear agua a una planta de tratamiento.

El Río de La Compañía además de recibir la descarga del Lago Churubusco, conduce el agua drenada de cuenca propia en el Estado de México y capta agua de los Drenes Chimalhuacán I, II y Xochiaca; este canal finaliza donde inicia del Dren General del Valle (en la descarga del brazo derecho del Río Churubusco).

A su vez, el Dren General del Valle recibe las descargas del Lago de Regulación Horaria, de los Drenes Perimetral y CEAS y se extrae por bombeo un gasto para el Lago de Texcoco Norte. Este canal cuenta con dos estructuras de control con compuertas radiales, llamadas El Pato y La Draga. El Dren General finaliza en su unión con el Gran Canal del Desagüe.

El Dren General del Valle descarga al Gran Canal del Desagüe, que recibe aguas arriba al Río de Los Remedios y sale de la cuenca a través de los Túneles de Tequixquiac.

2.4.3.1.- Condición Actual 1994.

Con objeto de conocer el comportamiento hidráulico en condiciones actuales y futuras, del Gran Canal del Desagüe, Dren General del Valle y Río de Los Remedios, se definieron una serie de simulaciones, que permitieron establecer la rugosidad de los distintos cauces y los niveles de agua para diferentes formas de operación del Sistema General de Desagüe del Valle de México.

Gastos Sanitarios.

Para la simulación de cada uno de los cauces, se fijaron tres condiciones de operación del Sistema General de Desagüe para el manejo de los caudales sanitarios: Máxima I, Máxima II y Mínima.

La condición Máxima I corresponde a la forma de operación actual del sistema de drenaje en la época de estiaje, en donde el Interceptor del Poniente no trabaja y deja pasar los escurrimientos sanitarios hacia el Gran Canal.

La condición Máxima II plantea el funcionamiento del Interceptor del Poniente, llevando sus escurrimientos hasta el Vaso del Cristo para ser derivado hacia el Emisor del Poniente.

La condición Mínima corresponde a la forma de operación del Sistema de Drenaje Profundo en época de lluvias, es decir con descargas a los Interceptores Poniente, Centro-Poniente, Central y Oriente; pero cerrando la Obra de Toma del Gran Canal.

La operación del sistema se planteó considerando construido el cajón del Gran Canal en el D.F. (9.6 km).

Para determinar el valor de la rugosidad a emplear en el cálculo de los perfiles, se realizaron tres simulaciones con distintos valores de "n" de Manning y la condición de operación Máxima I, para el año de 1994. El valor de "n" de Manning se propuso desde un valor mínimo de 0.020 hasta un valor máximo de 0.040, con valor medio de 0.030. El valor recomendado para cauces con geometría y tipo de material de este caso es $n=0.030$, dado que después de algunas simulaciones con este valor, los niveles obtenidos en el Gran Canal dentro del D.F., fueron semejantes a los datos medidos.

El Río de Los Remedios por su política de operación actual, se separó en dos tramos, uno del Vaso del Cristo al Gran Canal del Desagüe (VC-GC) y otro del Lago de Texcoco al Gran Canal (LT-GC).

Gran Canal del Desagüe. En la fig. 2.7 se presentan los perfiles hidráulicos en el Gran Canal para las tres condiciones de operación del Sistema General de Desagüe. En ella se observa que el cauce se comporta adecuadamente en el tramo comprendido entre el Río de los Remedios y la descarga a los Túneles de Tequixquiac, mientras que el tramo ubicado en el Distrito Federal, dos cajones de 4.0 x 4.0 m, presenta problemas de operación al trabajar a presión en un 80% de su longitud, para la condición Máxima I, mientras que para la condición Máxima II, solo el 50% del conducto funciona aceptablemente. En la condición Mínima la descarga se realiza ahogada.

Dren General del Valle. Para la condición Máxima I, el conducto tiene problemas de capacidad en el tramo comprendido entre el km 6+600 al 14+200, mientras que para la condición Máxima II se reduce al tramo 7+800 al 14+200. En cuanto a la condición Mínima, observamos que se presenta un comportamiento adecuado del cauce. En la fig. 2.8 se presentan los perfiles.

La falta de capacidad en el tramo indicado, se puede mejorar subiendo los bordos de ambas márgenes en un rango de 0.2 a 1.0 m.

Río de Los Remedios. Para el tramo del Río de Los Remedios comprendido entre el Gran Canal y el Dren General del Valle, no se tienen problemas en la capacidad del cauce.

Gastos Pluviales.

Con los hidrogramas obtenidos a partir de la metodología propuesta en el capítulo anterior, se simularon los tres principales drenes de este sistema, considerando tormentas con periodos de retorno de 3, 10 y 50 años. Los resultados que se presentan corresponden a la condición crítica, en la cual se supone que se presentará una tormenta de 50 años de periodo de retorno.

La suma de entradas al Gran Canal genera un gasto pico de 180 m³/s y el máximo de salida hacia los Túneles de Tequixquiac se regulariza a 60 m³/s. El hidrograma transitado se presenta en la fig. 2.9.

Río de Los Remedios. En este conducto no se consideraron descargas del Vaso del Cristo. Se presenta que salvo en un tramo de 1 km entre el Tajo de Ixhuatepec y el Gran Canal, el nivel del agua no sobrepasa a los bordos.

Dren General del Valle. El perfil del agua presenta derrames a lo largo de 9 km, en la parte central del conducto, como se observa en la fig. 2.10. Los niveles del agua son prácticamente horizontales, obligados por el nivel del agua en el Gran Canal que se presenta en la sección de descarga del Dren.

Gran Canal del Desagüe. El tramo entubado presenta carga en toda su longitud, además se presentan niveles del agua en el Gran Canal mayores que sus bordos, entre el cadenamiento 9+600 al 12+000, como se observa en la fig. 2.11.

2.4.3 2.- Condición Futura Año 2010.

Gastos Sanitarios.

Gran Canal del Desagüe. Al considerar el efecto del hundimiento a lo largo del cauce, y el incremento del gasto producto del crecimiento en la mancha urbana, los problemas de capacidad se acentúan de manera importante en el tramo del Gran Canal comprendido en el D.F. Para las condiciones Máxima I y Máxima II, la capacidad del cauce natural es insuficiente en los siguientes 2000 m a la descarga del cajón. Para la condición Mínima el problema de capacidad se presenta en los siguientes 1000 m después de la descarga del cajón. En la fig. 2.12 se presentan los perfiles hidráulicos.

Se puede detectar como la diferencia en las velocidades de hundimiento entre el tramo del Gran Canal en el D.F. y el de las inmediaciones a la Sierra de Guadalupe, ocasionan el remansamiento del agua y por consiguiente la disminución de la capacidad del conducto. Si la tendencia de hundimiento se mantiene en la zona, el funcionamiento del cajón en el D.F. puede presentar serios problemas, por lo que es recomendable realizar las obras necesarias para dar mayor capacidad al cauce en la Sierra de Guadalupe, y así disminuir los niveles de agua tanto en el Gran Canal como en el Dren General del Valle.

Dren General del Valle. Al igual que en el Gran Canal, la diferencia en la rapidez de hundimientos producen la disminución de la capacidad hidráulica del conducto, principalmente en la unión con el Río de los Remedios. Los tramos con problemas son para la condición Máxima I, Máxima II y Mínima, del km 2+200 al 15+000, del 5+000 al 14+600 y del 6+000 al 14+400 respectivamente. El perfil se observa en la fig. 2.13.

Una de las medidas que se debe tomar para aliviar el problema del Dren General del Valle, es aumentar la capacidad del Gran Canal, ya que el nivel en la unión de estos conductos es el que rige en el Dren General.

Río de Los Remedios. En el tramo del Río de Los Remedios del Gran Canal al Dren General del Valle, se presentan problemas de capacidad importantes en la condición Máxima I, donde para la mitad del conducto existe desbordamiento; mientras que en la condición Máxima II y Mínima ocurre en zonas aisladas. Los niveles de agua obtenidos, son reflejo del nivel que se tiene en la unión con el Gran Canal, ya que en este tramo del Río de Los Remedios no se integran descargas de aguas negras. En conclusión, el hundimiento del tramo y el nivel del agua en el Gran Canal son factores que provocan la disminución de la capacidad del conducto.

Gastos Pluviales.

Se realizó el análisis para la condición de urbanización para el año 2010 y los perfiles de fondo y bordos afectados por los hundimientos. Se proyectó el área urbana futura, los valores se presentan en la tabla 2.4, donde también se incluyen los coeficientes de escurrimiento, que aumentaron al cambiar las condiciones de urbanización. Los resultados de la simulación para una tormenta con periodo de retorno de 50 años, indican que la suma de los gastos de entrada al Gran Canal tiene un valor pico de 215 m³/s, mientras que el máximo de salida a través de los túneles de Tequixquiac es de 70 m³/s; como se observa en la fig. 2.14.

Río de Los Remedios. No se consideraron descargas del Vaso del Cristo. Aunque se presentan grandes hundimientos en la zona cercana al Gran Canal, el nivel del agua sobrepasa los bordos en la zona inmediata a éste conducto, dado que los niveles en el Gran Canal rigen el del Río de Los Remedios.

Dren General del Valle. Desbordamiento total del cauce debido a los hundimientos, incremento de caudales y niveles de agua en el Gran Canal. Ver fig. 2.15.

Gran Canal del Desagüe. En la fig. 2.16 se presenta el perfil hidráulico, donde se observan niveles del agua mayores que sus bordos entre los km 9+600 y 12+500 y el cajón presenta carga en el total de su longitud.

2.4.3.3.- Efecto de la Obra de Toma en el Gran Canal.

Para conocer el comportamiento del Sistema de Drenaje Oriente al operar la obra de toma del Gran Canal hacia el Sistema de Drenaje Profundo, se consideró la condición actual de urbanización y una tormenta con período de retorno de 50 años. Se descargaron 30, 60 y 90 m³/s, obteniéndose los hidrogramas de las fig. 2.17 a 2.19 respectivamente; se observa que para los dos últimos gastos los hidrogramas de salida son muy parecidos, lo que muestra que descargar gastos mayores de 60 m³/s no presenta beneficios.

En la fig. 2.20 se observa que los perfiles en el Dren General del Valle para 60 y 90 m³/s son iguales y presenta desbordamiento entre los km 6+000 y 14+500. Para 30 m³/s disminuyen los niveles en 40 cm promedio con respecto a cuando no se usa la obra de toma y para 60 m³/s disminuyen en 80 cm.

El Gran Canal presenta los perfiles de la fig. 2.21, donde se ve un funcionamiento semejante al Dren General; sin embargo, para 30 m³/s el cajón en su tramo final trabaja con carga así como para los otros dos gastos extraídos.

En conclusión, la obra de toma no resuelve los problemas. Al considerar la condición futura, se agudiza la situación. Por consiguiente, se requiere analizar soluciones a base de bombeo.

3. SOLUCIÓN PROPUESTA PARA EL RESCATE DEL GRAN CANAL.

En el presente capítulo se propone la solución a la disminución de capacidad de los conductos ; vista en el capítulo anterior.

3.1.- ALTERNATIVAS PLANTEADAS.

3.1.1.- Problemática de los conductos.

Se propusieron diferentes alternativas para cada uno de los conductos y elementos del sistema, cada alternativa desde el punto de vista hidráulico.

Río de Los Remedios.

Aún sin considerar el caudal procedente del Vaso del Cristo, requiere rehabilitación de bordos entre el Tajo de Ixhuatepec y el Gran Canal, los niveles del agua en la unión con el Gran Canal están determinados por los correspondientes a este último.

Es necesario tomar en cuenta el entubamiento parcial o total del cauce y las posibles descargas del Vaso del Cristo, las cuales están en función de la capacidad del Sistema Poniente de Drenaje.

Dren General del Valle y Lago de Texcoco.

Dado que los niveles del Gran Canal afectan el perfil hidráulico del Dren General del Valle, las mejoras al Gran Canal repercutirán directamente en los niveles del agua ; una alternativa de solución es elevar bordos de ambas márgenes ; sin embargo requeriría un estudio estructural. Otra posibilidad, es bombear hacia el Gran Canal, en combinación con la utilización de un almacenamiento en el cual se pueda regularizar el caudal o ampliar los que actualmente se tienen (Churubusco y Regularización Horaria). Aquí se puede considerar la construcción de la Laguna El Fusible, ubicada entre las mencionadas y con una capacidad de regularización semejante. El funcionamiento de las obras propuestas debe relacionarse con la operación del Sistema de Drenaje Profundo y con las obras para el mejoramiento del Gran Canal.

Gran Canal del Desagüe.

Se requiere analizar su comportamiento, considerando la derivación de caudal por la Obra de Toma hacia el Interceptor Oriente y la ampliación que se está realizando de este túnel en su tramo paralelo al Gran Canal.

Por la forma en que se presentan los hundimientos, el Gran Canal tenderá a quedarse sin pendiente, por lo que una rectificación, ampliación o revestimiento no mejorará su funcionamiento. Por lo anterior, la solución que se plantea es a base de bombeo sobre el

Gran Canal y hacia el Lago de Texcoco para unirse con el caudal del Dren General del Valle. El bombeo podrá ser ayudado con el incremento en la regulación, ya sea en las actuales lagunas o en nuevas áreas dentro del antiguo Vaso de Texcoco.

Con las consideraciones expuestas y la predicción estadística de los hundimientos, se propusieron dos alternativas de solución integral:

ALTERNATIVA 1.- Una planta de bombeo ubicada en el Dren General del Valle, sobre la antigua llegada del Río de Los Remedios al Lago de Texcoco. Bombeará los escurrimientos del Gran Canal D.F. y Edomex, del Río de Los Remedios, de los Ríos Churubusco y de La Compañía; el caudal se mandará por conductos a presión al km 20+000 del Gran Canal, donde este conducto conserva su pendiente hacia los Túneles de Tequixquiac. En la fig. 3.1 se muestra el croquis de esta alternativa.

ALTERNATIVA 2.- Se proponen dos plantas de bombeo, la primera en el Gran Canal a la altura del km 13+500, y la segunda sobre el Dren General del Valle en el km 12+400; las dos bombearán hacia el km 20+000 del Gran Canal. Esta alternativa presenta la ventaja de conducciones a presión más cortas, pero se apoya en la predicción estadística de hundimientos para fijar la posición de las plantas de bombeo. En la fig. 3.2 se presenta la ubicación en planta de esta alternativa.

3.2.- ANÁLISIS HIDRÁULICO.

Para el análisis hidráulico con el programa CANAL, se utilizaron los gastos sanitarios y pluviales para las condiciones actual y futura; analizando a su vez las Alternativas 1 y 2.

3.2.1.- Gastos Sanitarios.

Se realizó el análisis para gastos sanitarios, obteniendo el perfil hidráulico para la condición actual y futura.

Los resultados para la **Alternativa 1** se analizaron para los siguientes tramos: Río de Los Remedios entre el Vaso del Cristo y el Gran Canal; y entre el Gran Canal y el Dren General del Valle; Gran Canal D.F. desde su inicio hasta el Río de Los Remedios; Gran Canal Estado de México desde el km 18+000 hasta el Río de Los Remedios funcionando en sentido contrario al actual; Dren General del Valle entre los Ríos de La Compañía y de Los Remedios; y por último, el Gran Canal del Desagüe entre el km 18+000 hasta los Túneles de Tequixquiac.

En la condición futura los conductos se analizaron con los hundimientos previstos.

El Río de Los Remedios en su tramo entre el Gran Canal y el Lago de Texcoco, se consideró entubado como continuación del Gran Canal D.F., con dos cajones de 4.0 x 4.0 m.

En las figs. 3.3 a 3.8 se presentan los niveles de agua para el Gran Canal, en el D.F., en el Estado de México y entre el km 18+000 hasta los Túneles de Tequixquiac, para las dos condiciones en estudio.

De los resultados, se concluye que los tramos no desbordan para caudales sanitarios, aún con los hundimientos previstos.

Para la **Alternativa 2** los resultados se analizaron para los tramos siguientes: Río de Los Remedios entre el Vaso del Cristo y el Gran Canal; Gran Canal D.F. desde su inicio hasta el Río de Los Remedios; Dren General del Valle entre los Ríos de La Compañía y de Los Remedios y el Gran Canal entre el km 18+000 a los Túneles de Tequixquiac.

En las figs. 3.9 a 3.12 se presentan los niveles de agua para el Gran Canal D.F. y en el Estado de México desde el km 18+000 hasta los Túneles de Tequixquiac, para las dos condiciones en estudio.

Para los caudales sanitarios en ningún sitio se sobrepasan las cotas de los bordos.

3.2.2.- Gastos Pluviales.

Empleando una tormenta para un período de retorno de 50 años y la condición de urbanización actual, se analizó el funcionamiento hidráulico de las dos alternativas al paso de los caudales sanitarios y pluviales.

En la **Alternativa 1**, para observar el efecto de la regularización en los lagos Regulación Horaria y Churubusco, se transitó la avenida en dos condiciones, la primera con las lagunas y las segunda sin ellas. En la fig. 3.13 se muestra el hidrograma para las dos condiciones, se observa que el gasto pico disminuye del orden de 24 m³/s considerando la regulación, por lo cual, al contar con otra laguna (El Fusible), se puede reducir el gasto en otros 8 ó 10 m³/s. El gasto máximo de salida con regulación es de 48 m³/s.

Cabe aclarar, que el bombeo reduce los niveles en los conductos, aprovechando aún mas la capacidad de regulación de las lagunas, ya que los niveles al inicio de la tormenta son menores a los que tienen actualmente por la influencia de los niveles del Gran Canal. En la fig. 3.14 se muestra el perfil hidráulico en el Dren General del Valle, con y sin regulación, con regulación no se tienen desbordamientos.

Para el caudal que llegaría por el Río de Los Remedios, se presentan los hidrogramas de entrada y los de llegada a la planta de bombeo en la fig. 3.15, considerando que el río se entuba con dos cajones de 4.0 x 4.0 m ó 5.0 x 5.0 m. Al entubarse se facilita el flujo, aumentando el gasto máximo que llega a la planta.

En la fig. 3.16 se observa que el entubamiento del Río de Los Remedios, continuación del que se construye en el Gran Canal D.F., tendrá que realizarse mediante dos cajones de 5.0 x 5.0 m para permitir un funcionamiento a superficie libre.

Como se puede observar en la fig. 3.17, el cajón del Gran Canal D.F. entra en carga en los últimos cinco kilómetros, por lo que requiere de la ayuda de la obra de toma al Interceptor Oriente.

En la fig. 3.18 se observan los niveles máximos del Gran Canal en el Estado de México, donde no se tienen problemas al invertir el flujo, salvo un pequeño tramo del bordo derecho del Gran Canal.

En el tramo del Gran Canal km 18+000 a los Túneles de Tequixquiac no se presentan problemas de desbordamiento.

Para la **Alternativa 2** en las fig. 3.19 y 3.21 se presentan los hidrogramas transitados en el Dren General del Valle y en el Gran Canal del Desagüe, respectivamente. En las fig. 3.20 y 3.22 se muestran los perfiles con los niveles máximos del agua en los dos conductos. Para el Gran Canal en el Estado de México, se consideró un entubamiento con tres cajones de 5.0 x 5.0 m, para permitir el funcionamiento a superficie libre en los cajones del D.F.

Esta alternativa tiene la desventaja de la incertidumbre existente en la predicción de hundimientos, ya que podrían dejar de operar las plantas de bombeo.

De acuerdo a los resultados, se recomienda una solución basada en la **Alternativa 1**.

3.3.- OBRAS PROPUESTAS.

Con los resultados de las simulaciones del funcionamiento hidráulico, se definió la infraestructura necesaria para mejorar la operación del Sistema Oriente tanto en condiciones actuales, como futuras.

Debido a los hundimientos y al aumento de los gastos, tanto el Gran Canal como el Dren General del Valle tendrán que contar con plantas de bombeo para descargar su caudal hacia el Gran Canal. Por facilidad de operación y por la tendencia de los asentamientos, se plantea la ubicación de una planta de bombeo en la unión de la antigua descarga del Río de Los Remedios y el Dren General del Valle.

Con objeto de reducir las dimensiones de las estructuras de la planta de bombeo (equipos y conducciones), se aumentará la regularización en el Río Churubusco mediante la Laguna del Fusible y el bombeo hacia la Laguna de Casa Colorada.

Se propone la construcción del sistema de bombeo para el Gran Canal y Dren General del Valle con la siguiente secuencia:

3.3.1.- Obras de ejecución inmediata.

Planta de Bombeo de aguas negras y pluviales. El gasto mínimo de bombeo será de 40 m³/s para las aguas negras en estiaje, y además las pluviales en época de lluvia.

Conducciones de la Planta de Bombeo al Gran Canal del Desagüe (km 20+000). Para cada 20 m³/s bombeados, se requiere una conducción de 3.50 m de diámetro con longitud de 10 km. La pérdida de carga en el ramal de descarga será de 10 m. La carga de bombeo será de 15 m para el agua que llegue por el Dren General del Valle y 20 m para el Río de Los Remedios. Se considerará la resistencia del suelo para el diseño de las conducciones. Para esta etapa se construirán dos conducciones.

Rectificación del Río de Los Remedios en su tramo entre el Gran Canal y el Lago de Texcoco. Conducirá el agua residual del Gran Canal en el D.F., del Gran Canal en el Municipio de Ecatepec y del Río de Los Remedios hacia la Planta de Bombeo. En una primera etapa se realizará con la rectificación del cauce actual. La rectificación se hará en una longitud de 7,164 m. Se propone una sección trapezoidal con taludes de 2, ancho de plantilla de 12.0 m, tirante máximo de 4.0 m y una pendiente de 0.00015. Se podrá conducir un gasto máximo de 75 m³/s. El desnivel será 1.07 m y se requerirá un ancho entre 25 y 30 m según el nivel del terreno. El inicio de la rectificación será la plantilla del entubamiento del Gran Canal en el D.F.

3.3.2.- Obras a mediano plazo.

Laguna Reguladora en Casa Colorada y la Planta de Bombeo que descargará en ella. Su objetivo es reducir el número de conducciones de la Planta de Bombeo hacia la Planta de Tratamiento y al Gran Canal. Para ello se requiere regularizar los escurrimientos en la Laguna de Casa Colorada (ubicada junto al Dren General del Valle en las inmediaciones de la planta de bombeo propuesta).

Debido a los niveles del terreno, es necesario bombear con una carga de 10 m los escurrimientos del Río de Los Remedios. El gasto de estos equipos será:

Utilizando al máximo el Sistema de Drenaje Profundo, la diferencia a 95 m³/s de lo instalado hacia el Gran Canal y la diferencia a 148 m³/s si no se usa el Sistema Profundo. Para la planta inicial de 40 m³/s se tiene un gasto de 55 m³/s, pero si se derivan al Sistema Profundo sólo 30 en lugar del máximo 50, el gasto aumenta a 69 m³/s. En ambos casos las diferencias no rebasan el volumen de 5 millones de m³ que puede almacenar la laguna. Para sacar el agua de la laguna, se requerirán otros equipos que descarguen a las conducciones de la planta de bombeo hacia el Gran Canal. Podrían dejarse 60 m³/s.

Laguna Reguladora del Fusible. Su función es disminuir la capacidad de la planta de bombeo, al aumentar la regularización de los escurrimientos del Río Churubusco. Al construirse con capacidad de 3 millones de m³, el bombeo disminuye a 83 y 130 m³/s, con y sin Sistema Profundo respectivamente; para un gasto máximo derivado de 50 m³/s; si se

reduce a $30 \text{ m}^3/\text{s}$ el gasto diferencia hacia la Laguna de Casa Colorada será del orden de $60 \text{ m}^3/\text{s}$.

Entubamiento del Río de Los Remedios en su tramo entre el Gran Canal y el Lago de Texcoco. Su función es aumentar la capacidad del tramo y el saneamiento de la zona. Se proponen 4 cajones de 4.0 m por lado, con una longitud de 7,164 m y pendiente de 0.00015, evitando que los cajones se profundicen en el terreno. En el inicio tendrá una cota que permita que descargue libremente tanto el entubamiento del Gran Canal en el D.F. como el tramo del Municipio de Ecatepec. Así, la plantilla de los cajones queda 10 m por debajo de la actual plantilla y 13 m en promedio con los bordos.

3.3.3.- Obras a largo plazo.

Entubamiento del Gran Canal en el Municipio de Ecatepec. Necesario para el saneamiento de la zona. Se proponen dos cajones de 4.0 m por lado, pendiente de 0.00015 y 8,400 m de longitud. El entubamiento del Gran Canal en Ecatepec aumenta el gasto de bombeo en $4 \text{ m}^3/\text{s}$.

Ampliación de la Planta de Bombeo hacia Gran Canal. Permite flexibilidad en la operación de la planta de bombeo hacia el Gran Canal y también de la Laguna de Regulación. Se aumentará la capacidad de bombeo de la planta hacia el Gran Canal en $20 \text{ m}^3/\text{s}$, añadiendo una conducción. Con lo anterior, se tendrá una capacidad máxima de $60 \text{ m}^3/\text{s}$ para conducir al Gran Canal y otros $60 \text{ m}^3/\text{s}$ hacia Casa Colorada, de esta forma se puede controlar una avenida con gasto pico de $120 \text{ m}^3/\text{s}$. Las tres conducciones permitirán abastecer a la planta de tratamiento y vaciar la laguna.

4. AMPLIACIÓN DEL INTERCEPTOR ORIENTE DEL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO.

En el año de 1993 se inició el entubamiento del Gran Canal y a la fecha se han terminado la primera y segunda etapas de construcción de dos cajones de 4.0 x 4.0 m entre la P.B. 6-A en el km 4+849 y la descarga del Río de los Remedios en el km 9+600.

En los años de 1994 y 1995 se construyó la lumbrera 7 y el tramo del Túnel Interceptor Oriente de esa lumbrera a la 8, con lo cual se inició la unión de la parte sur de este Interceptor con el tramo donde descarga la actual obra de toma del Gran Canal.

4.1.- ENTUBAMIENTO DEL GRAN CANAL

El nuevo tramo del Interceptor Oriente recibirá los escurrimientos que en época de lluvias actualmente llegan a las plantas de bombeo del Gran Canal, las cuales operarán hacia el entubamiento del Gran Canal en la época de estiaje, para dar mantenimiento al túnel del Sistema de Drenaje Profundo.

4.1.1.- Entubamiento del Gran Canal del Desagüe en su 3a. y 4a. etapas.

Para el análisis de la 3a y 4a etapa de construcción, se consideró la condición de tirante crítico en la descarga del cajón, en el cadenamamiento 9+600 del Gran Canal (Río de los Remedios). Considerando el gasto que se puede presentar, se analizó su funcionamiento considerando diferentes alternativas, algunas de ellas se pueden observar en la fig. 4.1, las cuales básicamente consisten en variar las dimensiones y el número de cajones.

En las fig. 4.2 a 4.4 podemos se ve el perfil que se presenta para el proyecto original del encajonamiento y para las dos alternativas propuestas.

En caso de construir únicamente un cajón de 4.0 x 4.0 m para la 3a y 4a etapa del encajonamiento, y para un gasto de 30 m³/s, se observa que se presenta carga hidráulica en 3,000 de los 3,800 m, además se presentaría carga de 1.69 m al inicio del cajón (considerando el cajón hasta la Planta de Bombeo No. 2), ver fig. 4.2.

En la fig. 4.3, se observa que con un cajón de 4.0 m de ancho y altura de 3.0 m, conduciendo un gasto de 15 m³/s, se presenta una carga hidráulica al inicio del cajón de 1.49 m. La razón es que la altura del cajón es menor que para los demás casos.

Como se ve en la fig. 4.4, al conducir un gasto de 25 m³/s por un cajón del proyecto original del encajonamiento del Gran Canal, al inicio de éste se presenta una carga de 1.00 m y trabaja presión en 3,500 m de los 9,600 m de longitud.

Considerando lo anterior, se analizó el cajón con un gasto de 30 m³/s bombeados en la P.B. 2 y una sección transversal de 3 m de ancho de plantilla y 4 m de altura. Como se puede

observar en la fig 4.5, el cajón no entra en carga hasta la PB 2, (tirante de 3.89 m). En el cálculo del perfil hidráulico, se consideraron las pérdidas locales debidas al cambio de sección transversal en el cadenamiento 4+849 donde se ubica la P.B. 6-A.

En conclusión, se recomienda reducir la sección transversal de los cajones del Gran Canal, a 3 m de ancho y 4 m de alto hasta la P.B. 2. Con este cambio se tendría un ahorro considerable en los costos, tanto de construcción como de mantenimiento.

El análisis anterior considera que la P.B. 2 aportará 30 m³/s al encajonamiento del Gran Canal; esta operación se presentará en un caso extraordinario en época de lluvias. Con la sección adoptada se analizó el encajonamiento, considerando la aportación de las plantas de bombeo con el gasto de aguas negras más el de una tormenta en estiaje. Además se consideraron los puentes férreos y vialidades que obligan a una reducción en la altura del cajón (cadenamientos 1+592, 2+460 y 2+780). El perfil hidráulico se puede observar en la fig. 4.6, se concluye que no hay problemas en estos cruces.

Además de la condición de descarga libre, se analizaron dos condiciones de frontera que se pueden presentar al final del encajonamiento.

Se analizó primero la propuesta con rectificación del Río de los Remedios en el tramo Gran Canal - Laguna de Texcoco, la cual contempla una pendiente de plantilla del canal de 0.00012, anchos de plantilla entre 8 y 16 m y taludes 1:1 y 2:1, para este caso la elevación de plantilla del Río de los Remedios en la intersección con el Gran Canal se ubica 2.56 m por arriba de la cota de plantilla del cajón. Se integró un gasto de 8.28 m³/s que ingresan a la rectificación del Río de los Remedios provenientes de la Zona Poniente de la ciudad, de los resultados obtenidos se tomó el nivel que se presenta en el cruce del Río de los Remedios con el cajón del Gran Canal. El tirante en este punto bajo estas condiciones es de 4.69 m, lo que asegura que el cajón del Gran Canal presentaría carga en toda su longitud.

El segundo análisis fue considerando que la plantilla de la rectificación del Río de los Remedios coincide con la plantilla del encajonamiento del Gran Canal. Se observa que al final del cajón se presenta un tirante de 2.03 m, después de calcular el perfil hidráulico se concluye que el cajón del Gran Canal funcionará bien con esta condición de frontera.

Debido a que el gasto de aguas negras de la P.B. 1 y 1-A a la P.B. 2 es pequeño para conducirlo por dos cajones de 4 m de ancho por 4 m de altura como planteaba el proyecto original y considerando que en época de lluvias el caudal descargará a través de la estructura de Captación No. 1 al Interceptor Oriente, se propuso un colector sobre el cauce seco del Gran Canal para conducir las aguas negras, lo cual permite la construcción de vialidades o zonas de esparcimiento.

Se propuso una caja de conexión en el inicio del cajón del Gran Canal (P.B. 2) y el colector para estiaje de la P.B. 1 y 1A, en este sitio se obligó a que el colector llegara con una elevación de plantilla que permitiera el tirante crítico en la descarga.

Del análisis hidráulico se concluyó que el diámetro para conducir el gasto de aguas negras (3.20 m³/s), es 1.52 m. Por la importancia de la zona que drena (Zona Centro) se consideró conveniente manejar un colector de mayor diámetro, aunque en caso de un imprevisto en estiaje, el gasto excedente saldrá por el vertedor de la estructura de captación. Con un colector de 1.83 m de diámetro, se permite un funcionamiento hidráulico adecuado, dando más seguridad a la Zona Centro de la Ciudad de México.

Para construir este colector es necesario que el Gran Canal este seco en el tramo del km 0+000 a la P.B. 2, razón para que se construya y opere primero la captación de las P.B.1 y 1-A al Interceptor Oriente.

4.1.2.- Nueva Obra de Toma del Gran Canal al Interceptor Oriente en la Estructura de Captación No. 7.

Su finalidad será derivar el caudal de los cajones del Gran Canal hacia el Interceptor Oriente, permitiendo la rehabilitación de la obra de toma que actualmente funciona hacia la lumbrera 8 de este túnel.

El gasto de diseño se conformó con las aguas negras en estiaje que maneja el Gran Canal (D.F. y Municipio de Ecatepec), a nivel medio diario, considerando los sistemas de colectores que drenan a cada una de las plantas de bombeo. Dentro de las aportaciones al Gran Canal en esta época del año, se encuentran las de la zona poniente del D.F., además, se consideraron las descargas provenientes del Estado de México, entre el Río de los Remedios y la descarga del Dren General del Valle a través del Canal de Sales.

Al gasto de aguas negras para el año 2010, se le añadió el gasto pluvial que en algún momento se puede presentar en estiaje. Para la obtención de éste último, se utilizó la información de lluvia diaria de las 49 estaciones pluviográficas en el D.F. para los años de 1982 a 1993. Para las estaciones que se encontraban dentro del área en estudio, se calculó la lluvia media en 24 h y se seleccionó la tormenta media más desfavorable para cada mes de estiaje. Una vez definida la tormenta y conociendo los coeficientes de escurrimiento de cada cuenca, se calculó el volumen escurrido hacia las 11 plantas de bombeo del Gran Canal.

El gasto de diseño fue de 20 m³/s y obliga la utilización de dos cajones de 2.0 m de ancho por 2.5 m de altura, con descarga hacia la captación No. 7 del Interceptor Oriente. Para el diseño se consideró que cada cajón conducía la mitad del gasto y que se presentaba flujo uniforme. En la fig. 4.7 se observa su ubicación y dimensiones.

La obra de toma se ubicará en el predio donde se encuentra la lumbrera de construcción No. 7 del Interceptor Oriente, este predio es cruzado por un par de líneas de PEMEX, lo cual obliga a construir una caída hidráulica en los cajones.

4.1.3.- Bombeo de las Aguas Negras al Encajonamiento del Gran Canal.

Se revisó el funcionamiento del bombeo hacia el Gran Canal, para proponer la eliminación de plantas que no satisfagan la demanda del sistema primario de drenaje. Así, se plantea la restitución de algunos componentes del sistema de bombeo.

4.1.3.1.- Planta de Bombeo No. 2 y Planta de Bombeo No. 3

A la P.B. 3 llega un gasto en estiaje de $0.30 \text{ m}^3/\text{s}$, el cual se puede conducir mediante un colector que cruce el Gran Canal hasta la P.B. 2 que recibe un gasto de $2.75 \text{ m}^3/\text{s}$ y cuenta con una capacidad nominal de bombeo de $49.6 \text{ m}^3/\text{s}$. Además, la P.B. 2 se rehabilitará para descargar el gasto pluvial a los cajones del Gran Canal, en caso extraordinario como alivio al Túnel Interceptor Oriente.

Por otra parte, el gasto de lluvia que llega a P.B. 3 se propone derivarlo también hacia la lumbrera de captación de 8.0 m de diámetro de la P.B. 2.

4.1.3.2.- Planta de Bombeo No. 4-A y Plantas de Bombeo No. 5 y 5-A

La cercanía entre estas plantas permite conducir el agua de las P.B. 4A y 5 a la P.B. 5-A, que cuenta con una capacidad nominal de $22.0 \text{ m}^3/\text{s}$, la suma del gasto en estiaje para estas plantas es $2.33 \text{ m}^3/\text{s}$, por lo que la P.B. 5-A tiene la capacidad requerida.

Se aprovechará que la P.B. 5 cuenta con un colector de alivio hacia la P.B. 5-A, mientras que, para la P.B. 4-A se propone un colector que conduzca el agua residual hasta la P.B. 5-A y el agua pluvial hasta la lumbrera de construcción de la captación de las P.B. 5 y 5-A, eliminando así la P.B. 4-A.

4.1.3.3.- Planta de Bombeo No. 6 y Planta de Bombeo No. 7.

Actualmente existe conexión entre estas plantas a través de los colectores Gran Canal y 15, el gasto de ambas plantas puede llegar a la actual P.B. 7 o en un futuro a la nueva P.B. 7, además no existen problemas de desbordamiento en los pozos de visita.

4.2. PROYECTO GEOMÉTRICO

Para construir el encajonamiento del Gran Canal, es necesario desviar las aguas que actualmente conduce por el Interceptor Oriente, el cual también se utilizará para alivio del cajón del Gran Canal cuando requiera mantenimiento y ayuda en época de lluvias, y cuando se dé mantenimiento a las plantas de bombeo.

4.2.1. Descripción del Interceptor Oriente.

El tramo de unión de la parte Sur con la Norte del Interceptor Oriente inicia en la Lumbrera No. 5, ubicada en la Av. Ignacio Zaragoza y Av. Francisco del Paso y Troncoso (Eje 3

Oriente), entrando hacia el Norte por la calle de Puenteros, cruzando Av. Oceanía, el Gran Canal del Desagüe y Av. Albañiles (Eje 1 Norte) y siguiendo por la calle de Chiclera donde el trazo va paralelo a la margen izquierda del Gran Canal, cruzando Av. del Peñon, donde se encuentra ubicada la Lumbrera No. 5-A, continuando paralelo al Gran Canal y cruzando las avenidas Canal del Norte (Eje 2 Norte), y Río Consulado (Circuito Interior). La Av. Río Consulado es el límite delegacional, entre las delegaciones Venustiano Carranza y Gustavo A. Madero.

Poco antes de llegar a la Av. Albino Corzo (Eje 3 Norte) fue necesario cambiar el trazo de la margen izquierda a la margen derecha, para no afectar algunos edificios e instalaciones eléctricas, llegando con el trazo a la esquina de la Av. Angel Corzo (Eje 3 Norte) y la calle 503, donde se encuentra ubicada la Lumbrera No. 6.

Posteriormente, se regresa a la margen izquierda para continuar paralelo al Gran Canal, cruzando la Av. Río Guadalupe (Av. Talismán-Eje 4 Norte) hasta llegar a la esquina de Calzada San Juan de Aragón con la calle Norte 94 donde se ubica la Lumbrera No. 7.

De este punto, el trazo cambia de dirección hacia el Oeste por Av. San Juan de Aragón hasta llegar a la Av. Eduardo Molina (Eje 3 Oriente) donde cambia hacia el Norte hasta llegar a Oriente 187 y Av. Eduardo Molina donde se ubica la Lumbrera No. 8.

4.2.2. Restricciones en el diseño.

Al realizar el trazo se cumplieron algunas restricciones, entre las que se encuentran:

- El túnel debe pasar a no menos de un diámetro y medio de cualquier construcción de más de dos pisos de altura y se debe tener cuidado especial con las escuelas.
- Se debe construir una lumbrera de construcción cada 2,000 metros aproximadamente. Por lo que de L-5 a L-5A hay una distancia de 1,590 m, de L-5A a L-6 hay una distancia de 2,197 m, de L-6 a L-7 existe una separación de 2,019 m y por último de L-7 a L-8 de 1,524, haciendo un total en el trazo de 7,332 m.
- Las coordenadas del centro de las lumbreras L-5 y L-8 ya estaban fijas. La Lumbrera No. 5 tiene coordenadas $X = 5,442.000$ y $Y = 11,346.929$ mientras que las de la Lumbrera No. 8 son $X = 6,522.476$ y $Y = 18,025.979$.
- El trazo consta de 11 curvas, todas ellas, cumpliendo con un radio mayor de 200 m debido a las características del escudo excavador.
- El trazo debe llegar tangente a las lumbreras y continuar en la misma forma. El diámetro interior de las lumbreras debe ser de 12.0 m, el diámetro exterior del escudo excavador es de 6.24 m y el diámetro interior del túnel terminado es de 5.0 m.

Para el diseño hidráulico, se encontró la pendiente que se le daría al conducto con las cotas de plantilla de las Lumbreras No. 5 y No. 8, obteniéndose $S=0.000295$, además se propuso un coeficiente de rugosidad de Manning de $n=0.015$. Considerando estas características y con el diámetro de 5 m se obtuvo que con un tirante de 4.7 m se puede conducir un gasto máximo de $28 \text{ m}^3/\text{s}$ y para el conducto lleno el gasto es de $26 \text{ m}^3/\text{s}$.

4.3. UBICACIÓN DE CAPTACIONES

4.3.1.- Captación para las Plantas de Bombeo No. 1 y 1-A.

La obra de captación No. 1 recibirá durante la época de lluvias las aportaciones que en la actualidad llegan a las P.B. 1 y 1-A a través de los sistemas de colectores Central I, 3 y Morazán. El gasto que operará esta captación será de 28.95 m³/s, en condiciones futuras para un periodo de retorno de 5 años.

La localización de las **P.B. 1 y 1-A**, es en el km 0+000 del Gran Canal, a la altura de la Av. Congreso de la Unión, Col. 20 de Noviembre.

Sistema Central I. Se encuentra al Oriente de la Del. Cuauhtémoc, limitado al Norte por la Av. Hidalgo o Tacuba, al Sur por el Eje 3 Sur (José Peón Contreras), al Oriente por la Av. Congreso de la Unión y al Poniente por la Av. Niños Héroes. Comprende las colonias Centro, Candelaria de los Patos, Tránsito, Esperanza, Merced Balbuena, Doctores, Obrera, Paulino Navarro, Boturini, Aarón Sáenz, Artes Gráficas y Sevilla.

Sistema Colector 3. Se encuentra al Oriente y Poniente de las Del. Cuauhtémoc y Venustiano Carranza respectivamente, limitado al Norte por la calle Mecánicos, al Sur por la calle Emiliano Zapata, al Oriente por la Av. Ing. Eduardo Molina y al Poniente por el Eje Central Lázaro Cárdenas. Comprende las colonias Centro, Unidad Habitacional Emiliano Zapata, Penitenciaria, Morelos y 10 de Mayo.

4.3.2.- Captación para las Plantas de Bombeo No. 2 y No. 3.

La **P.B. 2** se localiza en el km 1+040 sobre la margen derecha del Gran Canal, a la altura del cruce de las Avenidas Iztaccihuatl y Oceanía, Col. Miguel Hidalgo. La capacidad nominal de la planta es de 49.6 m³/s, con 27 equipos de bombeo. Sus aportaciones son de los sistemas de colectores Churubusco, Oceanía I y Oceanía II.

Sistema Churubusco. Se ubica al Sur de la Del. Venustiano Carranza, limitado al Norte por la calle Norte 17, al Sur por Viaducto Río la Piedad, al Oriente por la Av. Río Churubusco y al Poniente por la Av. Francisco del Paso y Troncoso. Comprende las colonias Jardín Balbuena, U. Kennedy, Moctezuma 1a. Sección, Santa Cruz Aviación, Valentín Gómez Farías, Federal, Industrial, Puerto Aéreo, U. Zaragoza, Cuatro Arboles, Aviación Civil e Ignacio Zaragoza.

Sistema Oceanía I. Se encuentra al centro de la Del. Venustiano Carranza, limitado al Norte por Av. de la Industria, al Sur por la calle Norte 17, al Oriente por el Blvd. Puerto Aéreo y al Poniente por la Av. Ing. Eduardo Molina. Comprende las colonias 7 de Julio, Progresista y Moctezuma 2a. Sección.

Sistema Oceanía II. Se encuentra al centro de la Del. Venustiano Carranza, limitado al Norte por la Av. Oceanía, al Sur por la Calz. Ignacio Zaragoza, al Oriente por la Calle

Iztaccíhuatl y al Poniente por la Av. Ing Eduardo Molina. Comprende la colonia Moctezuma 1a. Sección.

La **P.B. 3** se localiza en el km 1+200 sobre la margen izquierda del Gran Canal, a la altura de la calle La Chiclera, Col. Miguel Hidalgo. La capacidad de la planta es de 3.7 m³/s, con 4 equipos de bombeo. Sus aportaciones son del sistema colector 7.

Sistema Colector 7. Se ubica al centro de la Del. Venustiano Carranza, limitado al Norte por la Av. del Trabajo, al Sur por la Central de Autobuses TAPO, al Oriente por la calle Albañiles y al Poniente por la Av. Eduardo Molina. Comprende las colonias 7 de Julio, Progresista, Madero y Ampliación Penitenciaria.

4.3.3.- Captación para las Plantas de Bombeo No. 4-A, No. 5 y No. 5-A.

La **P.B. 4-A** se localiza en el km 2+750 sobre la margen derecha del Gran Canal, a la altura del eje 2 Norte Transvaal, Col. Ampliación Simón Bolívar. La capacidad de la planta es de 8.0 m³/s, con 5 equipos de bombeo. Sus aportaciones son del sistema Transvaal.

Sistema Transvaal. Se localiza al Norte de la Del. Venustiano Carranza, limitado al Norte por la calle Transvaal, al Sur y al Oriente por la Av. Oceanía y al Poniente por la calle Emiliano Zapata. Comprende las colonias Venustiano Carranza, Azteca, 20 de Noviembre, Revolución, Tres Mosqueteros, 1o de Mayo, Ampliación Venustiano Carranza, Miguel Hidalgo, Romero Rubio, Simón Bolívar y Aquiles Serdán.

La **P.B. 5-A** se localiza en el km 2+980 sobre la margen izquierda del Gran Canal, a la altura de la Av. Río Consulado, Col. Ampliación Simón Bolívar. La capacidad de la planta es de 22.0 m³/s, con 11 equipos de bombeo. Sus aportaciones son de los sistemas 9-Sur, Canal del Norte, 5 y los excedentes del colector 9.

Sistema 9-Sur. Se ubica al Norte de la Del. Venustiano Carranza, limitado al Norte por la Av. Río Consulado, al Sur por la Calle Estaño, al Oriente por la Av. Gran Canal y al Poniente por la Av. del Trabajo. Comprende las colonias Valle Gómez y 20 de Noviembre.

Sistema Canal del Norte. Se localiza al Norte de la Del. Venustiano Carranza, limitado al Norte por la calle Aluminio, al Sur por el Eje Canal del Norte, al Oriente por la Av. Gran Canal y al Poniente por la Av. del Trabajo. Comprende la colonia Nicolás Bravo.

Sistema Colector 5. Se ubica al Norte de la Del. Venustiano Carranza, limitado al Norte por la Av. Canal del Norte, al Sur por las calles Peluqueros e Impresores, al Oriente por la Av. Gran Canal y al Poniente por la Av. del Trabajo. Comprende las colonias 1o. de Mayo, Michoacana, Ampl. Michoacana, Janitzio y Emilio Carranza.

La **P.B. 5** se localiza en el km 2+860 sobre la margen izquierda del Gran Canal, a la altura de la Av. Río Consulado, Col. Escuela de Tiro. La capacidad de la planta es de 9.5 m³/s, con 7 equipos de bombeo. Sus aportaciones son del sistema Colector 9.

Sistema Colector 9. Se localiza al Norte de la Del. Venustiano Carranza; limitado al Norte por la calle Estaño, al Sur por Canal del Norte, al Oriente por la Av. Gran Canal y al Poniente por la Av. del Trabajo. Comprende las colonias Popular Rastro, Felipe Angeles y Ampliación Simón Bolívar.

4.3.4.- Captación para la Planta de Bombeo No. 6-A.

La **P.B. 6-A** se localiza en el km 4+920 sobre la margen derecha del Gran Canal, a la altura de la Av. 510, Col. San Juan de Aragón. La capacidad de la planta es de 19.0 m³/s, con 12 equipos de bombeo. Sus aportaciones son del sistema Av. 510.

Sistema Av. 510. Se localiza al Suroriente de la Del. Gustavo A. Madero, limitado al Norte por la Calz. San Juan de Aragón y Av. 416, al Sur por el Circuito Interior (Río Consulado), al Oriente por la Av. Texcoco y Av. Taxímetros y al Poniente por la calle 503. Comprende las colonias U.H. San Juan de Aragón, El Olivo, U.H. Narciso Bassols, Ciudad Lago, U.H. CTM San Juan de Aragón, Ampl. U.H. San Juan de Aragón y U. La Cuchilla del Tesoro.

4.3.5.- Captación para la Planta de Bombeo No. 7.

La **P.B. 7** se ubica en el km 5+900 sobre la margen izquierda del Gran Canal, a la altura de Av. San Juan de Aragón, Col. Ferrocarrilera Insurgentes. Su capacidad es de 18.0 m³/s, cuenta con 12 equipos. Sus aportaciones provienen de los sistemas de colectores 15 y 13.

Sistema Colector 13. Su ubicación es al Sureste de la Del. Gustavo A. Madero, limitado al Norte por la Av. Cantera, al Sur por la calle Gral. Villada, al Oriente por Av. Ing. Eduardo Molina y al Poniente por la Av. Insurgentes Norte. Comprende las colonias Martín Carrera, Gustavo A. Madero, Rosas del Tepeyac, Estanzuela, Barrio Tepetates, 15 de Agosto, Carrera Lardizabal, Constitución de la República, Ferrocarrilera Insurgentes y Granjas Modernas.

Al área anteriormente descrita, se le suma la correspondiente a la parte alta de este sistema, al Poniente de la Delegación Gustavo A. Madero, limitada al Norte por la calle Juan de Dios Bátiz, al Sur por la calle Montevideo, al Oriente por la Insurgentes Norte y al Poniente por la Av. Instituto Politécnico Nacional. La zona alta comprende las colonias Lindavista U.H. Juan de Dios Bátiz y Tepeyac Insurgentes.

Sistema Colector 15. Su localización es al Sureste de la Del. Gustavo A. Madero, limitado al Norte por la Calz. Ticomán, al Sur por la Av. Fortuna y Talismán, al Oriente por la Av. Ing. Eduardo Molina y al Poniente por el Eje Central Lázaro Cárdenas.

Comprende las colonias Santa Coleta, Ampliación San Juan de Aragón, Aragón, Estrella, Magdalena de las Salinas, U. Revolución IMSS, Churubusco Tepeyac, Montevideo, Valle del Tepeyac y Unidad Profesional Zacatenco Lindavista.

Sistema Colector 11B. El sistema colector 11B actualmente descarga a la planta de bombeo No. 6 que se localiza en la margen izquierda del Gran Canal. De acuerdo a la planeación, el colector 11B descargará a la captación No. 7 en época de lluvias. El sistema colector 11B pertenece a la Del. Gustavo A. Madero, limitado al Norte por la Calle Talismán, al Sur por la calle Joyas, al Oriente por la calle Nte. 94 y al Poniente por la calle Misterios. Comprende las colonias Gertrudis Sánchez 1a. Sección, Aragón, Inguarán y Estrella.

4.4. DISEÑO HIDRÁULICO DE UNA CAPTACIÓN

Se eligió el diseño de la captación de la P.B. 7 debido a la complejidad e innovación para su diseño. El sitio propuesto para su construcción integra diversas estructuras, como la nueva obra de toma y la nueva P.B. 7.

La construcción de la nueva Planta de Bombeo será en el predio ubicado en la esquina sur de la calle Gran Canal y la Av. San Juan de Aragón, donde actualmente se encuentra la lumbrera de construcción No. 7 del Túnel Interceptor Oriente.

El funcionamiento de las estructuras que se ubican en este sitio será el siguiente:

- La Obra de Toma descarga el caudal de los cajones del Gran Canal hacia la Captación No. 7 y ésta a su vez hacia el Interceptor Oriente.
- La nueva P.B. 7 capta el agua proveniente de los colectores 13 y 15, subiéndola al encajonamiento del Gran Canal.
- La Captación No. 7 recibe el agua de los colectores 13 y 15 en época de lluvias, descargando hacia el Interceptor Oriente. En esta época no opera la nueva P.B. 7.
- En un futuro, con la construcción del Interceptor Oriente en el tramo de Lumbrera 7 a Lumbrera Casa Colorada, se colocarán compuertas en la Lumbrera 7 para controlar el flujo hacia la Lumbrera 8 del Interceptor Oriente o hacia el Lago de Texcoco. Por esta razón la Captación No. 7 presenta su descarga directa al Interceptor Oriente, desechando la posibilidad de una captación del tipo adosada a la Lumbrera de Construcción 7.

Las alternativas generadas para la localización de las estructuras, estuvieron ajustadas a los siguientes factores:

- El Colector 15 y las líneas de energía eléctrica limitan la ubicación de P.B. 7.
- El cárcamo de bombeo de P.B. 7 debe ubicarse a una distancia mínima de un diámetro del Interceptor Oriente.
- La P.B. 7 se propone con equipos de bombeo eléctricos apoyados por la Estación Generadora San Antonio Tomatlán. De esta forma disminuye de manera significativa el diámetro de la estructura.

- Frente al predio se encuentra una escuela secundaria, se consideró esta situación, tomando medidas para reducir al máximo el impacto nocivo al ambiente.
- La descarga de la Captación debe ser directa al Túnel Interceptor Oriente para permitir la colocación de compuertas en la Lumbrera No. 7.
- La descarga del tubo de desfogue de la lumbrera de captación, se debe conectarse con un ángulo de 30° o en su defecto de 45° al Interceptor Oriente; recomendación para un adecuado funcionamiento hidráulico según resultados experimentales.
- La longitud del tubo de desfogue no debe ser demasiado grande, por la dificultad en su hincado.

Por estas razones, la captación y la planta de bombeo se ubicaron de forma independiente. La ubicación de P.B. 7 será en el sitio donde las líneas de energía eléctrica cambian de margen; la razón principal fue que la lumbrera cumplía con la distancia mínima al Interceptor Oriente. La desventaja que se presenta es que se tendría que demoler el colector 15 en dos ocasiones, siendo difícil por sus dimensiones, profundidad y a que fue colado en sitio, siendo su estructura monolítica.

Por otro lado la ubicación de la Captación No. 7 quedó definida por los cajones de la obra de toma como se observa en la fig. 4.8.

MEMORIA DE CALCULO GEOMÉTRICA E HIDRÁULICA DE LA ESTRUCTURA DE CAPTACION AL TÚNEL INTERCEPTOR ORIENTE DE LOS COLECTORES 11B, 13 Y 15 QUE DESCARGAN A LA PLANTA DE BOMBEO No. 7.

Cálculo del tirante crítico en el colector No. 15

Para $\phi = 3.15$ m $n = 0.014$ Coeficiente de rugosidad de Manning.

$Q = 12.94$ m³/s

$g = 9.81$ m/s²

Por aproximaciones sucesivas :

$$\frac{Q^2}{g} = 17.069$$

Proponiendo valores para obtener el tirante crítico:

$$hc = 1.536 \text{ m}$$

$$\theta = 2 \cdot \arcsin \left[\frac{2}{\phi} \sqrt{hc \cdot (\phi - hc)} \right] \quad \theta = 3.092$$

$$Ac = (\theta - \sin(\theta)) \cdot \phi^2 \cdot \frac{1}{8} \quad Ac = 3.774 \text{ m}^2$$

$$Bc = \left(\sin \frac{1}{2} \theta \right) \cdot \phi \quad Bc = 3.149 \text{ m}$$

Proponiendo valores hasta igualar la relación: $\frac{Ac^3}{Bc} = 17.066$

Por lo tanto el tirante crítico que se presenta en el colector de llegada será: $hc = 1.54$ m

$$Vc = \frac{Q}{Ac} \quad Vc = 3.429 \text{ m/s}$$

$$Pc = \frac{\theta}{2} \cdot \phi$$

$$Rhc = \frac{Ac}{Pc}$$

$$Sc = \frac{V_c \cdot n^2}{Rhc^3} \quad Sc = 0.00324$$

Cálculo del tirante crítico en el colector No. 13

Para $\phi = 2.44 \text{ m}$ En su desarrollo a flujo normal.
 $\phi = 3.15 \text{ m}$ En su descarga (a contraflujo).
 * Este diámetro es el empleado.
 $Q = 15.59 \text{ m}^3/\text{s}$
 $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

Por aproximaciones sucesivas :

$$\frac{Q^2}{g} = 24.776$$

Proponiendo valores del tirante para igualar la ecuación de régimen crítico:

$$hc = 1.694 \text{ m}$$

$$\theta = 2 \cdot \arcsin \left[\frac{2}{\phi} \sqrt{hc \cdot (\phi - hc)} \right] \quad \theta = 2.99$$

$$\theta_0 = (2 \cdot 3.1416) - \theta$$

$$Ac = \left[(\theta_0 - \sin(\theta_0)) \cdot \phi^2 \right] \cdot \frac{1}{8} \quad Ac = 4.271 \text{ m}^2$$

$$Bc = \left(\sin \left(\frac{1}{2} \theta_0 \right) \right) \cdot \phi \quad Bc = 3.141 \text{ m}$$

Proponiendo valores hasta igualar la relación: $\frac{Ac^3}{Bc} = 24.805$

Por lo tanto el tirante crítico que se presenta en el colector de llegada ser $hc = 1.69 \text{ m}$

$$V_c = \frac{Q}{Ac} \quad V_c = 3.65 \text{ m/s}$$

$$P_c = \frac{\theta_0}{2} \cdot \phi$$

$$R_{hc} = \frac{A_c}{P_c}$$

$$S_c = \frac{V_c \cdot n^2}{R_{hc}^3} \quad S_c = 0.00338$$

**Revisión del funcionamiento hidráulico de la captación.
Dimensionamiento del canal madrina.**

Elevación de llegada del colector 15 a la caja de conexión: $E = 2220.92$ msnm

Sea el cajón madrina de dimensiones:

$$B_c = 6.00 \quad \text{m}$$

$$H_c = 6.00 \quad \text{m}$$

Teniendo que la elevación de plantilla de inicio de la caja de conexión será:

$$E_p = 2218.46 \quad \text{msnm}$$

Caja de control.

De acuerdo a recomendaciones del "Manual de Diseño Hidráulico de Cajas de Planta Circular", para el control de caudales descargados al Drenaje Profundo", de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del Gobierno del Distrito Federal.

- Instalar 2 juegos de compuertas de servicio y emergencia.

La publicación "Diseño de Estructuras de Conexión al Drenaje Profundo" de Enero de 1985 en su página 44 recomienda.

- Cuidar que las compuertas no tomen carga para no transferir el control a esta sección y perder eficiencia.

Se proponen tres compuertas de 2 x 2 m.

Debido a que no existe un Manual de Diseño para cajas rectangulares, se proponen los siguientes valores:

Separación entre compuertas (mínima) sobre la misma pantalla.

$$S_c = 0.50 \quad \text{m}$$

Separación entre compuertas (pantalla a pantalla)

$$S_m = 2.00 \quad \text{m}$$

A continuación debemos obtener el tirante crítico en la caída hacia la lumbrera el cual se presenta al final del colector madrina, posteriormente este valor se tomó para definir el perfil hidráulico que se presenta en la caja de control.

Análisis del perfil del agua.

Forma de la sección: rectangular

Ancho de la sección en la caída hacia la lumbrera:

$$B_{caida} = 6.0 \quad \text{m}$$

$Q = 40 \quad \text{m}^3/\text{s}$ Considerando 20 m^3/s que podrían llegar por los colectores y 20 m^3/s que podrían llegar a través de la obra de toma.

$$q = \frac{Q}{B_{caida}} \quad q = 6.667 \quad \text{m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Obteniendo el tirante crítico para la sección rectangular:

$$h_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{\frac{1}{3}} \quad h_c = 1.655 \quad \text{m}$$

y la carga de velocidad:

$$h_{vc} = \frac{\left(\frac{Q}{B_{caida} \cdot h_c} \right)^2}{2 \cdot g} \quad h_{vc} = 0.827 \quad \text{m}$$

Cálculo de las pérdidas a través de las compuertas.

Al pasar el agua por las compuertas, las pérdidas se calculan aplicando los criterios de pérdidas por compuertas recomendados en el Manual de Cajas de Control.

Se tienen 3 compuertas de las siguientes dimensiones.

$$a = 2.00 \quad \text{m}$$

$$b = 2.00 \quad \text{m}$$

$$A_{\text{com}} = 3 \cdot b \cdot a \quad A_{\text{com}} = 12 \quad \text{m}^2$$

$$V = \frac{Q}{A_{\text{com}}} \quad V = 3.333 \text{ m/s} \quad \text{menor que la velocidad permisible de } 7 \text{ m/s cuando se utilicen concretos con una resistencia de } 250 \text{ kg/cm}^2$$

Realizando el análisis del perfil hidráulico desde la caída a la lumbrera hasta las compuertas de emergencia (de aguas abajo hacia aguas arriba).

Se realiza el análisis del perfil hasta la sección donde se presenta la reducción en la sección teniendo los siguientes resultados.

$$h_2 = 1.75$$

$$h_{v2} = \frac{\left(\frac{Q}{B_{\text{caída}} \cdot h_2} \right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_{v2} = 0.74 \quad \text{m}$$

Planteando la ecuación de la energía entre una sección anterior (1) y una posterior (2) a la reducción, se tiene:

$$E_1 = h_2 + h_{v2} + h_e$$

Para obtener las pérdidas debidas por el cambio de sección (h_e) se tomó:

$K_e = 0.10$ Coeficiente de pérdida en reducciones de un canal rectangular, (según Formica).

$$h_e = K_e \cdot h_{v2}$$

$$h_e = 0.07 \quad \text{m}$$

$$E_2 = h_2 + h_{v2} + h_e$$

$$E_2 = 2.564 \quad \text{m}$$

En el canal de llegada

$$B = 7.00 \quad \text{m}$$

y proponiendo valores del tirante hasta igualar la ecuación de la Energía.

$$h_1 = 2.23 \quad \text{m}$$

$$h_{v1} = \frac{Q^2}{B \cdot h_1^3} \cdot \frac{1}{2 \cdot g}$$

$$E_1 = h_1 + h_{v1}$$

$$E_1 = 2.565 \quad \text{m}$$

el tirante que se obtiene es

$$h_1 = 2.23 \quad \text{m} \quad , \quad \text{al inicio de la reducción.}$$

Como podemos observar, el tirante aguas abajo de las compuertas provoca que estas trabajen con carga y con descarga ahogada, por esta razón se empleará la expresión propuesta en el manual antes mencionado.

El tirante aguas arriba de las compuertas se puede evaluar con la siguiente expresión:

$$h_2 = 2.23 \quad \text{m}$$

$C_d = 0.75$ Coeficiente de descarga experimental obtenido del manual.

$$h_1 = \left[\frac{1}{2 \cdot g} \cdot \left(\frac{Q}{C_d \cdot a \cdot 3 \cdot b} \right)^2 \right] + h_2$$

$$h_1 = 3.237 \quad \text{m}$$

Obtenemos el tirante del agua para la siguiente compuerta. (Cabe mencionar que el cálculo del perfil se está realizando de la lumbrera hacia el colector). Se aplicará la expresión recomendada en el manual considerando el funcionamiento de las compuertas trabajando con carga y con descarga ahogada.

$$h_2 = 3.24 \text{ m}$$

$$C_d = 0.75$$

$$h_1 = \frac{1}{2 \cdot g} \cdot \frac{Q^2}{C_d \cdot a \cdot 3 \cdot b} \cdot h_2$$

$$h_1 = 4.25 \text{ m}$$

Calculamos el tirante aguas arriba de la ampliación del cajón, aplicando la ecuación de la energía.

Planteando la ecuación de la energía entre una sección anterior (1) y una posterior (2) a la ampliación, se tiene:

$$E_1 = h_2 + hv_2 + h_a$$

Para obtener las pérdidas debidas por el cambio de sección (h_a) se tomó:

$K_a = 0.41$ Coeficiente de pérdida en ampliaciones de un canal rectangular, (según Formica).

$$h_2 = 4.25 \text{ m}$$

$$v_2 = \frac{Q}{h_2 \cdot B}$$

$$v_2 = 1.345 \text{ m/s}$$

$$hv_2 = \frac{v_2^2}{2 \cdot g}$$

$$h_1 = 4.21 \text{ m}$$

$$v_1 = \frac{Q}{h_1 \cdot B_{caída}}$$

$$v_1 = 1.584 \text{ m/s}$$

$$h_{v1} = \frac{V1^2}{2 \cdot g}$$

$$h_a = K_a \cdot \frac{(V1 - V2)^2}{2 \cdot g} \quad h_a = 0.001 \quad m$$

$$E2 = h2 + h_{v2} + h_a$$

$$E2 = 4.343 \quad m$$

y proponiendo valores del tirante hasta igualar la ecuación de la Energía.

$$E1 = h1 + h_{v1}$$

$$E1 = 4.338 \quad m$$

el tirante que se obtiene es

$$h1 = 4.21 \quad m \quad \text{al inicio de la ampliación.}$$

Que será el tirante que se presentará en la caja de conexión con el colector 15.

Elevación de la cresta del vertedor.

Para definir la altura del vertedor se debe tomar en cuenta el flujo de las aguas residuales, considerando que durante el estiaje seguirán el trayecto que tenían antes de que existiera el drenaje profundo.

Como el gasto de aguas negras en época de estiaje será bombeado hacia el cajón del Gran Canal a través de la nueva PB7 la elevación de la cresta del vertedor se encontrará determinada por el nivel de agua máximo que se permita dentro del cárcamo de bombeo.

De esta forma, la elevación de la cresta del vertedor, se obtiene de la siguiente forma:

$$\text{Elevación de la plantilla de la caja de control:} \quad E_p = 2218.46 \quad \text{msnm}$$

$$\text{Altura de la compuerta:} \quad a = 2.00 \quad m$$

Se propone un muro para protección de la compuerta.

$$\text{Altura del muro :} \quad A_m = 6.50 \quad m$$

Además para darle forma al vertedor, se propone una hilada de tabiques sobre el muro de protección de la compuerta.

Altura de la hilada de tabiques: $A_t = 0.80$ m

Elevación de la cresta del vertedor: $E_{cv} = E_p - a + A_m \cdot A_t$

$$E_{cv} = 2227.76 \quad \text{msnm}$$

Determinación de la carga sobre el vertedor.

Considerando que se diseña con el área hidráulica suficiente para evacuar la tercera parte del gasto de diseño según recomendación de la publicación "Diseño de estructuras de conexión al Drenaje Profundo".

$$Q_{dv} = \frac{Q}{3}$$

$$Q_{dv} = 13.333 \quad \text{m}^3/\text{s}$$

$$C_d = 1.75 \quad \text{m}^{1/2}/\text{s}$$

Obteniendo la carga necesaria para que pase el gasto a través del vertedor:

$$H = \frac{Q_{dv}^2}{C_d \cdot B} \quad H = 1.058 \quad \text{m}$$

Sumando el valor de la carga sobre el vertedor a la elevación de la cresta del vertedor, podemos obtener, la elevación del agua sobre el vertedor y compararlo con la elevación de la calle, revisando que no se presenten problemas de desbordamiento del agua en la caja de control.

Elevación del agua sobre el vertedor: $E_{av} = E_{cv} + H$

$$E_{av} = 2228.82 \quad \text{msnm}$$

Comparandola con la elevación de la losa superior: $E_{tn} := 2232.00$ msnm

Observamos que no existe problema de que llegue el agua al nivel de la calle, aunque se presente un gasto mayor a un tercio del gasto de diseño, ya que existe un desnivel de:

$$\text{Desnivel} := E_{tn} - E_{av}$$

$$\text{Desnivel} = 3.18 \quad \text{m}$$

Cálculo de la lumbrera con caída libre.

Análisis del funcionamiento hidráulico del tubo hincado de conexión entre la lumbrera y el Interceptor Oriente

El gasto total que llega a la lumbrera es:

$$Q = 40 \quad \text{m}^3/\text{s}$$

Aplicando la ecuación de la energía entre la lumbrera y el final del tubo de desfogue para conocer el nivel del agua (la carga) que se presentará en la lumbrera.

Proponiendo un diámetro del tubo de desfogue: $D_d = 2.70 \quad \text{m}$

Diámetro del Túnel Interceptor Oriente: $D_p = 5.00 \quad \text{m}$

La velocidad dentro del tubo trabajando lleno sería :

$$V = \frac{Q}{\pi \cdot D_d^2 / 4} = 6.986 \quad \text{m/s}$$

Como es menor que 7 m/s se considera correcto el valor del diámetro propuesto.

La longitud por el eje del tubo de desfogue es: $L = 9.40 \quad \text{m}$

Ahora, obteniendo el valor de las pérdidas de carga empleando la fórmula de Manning:

$$h_f = \frac{V \cdot n^2}{D_d^5} \cdot L = 0.152 \quad \text{m}$$

Considerando pérdidas por entrada:

$$K_e = 0.5$$

$$h_e = K_e \cdot \left(\frac{V^2}{2 \cdot g} \right)$$

donde:

$$h_e = 1.244 \quad \text{m}$$

Aplicando la ecuación de la Energía:

$$H = \frac{D_d}{2} - \frac{D_p}{2} + \frac{V^2}{2 \cdot g} + h_f + h_e$$

$$H = 7.733 \quad \text{m} \quad \text{Sería la carga que se presenta en la lumbrera.}$$

Sumando este valor a la cota de plantilla en la lumbrera tenemos que la elevación del agua es:

$$E_{pl} = 2206.69 \quad \text{msnm}$$

$$E_{al} = E_{pl} + H$$

$$E_{al} = 2214.42 \quad \text{msnm}$$

La cual es la carga medida a partir de la plantilla de la lumbrera, que se presentará para que funcione el tubo de conexión en su condición desfavorable.

Revisando que el colector madrina no se ahogue con esta carga tenemos que:

$$\text{Elevación de la plantilla del colector madrina: } E_{pm} = 2218.46 \quad \text{msnm}$$

$$\text{Elevación de la plantilla de la lumbrera: } E_{pl} = 2206.69 \quad \text{msnm}$$

$$\text{Elevación del nivel del agua en la lumbrera: } E_{al} = E_{pl} + H$$

$$E_{al} = 2214.42 \quad \text{msnm}$$

Diferencia de niveles entre el agua en la lumbrera y la plantilla del colector madrina: $Diferencia = E_{pm} - E_{al} \quad Diferencia = 4.04 \quad \text{m}$

Lo que nos indica que no se presenta ahogamiento en el colector madrina.

Funcionamiento como tubo corto. (revisión)

El funcionamiento hidráulico del tubo de desfogue se considera como un tubo de pared gruesa (corto), por lo que de la tabla 6.2 (pag 221) del libro "Hidráulica General" del M. en I. Gilberto Sotelo Avila; considerando una relación entre la longitud y el diámetro del tubo corto.

$$D := 2.70 \quad \text{m}$$

$$A = \frac{3.1416 \cdot D^2}{4}$$

$$A = 5.726 \text{ m}^2$$

$$e = 9.40 \text{ m}$$

$$\frac{e}{D} = 3.481 \quad \text{De tabla:} \quad C_d = 0.81$$

$$\Delta H = \frac{Q^2}{C_d^2 \cdot A^2 \cdot 2 \cdot g}$$

$$\Delta H = 3.792 \text{ m}$$

La cual es la carga medida a partir del eje del tubo de desfogue, que se presentará en la lumbrera para que funcione el tubo de conexión en su condición desfavorable.

Revisando que el colector madrina no se ahogue con esta carga tenemos que:

$$\text{Elevación de la plantilla del colector madrina:} \quad E_{pm} = 2218.46 \quad \text{msnm}$$

$$\text{Elevación de la plantilla de la lumbrera:} \quad E_{pl} = 2206.69 \quad \text{msnm}$$

$$\text{Elevación del nivel del agua en la lumbrera:} \quad E_{al} = E_{pl} - \frac{D}{2} - \Delta H$$

$$E_{al} = 2211.83 \quad \text{msnm}$$

Diferencia de niveles entre el agua en la lumbrera y la plantilla del colector madrina: $\text{Diferencia} = E_{pm} - E_{al} \quad \text{Diferencia} = 6.63 \text{ m}$

Lo que nos indica que no se presenta ahogamiento en el colector madrina.

Se considerará el tubo hincado con un diámetro de 2.70 m.

5. FUNCIONAMIENTO FUTURO DEL DRENAJE DE LA ZONA ORIENTE.

En la etapa de planeación se generaron varias alternativas que consideran la construcción del Túnel Río de los Remedios desde su unión con la Lumbrera 7 del Interceptor Oriente hasta su descarga en la Planta de Bombeo Casa Colorada. Posteriormente, a partir de la normatividad con relación al tratamiento de aguas residuales establecida por la Comisión Nacional del Agua (CNA), se consideró construir una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) que descargará de nuevo hacia el Gran Canal. A continuación se describe el análisis hidráulico de las variantes planteadas con relación a la Planta de Bombeo Texcoco, a la ubicación de la PTAR y a los túneles relacionados a ella.

5.1.- PLANTA DE BOMBEO TEXCOCO

De los resultados obtenidos a partir del Plan Maestro de Drenaje 1994, una sola planta de bombeo ubicada en el Dren General del Valle, en la antigua llegada del Río de Los Remedios al Lago de Texcoco, bombeará los escurrimientos del Gran Canal D.F. y Edomex y del Río de Los Remedios, de los Ríos Churubusco y de La Compañía, hacia una PTAR, en las inmediaciones del Gran Canal, que descargará el agua una vez saneada.

Se analizaron los conductos con diferentes ubicaciones de la PTAR, lo que generó alternativas donde las características del Túnel Río de los Remedios (TRR) no variaron y fue el Túnel Dren General del Valle (TDGV) el que sufrió modificaciones.

5.1.1.- Análisis del Túnel Dren General del Valle

En el trabajo de planeación se diseñó el TDGV con una cota de plantilla por arriba del TRR y partiendo del extremo Norte de la Laguna Casa Colorada.

Posteriormente por funcionamiento hidráulico, la CNA sugirió prolongarlo hacia aguas arriba, con la idea de unirlo directamente con el TRR y evitar el bombeo de las aguas negras a Casa Colorada, haciendo que el TRR entre en carga.

Dos aspectos obligaron a tener el TDGV por arriba de TRR, primero disminuir la carga de bombeo en la PTAR y segundo, la presencia de un estrato rocoso que incrementaba notablemente los costos de construcción. Al aceptar la sugerencia de CNA y unir los túneles se obliga al TRR a trabajar a presión.

En las primeras alternativas estudiadas, se analizó el bajar el TDGV, a continuación del TRR y con pendiente para pasar el gasto de 40 m³/s trabajando a tubo lleno. Esta posición del TDGV pasa por debajo del estrato mas duro. Para evitar el incremento en la carga de bombeo, se propone que se operen en estiaje los dos túneles trabajando a presión, a un nivel tal que permitan descargar por gravedad los colectores del Municipio de Ecatepec, e ir

aumentando la carga de bombeo conforme se incrementen las profundidades de descarga de los colectores, derivadas del hundimiento del terreno. En época de lluvias el TDGV se operaría en la misma forma, ya que el TRR trabaja por separado con la P.B. Casa Colorada.

La desventaja de este funcionamiento es tener los túneles siempre llenos de aguas negras en el estiaje y no tener capacidad de regulación para alguna tormenta extraordinaria en esta época, lo cual puede ser suplido con una operación adecuada de las plantas de bombeo tanto en la PTAR como de Casa Colorada. Esta operación consistirá en el incremento inmediato del gasto de bombeo con el arranque de otros equipos, que no permite el aumento de niveles en las lumbreras.

Se generaron 13 alternativas donde cambiaron las características geométricas (pendiente, diámetro, longitud) y posición del TDGV. El planteamiento original contemplaba que el TRR llegara a la P.B. Casa Colorada, mientras que el TDGV iniciaría en la descarga de la Laguna Casa Colorada y descargaría al cárcamo de bombeo de la PTAR en la zona del Caracol. Las características del TRR, son : diámetro de 5.0 m, longitud de 10,857 m y una pendiente 0.00011. En la fig. 5.1 se ven en planta los conductos, mientras que en la tabla 5.1 se presenta un resumen de las simulaciones efectuadas.

Alternativa 1. El diámetro empleado en el TDGV fue de 5.00 m, la longitud fue de 5,870 m y la pendiente de 0.000521, la diferencia de esta alternativa con respecto al planteamiento original es la disminución de la longitud del TDGV debido a la dificultad que representaba la adquisición de los terrenos para la ubicación de la PTAR en la zona del Caracol. La capacidad del TDGV a tubo lleno es de 40 m³/s.

Alternativa 2. Considera un diámetro de 5.00 m, la longitud de 5,870 m y la pendiente de 0.000521, esta alternativa es semejante a la anterior, con diferencia en la posición de los túneles, ya que el TDGV inicia en la misma cota de descarga del TRR.

Alternativa 3. Esta alternativa contempla la conducción superficial de 22 m³/s en estiaje por la Rectificación del Río de los Remedios, hasta la lumbrera 3 del TDGV.

Alternativa 4. Considera un diámetro de 5.00 m, longitud de 5,870 m y la pendiente de 0.000521, esta alternativa es parecida a la 2, con las diferencias siguientes : se permitió en el análisis hidráulico que se tuviera carga en el cárcamo de la P.B. Texcoco y por otra parte el TDGV se encuentra en una elevación intermedia respecto a las alternativas 1 y 2.

Alternativa 5. Esta alternativa considera un diámetro de 5.00 m, longitud de 5,870 m y la pendiente varía de cero a pendientes negativas de -0.001 y -0.0007, en el análisis se consideró carga en el cárcamo de la P.B. Texcoco. La pendiente negativa del TDGV responde a la posibilidad de evitar estratos duros durante la construcción del túnel.

Alternativa 6. El diámetro empleado fue de 6.00 m, la longitud fue de 15,870 m y las pendientes empleadas fueron cero y 0.00116, esta alternativa considera el aumento en la longitud del TDGV para descargar en la zona de Tecamac, cerca de la zona de riego Chiconautla. Al igual que la alternativa 1, este cambio en la longitud del túnel tuvo que ver con la posibilidad de ubicar la PTAR en este sitio.

Alternativa 7. En esta alternativa, se trató de definir la influencia del diámetro del túnel en el comportamiento hidráulico, los diámetros empleados en la simulación fueron 5.00 m, 5.50 m, 6.00 m y 6.50 m, la longitud fue de 15,870 m y la pendiente empleada fue cero, esta alternativa consideró la descarga libre en el cárcamo de la P.B. Texcoco.

Alternativa 8. Consideró los diámetros 5.00 m, 5.50 m, 6.00 m y 6.50 m, la longitud fue de 15,870 m y la pendiente empleada fue 0.00011, la misma que tiene el TRR, esta alternativa considera carga en el cárcamo de la P.B. Texcoco. Es importante recalcar que los TRR y TDGV cuentan con la misma pendiente en esta alternativa.

Alternativa Texcoco Norte. Considera diámetros de 5.0, 5.5, 6.0 y 6.5 m, la longitud del TDGV fue de 9,265 m y la pendiente empleada fue 0.00011, esta alternativa es semejante a la original en la cual el TDGV llega hasta el Caracol. La diferencia entre esta alternativa y la original, consiste en la construcción del tramo del TDGV a lo largo de la Laguna de Casa Colorada, es decir este tramo parte de la Lumbrera 6 del Río de los Remedios y se conecta en la Lumbrera de descarga de la obra de salida de Casa Colorada.

La planta de esta alternativa se muestra en la fig. 5.2 y los perfiles del funcionamiento hidráulico para estiaje y lluvias se presentan en las fig. 5.3 y 5.4 respectivamente.

En la tabla 5.2 se presenta el costo en el año de 1998 de los diferentes diámetros analizados, que van desde 5.0 m hasta 6.5 m, variando el diámetro cada 50 cm.

Alternativa Tecamac. Se realizó el análisis hidráulico variando el diámetro del TDGV para 5.0, 5.5, 6.0 y 6.5 m, la longitud considerada es de 15,300 m y la pendiente es 0.00011, en esta alternativa el TDGV llega hasta Tecamac en donde también se ubicaría la PTAR.

La distribución general de las estructuras de esta alternativa se muestra en la fig. 5.5. El resultado de las simulaciones para estiaje, se presenta en la fig. 5.6 y en la tabla 5.3 se presenta el análisis de costos para diámetros de 5.0, 5.5, 6.0 y 6.5 m.

Alternativa Texcoco Sur - Tecamac. Considera dentro del análisis hidráulico la misma variación en los diámetros, pero la longitud considerada es de 4,419 m debido a que se propone la conducción del caudal por un canal que unirá la lumbrera 4 del TDGV y el Gran Canal en el km 20+500 aproximadamente para posteriormente bombear del Gran Canal hacia la PTAR ubicada en Tecamac. La pendiente del TDGV es 0.00011, la planta de la distribución general de las estructuras para esta alternativa se muestra en la fig. 5.7.

En la fig. 5.8 se representan los resultados del análisis hidráulico, para los túneles en época de estiaje. En la tabla 5.4 se presenta el análisis comparativo del costo.

Alternativa Texcoco Norte - Tecamac. Considera los diámetros 5.0 a 6.5 m, la longitud considerada es de 9,265 m y la pendiente empleada fue 0.00011, en esta alternativa el TDGV llega hasta el Caracol y la PTAR se encuentra en Tecamac. Al final del TDGV, el agua es bombeada hacia el Gran Canal (km 20+500) a partir del cual es conducida a gravedad hasta la P.B. en Tecamac que eleva el caudal hacia la PTAR.

La planta correspondiente a esta alternativa se muestra en la fig. 5.9 y el funcionamiento hidráulico para estiaje se muestra en la fig. 5.10. En la tabla 5.5 se presenta el análisis comparativo de costos para los diámetros analizados.

Alternativa Tecamac II. Esta alternativa es una variante de la alternativa Tecamac, aquí solo se consideró un diámetro de 6.5 m, y la pendiente empleada fue 0.00116. El funcionamiento hidráulico para estiaje se muestra en la fig. 5.11. En la tabla 5.6 se presenta el análisis de costos para el diámetro analizado.

Para finalizar, en la tabla 5.7 se presenta el resumen de costos de las diferentes alternativas analizadas.

5.1.2.- Manejo del agua durante los trabajos de Mantenimiento del Túnel y de la Planta de Tratamiento.

Durante el planteamiento de estas alternativas se detectó la problemática de la operación de estos túneles y de la Planta de Tratamiento, sobre todo cuando se realicen trabajos de mantenimiento. Se presenta una propuesta del manejo del agua durante estos trabajos, donde se desalojarán las aguas residuales de la ciudad y no se interrumpirá el abastecimiento de agua a las zonas de riego que se encuentran aguas abajo de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México.

El planteamiento general apoyado en la fig. 5.12 es el siguiente :

Emisor Central

- A través del Canal Salto - Tlamaco se pueden manejar 15 m³/s tratados en la Planta El Salto. Este caudal será parte de los 40 m³/s que se podrán captar en la Obra de Toma del Gran Canal.

Gran Canal

- Se podrán utilizar alrededor de 4 m³/s provenientes del Vaso del Cristo, cuando esté cerrada la Obra de Toma del Río de los Remedios, y 3 m³/s más de cuenca propia.

5.2. EMISOR CENTRAL

Se realizó la simulación hidráulica de tres tormentas de diseño utilizando la regionalización de lluvias del Valle de México, mediante el programa MOUSE realizado por el Instituto de Hidráulica de Dinamarca (DHI), con la finalidad de estudiar el comportamiento del Interceptor Oriente y del Emisor Central.

Para todos los casos, se emplearon hidrogramas generados con la regionalización para un periodo de retorno, $T_r=50$ años y una duración, $d = 8$ h.

5.2.1.- Regionalización 1.

Fueron consideradas todas las entradas de cuenca propia del Sistema de Drenaje Profundo, así como también las transferencias de otros sistemas como el caso del Río Churubusco al Interceptor Oriente y la del Interceptor Poniente al Interceptor Centro-Poniente. La derivación del Interceptor Centro-Centro se consideró cerrada, por lo que la totalidad del gasto del Interceptor Oriente continuó hasta la derivación hacia el TRR.

Se realizaron tres análisis considerando derivación de gasto hacia el Túnel Río de los Remedios de tal forma que continuara un gasto por el Interceptor Oriente de:

- 1.- hasta 30 m³/s
- 2.- hasta 60 m³/s
- 3.- hasta 70 m³/s

En las figuras 5.13 y 5.14 se presentan las gráficas de perfiles hidráulicos de los conductos simulados. Los niveles en el Interceptor Oriente fueron los más altos, indicando desbordamientos en todos los casos. Los sitios de las descargas del Interceptor Central y del Interceptor Centro Poniente se reflejan con el incremento en la elevación del agua hacia aguas arriba sobre el Interceptor Oriente. El Emisor Central no presentó variación de niveles entre las tres simulaciones. El Interceptor Central presenta ahogamiento en el sitio de la descarga y hasta 7 Km hacia aguas arriba trabajando a superficie libre en el resto de la longitud. Lo mismo ocurrió con el Interceptor Centro Poniente.

5.2.2.- Regionalización 2.

Como en el caso anterior, fueron consideradas todas las entradas de cuenca propia del Sistema de Drenaje Profundo, así como también las transferencias de otros sistemas.

La derivación del Interceptor Centro-Centro se consideró abierta, por lo que el gasto del Interceptor Oriente que continua hasta la derivación hacia el Túnel Río de los Remedios dependió de la capacidad de cada conducto (ICC e IO).

Se realizaron dos análisis considerando derivación de gasto hacia el Túnel Río de los Remedios de tal forma que continuara un gasto por el Interceptor Oriente de:

- 1.- hasta $30 \text{ m}^3/\text{s}$
- 2.- hasta $60 \text{ m}^3/\text{s}$

En las figuras 5.15 y 5.16 se presentan las gráficas de perfiles hidráulicos de los conductos simulados. Las primeras secciones del Interceptor Oriente no llegaron a trabajar con carga. Los sitios de las descargas del Interceptor Central y del Interceptor Centro Poniente se reflejan con el incremento en la elevación del agua hacia aguas arriba sobre el Interceptor Oriente. El Emisor Central no presentó variación de niveles entre las dos simulaciones. El Interceptor Central no presentó ahogamiento por lo que trabajó a superficie libre en toda su longitud. Lo mismo ocurrió con el Interceptor Centro Poniente.

5.2.3.- Regionalización 3.

Al igual que en los casos anteriores, fueron consideradas todas las entradas de cuenca propia del Sistema de Drenaje Profundo, así como también las transferencias de otros sistemas.

La derivación del Interceptor Centro-Centro se consideró cerrada, por lo que el gasto del Interceptor Oriente que continua hasta la derivación hacia el Túnel Río de los Remedios fue el total que recibe en su trayectoria. Se incluyó el Túnel Río de los Remedios desde la derivación hasta la P.B. Casa Colorada.

En las figuras 5.17 y 5.18 se presentan las gráficas de perfiles hidráulicos, considerando derivación de gasto que dependió de la capacidad de los conductos ya que se emplearon secciones de control en sus descargas.

Los niveles en el inicio del Interceptor Oriente fueron altos debido a que el Interceptor Central permaneció cerrado. Los sitios de las descargas del Interceptor Central y del Interceptor Centro Poniente se reflejan con el incremento en la elevación del agua sobre el Interceptor Oriente. El Interceptor Central no presentó ahogamiento por lo que trabajó a superficie libre en toda su longitud. Lo mismo ocurrió con el Interceptor Centro Poniente.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

El Sistema de Drenaje de la Zona Oriente de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México (ZMCM) presenta problemas que han generado un sistema con baja eficiencia con relación a la necesidad del servicio. De acuerdo a este estudio se plantean las conclusiones y recomendaciones que se exponen a continuación.

La principal problemática del sistema de alcantarillado es el aumento del caudal y la reducción de capacidad de los conductos, debido a los hundimientos provocados por la extracción para satisfacer la demanda de agua potable a su vez ocasionada por el crecimiento desmedido de la población en los últimos 50 años.

El aumento de caudal se presenta tanto para el gasto sanitario, como para el gasto pluvial, debido a la urbanización que han sufrido zonas que hace algunos años se encontraban completamente deshabitadas y sin pavimentar.

En tanto no cambien las fuentes de abastecimiento de agua potable a la ZMCM, los hundimientos no podrán ser controlados, por tal motivo, es necesario buscar y emplear fuentes alternas, como el Sistema Cutzamala que con la incorporación del gasto procedente de Temascaltepec permitirá reducir las extracciones de pozos. Entre otras medidas se debe implementar una campaña más intensa de concientización en la población para el ahorro del agua.

Se debe mejorar la situación física de la red de distribución de agua potable, para evitar pérdidas y con ello mejorar la dotación, lo cual tendrá influencia directa en las extracciones del subsuelo.

Es necesario tener más información, en cuanto a calidad y cantidad de datos como pueden ser : políticas de operación actuales, datos de lluvia, de escurrimientos, etc., con la finalidad de realizar estudios y proyectos con datos que redundarán en obras con mayor confiabilidad y más económicas. De esta forma, se recomienda construir estaciones hidrométricas tanto en la descarga de los sistemas primarios hacia el Sistema de Drenaje Profundo, como en las mismas lumbreras, lo cual permitirá proponer nuevas políticas de operación, actualizar los coeficientes de escurrimiento y construir obras en base a las necesidades reales de infraestructura.

El planteamiento de los estudios y obras expuesto con anterioridad, esta condicionado a que exista el presupuesto requerido, con sus respectivas limitaciones, aunque la importancia de la ZMCM conlleva una gran cantidad de recursos para su manutención y una aplicación de los mismos en una forma eficiente.

Es necesario revisar el funcionamiento del sistema para corto, mediano y largo plazo y bajo diversas políticas de operación, para lo cual se deben implementar modelos matemáticos en tiempo real, además de desarrollar nuevos programas de simulación que con ayuda de las microcomputadoras como herramienta, permitan realizar análisis de obras tanto propuestas como existentes con un mínimo de esfuerzo, tiempo y con un máximo de confiabilidad y de posibilidad de operación.

El entubamiento del Gran Canal es una obra de saneamiento, sus principales objetivos son : el mejoramiento de la condiciones de salud entre los pobladores, obras de esparcimiento y la construcción de nuevas vialidades. Este tipo de obras proporcionan beneficios redituables en el corto plazo, sin embargo, como se mencionó en el estudio se deben optimizar los recursos existentes, cambiando la sección hidráulica del proyecto original del encajonamiento.

Se deben desarrollar los criterios de diseño para las estructuras del Drenaje Profundo, ya que algunos de éstos se aplican según recomendaciones del personal con experiencia en la construcción. En el caso del diseño de captaciones, aunque existen manuales de diseño para algunos tipos, resulta necesario estudiar a fondo nuevas estructuras y sus caídas a los túneles, mediante modelos en laboratorio.

El futuro del drenaje de la Ciudad de México debido a sus características, está condicionado al desarrollo del Sistema de Drenaje Profundo, por lo que requiere de un estudio y desarrollo amplio.

Como una medida adicional, se recomienda revisar el Reglamento de Construcciones del DF con la finalidad de adecuar el uso del suelo y de alguna forma evitar que el terreno sea impermeable en su totalidad. Esto incluye la necesidad de captar el agua pluvial mediante tanques por unidad habitacional, con la finalidad de disminuir los picos de las avenidas y el posterior reuso del agua en riego de jardines, mantenimiento, etc.

Para finalizar, cabe mencionar que el éxito o fracaso del funcionamiento del sistema de drenaje, dependerá de su conocimiento y de su correcta operación y mantenimiento.

TABLAS

TABLA 2.1 DETERMINACION DE LOS CAUDALES SANITARIOS

CUENCA	At (ha)	POBLACION		CRAN		DOTACION		Q Aguas negras	
		1993	2010	1993	2010	1993	2010	1993	2010
		(hab)	(hab)			(l/hab/día)		(m ³ /s)	
INTERCEPTOR DEL PONIENTE I	17,424	564,381	860,400	0.70	0.80	392	300	1.78	2.39
INTERCEPTOR DEL PONIENTE II	2,819	288,024	370,425	0.74	0.82	392	300	0.96	1.05
INTERCEPTOR DEL PONIENTE III	5,119	439,249	522,275	0.80	0.80	402	339	1.63	1.64
RIO HONDO	19,090	358,033	454,006	0.75	0.85	380	416	1.18	1.86
RIO CHICO DE LOS REMEDIOS	3,600	310,362	386,750	0.75	0.85	375	410	1.01	1.56
RIO TLALNEPANTLA	13,816	383,139	428,338	0.75	0.85	355	437	1.18	1.84
RIO SAN JAVIER	8,065	218,574	304,800	0.75	0.85	360	446	0.68	1.34
RIO DE LOS REMEDIOS	3,238	654,225	884,678	0.70	0.80	300	344	1.58	2.82
RIO SAN BUENAVENTURA	23,625	373,944	561,600	0.70	0.80	364	300	1.10	1.56
CANAL DE CHALCO	4,700	244,773	363,600	0.65	0.75	392	300	0.72	0.95
CANAL NACIONAL	1,200	111,050	162,635	0.70	0.80	392	300	0.35	0.45
RIO CHURUBUSCO I	13,625	1,077,088	1,463,717	0.69	0.80	376	300	3.24	4.04
RIO CHURUBUSCO II	10,825	1,536,442	2,071,535	0.60	0.70	316	293	3.39	4.92
RIO DE LA PIEDAD I	619	84,444	113,531	0.80	0.85	392	300	0.31	0.34
RIO DE LA PIEDAD II	2,625	400,063	538,666	0.78	0.85	392	300	1.42	1.59
RIO CONSULADO I	1,225	126,300	170,750	0.79	0.85	392	300	0.45	0.50
RIO CONSULADO II	338	59,175	79,900	0.80	0.85	392	300	0.21	0.24
GRAN CANAL CUENCA PROPIA I	6,500	964,300	1,291,125	0.79	0.85	394	310	3.47	3.94
GRAN CANAL CUENCA PROPIA II	6,245	1,332,745	1,739,400	0.79	0.85	390	300	4.73	5.13
GRAN CANAL EDOMEX I	10,692	1,193,116	1,428,308	0.70	0.80	266	277	2.57	3.66
GRAN CANAL EDOMEX II	63,262	1,556,086	2,549,269	0.80	0.80	309	306	4.45	7.22
RIO DE LA COMPAÑIA	120,242	1,295,590	1,713,080	0.61	0.71	277	277	2.51	3.90
RIOS DEL ORIENTE	122,927	28,800	35,446	0.60	0.70	150	150	0.03	0.04
DREN GENERAL DEL VALLE	19,240	1,161,970	1,248,525	0.65	0.75	215	245	1.88	2.66
SUMA	481,061	14,761,873	19,742,759					40.86	55.63

**TABLA 2.2 GASTOS DE AGUAS NEGRAS
PARA LOS CONDUCTOS EN ESTUDIO (primera parte)**

CUENCA	GASTOS DE AGUAS NEGRAS (m ³ /s)		
	1993	2000	2010
INTERCEPTOR DEL PONIENTE I	1.78	2.03	2.39
INTERCEPTOR DEL PONIENTE II	0.96	1.00	1.05
INTERCEPTOR DEL PONIENTE III	1.63	1.63	1.64
RIO HONDO	1.18	1.46	1.86
RIO CHICO DE LOS REMEDIOS	1.01	1.24	1.56
RIO TLALNEPANTLA	1.18	1.45	1.84
RIO SAN JAVIER	0.68	0.95	1.34
RIO DE LOS REMEDIOS	1.58	2.09	2.82
RIO SAN BUENAVENTURA	1.10	1.29	1.56
CANAL DE CHALCO	0.72	0.81	0.95
CANAL NACIONAL	0.35	0.39	0.45
RIO CHURUBUSCO I	3.24	3.57	4.04
RIO CHURUBUSCO II	3.39	4.02	4.92
RIO DE LA PIEDAD I	0.31	0.32	0.34
RIO DE LA PIEDAD II	1.42	1.49	1.59
RIO CONSULADO I	0.45	0.47	0.50
RIO CONSULADO II	0.21	0.22	0.24
GRAN CANAL CUENCA PROPIA I	3.47	3.66	3.94
GRAN CANAL CUENCA PROPIA II	4.73	4.90	5.13
GRAN CANAL EDOMEX I	2.57	3.02	3.66
GRAN CANAL EDOMEX II	4.45	5.59	7.22
RIO DE LA COMPANIA	2.51	3.08	3.90
RIOS DEL ORIENTE	0.03	0.03	0.04
DREN GENERAL DEL VALLE	1.88	2.20	2.66
TRATAMIENTO PLANTAS CIUDAD	-2.41	-2.89	-3.62
TRATAMIENTO PLANTAS LAGO DE TEXCOCO	-2.56	-3.07	-3.84
REUSO RIEGO CHICONAUTLA	-2.00	-2.00	-2.00
REUSO RIEGO GRAN CANAL	-1.50	-1.50	-1.50
SUMA	32.36	37.46	44.68

**TABLA 2.2 GASTOS DE AGUAS NEGRAS
PARA LOS CONDUCTOS EN ESTUDIO (segunda parte)**

GRAN CANAL D. F. SUBCUENCAS	GASTOS DE AGUAS NEGRAS (m ³ /s)		
	1993	2000	2010
INTERCEPTOR DEL PONIENTE II	0.96	1.00	1.05
INTERCEPTOR DEL PONIENTE III (50%)	0.82	0.82	0.82
RIO DE LA PIEDAD I	0.31	0.32	0.34
RIO CONSULADO I	0.45	0.47	0.50
GRAN CANAL CUENCA PROPIA I	3.47	3.66	3.94
RIO DE LA PIEDAD II	1.42	1.49	1.59
RIO CONSULADO II	0.21	0.22	0.24
GRAN CANAL CUENCA PROPIA II	4.73	4.90	5.13
TRATAMIENTO	-0.70	-0.84	-1.05
Q aguas negras EPOCA DE ESTIAJE	11.67	12.04	12.56
Q aguas negras EPOCA DE LLUVIAS	5.66	5.77	5.91
Q aguas negras INTERCEPTOR PONIENTE	1.78	1.81	1.87
Q aguas negras SISTEMA PROFUNDO	4.23	4.46	4.78

GRAN CANAL EDOMEX SUBCUENCAS	GASTOS DE AGUAS NEGRAS (m ³ /s)		
	1993	2000	2010
GRAN CANAL EDOMEX I	2.57	3.02	3.66
GRAN CANAL EDOMEX II	4.45	5.59	7.22
TRATAMIENTO EDOMEX I	-0.25	-0.30	-0.38
TRATAMIENTO EDOMEX II	-0.46	-0.55	-0.69
REUSOS RIEGO EDOMEX II	-3.50	-3.50	-3.50
Q aguas negras ESTIAJE Y LLUVIAS	2.81	4.26	6.32

RIO CHURUBUSCO SUBCUENCAS	GASTOS DE AGUAS NEGRAS (m ³ /s)		
	1993	2000	2010
RIO SAN BUENAVENTURA	1.10	1.29	1.56
CANAL DE CHALCO	0.72	0.81	0.95
CANAL NACIONAL	0.35	0.39	0.45
INTERCEPTOR DEL PONIENTE I	1.78	2.03	2.39
RIO CHURUBUSCO I	3.24	3.57	4.04
RIO CHURUBUSCO II	3.39	4.02	4.92
TRATAMIENTO	-1.63	-1.96	-2.45
Q aguas negras EPOCA DE ESTIAJE	8.95	10.16	11.87
Q aguas negras EPOCA DE LLUVIAS	1.76	2.06	2.48
Q aguas negras INTERCEPTOR PONIENTE	1.78	2.03	2.39
Q aguas negras SISTEMA PROFUNDO	5.41	6.06	7.00

VASO DEL CRISTO SUBCUENCAS	GASTOS DE AGUAS NEGRAS (m ³ /s)		
	1993	2000	2010
INTERCEPTOR DEL PONIENTE III (50%)	0.82	0.82	0.82
RIO HONDO	1.18	1.46	1.86
RIO CHICO DE LOS REMEDIOS	1.01	1.24	1.56
TRATAMIENTO	-0.04	-0.05	-0.06
Q aguas negras EPOCA DE ESTIAJE	2.97	3.47	4.18
Q aguas negras EPOCA DE LLUVIAS	6.52	7.31	8.44

RIO DE LOS REMEDIOS (sin descargas del Vaso del Cristo) SUBCUENCAS	GASTOS DE AGUAS NEGRAS (m ³ /s)		
	1993	2000	2010
RIO TLALNEPANTLA	1.18	1.45	1.84
RIO SAN JAVIER	0.68	0.95	1.34
RIO DE LOS REMEDIOS	1.58	2.09	2.82
TRATAMIENTO SAN JAVIER	-0.18	-0.22	-0.27
TRATAMIENTO RIO DE LOS REMEDIOS	-0.15	-0.18	-0.23
Q aguas negras EPOCA DE ESTIAJE	3.11	4.10	5.51
Q aguas negras EPOCA DE LLUVIAS	1.43	1.91	2.60
Q aguas negras A EMISOR Y S PROF.	1.68	2.19	2.91

DREN GENERAL DEL VALLE SUBCUENCAS	GASTOS DE AGUAS NEGRAS (m ³ /s)		
	1993	2000	2010
RIO DE LA COMPANIA	2.51	3.08	3.90
RIOS DEL ORIENTE	0.03	0.03	0.04
DREN GENERAL DEL VALLE	1.88	2.20	2.66
TRATAMIENTO	-1.56	-1.87	-2.34
Q aguas negras ESTIAJE Y LLUVIAS	2.86	3.44	4.26

RESUMEN	GASTOS DE AGUAS NEGRAS (m ³ /s)		
	1993	2000	2010
Q total de aguas negras ESTIAJE	32.36	37.46	44.68
Q total de aguas negras LLUVIAS	21.04	24.75	29.99
Q total de aguas negras POR S PROF.	11.32	12.71	14.69
SUMA	32.36	37.46	44.68

**TABLA 2.2 GASTOS DE AGUAS NEGRAS
PARA LOS CONDUCTOS EN ESTUDIO (tercera parte)**

CONDICION MAXIMA I	GASTOS DE AGUAS NEGRAS (m ³ /s)		
	1993	2000	2010
GRAN CANAL D. F.	11.67	12.04	12.56
GRAN CANAL EDOMEX I	2.32	2.72	3.29
GRAN CANAL EDOMEX II	0.49	1.54	3.03
RIO DE LOS REMEDIOS C/V. DEL CRISTO	6.08	7.56	9.69
RIO CHURUBUSCO	8.95	10.16	11.87
RIO DE LA COMPANIA	2.51	3.08	3.90
DREN GENERAL DEL VALLE	0.35	0.36	0.36
SUMA	32.36	37.46	44.68

CONDICION MAXIMA II	GASTOS DE AGUAS NEGRAS (m ³ /s)		
	1993	2000	2010
GRAN CANAL D. F.	9.89	10.22	10.69
GRAN CANAL EDOMEX I	2.32	2.72	3.29
GRAN CANAL EDOMEX II	0.49	1.54	3.03
RIO DE LOS REMEDIOS S/V. DEL CRISTO	3.11	4.10	5.51
RIO CHURUBUSCO	7.17	8.13	9.48
RIO DE LA COMPANIA	2.51	3.08	3.90
DREN GENERAL DEL VALLE	0.35	0.36	0.36
SUMA	25.84	30.15	36.24

CONDICION MINIMA	GASTOS DE AGUAS NEGRAS (m ³ /s)		
	1993	2000	2010
GRAN CANAL D. F.	5.66	5.77	5.91
GRAN CANAL EDOMEX I	2.32	2.72	3.29
GRAN CANAL EDOMEX II	0.49	1.54	3.03
RIO DE LOS REMEDIOS S/V. DEL CRISTO	1.43	1.91	2.60
RIO CHURUBUSCO	1.76	2.06	2.48
RIO DE LA COMPANIA	2.51	3.08	3.90
DREN GENERAL DEL VALLE	0.35	0.36	0.36
SUMA	14.52	17.44	21.55

**TABLA 2.3 AREAS Y COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO
CONDICION ACTUAL**

No.	CUENCA	At (km ²)	Au (km ²)	Anu (km ²)	Qb (m ³ /s)	l (m)	Tc (h)	hp _{30/5} (mm)	hp _{24/5} (mm)	Cn	lu	Ce
1	PB 1	11.72	11.72	0.00	0.383	9,280	4.30	51.0	29.0	0.150	1.00	0.450
2	PB 1A	0.88	0.88	0.00	0.029	3,180	1.47	52.0	29.7	0.150	0.94	0.423
3	PB 2	38.40	38.40	0.00	1.255	5,220	2.42	51.5	29.0	0.150	1.00	0.450
4	PB 3	2.18	2.18	0.00	0.071	1,800	0.83	51.5	29.5	0.150	0.97	0.437
5	PB 4A	3.66	3.66	0.00	0.120	3,140	1.45	49.9	28.5	0.150	0.90	0.405
6	PB 5	5.87	5.87	0.00	0.192	4,400	2.04	51.5	29.5	0.150	0.80	0.360
7	PB 5A	2.39	2.39	0.00	0.078	4,600	2.13	51.5	29.7	0.150	0.80	0.360
8	PB 6	6.46	6.46	0.00	0.211	4,100	1.90	51.5	29.7	0.150	0.90	0.405
9	PB 6A	11.69	11.69	0.00	0.382	5,600	2.59	50.5	29.0	0.150	0.80	0.360
10	PB 7	11.43	11.43	0.00	0.373	9,400	4.35	54.0	30.2	0.150	0.84	0.378
11	PB Pozo Indio	8.50	8.50	0.00	0.278	5,000	2.31	49.9	29.0	0.150	0.80	0.360
12	PB 8	1.66	1.66	0.00	0.054	2,260	1.05	50.8	29.0	0.150	0.80	0.360
13	XALOSTOC	40.20	37.48	2.72	1.578	5,010	2.32	50.8	29.2	0.020	0.60	0.253
14	SANTA CLARA	66.72	30.67	36.05	1.291	3,500	1.62	53.0	30.3	0.020	0.60	0.135
15	CHICONAUTLA	30.50	18.33	12.17	0.285	7,000	3.57	51.5	29.7	0.010	0.60	0.058
16	CARTAGENA	131.75	58.10	73.65	1.145	17,500	8.36	51.0	29.6	0.010	0.60	0.045
17	OZUMBILLA	33.50	23.57	9.93	0.366	13,850	6.75	53.0	30.0	0.005	0.60	0.023
18	TULTEPEC	51.75	26.41	25.34	0.520	17,000	7.87	52.0	31.0	0.005	0.60	0.018
19	JALTENCO	205.00	10.48	194.52	0.163	20,500	10.25	55.0	31.3	0.005	0.60	0.006
20	TEOLOYUCAN	79.50	21.13	58.37	0.416	10,500	4.86	51.5	29.5	0.005	0.60	0.012
21	PB EL ROSARIO	3.10	3.10	0.00	0.521	4,160	1.93	56.0	31.3	0.150	0.80	0.360
22	AMBSA	0.12	0.12	0.00	0.050	495	0.23	54.0	30.9	0.150	0.80	0.360
23	PROGRESO	1.27	1.27	0.00	0.532	1,500	0.69	53.5	30.5	0.150	0.80	0.360
24	TLALNEPANTLA	1.00	1.00	0.00	0.043	2,010	0.93	53.0	30.9	0.150	0.80	0.360
25	SAN JAVIER	1.50	1.50	0.00	0.065	2,510	1.16	55.2	31.8	0.150	0.80	0.360
26	PEDRO GALAN	51.71	39.50	12.21	1.709	9,010	4.17	53.0	31.0	0.020	0.80	0.280
27	XOCHIACA	28.00	20.81	7.19	0.962	5,500	2.55	51.0	29.2	0.020	0.60	0.206
28	CHIMALHUACAN I	16.25	3.12	13.13	0.032	5,000	2.31	51.8	28.0	0.020	0.60	0.068
29	CHIMALHUACAN II	18.00	15.75	2.25	0.728	4,500	2.08	52.0	30.2	0.020	0.60	0.239
30	DREN PERIMETRAL	18.50	16.43	2.07	0.760	4,000	1.85	51.5	31.5	0.020	0.60	0.242
31	RIO CHURUBUSCO CON SDP	109.00	107.60	1.32	5.007	17,450	8.08	51.0	28.0	0.150	0.70	0.313
31	RIO CHURUBUSCO SIN SDP	540.50	267.89	272.61	10.500	33,200	15.90	55.0	31.0	0.025	0.60	0.146
32	RIO DE LA COMPANIA	1202.42	86.47	1115.95	2.910	20,650	11.13	58.0	33.0	0.025	0.60	0.043

**TABLA 2.4 AREAS Y COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO
CONDICION FUTURA**

No.	CUENCA	At (km ²)	Au (km ²)	Anu (km ²)	Qb (m ³ /s)	l (m)	Tc (h)	hp _{30/5} (mm)	hp _{24/5} (mm)	Cn	lu	Ce
1	PB 1	11.72	11.72	0.00	0.517	9,280	4.30	51.0	29.0	0.150	1.00	0.450
2	PB 1A	0.88	0.88	0.00	0.039	3,180	1.47	52.0	29.7	0.150	1.00	0.450
3	PB 2	38.40	38.40	0.00	1.693	5,220	2.42	51.5	29.0	0.150	1.00	0.450
4	PB 3	2.18	2.18	0.00	0.096	1,800	0.83	51.5	29.5	0.150	1.00	0.450
5	PB 4A	3.66	3.66	0.00	0.161	3,140	1.45	49.9	28.5	0.150	1.00	0.450
6	PB 5	5.87	5.87	0.00	0.259	4,400	2.04	51.5	29.5	0.150	0.90	0.405
7	PB 5A	2.39	2.39	0.00	0.105	4,600	2.13	51.5	29.7	0.150	0.90	0.405
8	PB 6	6.46	6.46	0.00	0.285	4,100	1.90	51.5	29.7	0.150	1.00	0.450
9	PB 6A	11.69	11.69	0.00	0.516	5,600	2.59	50.5	29.0	0.150	0.90	0.405
10	PB 7	11.43	11.43	0.00	0.504	9,400	4.35	54.0	30.2	0.150	0.94	0.423
11	PB Pozo Indio	8.50	8.50	0.00	0.375	5,000	2.31	49.9	29.0	0.150	0.90	0.405
12	PB 8	1.66	1.66	0.00	0.073	2,260	1.05	50.8	29.0	0.150	0.90	0.405
13	XALOSTOC	40.20	37.48	2.72	1.888	5,010	2.32	50.8	29.2	0.020	0.70	0.295
14	SANTA CLARA	66.72	30.67	36.05	1.544	3,500	1.62	53.0	30.3	0.020	0.70	0.156
15	CHICONAUTLA	30.50	20.09	10.41	0.331	7,200	3.63	51.5	29.7	0.010	0.70	0.073
16	CARTAGENA	131.75	75.50	56.25	1.251	17,800	8.47	51.0	29.6	0.010	0.70	0.064
17	OZUMBILLA	33.50	29.80	3.70	0.491	14,250	6.89	53.0	30.0	0.005	0.70	0.032
18	TULTEPEC	51.75	35.70	16.05	0.591	17,000	7.87	52.0	31.0	0.005	0.70	0.026
19	JALTENCO	205.00	29.80	175.20	0.491	21,000	10.42	55.0	31.3	0.005	0.70	0.009
20	TEOLOYUCAN	79.50	28.70	50.80	0.475	10,500	4.86	51.5	29.5	0.005	0.70	0.016
21	PB EL ROSARIO	3.10	3.10	0.00	0.645	4,160	1.93	56.0	31.3	0.150	0.90	0.405
22	AMBSA	0.12	0.12	0.00	0.055	495	0.23	54.0	30.9	0.150	0.90	0.405
23	PROGRESO	1.27	1.27	0.00	0.583	1,500	0.69	53.5	30.5	0.150	0.90	0.405
24	TLALNEPANTLA	1.00	1.00	0.00	0.057	2,010	0.93	53.0	30.9	0.150	0.90	0.405
25	SAN JAVIER	1.50	1.50	0.00	0.086	2,510	1.16	55.2	31.8	0.150	0.90	0.405
26	PEDRO GALAN	51.71	39.50	12.21	2.256	9,010	4.17	53.0	31.0	0.020	0.90	0.314
27	XOCHIACA	28.00	20.81	7.19	1.039	5,500	2.55	51.0	29.2	0.020	0.70	0.239
28	CHIMALHUACAN I	16.25	3.12	13.13	0.064	5,000	2.31	51.8	28.0	0.020	0.70	0.077
29	CHIMALHUACAN II	18.00	15.75	2.25	0.786	4,500	2.08	52.0	30.2	0.020	0.70	0.278
30	DREN PERIMETRAL	18.50	16.43	2.07	0.820	4,000	1.85	51.5	31.5	0.020	0.70	0.282
31	RIO CHURUBUSCO CON SDP	109.00	107.60	1.32	6.152	17,450	8.08	51.0	28.0	0.020	0.80	0.356
31	RIO CHURUBUSCO SIN SDP	540.50	273.90	266.60	13.081	33,800	16.13	55.0	31.0	0.020	0.70	0.169
32	RIO DE LA COMPANIA	1202.42	112.60	1089.82	4.201	21,350	11.42	58.0	33.0	0.020	0.70	0.048

TABLA 5.1 RESUMEN DE SIMULACIONES

ALTERNATIVA	POSICION RELATIVA DE LOS TUNELES	TUNEL RIO DE LOS REMEDIOS			TUNEL DREN GENERAL DEL VALLE			OBSERVACIONES
		DIAMETRO (m)	LONGITUD (m)	PENDIENTE	DIAMETRO (m)	LONGITUD (m)	PENDIENTE	
1	DIFERENTE	5	10,857	0.00011	5	5,870	0.000521	AUMENTO DE LA PENDIENTE DEL TUNEL DGV PARA QUE A TURBULENCIA 40 m/s
2	IGUAL	5	10,857	0.00011	5	5,870	0.000521	IGUAL QUE LA ALTERNATIVA ANTERIOR SOLO CAMBIA LA POSICION DE LOS TUNELES
4	DIFERENTE	5	10,857	0.00011	5	5,870	0.000521	ANALISIS CON CARGA EN EL CARCAMO PBTN (EL TUNEL DGV SE ENCUENTRA EN UNA ELEVACION INTERMEDIA)
5	IGUAL	5	10,857	0.00011	5	5,870	-0.001, -0.0007 y 0	ANALISIS CON CARGA EN EL CARCAMO PBTN PENDIENTE NEGATIVA EN EL DGV
6	IGUAL	5	10,857	0.00011	6	15,870	0.00116 y 0	AUMENTO EN LA LONGITUD DEL TUNEL DGV
7	IGUAL	5	10,857	0.00011	5, 5.5, 6 y 6.5	15,870	0	DESCARGA LIBRE EN EL CARCAMO DE LA PBTN
8	IGUAL	5	10,857	0.00011	5, 5.5, 6 y 6.5	15,870	0.00011	FUNCIONAMIENTO CON CARGA EN EL CARCAMO DE LA PBTN. LOS TUNELES RR Y DGV CON LA MISMA PENDIENTE
NORTE	IGUAL	5	10,857	0.00011	5, 5.5, 6 y 6.5	9,265	0.00011	ALTERNATIVA ORIGINAL. EL TUNEL DGV LLEGA HASTA EL CARACOL
NORTE -TECAMAC	IGUAL	5	10,857	0.00011	5, 5.5, 6 y 6.5	9,265	0.00011	EL TUNEL DGV LLEGA HASTA EL CARACOL. LA PLANTA DE TRATAMIENTO SE ENCUENTRA EN TECAMAC
SUR-TECAMAC	IGUAL	5	10,857	0.00011	5, 5.5, 6 y 6.5	4,419	0.00011	EL TUNEL DGV LLEGA ENTRE LA DESCARGA DE LA LAGUNA CASA COLORADA Y EL CARACOL. LA P.T. SE ENCUENTRA EN TECAMAC
TECAMAC	IGUAL	5	10,857	0.00011	5, 5.5, 6 y 6.5	15,300	0.00011	EL TUNEL DGV LLEGA HASTA TECAMAC. LA PLANTA DE TRATAMIENTO SE ENCUENTRA EN TECAMAC
TECAMAC II	IGUAL	5	10,857	0.00011	6.5	15,300	0.00116	EL TUNEL DGV LLEGA HASTA TECAMAC. LA PLANTA DE TRATAMIENTO SE ENCUENTRA EN TECAMAC

TABLA 5.2 TEXCOCO NORTE
COSTO COMPARATIVO DE LAS DIFERENTES ALTERNATIVAS
EN MILLONES DE PESOS

Descripción	Unidad	Cantidad	φ = 5.0 m	φ = 5.5 m	φ = 6.0 m	φ = 6.5 m
Conducción Superficial	m	1,000	54.0	54.0	54.0	54.0
Conducción en Túnel (Incluye 6 lumbreras)	m	9,671	380.7	444.7	529.2	618.8
Planta de Bombeo	lote	1	122.3	114.7	107.2	102.1
Estructura de Cierre Gran Canal	lote	1	0.3	0.3	0.3	0.3
Suma Construcción			557.3	613.7	690.7	775.2
Costo de Bombeo a valor presente			202.8	189.3	175.8	166.7
Suma Total			760.1	803.0	866.4	942.0

TABLA 5.3 TECAMAC
COSTO COMPARATIVO DE LAS DIFERENTES ALTERNATIVAS
EN MILLONES DE PESOS

Descripción	Unidad	Cantidad	φ = 5.0 m	φ = 5.5 m	φ = 6.0 m	φ = 6.5 m
Conducción en Túnel (Incluye 9 lumbreras)	m	15,300	602.3	703.5	837.2	978.9
Planta de Bombeo	lote	1	193.4	175.8	165.9	160.6
Estructura de Cierre Gran Canal	lote	1	0.3	0.3	0.3	0.3
Suma Construcción			795.9	879.6	1,003.4	1,139.8
Costo de Bombeo a valor presente			329.8	298.2	280.5	270.6
Suma Total			1,125.7	1,177.7	1,283.9	1,410.4

TABLA 5.4 TEXCOCO SUR - TECAMAC
COSTO COMPARATIVO DE LAS DIFERENTES ALTERNATIVAS
 EN MIL LONES DE PESOS

Descripción	Unidad	Cantidad	φ = 5.0 m	φ = 5.5 m	φ = 6.0 m	φ = 6.5 m
Conducción Superficial	m	5,500	275.0	275.0	275.0	275.0
Conducción en Túnel (Incluye 4 lumbreras)	m	4,419	173.9	203.2	241.8	282.7
Planta de Bombeo Texcoco	lote	1	117.3	107.2	102.1	98.4
Planta de Bombeo Tecamac	lote	1	75.7	75.7	75.7	75.7
Obra de control Gran Canal	lote	1	3.9	3.9	3.9	3.9
Estructura de Cierre Gran Canal	lote	1	0.3	0.3	0.3	0.3
Suma Construcción			646.1	665.2	698.8	735.9
Costo de Bombeo a valor presente			383.1	365.0	356.0	349.3
Suma Total			1,029.1	1,030.3	1,054.8	1,085.2

TABLA 5.5 TEXCOCO NORTE - TECAMAC
COSTO COMPARATIVO DE LAS DIFERENTES ALTERNATIVAS
 EN MILLONES DE PESOS

Descripción	Unidad	Cantidad	$\phi = 5.0 \text{ m}$	$\phi = 5.5 \text{ m}$	$\phi = 6.0 \text{ m}$	$\phi = 6.5 \text{ m}$
Conducción en Túnel (Incluye 6 lumbreras)	m	9,920	390.5	456.1	542.8	634.7
Planta de Bombeo Texcoco	lote	1	122.3	114.7	107.2	102.1
Planta de Bombeo Tecamac	lote	1	75.7	75.7	75.7	75.7
Obra de control Gran Canal	lote	1	3.9	3.9	3.9	3.9
Estructura de Cierre Gran Canal	lote	1	0.3	0.3	0.3	0.3
Suma Construcción			592.7	650.7	729.9	816.7
Costo de Bombeo a valor presente			338.0	324.5	311.0	301.9
Suma Total			930.7	975.2	1,040.8	1,118.6

TABLA 5.6 TECAMAC II

COSTO COMPARATIVO DE LAS DIFERENTES ALTERNATIVAS

EN MILLONES DE PESOS

Descripción	Unidad	Cantidad	$\phi = 6.5 \text{ m}$
Conducción en Túnel (Incluye 9 lumbreras)	m	15.300	989.0
Planta de Bombeo	lote	1	160.6
Estructura de Cierre Gran Canal	lote	1	0.3
Suma Construcción			1,149.9
Costo de Bombeo a valor presente			270.6
Suma Total			1,420.5

TABLA 5.7 RESUMEN DE COSTOS
COSTO COMPARATIVO DE LAS DIFERENTES ALTERNATIVAS
EN MILLONES DE PESOS

ALTERNATIVA	$\phi = 5.0$ m	$\phi = 5.5$ m	$\phi = 6.0$ m	$\phi = 6.5$ m
TEXCOCO NORTE	760.1	803.0	866.4	942.0
TECAMAC	1,125.7	1,177.7	1,283.9	1,410.4
TEXCOCO SUR TECAMAC	1,029.1	1,030.3	1,054.8	1,085.2
TEXCOCO NORTE TECAMAC	930.7	975.2	1,040.8	1,118.6
TECAMAC II				1,420.5

FIGURAS

FIG 2.1 PERFIL DEL FONDO DEL GRAN CANAL

1900 - 1958 - 1993

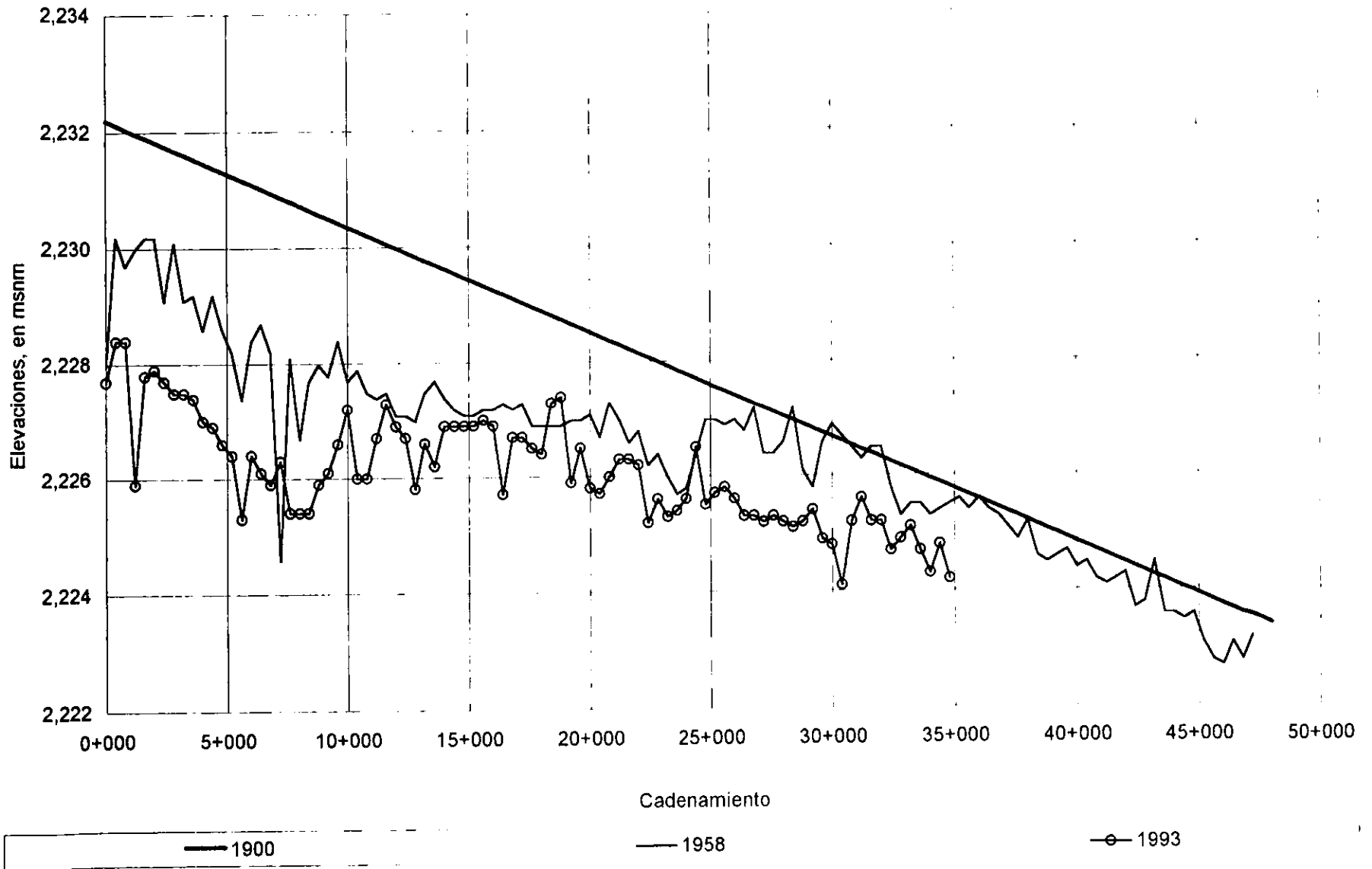


FIG 2.2 GRAN CANAL DEL DESAGÜE
ASENTAMIENTOS MEDIOS ANUALES

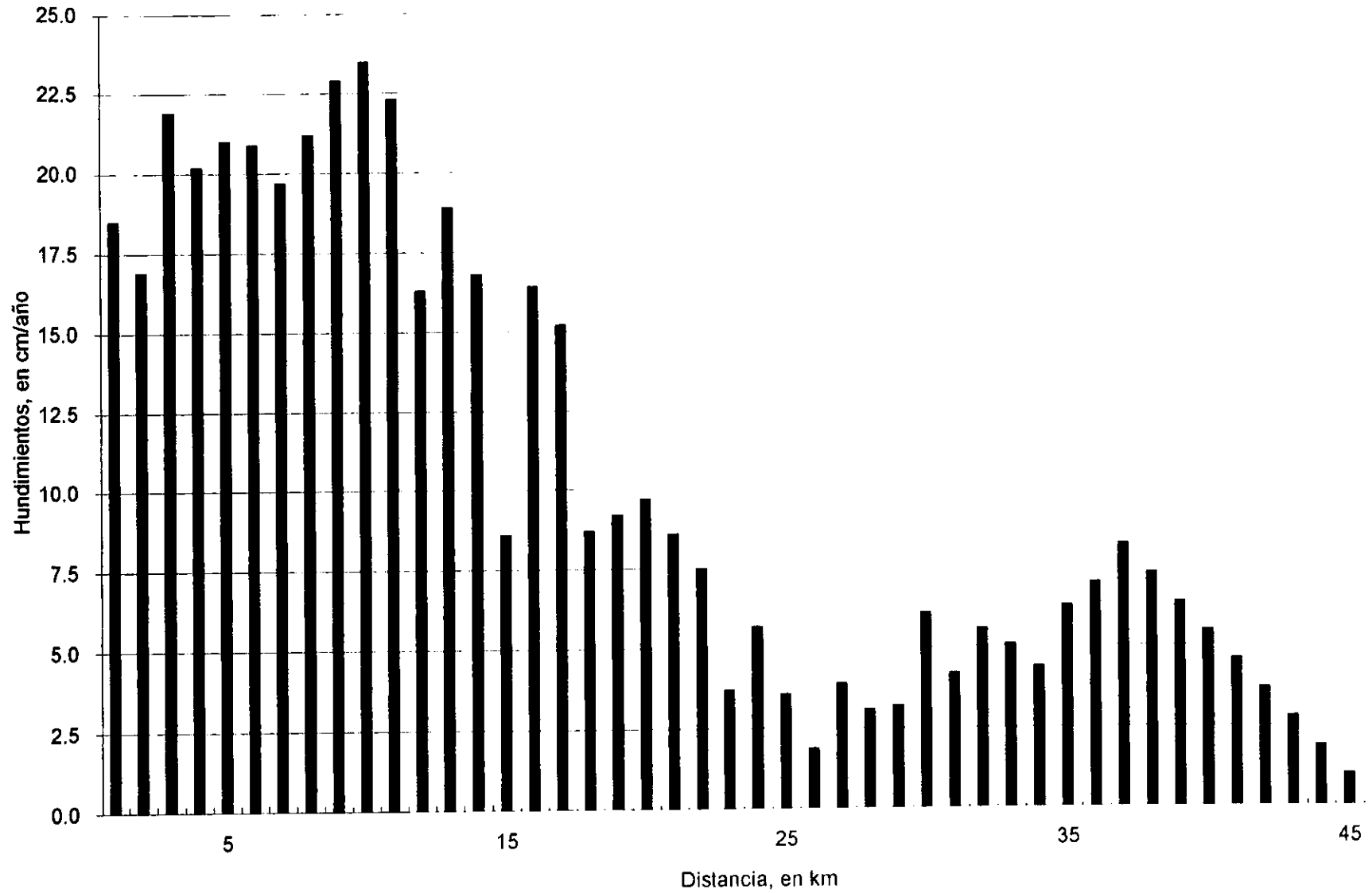


FIG 2.3 PREDICCIÓN DE HUNDIMIENTOS 1993 A 2010

GRAN CANAL DEL DESAGÜE

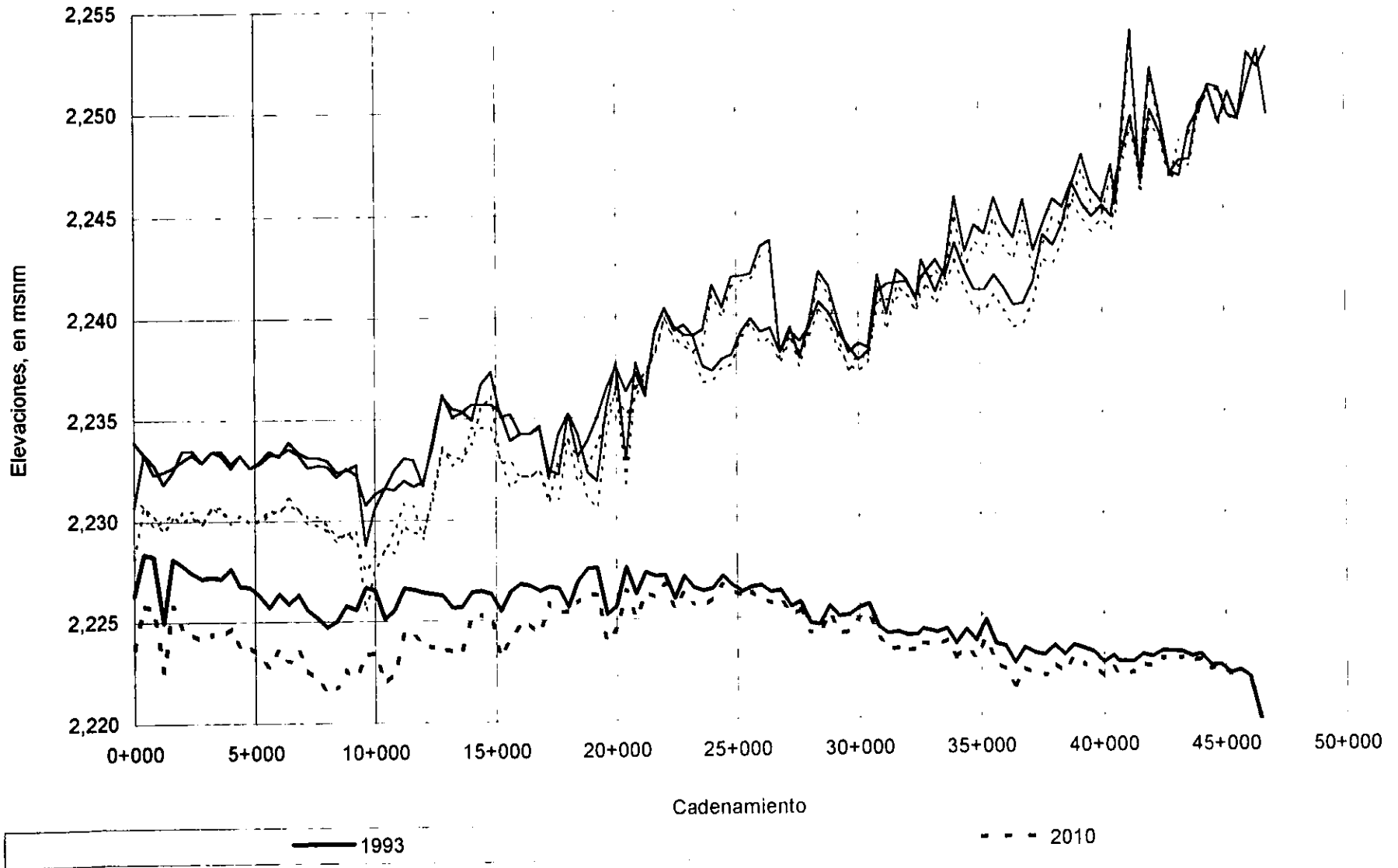
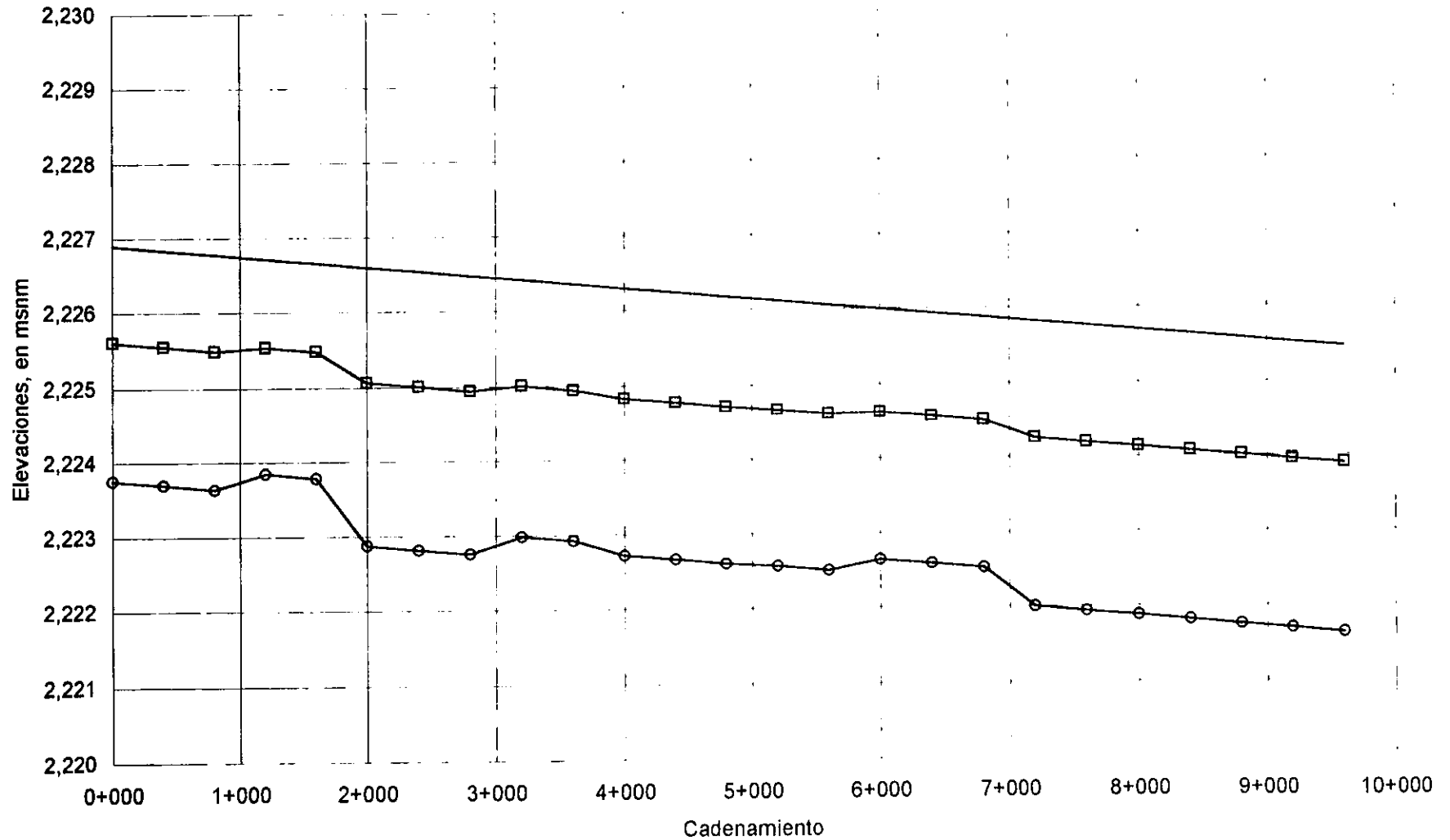


FIG 2.4 PREDICCIÓN DE HUNDIMIENTOS 1993, 2000 Y 2010

PLANTILLA DEL GRAN CANAL DEL DESAGÜE PARA ENTUBAMIENTO EN EL D.F.



— 1993

—□— 2000

—○— 2010

FIG 2.5 DREN GENERAL DEL VALLE
ASENTAMIENTOS MEDIOS ANUALES

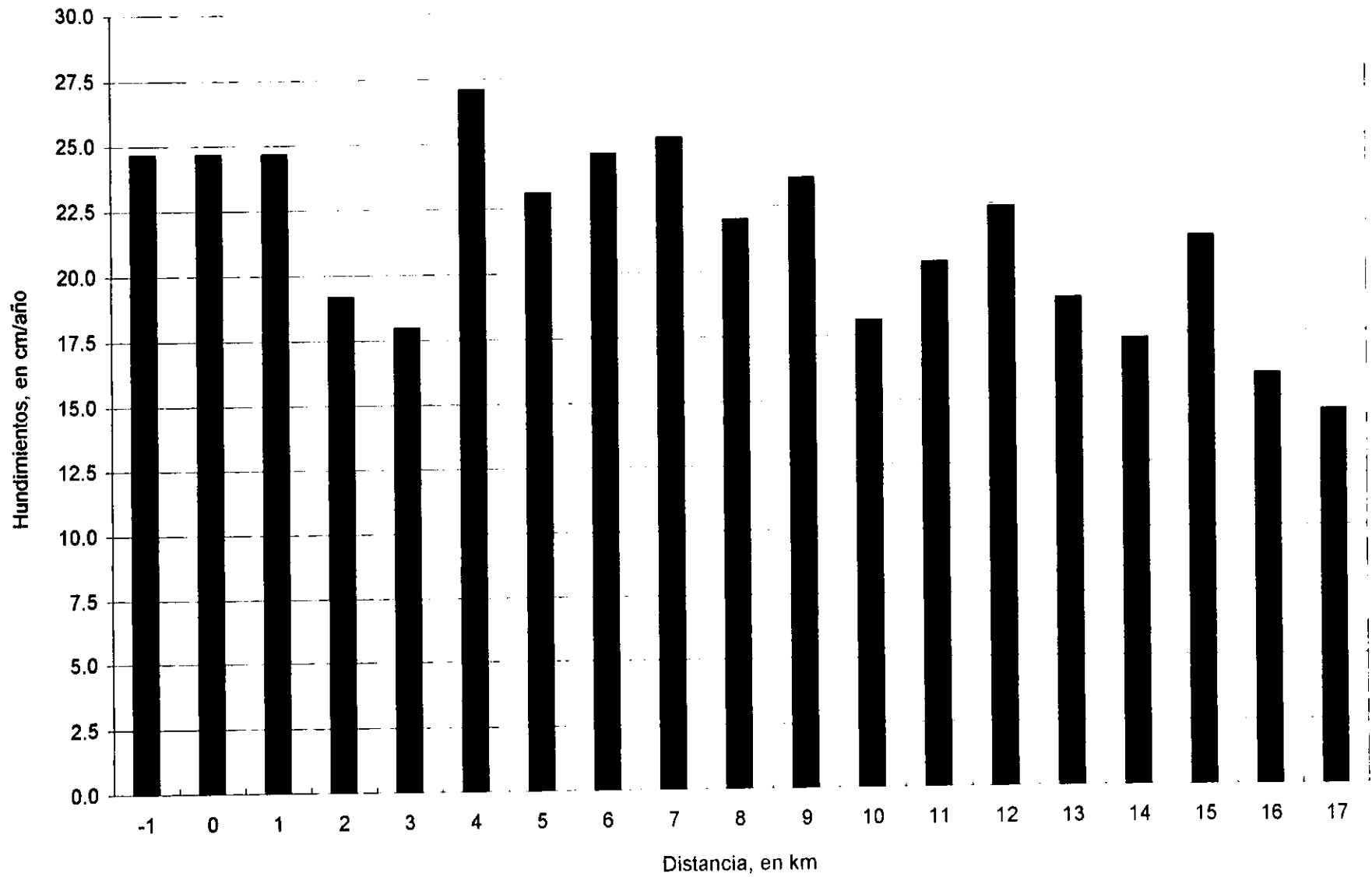
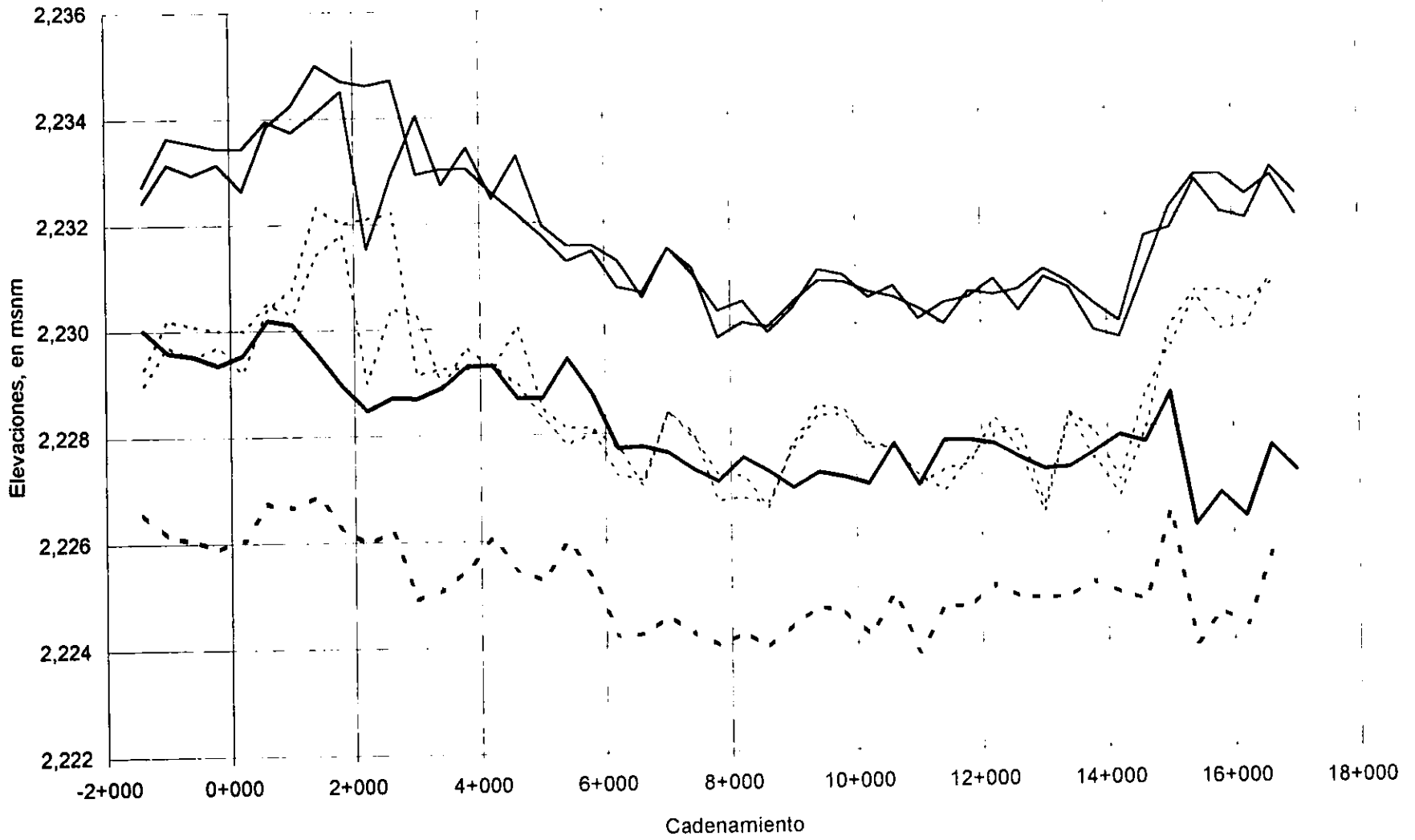


FIG 2.6 PREDICCIÓN DE HUNDIMIENTOS 1993 A 2010
DREN GENERAL DEL VALLE



— 1993

- - - 2010

FIG 2.7 GRAN CANAL DEL DESAGÜE 1993
ANÁLISIS DE CAPACIDAD



FIG 2.8 DREN GENERAL DEL VALLE 1993
ANÁLISIS DE CAPACIDAD

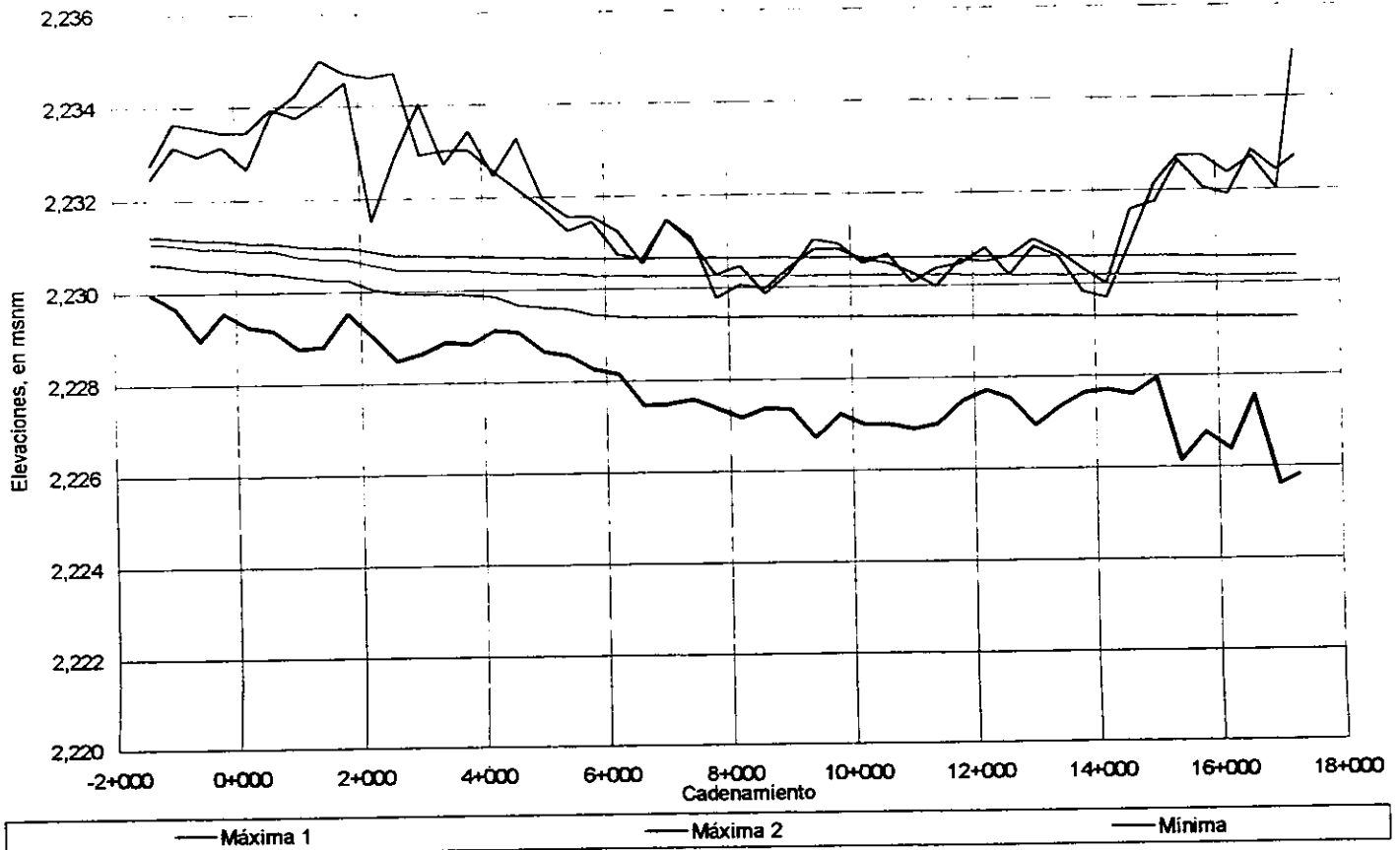


FIG 2.9 HIDROGRAMAS GRAN CANAL
CONDICION ACTUAL $T_r=50$ AÑOS

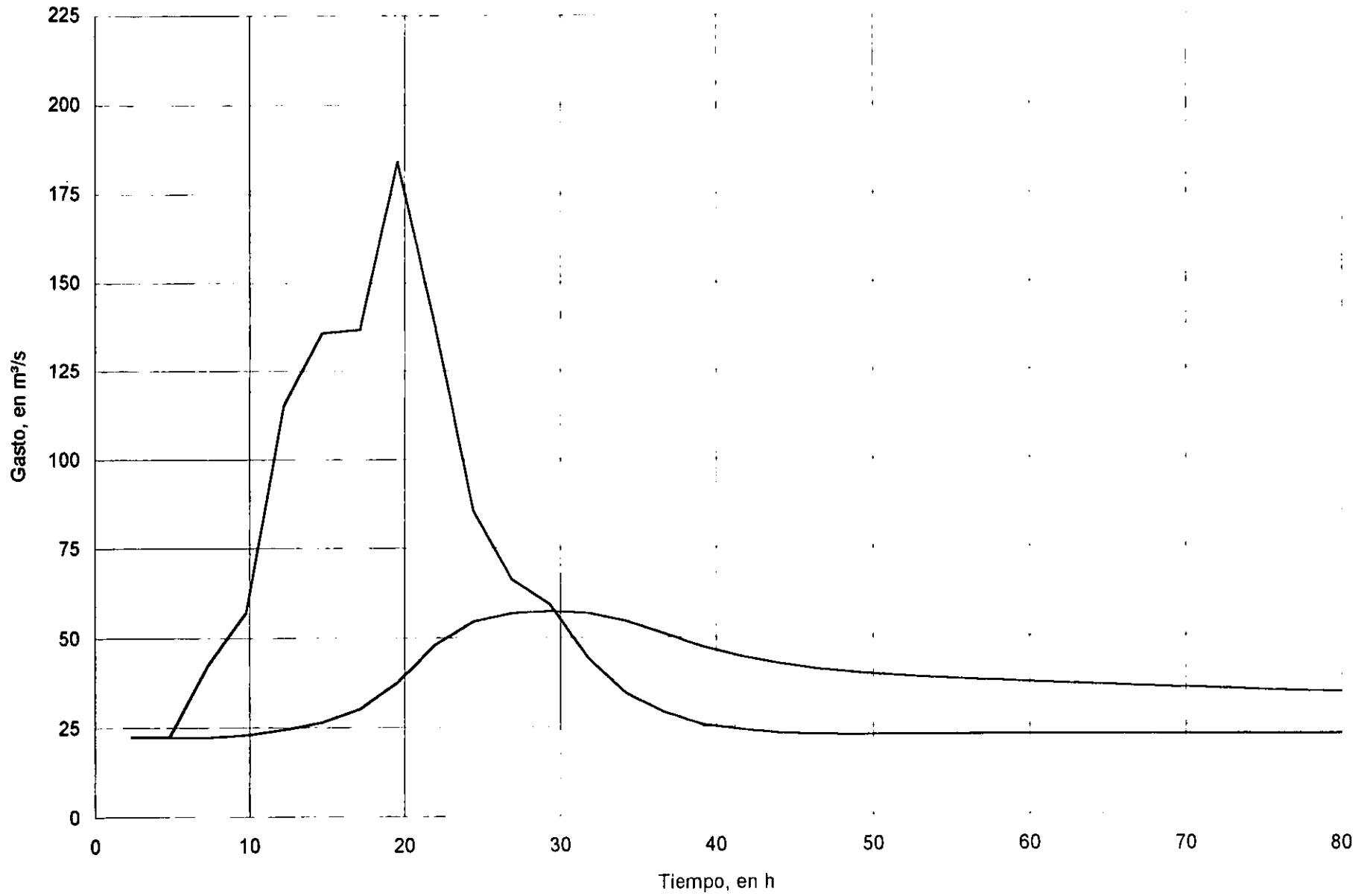


FIG 2.10 T_{máx.} DREN GENERAL DEL VALLE

CONDICION ACTUAL Tr = 50 AÑOS

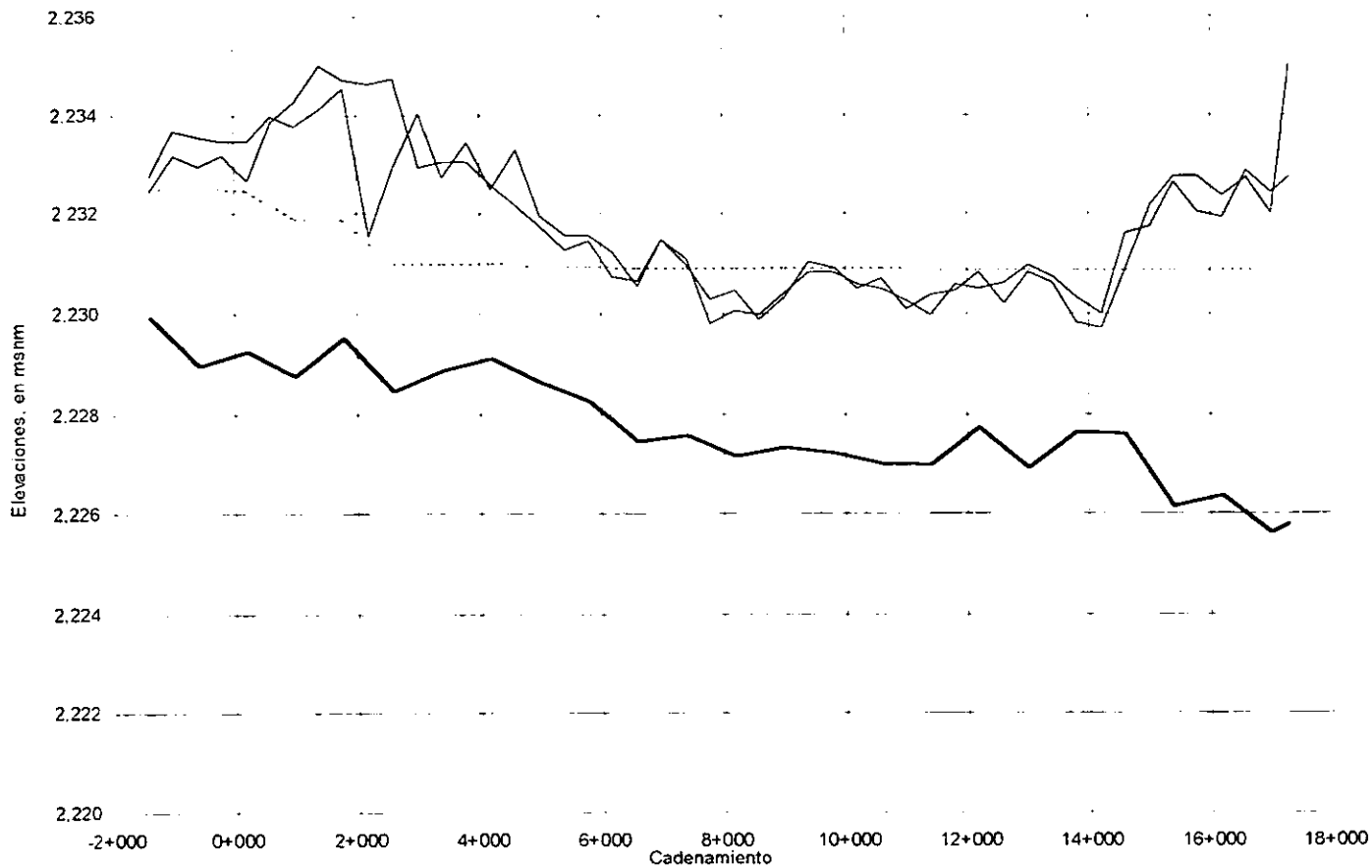


FIG 2.11 T_{máx.} GRAN CANAL DEL DESAGÜE

CONDICION ACTUAL T=50 AÑOS

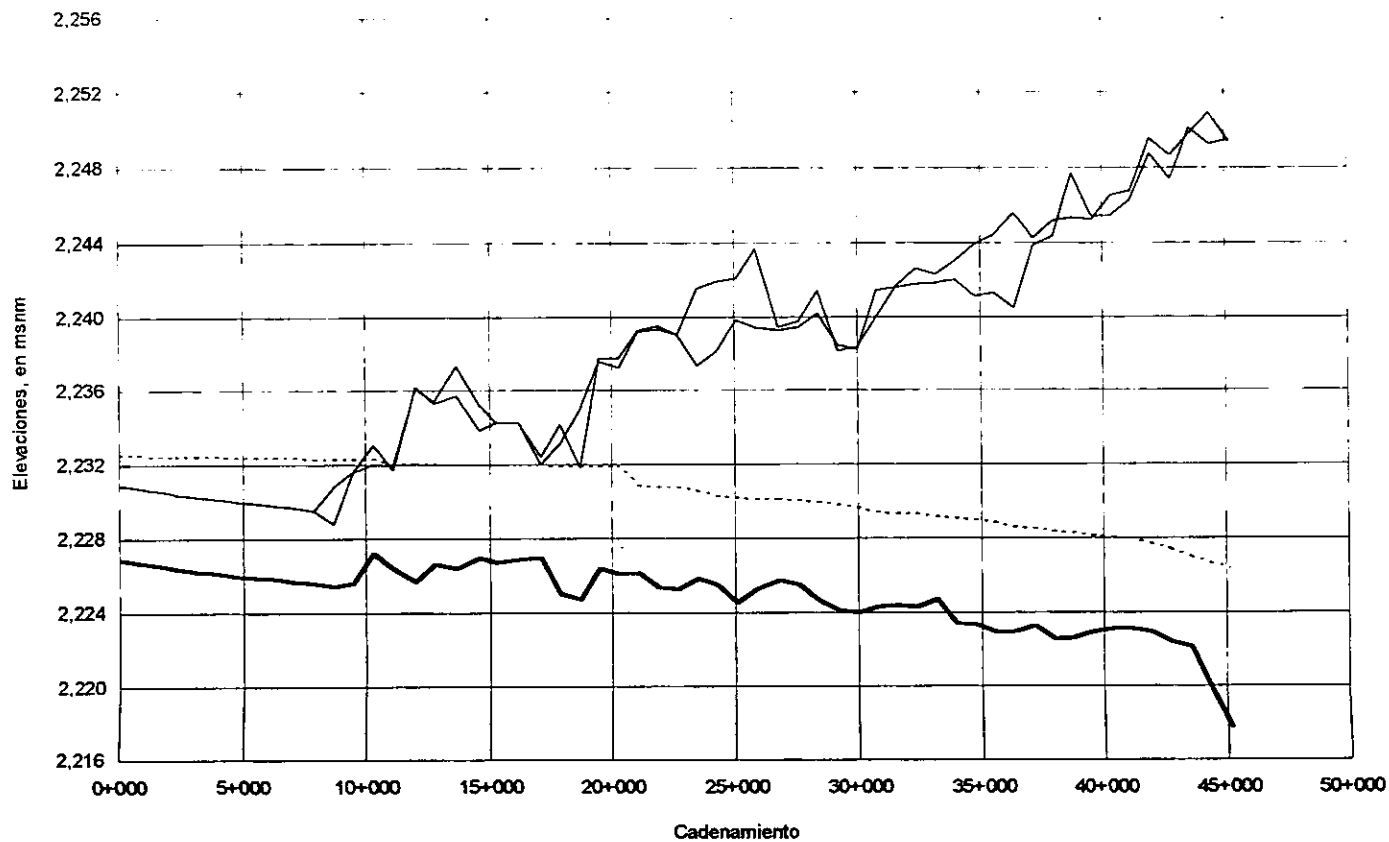


FIG 2.12 GRAN CANAL DEL DESAGÜE 2010

ANALISIS DE CAPACIDAD

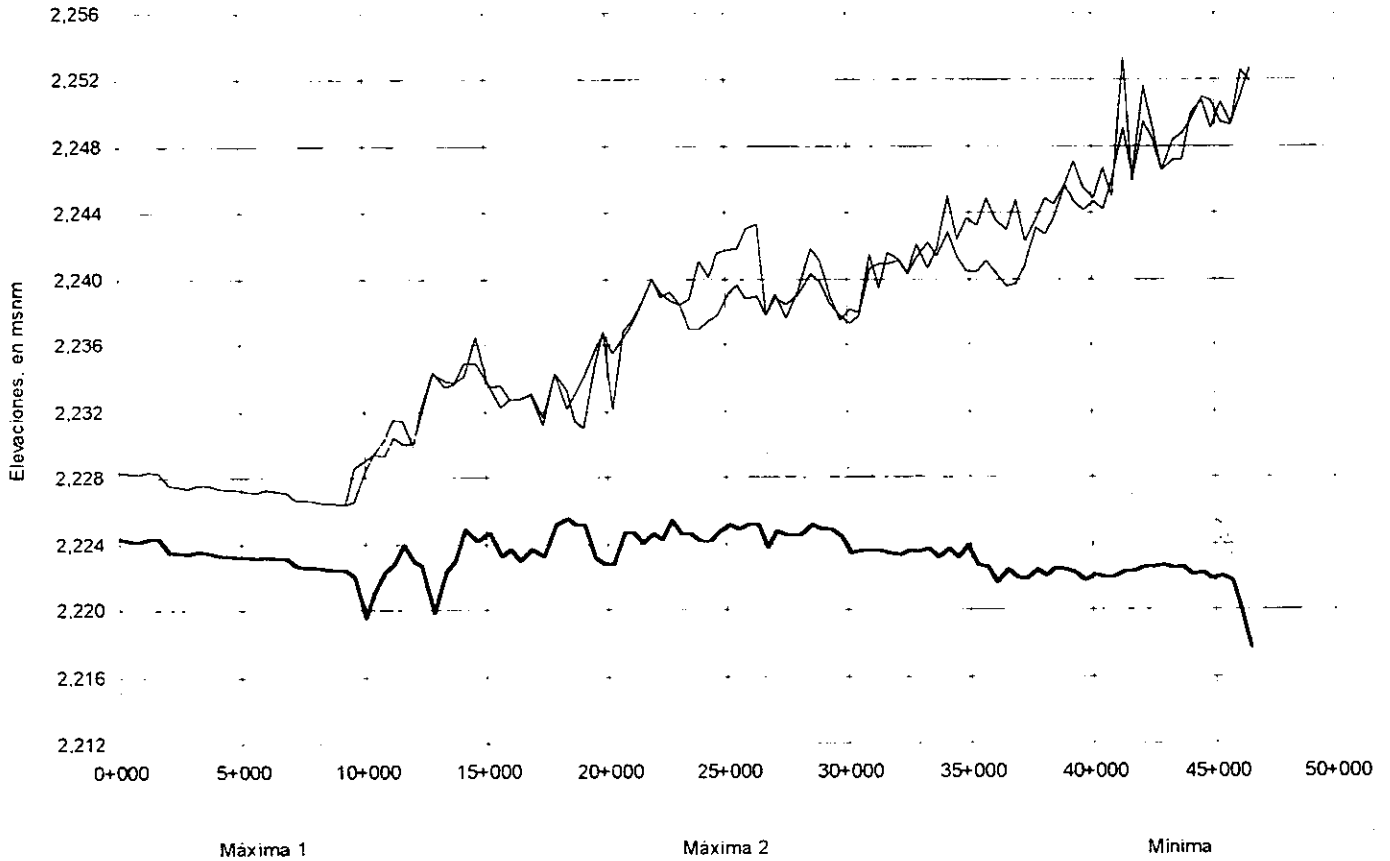


FIG 2.13 DREN GENERAL DEL VALLE 2010

ANALISIS DE CAPACIDAD

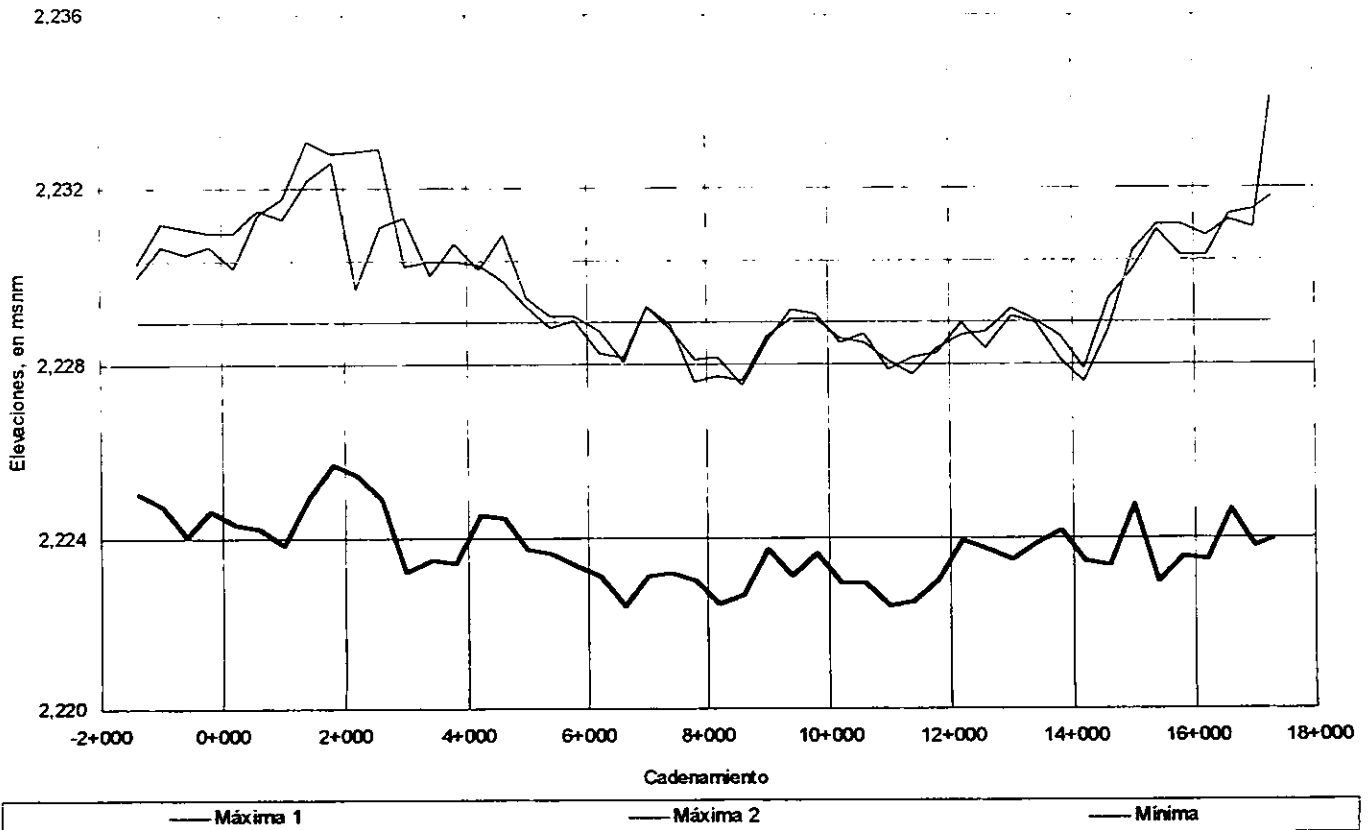


FIG 2.14 HIDROGRAMAS GRAN CANAL
CONDICION FUTURA $T_r=50$ AÑOS

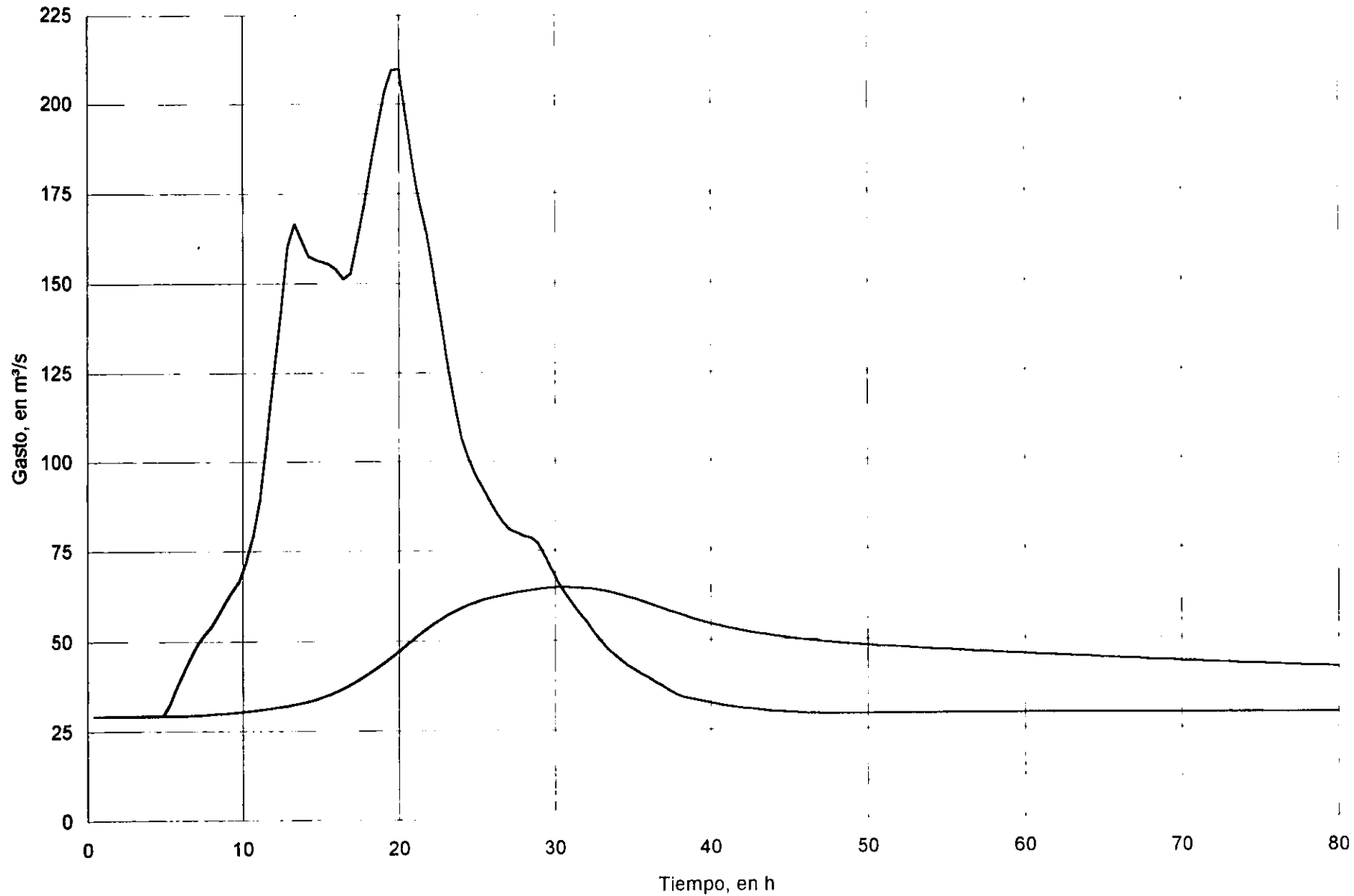


FIG 2.15 T_{máx.} DREN GENERAL DEL VALLE

CONDICION FUTURA Tr = 50 AÑOS

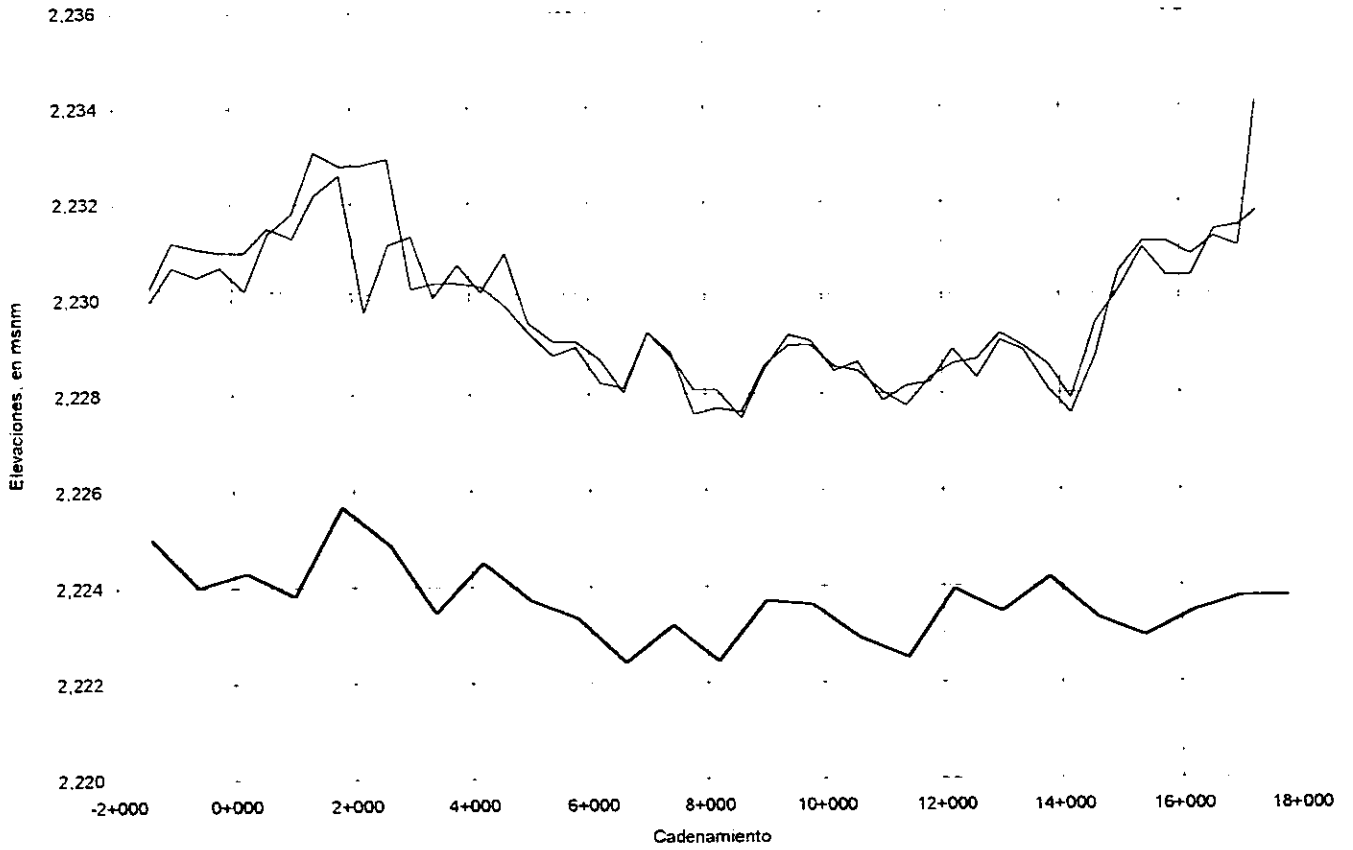


FIG 2.16 T_{máx.} GRAN CANAL DEL DESAGÜE

CONDICION FUTURA Tr = 50 AÑOS

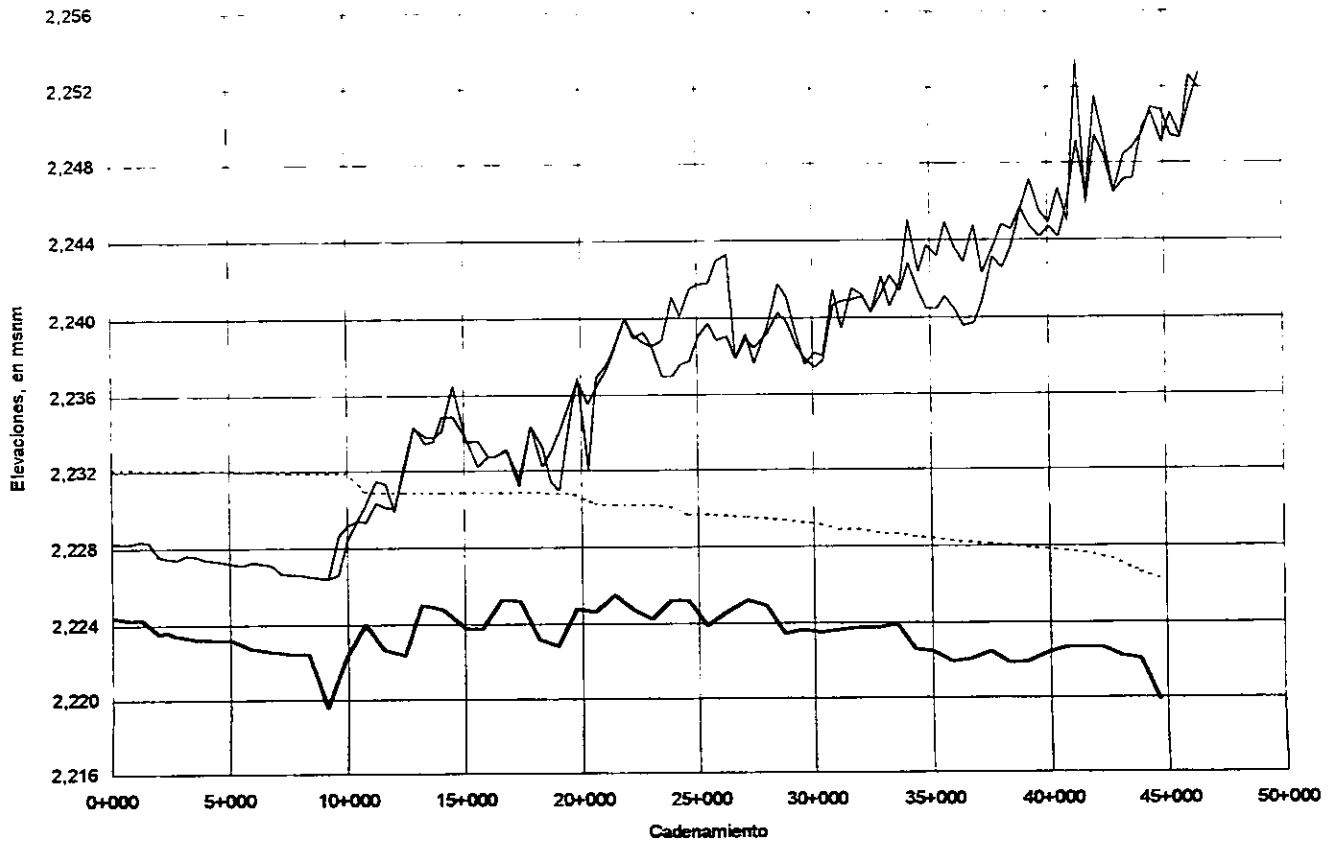


FIG 2.17 HIDROGRAMAS GRAN CANAL

CONDICION ACTUAL $T_r=50$ AÑOS $OT=30$ m³/s

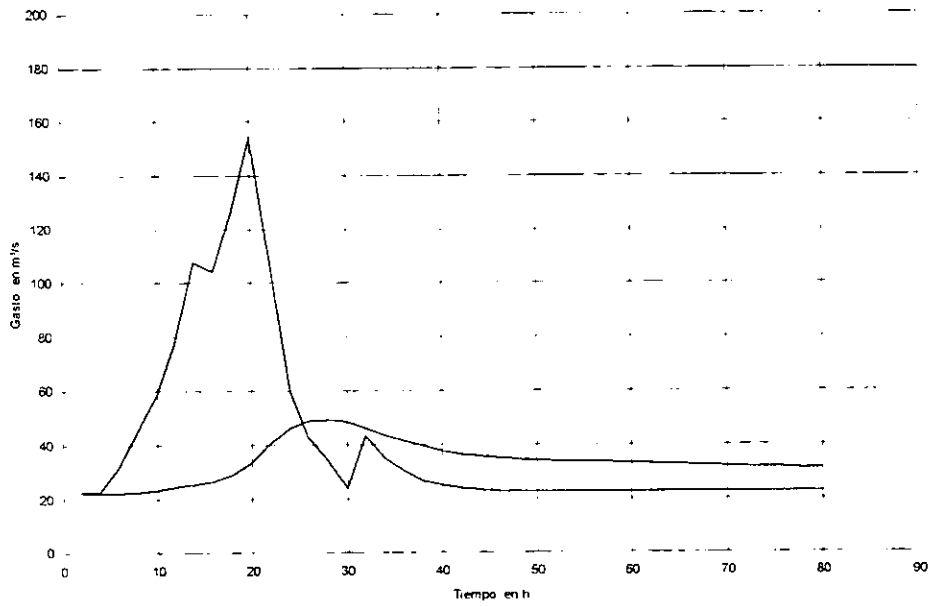


FIG 2.18 HIDROGRAMAS GRAN CANAL

CONDICION ACTUAL $T_r=50$ AÑOS $OT=60$ m³/s

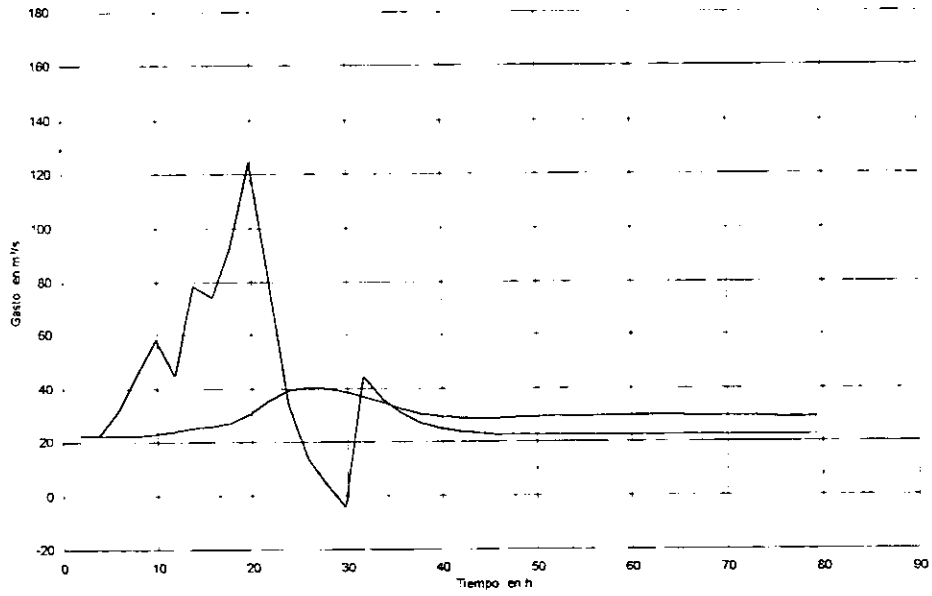


FIG 2.19 HIDROGRAMAS GRAN CANAL

CONDICION ACTUAL $T_r=50$ AÑOS $OT=90$ m³/s

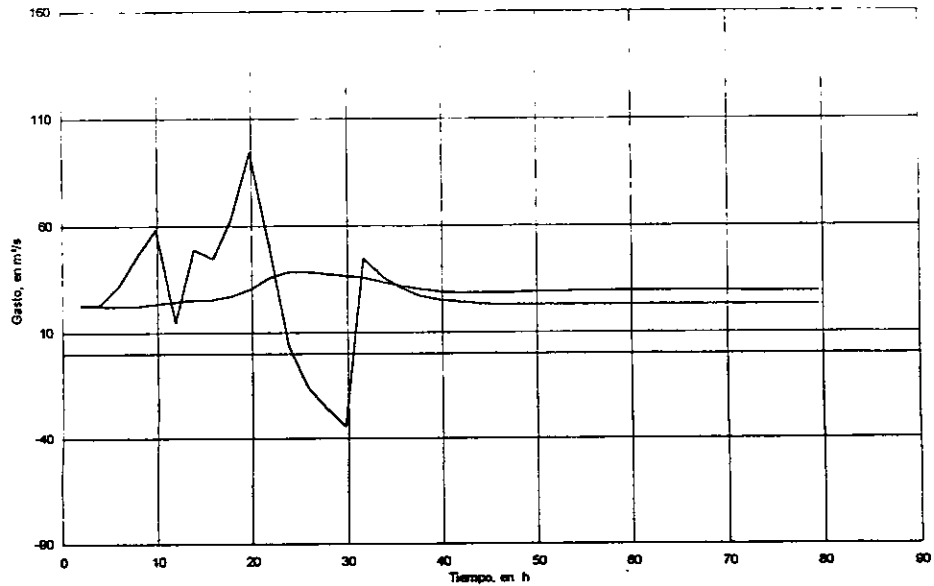


FIG 2.20 T_{máx.} DREN GENERAL DEL VALLE

FUNCIONAMIENTO CON OBRA DE TOMA Tr=50 AÑOS

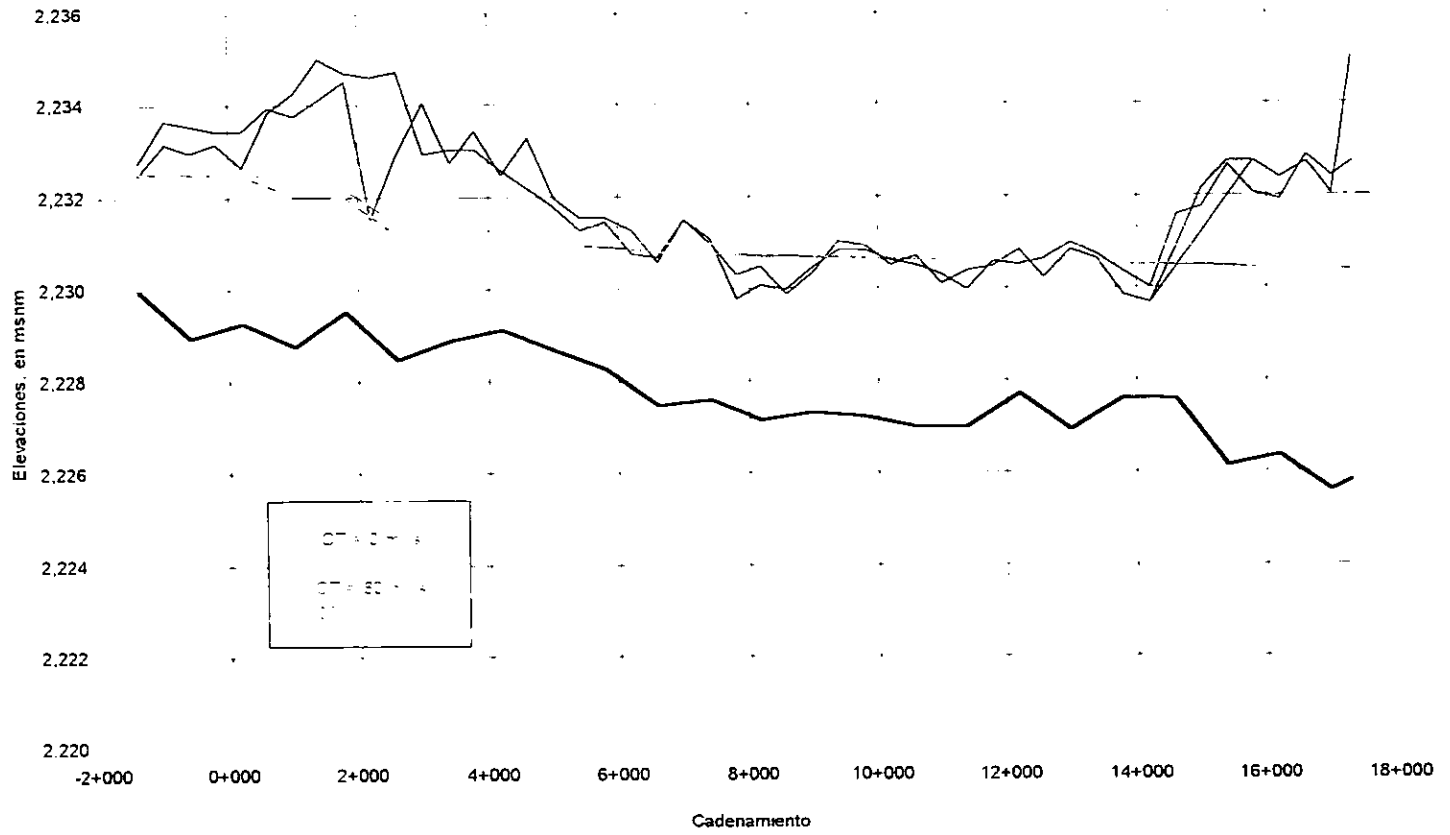
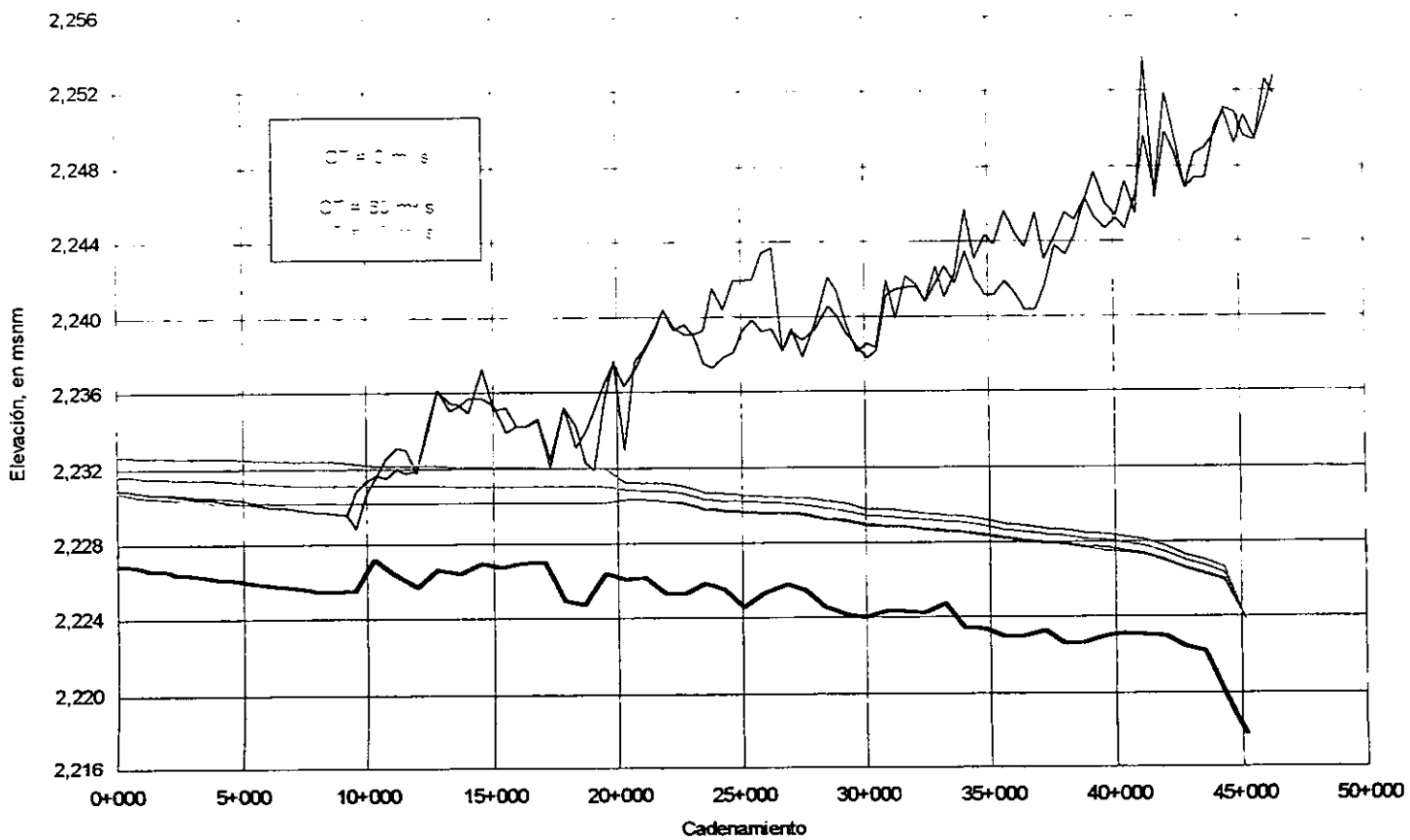


FIG 2.21 T_{máx.} GRAN CANAL DEL DESAGÜE

FUNCIONAMIENTO CON OBRA DE TOMA Tr = 50 AÑOS



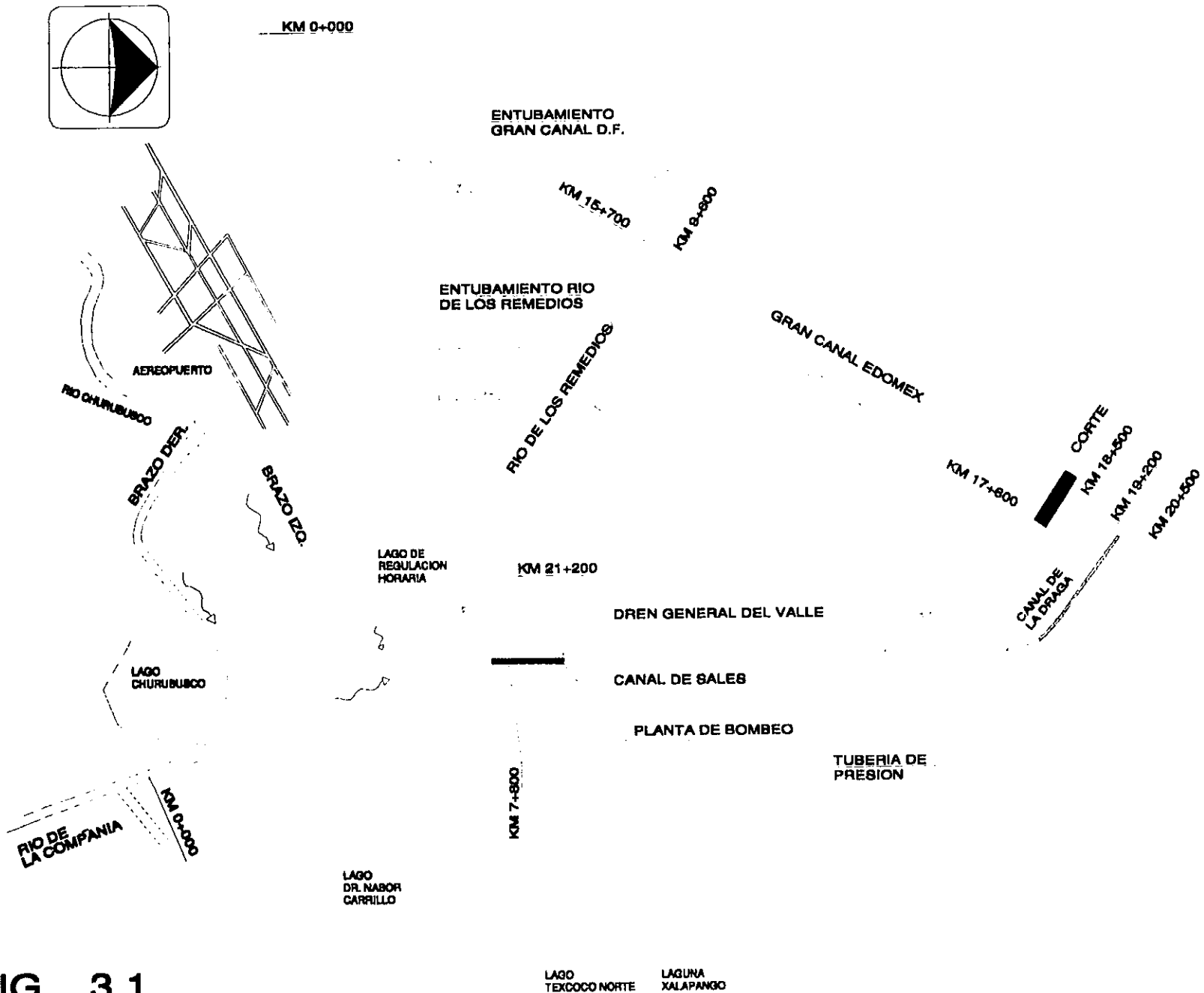


FIG. 3.1
ALTERNATIVA 1

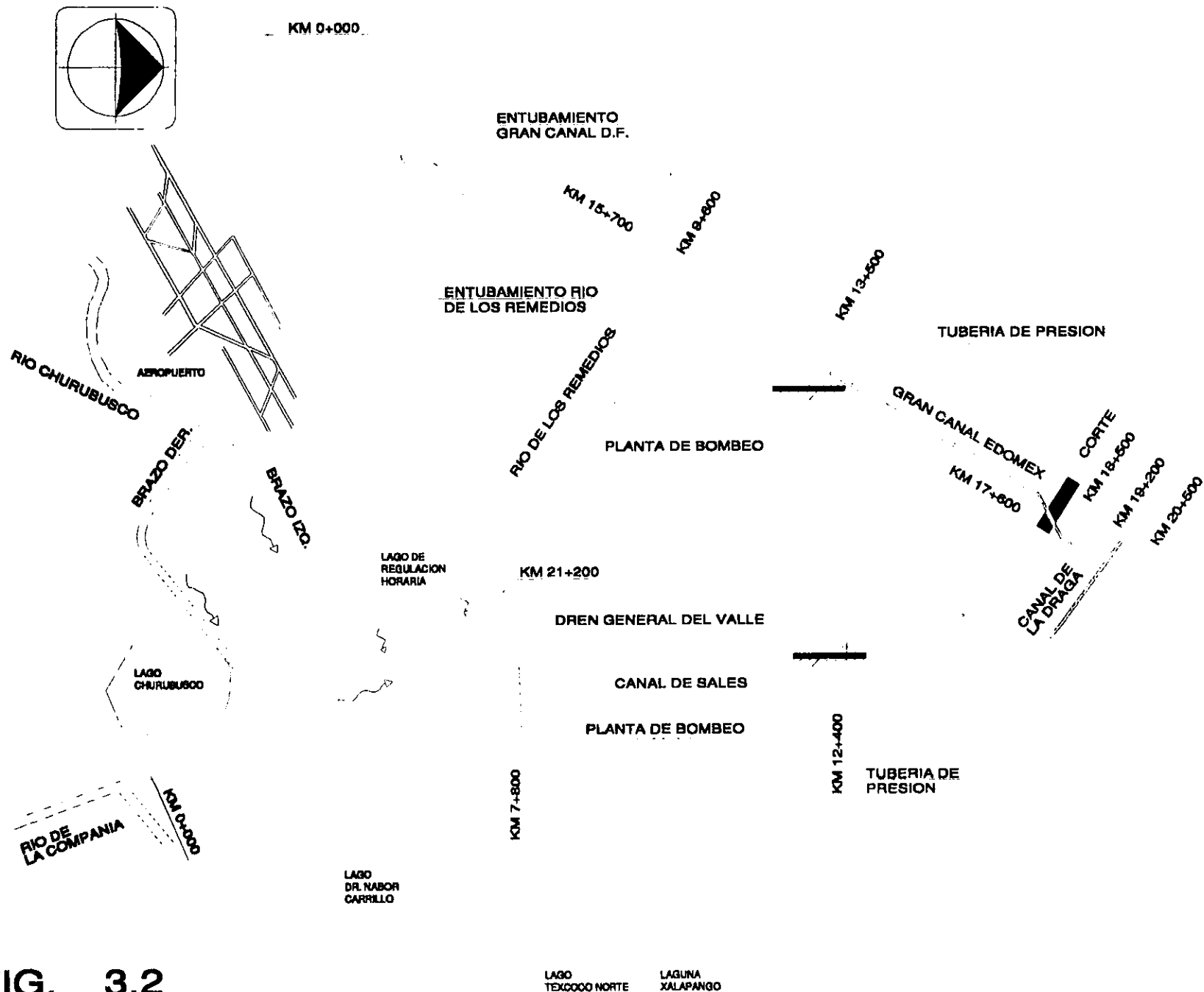


FIG. 3.2
ALTERNATIVA 2

FIG 3.3 GRAN CANAL DEL DESAGÜE ACTUAL A1
DESDE EL INICIO AL RIO DE LOS REMEDIOS

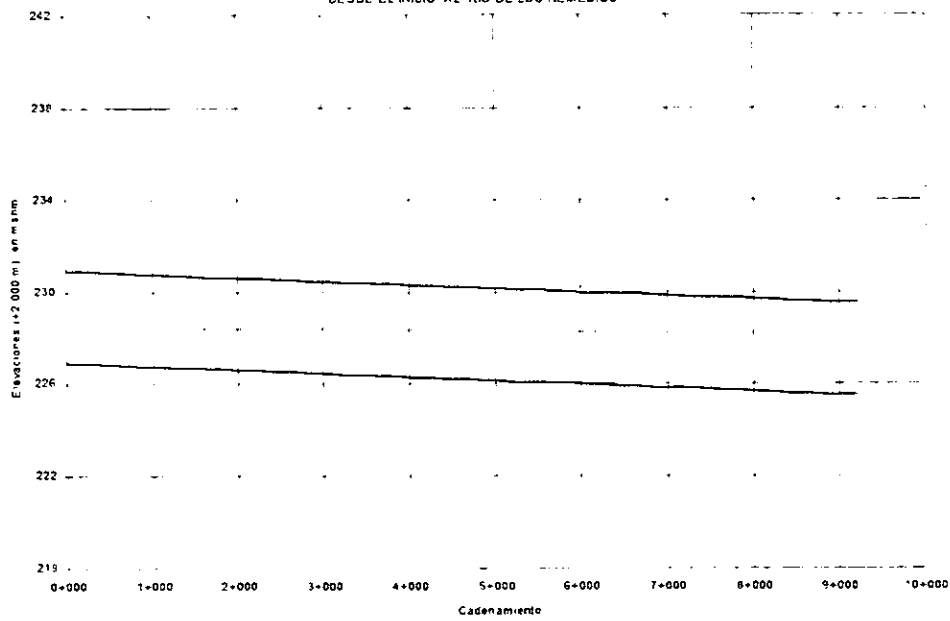


FIG 3.4 GRAN CANAL EDMEX ACTUAL A1
km 16 A RIO DE LOS REMEDIOS

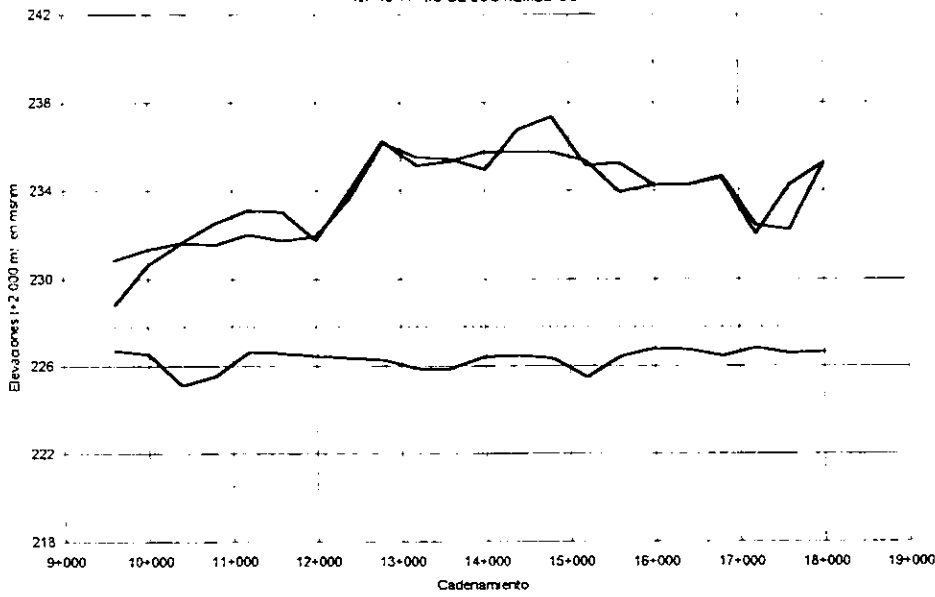


FIG 3.5 GRAN CANAL DEL DESAGÜE ACTUAL A1
km 16 A T TEOUIQUIC

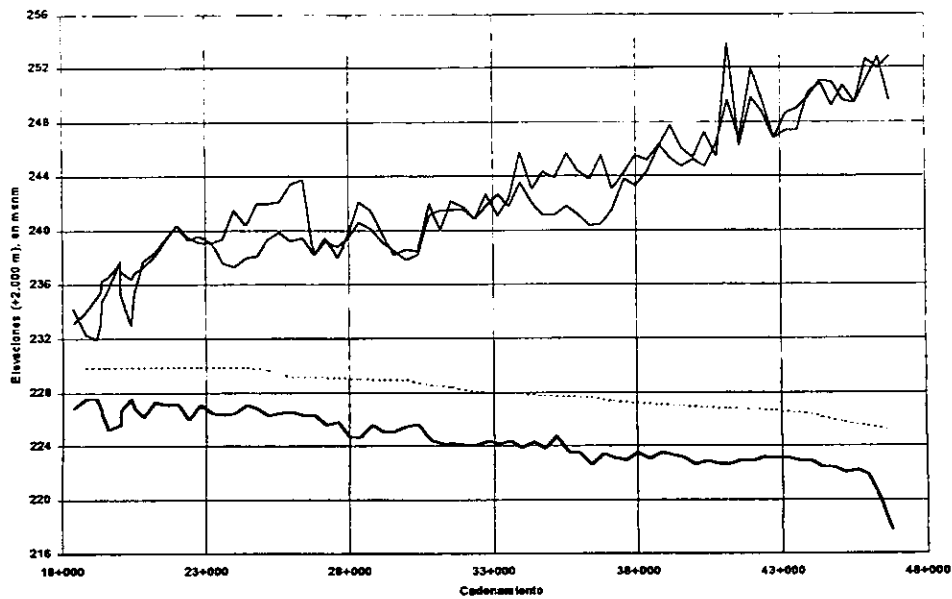


FIG 3.6 GRAN CANAL D.F. FUTURA A1
INICIO A RIO DE LOS REMEDIOS

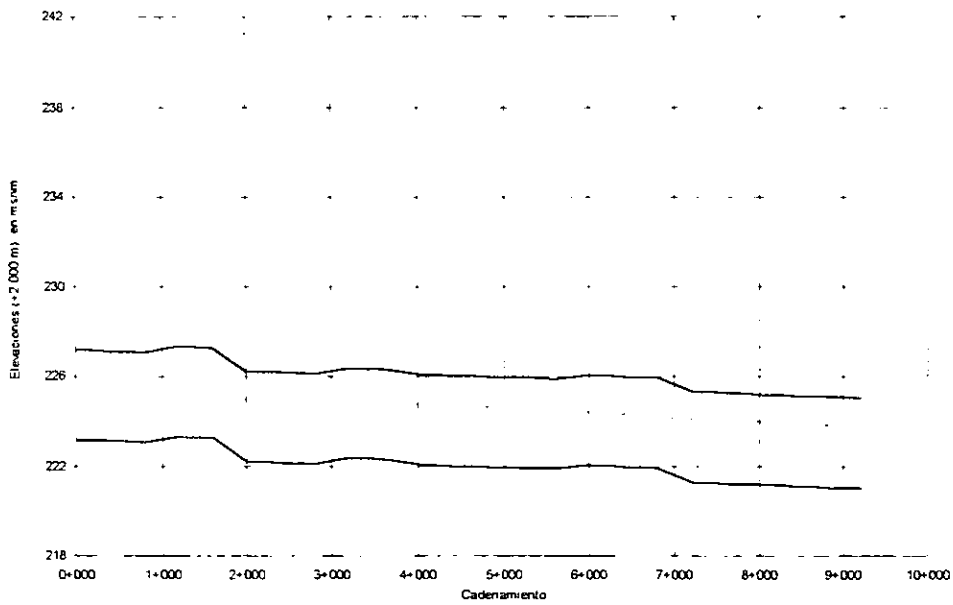


FIG 3.7 GRAN CANAL ESTADO DE MEXICO FUTURA A1
km 18 A RIO DE LOS REMEDIOS

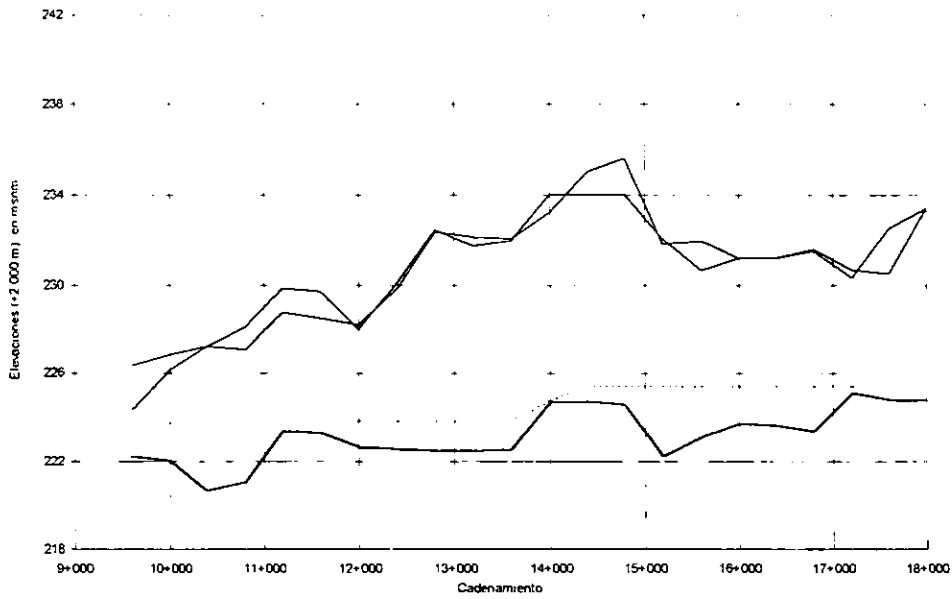


FIG 3.8 GRAN CANAL DEL DESAGÜE FUTURA A1
km 18 A T TEQUQUAC

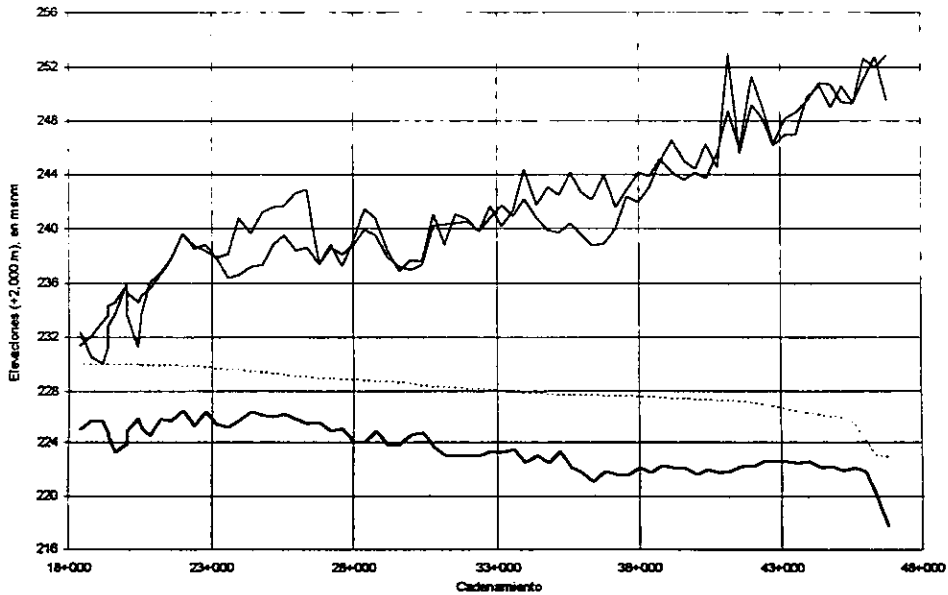


FIG 3.9 GRAN CANAL D.F. ACTUAL A2

INICIO A RIO DE LOS REMEDIOS

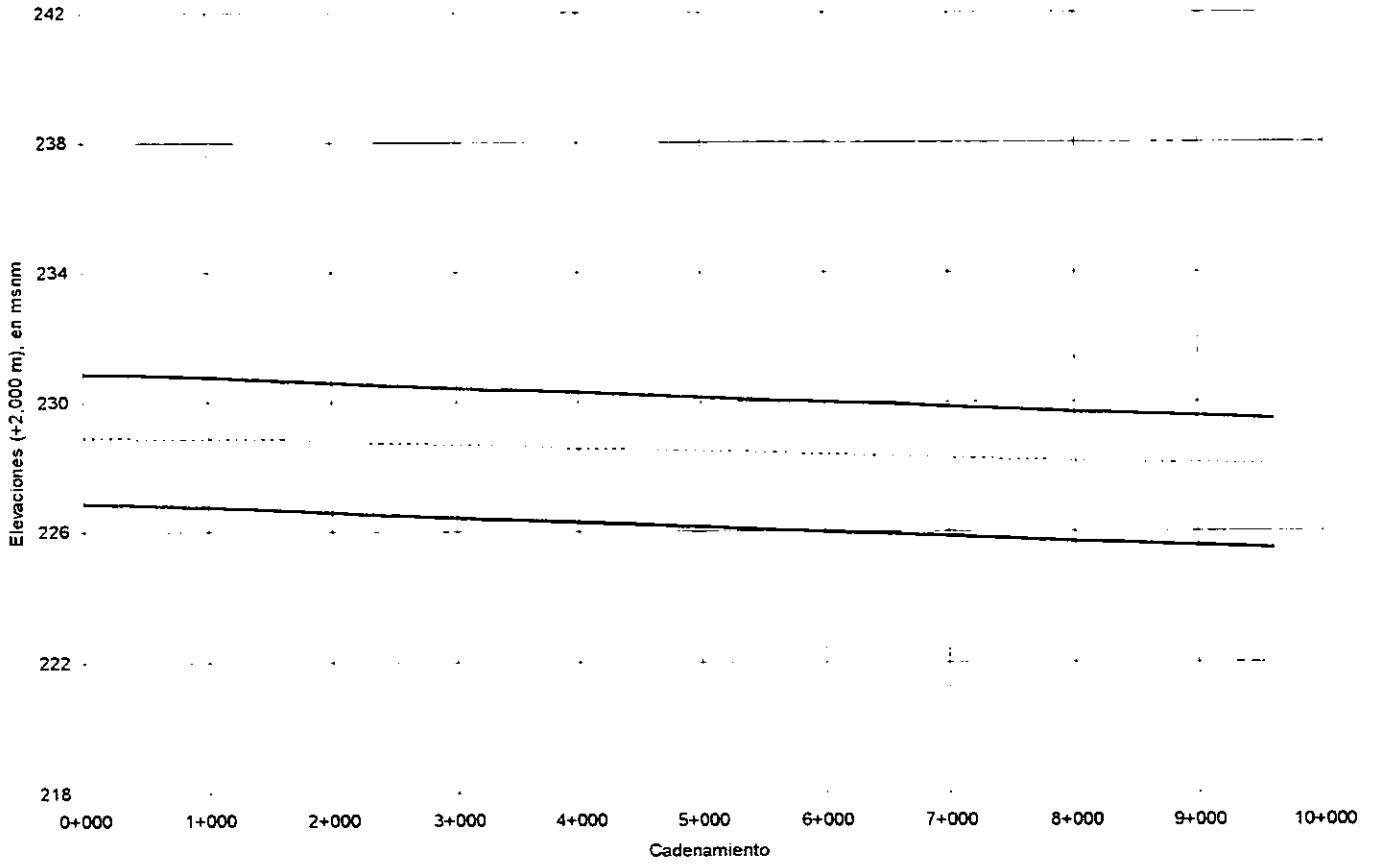


FIG 3.10 GRAN CANAL DEL DESAGÜE ACTUAL A2

km 18 A T. TEQUIXQUIAC

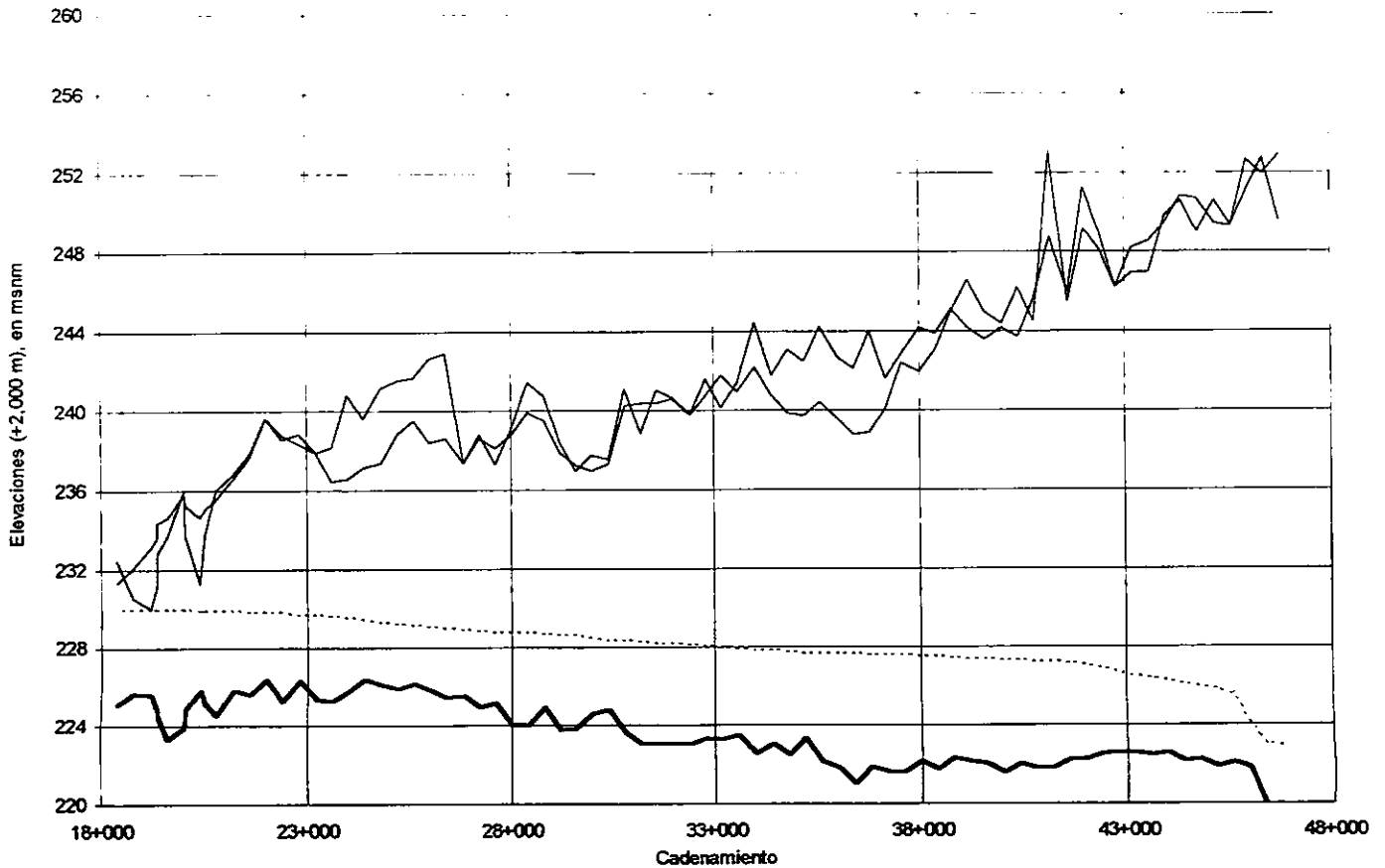


FIG 3.11 GRAN CANAL D.F. FUTURA A2

INICIO A RIO DE LOS REMEDIOS

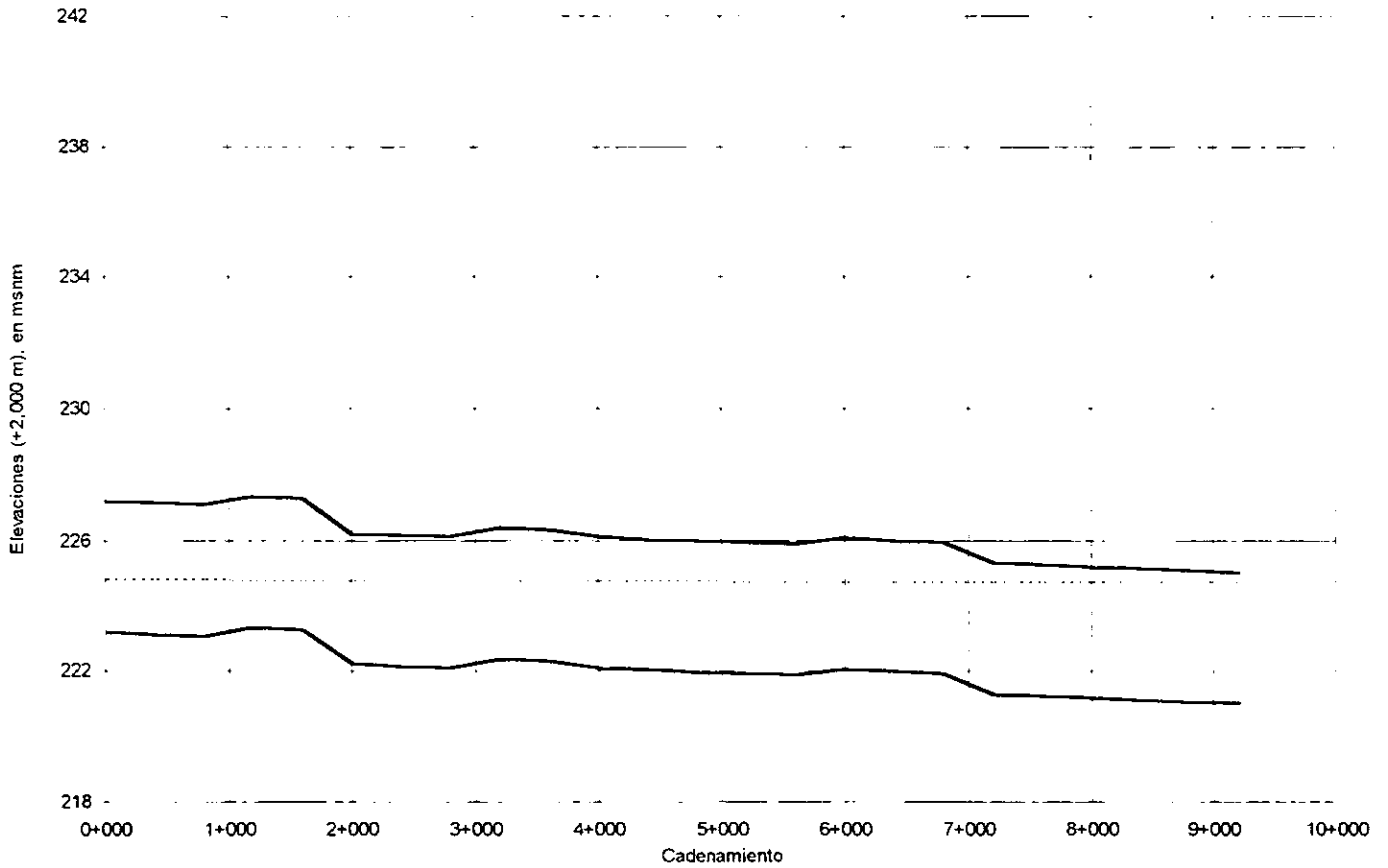


FIG 3.12 GRAN CANAL DEL DESAGÜE FUTURA A2

km 18 A T. TEQUIXQUIAC

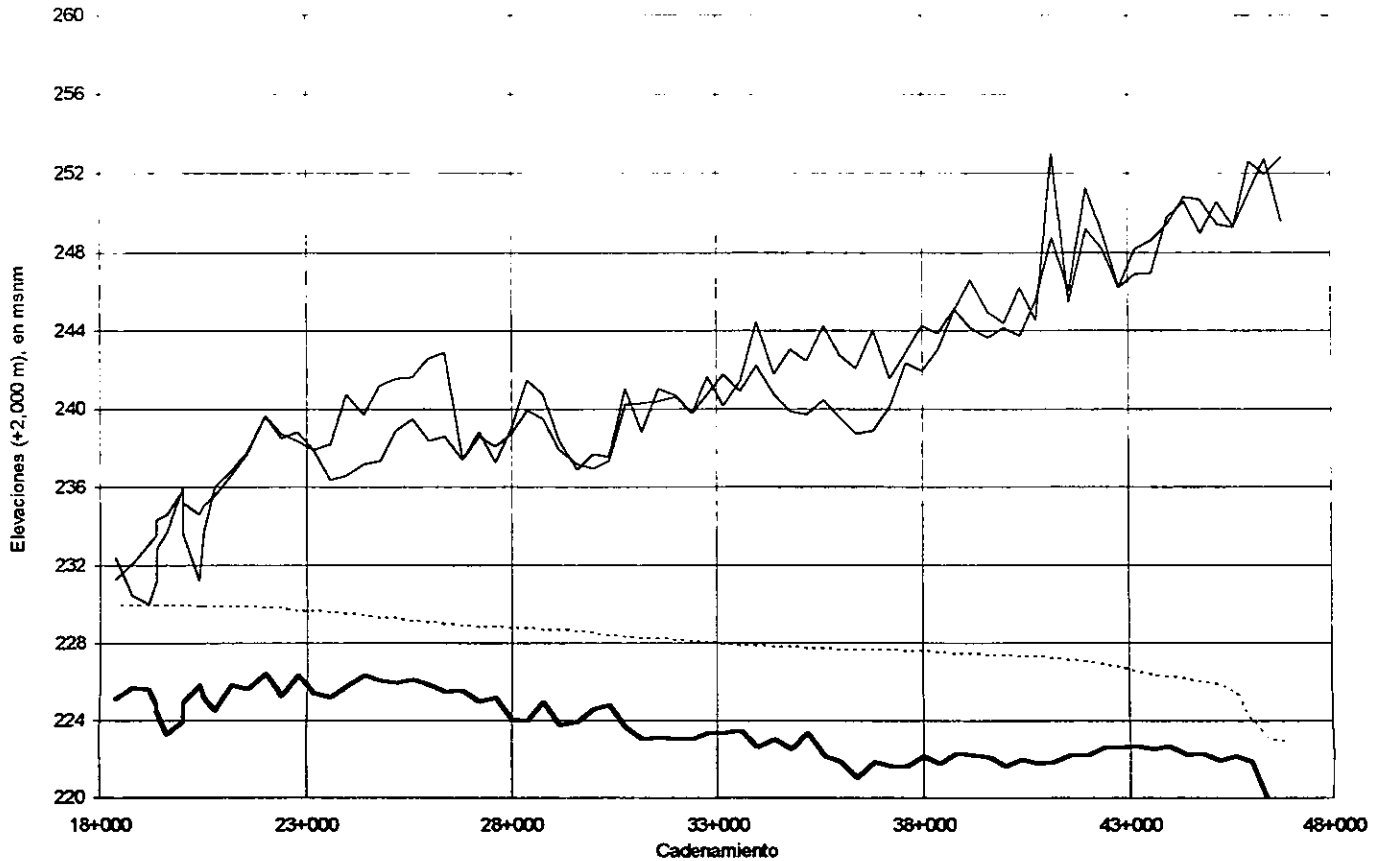


FIG 3.13 HIDROGRAMAS PB DREN GENERAL DEL VALLE
CONDICION ACTUAL $T_r=50$ AÑOS

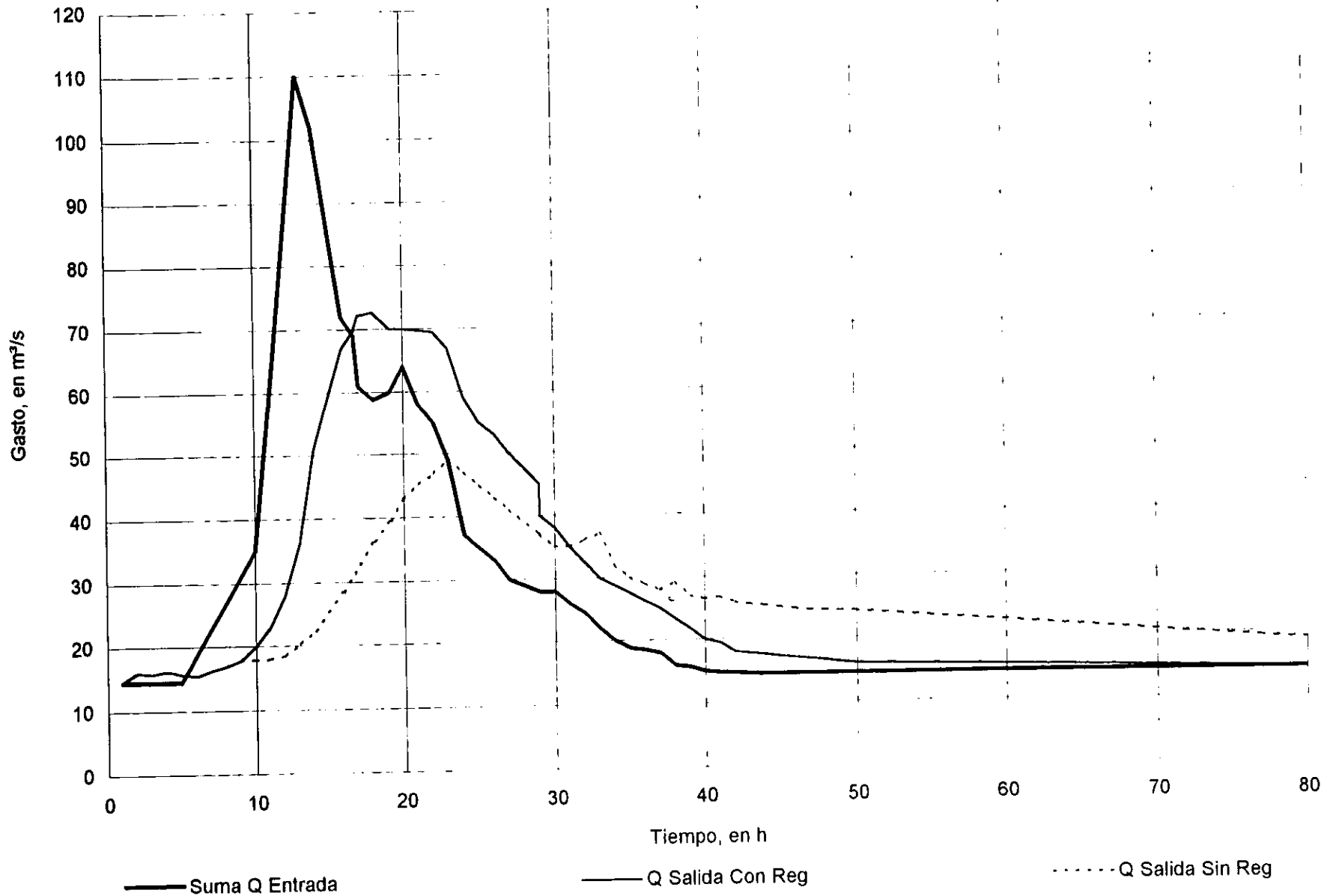


FIG 3.14 DREN GENERAL DEL VALLE ACTUAL A1
R DE LA COMPAÑIA A RIO DE LOS REMEDIOS

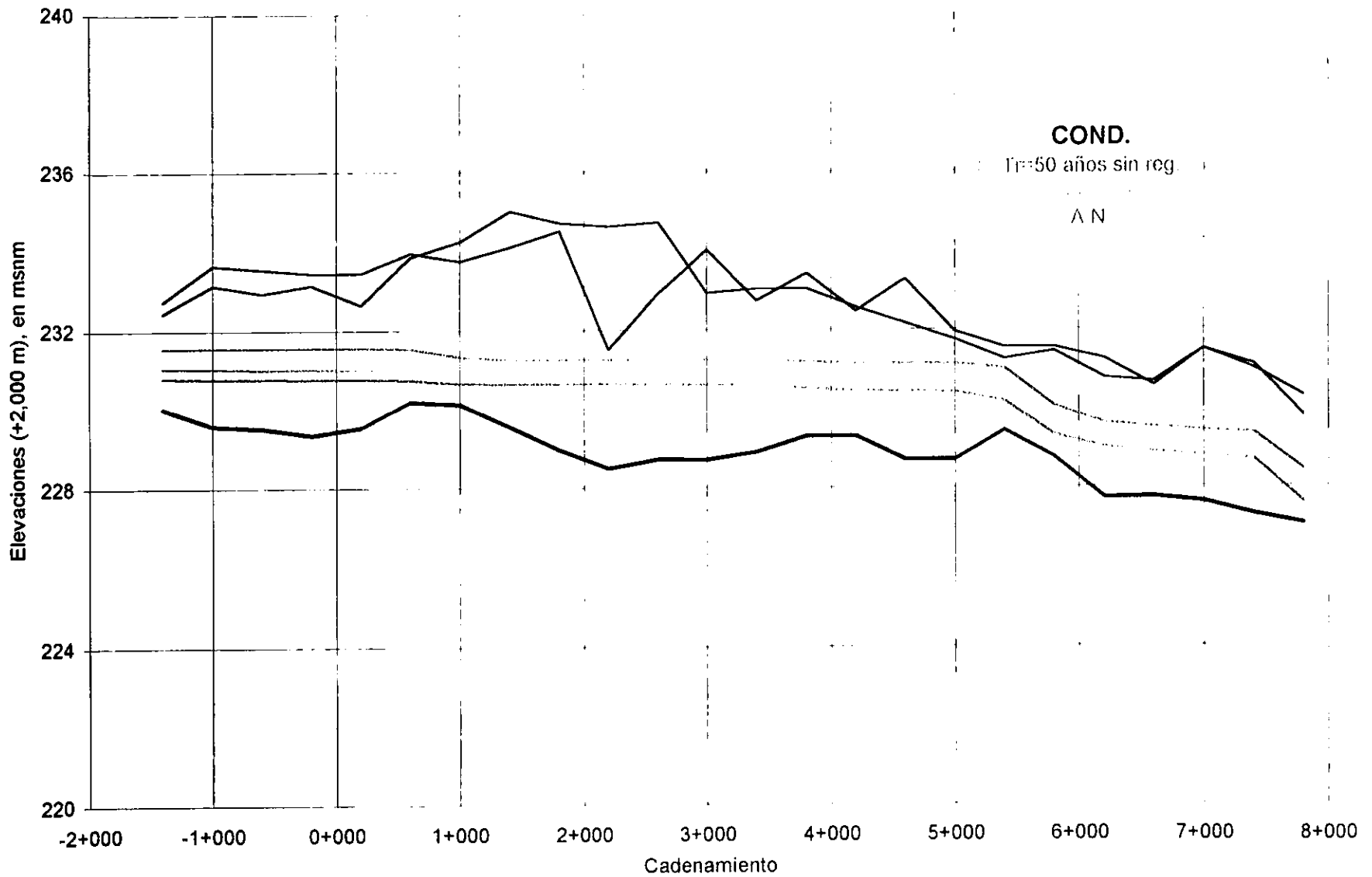


FIG 3.15 HIDROGRAMAS P.B. RÍO REMEDIOS
CONDICION ACTUAL $T_r=50$ AÑOS

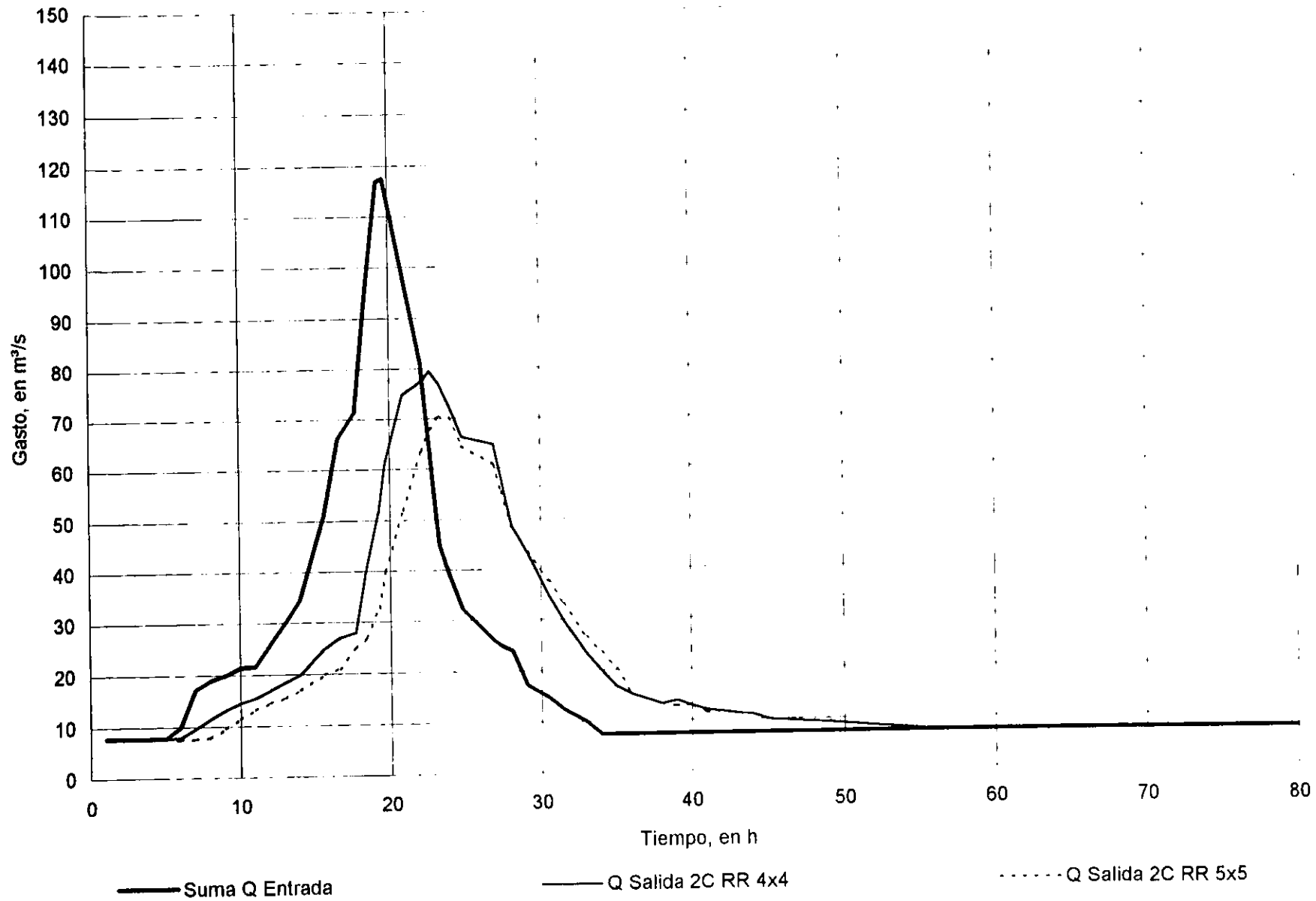


FIG 3.16 RIO DE LOS REMEDIOS ACTUAL A1

GRAN CANAL A LAGO DE TEXCOCO

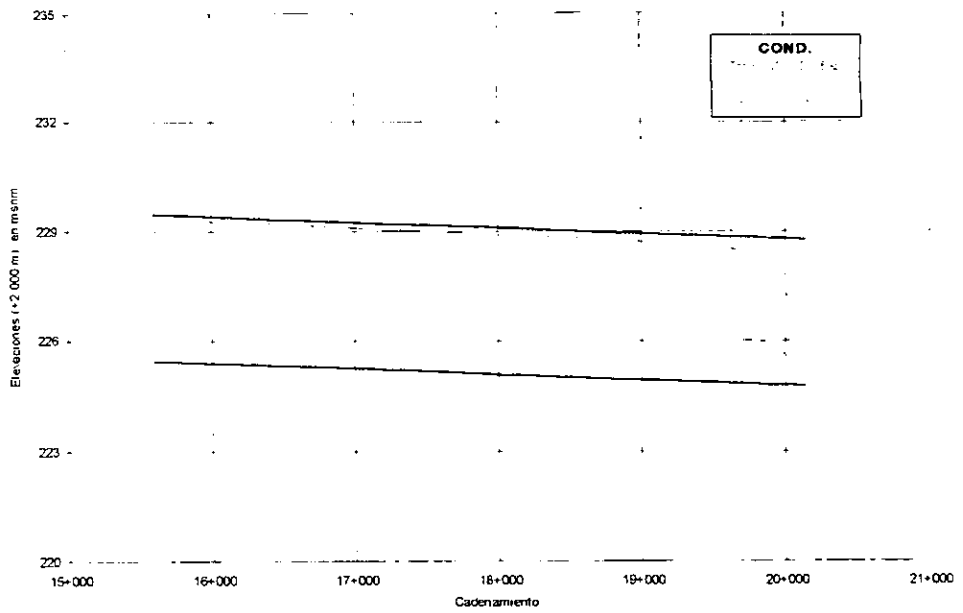


FIG 3.17 GRAN CANAL D.F. ACTUAL A1
INICIO A RIO DE LOS REMEDIOS

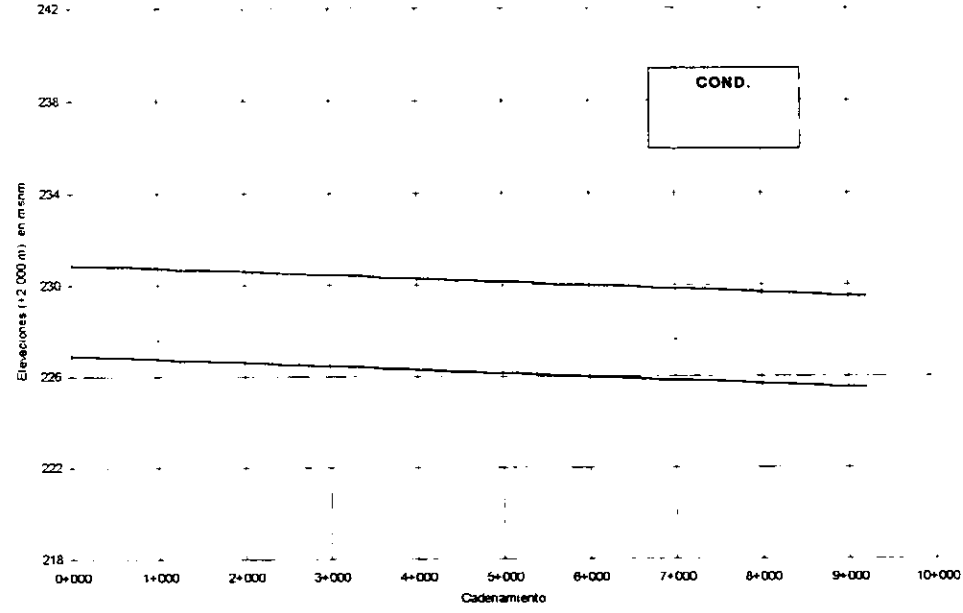


FIG 3.18 GRAN CANAL EDOMEX ACTUAL A1
km 18 A RIO DE LOS REMEDIOS

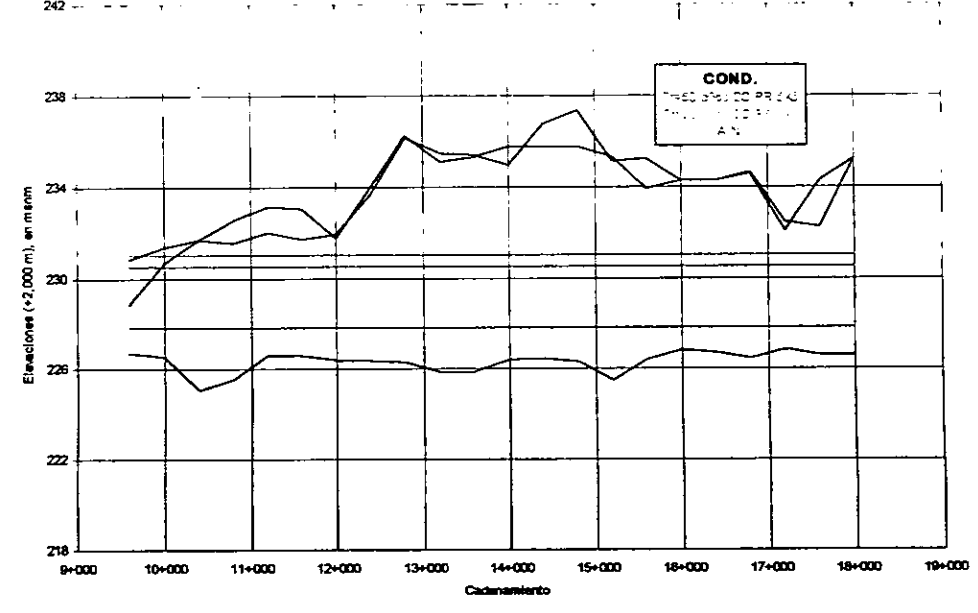


FIG 3.19 HIDROGRAMA PB DGV A2

CONDICION ACTUAL $T_r=50$ AÑOS

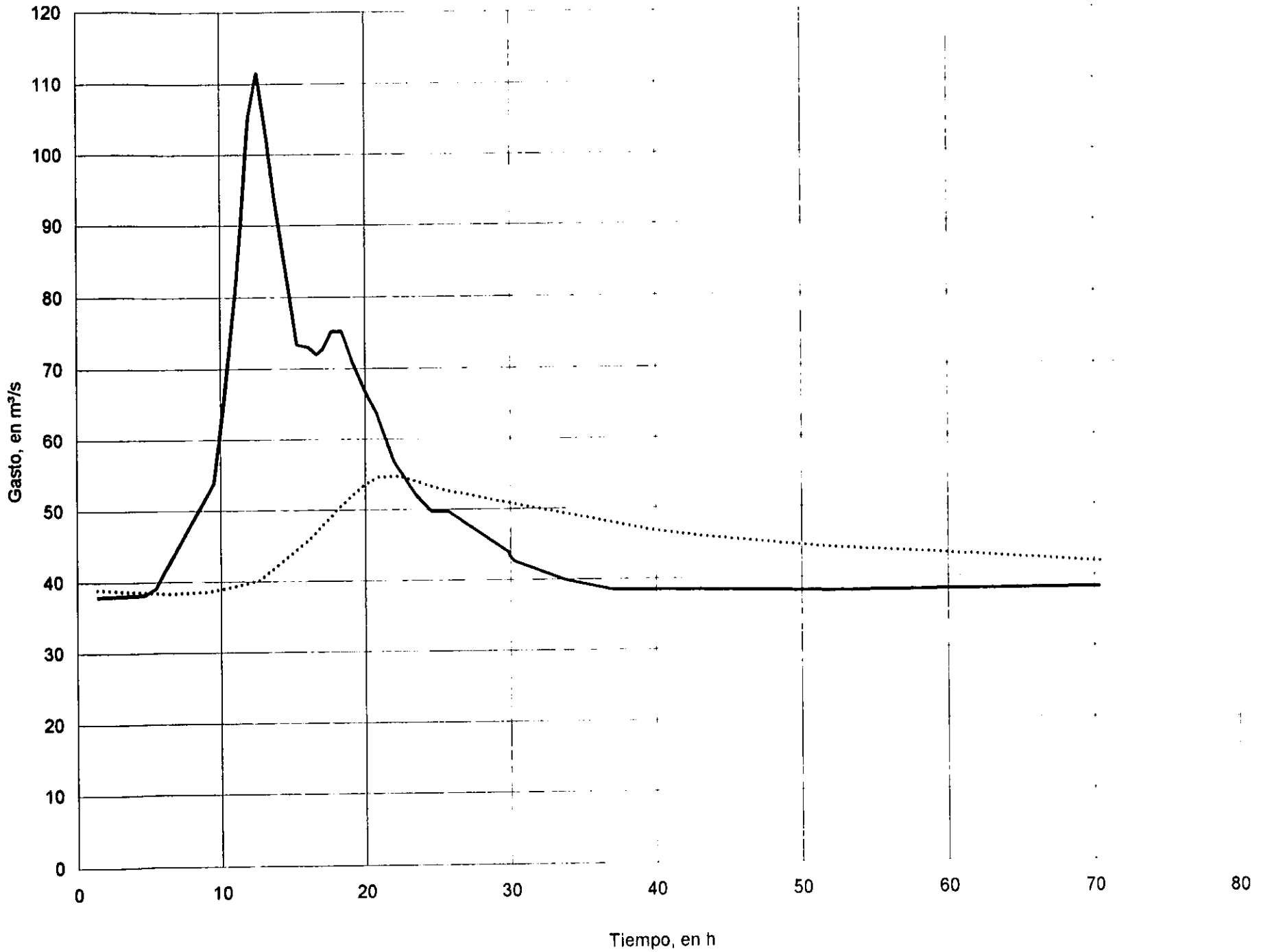


FIG 3.20 DREN GENERAL DEL VALLE ACTUAL A2

RÍO DE LA COMPAÑIA A PB

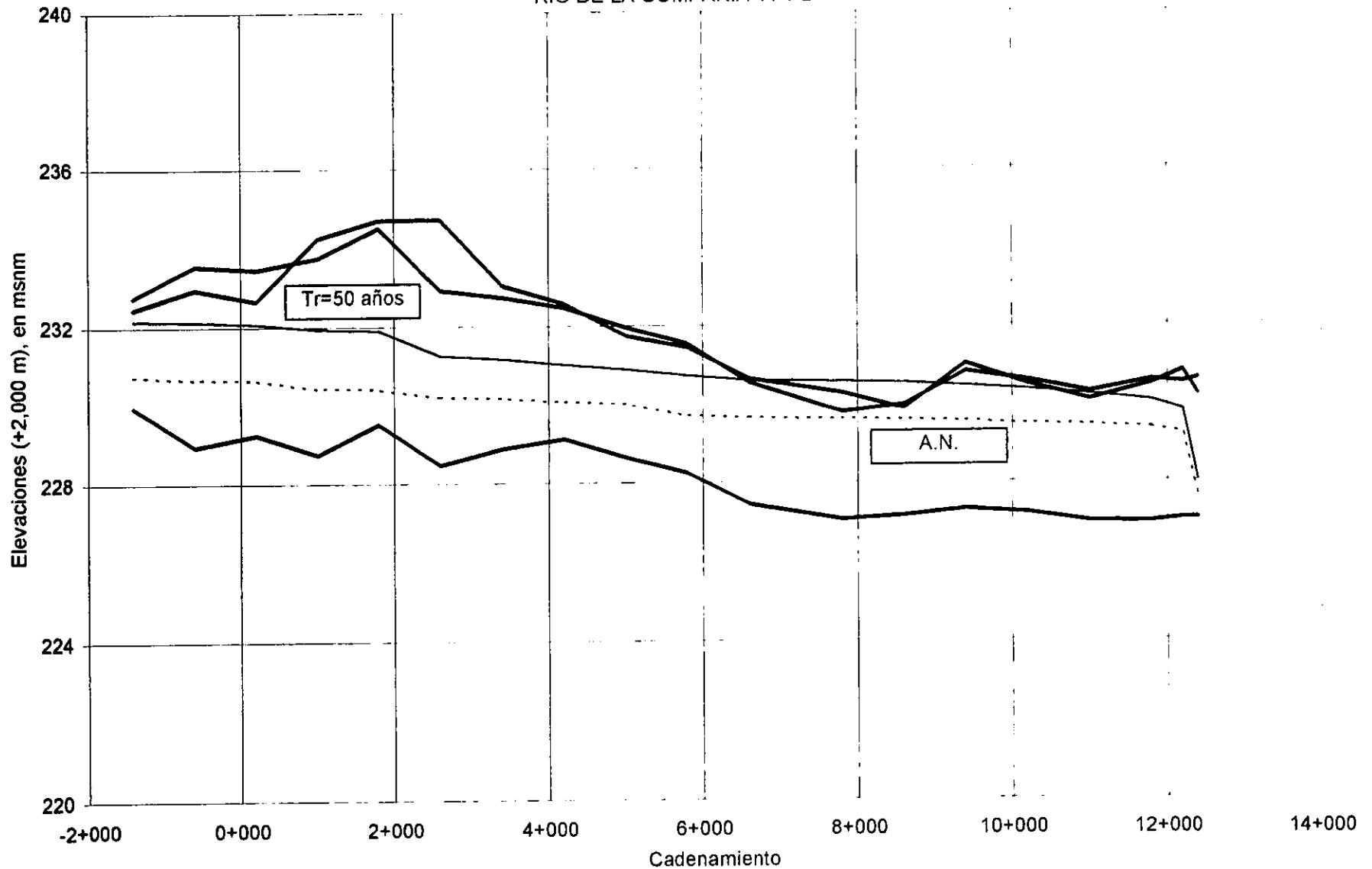


FIG 3.21 HIDROGRAMAS PB GRAN CANAL A2

CONDICION ACTUAL $T_r=50$ AÑOS

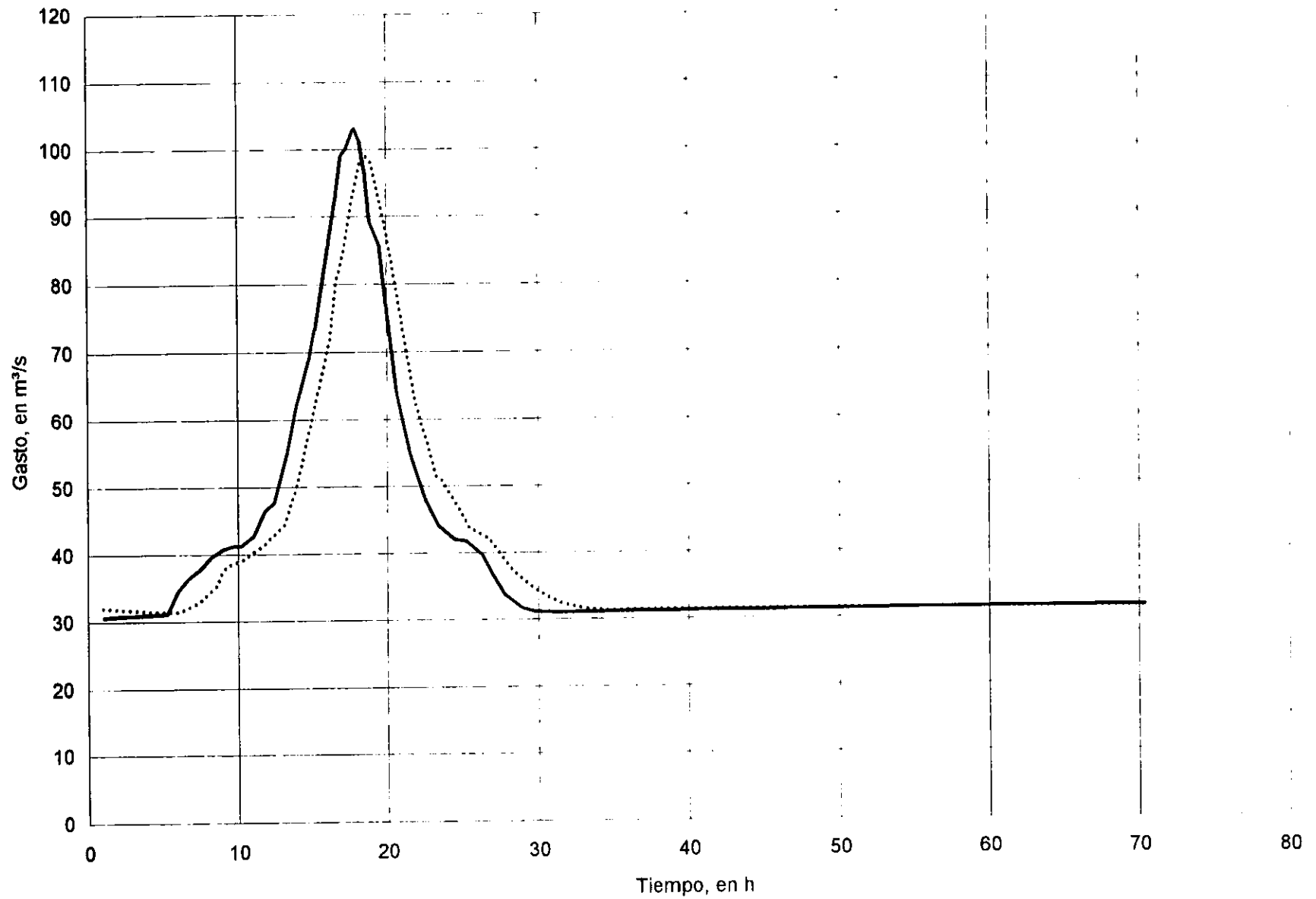
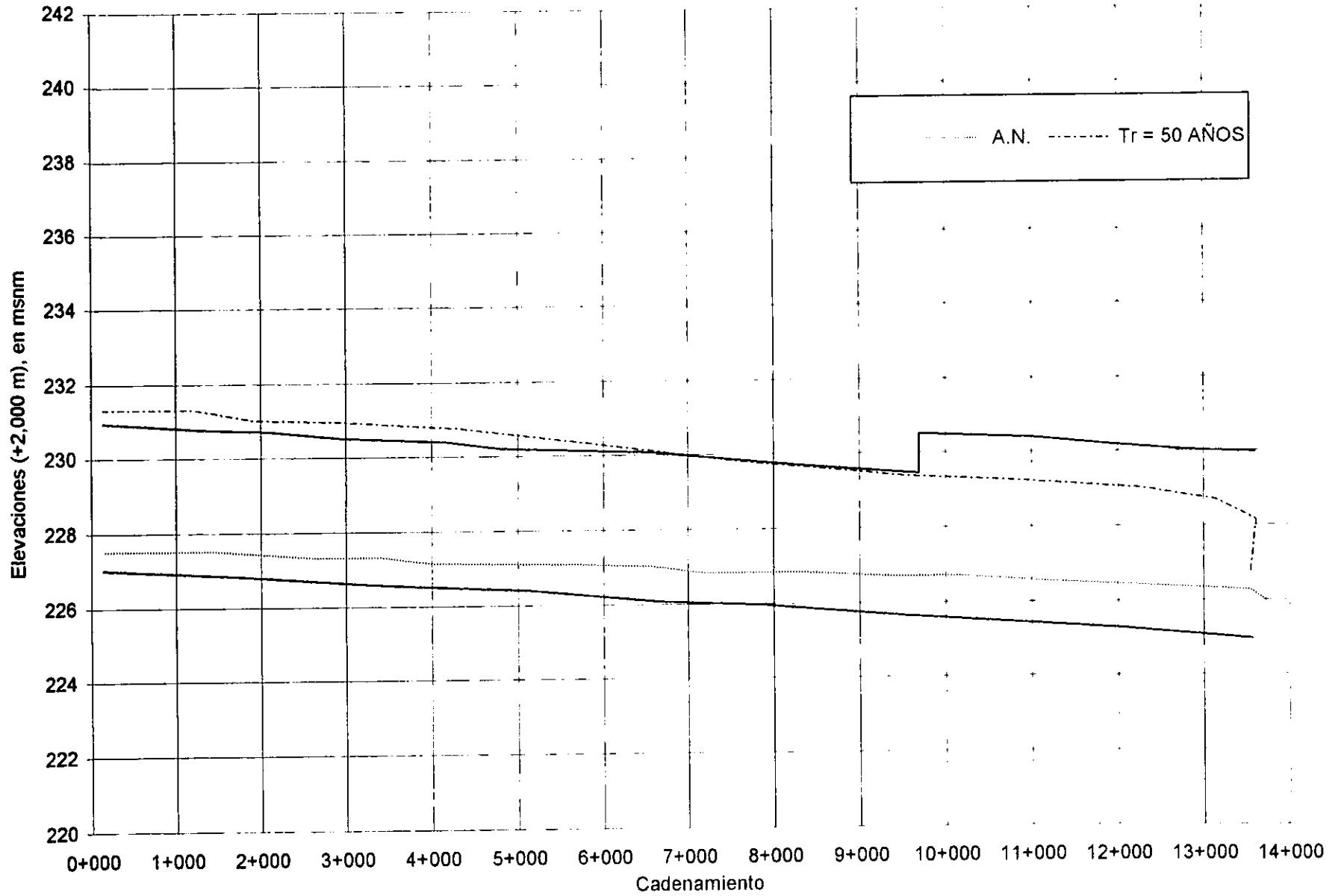


FIG 3.22 GRAN CANAL ACTUAL ACTUAL A2
 INICIO A RÍO DE LOS REMEDIOS



**FIG. 4.1 ALTERNATIVAS PARA EL CAMBIO DE SECCION
TRANSVERSAL DEL ENTUBAMIENTO DEL GRAN CANAL
3a. Y 4a. ETAPAS DE CONSTRUCCION**

LONGITUD DEL TRAMO 3,831.0 m

Un cajón de ancho $b = 4.0$ m y altura $h = 4.0$ m.
 $S_o = 0.00015$

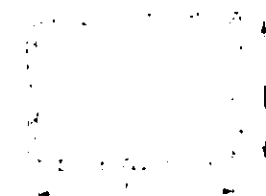
$$Q = 30.00 \text{ m}^3/\text{s}$$



Con carga máxima al inicio del cajón de 1.69 m y con carga en 3,000 m de los 3,831 m.

Un cajón de ancho $b = 6.0$ m y altura $h = 4.0$ m.
 $S_o = 0.00015$

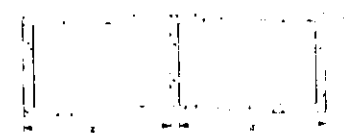
$$Q = 30.07 \text{ m}^3/\text{s}$$



Sin entrar en carga.

Dos cajones de ancho $b = 4.0$ m y altura $h = 3.0$ m.
 $S_o = 0.00015$

$$Q = 2 \times 15.00 \text{ m}^3/\text{s}$$



Con carga máxima al inicio del cajón de 1.49 m y con carga a todo lo largo del cajón.

FIG.4.2 FUNCIONAMIENTO DEL CAJON PARA 3a Y 4a ETAPA
 $Q=30 \text{ m}^3/\text{s}$ 1 CAJON DE ANCHO $b=4.0 \text{ m}$ Y DE ALTURA $h=4.0 \text{ m}$

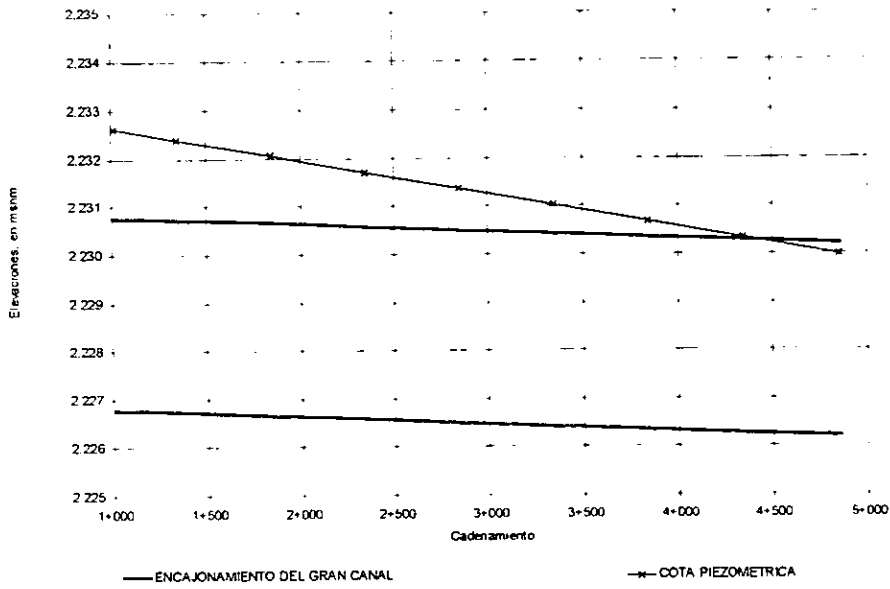


FIG.4.3 FUNCIONAMIENTO DEL CAJON PARA 3a Y 4a ETAPA
 $Q=2 \times 15 \text{ m}^3/\text{s}$; 2 CAJONES DE ANCHO $b=4.0 \text{ m}$ Y DE ALTURA $h=3.0 \text{ m}$

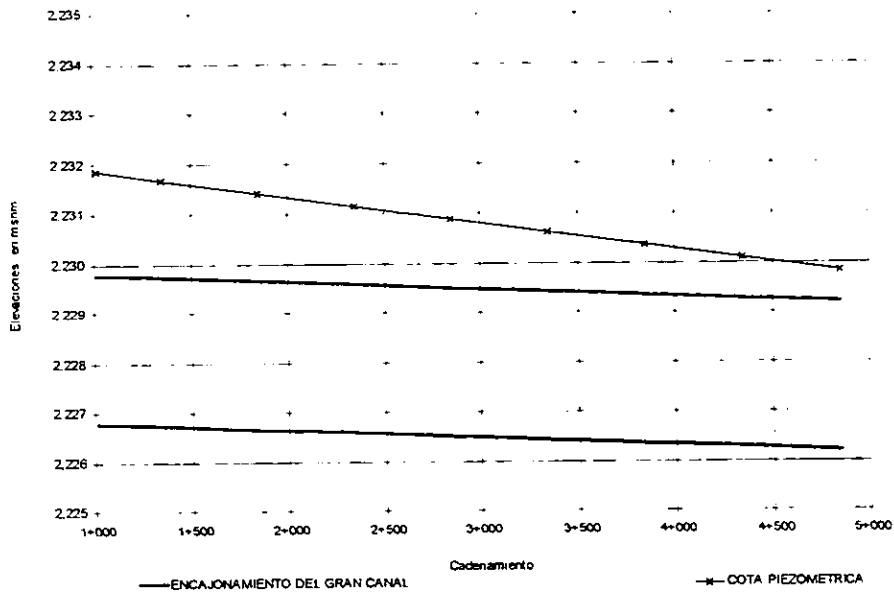
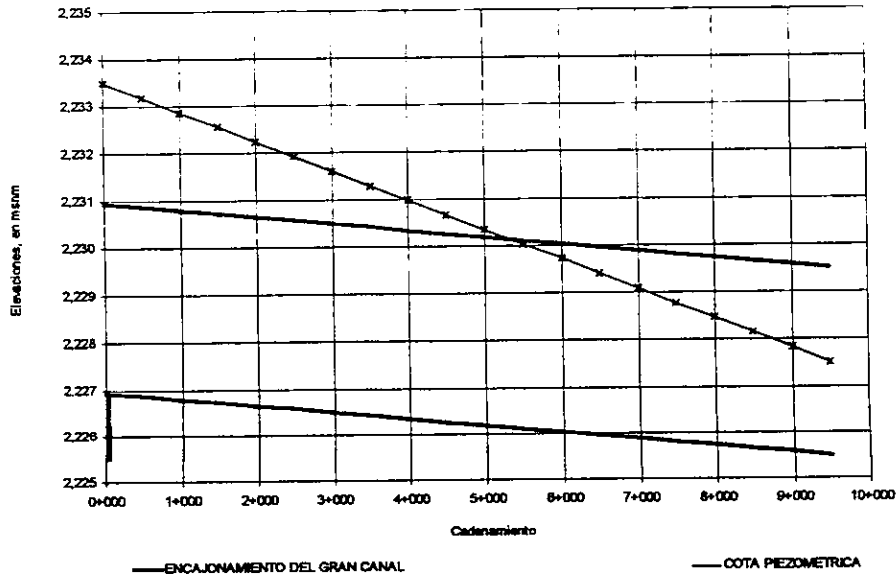
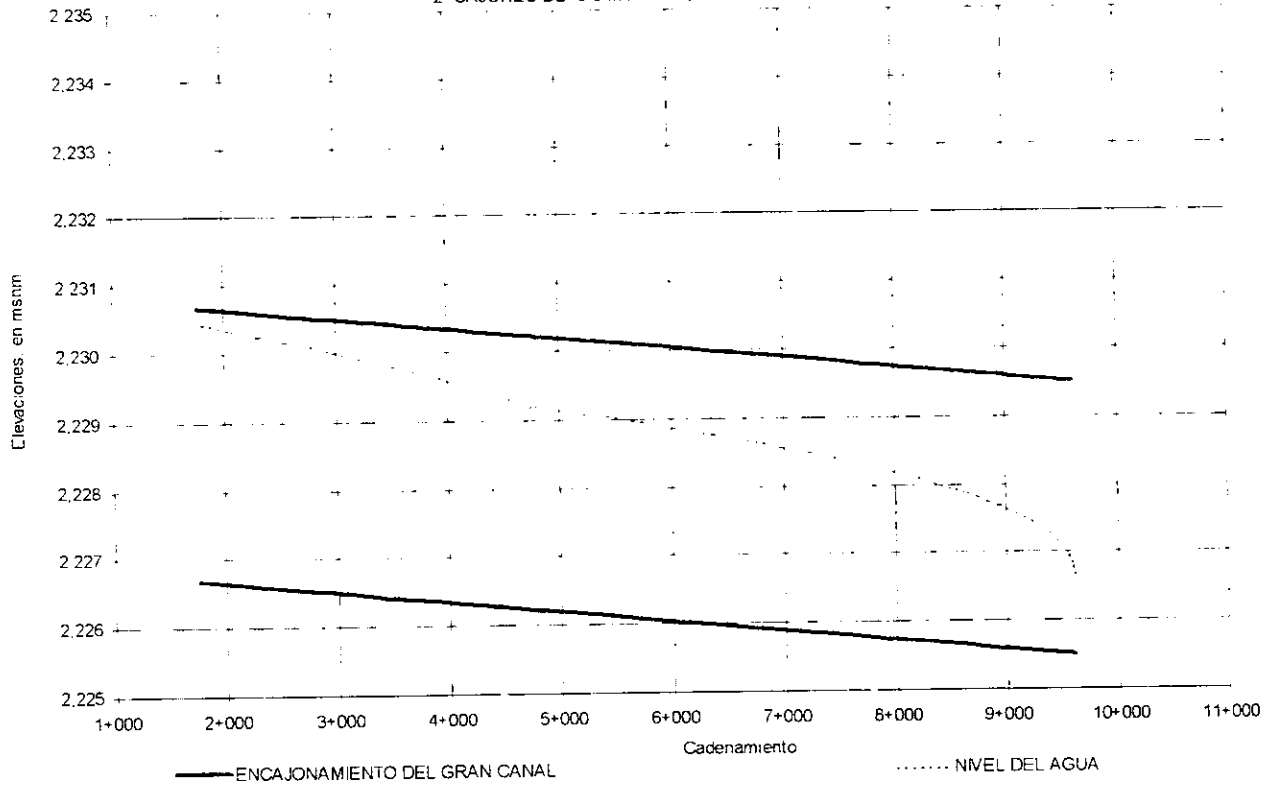


FIG.4.4 CAPACIDAD DE PROYECTO DEL CAJON GRAN CANAL
 $Q = 2 \times 25 \text{ m}^3/\text{s}$; 2 CAJONES DE $4.0 \times 4.0 \text{ m}$



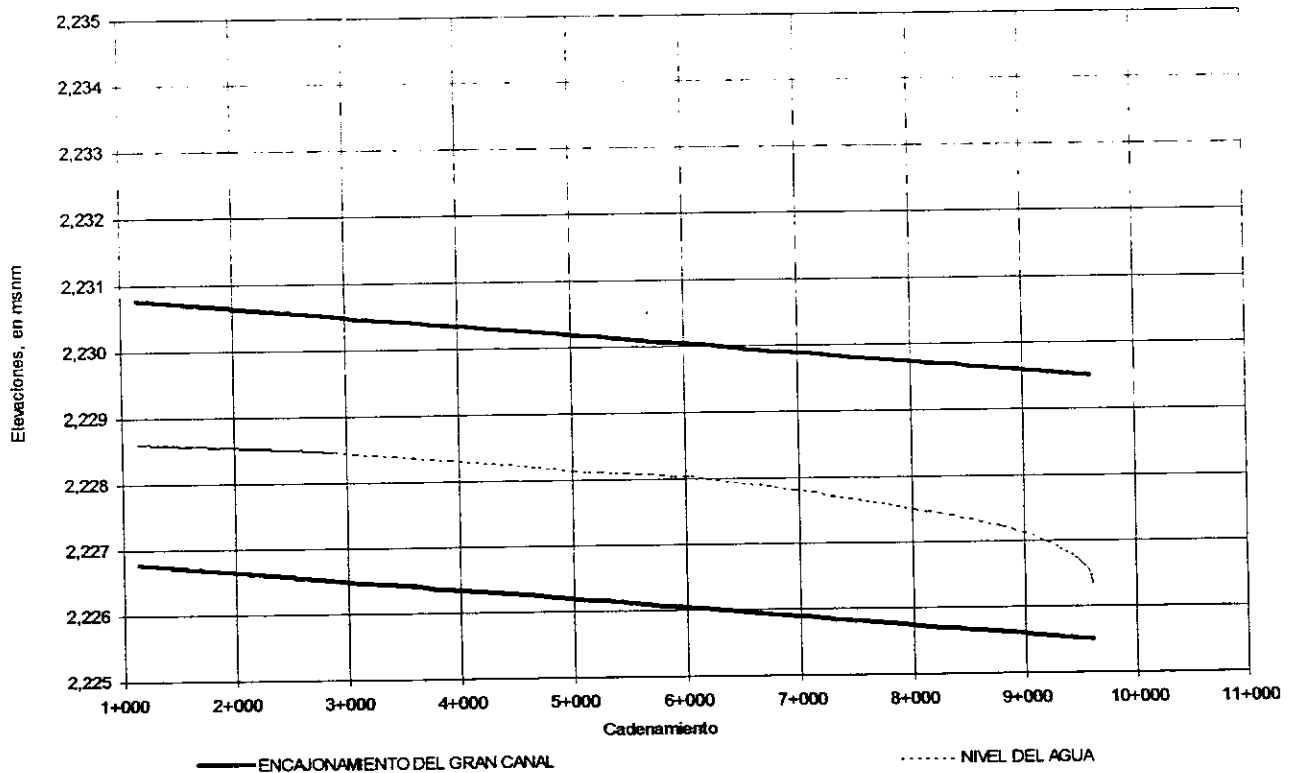
**FIG 4.5 PERFIL HIDRÁULICO DEL CAJÓN DEL GRAN CANAL PARA
3ª Y 4ª ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN**

2 CAJONES DE 3.0 m x 4.0 m; $Q = 2 \times 15 \text{ m}^3/\text{s}$

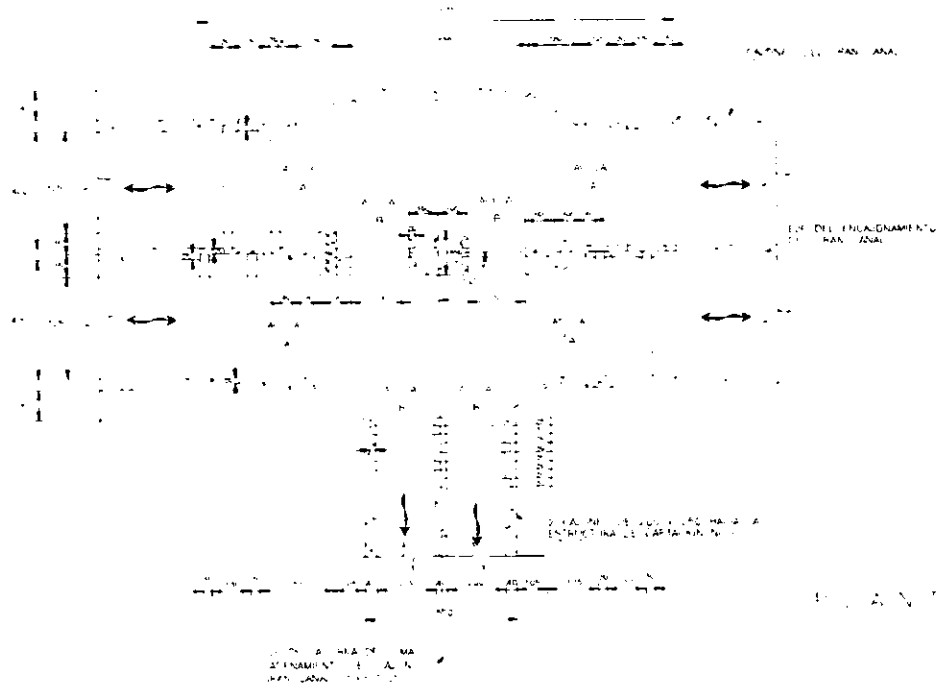


**FIG 4.6 PERFIL HIDRÁULICO DEL ENCAJONAMIENTO
DEL GRAN CANAL**

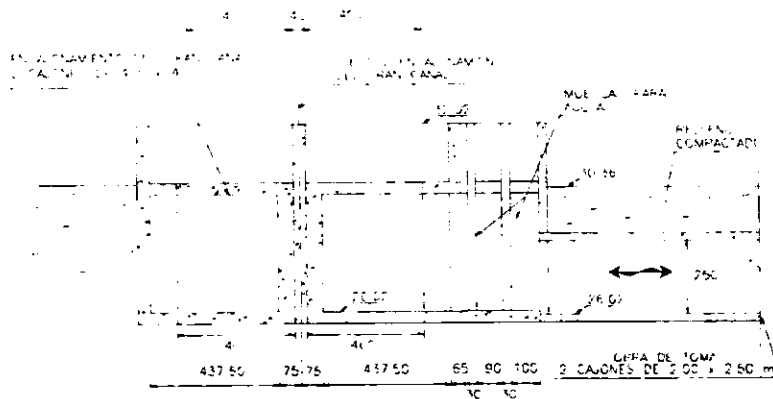
CON EL TIRANTE EN LA DESCARGA DEL CAJON $h_c = 0.82 \text{ m}$



PROYECTO DE OBRAS DE TOMA DE LA ESTRUCTURA DE CAPTACION EN LA CARRERA DEL CANAL DEL GRAN CANAL DEL DRENAJE DEL GRAN CANAL DEL DRENAJE



PLANTA



PERFIL

NOTAS:

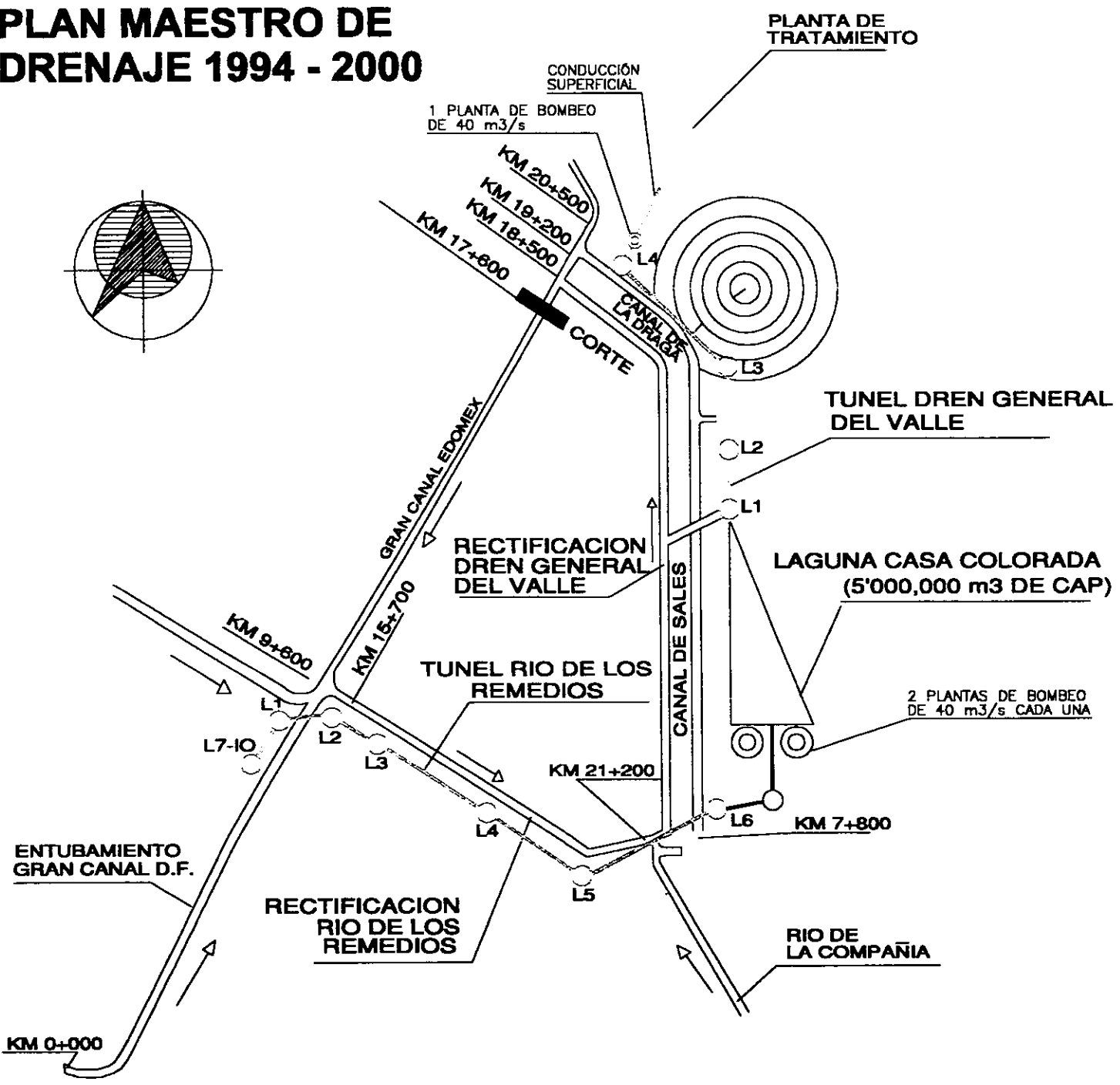
- Aclaraciones en centímetros, salvo las indicadas, en otra unidad
- Antes de iniciar la construcción de los cajones de la obra de toma, deberán hacerse calos para verificar que no hay interferencias, principalmente con la tubería de PEMEX
- El relleno en los sitios donde sea necesario, será con material de banco (leptolite) compactado en capas de 20 cm al 95% de la prueba Proctor
- Se dejarán las muestras de las agujas para facilitar el cobrado del refuerzo del muro del cajón.
- Se asignó una letra a las agujas para diferenciar los dos tipos propuestos, los cuales se proponen de concreto y alieren únicamente en las dimensiones.
- La unión de la obra de toma con el encajonamiento será plantilla con plantilla, ajustando la verticalidad.
- Las elevaciones del encajonamiento del Gran Canal para la Obra de Toma, fueron obtenidas a partir del plano "Descarga al colector 15 de los colectores Río Guadalupe y San Juan de Aragón" Planta y Perfil (Alternativa No. 2), Proyecto ejecutivo de Drenaje. Obras inducidas por el Cajón del Gran Canal del Drenaje. Estas elevaciones son de proyecto. Para conocer los datos de la estructura construida revisar el levantamiento realizado por Sistemas de Ingeniería Civil S.A. de C.V.

DATOS DE PROYECTO

CASTO
OBJETO
ESTRUCTURA PRINCIPAL

0 = 2000 m/1
DESCARGA DEL ENCAJONAMIENTO DEL GRAN CANAL HACIA LA ESTRUCTURA DE CAPTACION N.º 7 AL TUNEL INTERCEPTOR ORENTE
CASA DE CONTROL CON MUESTRAS PARA AGUJAS DE BOMBE MUESTRAS DOS CAJONES DE 2.00 m DE ANCHO POR 2.80 m DE ALTURA

FIG. 5.1
PLAN MAESTRO DE
DRENAJE 1994 - 2000



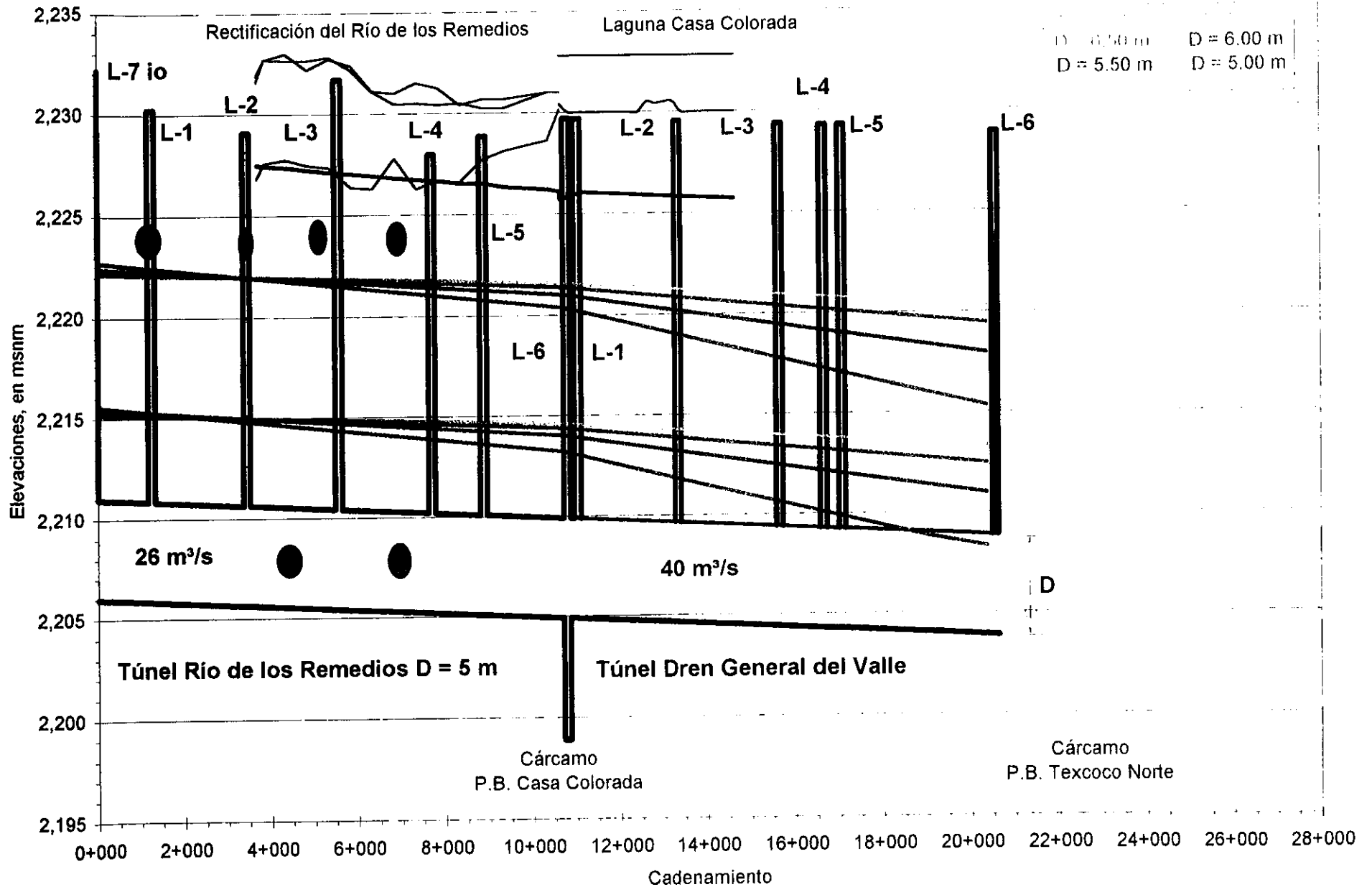
DISTRIBUCION GENERAL DE LAS ESTRUCTURAS

FIG. 5.2
TEXCOCO NORTE

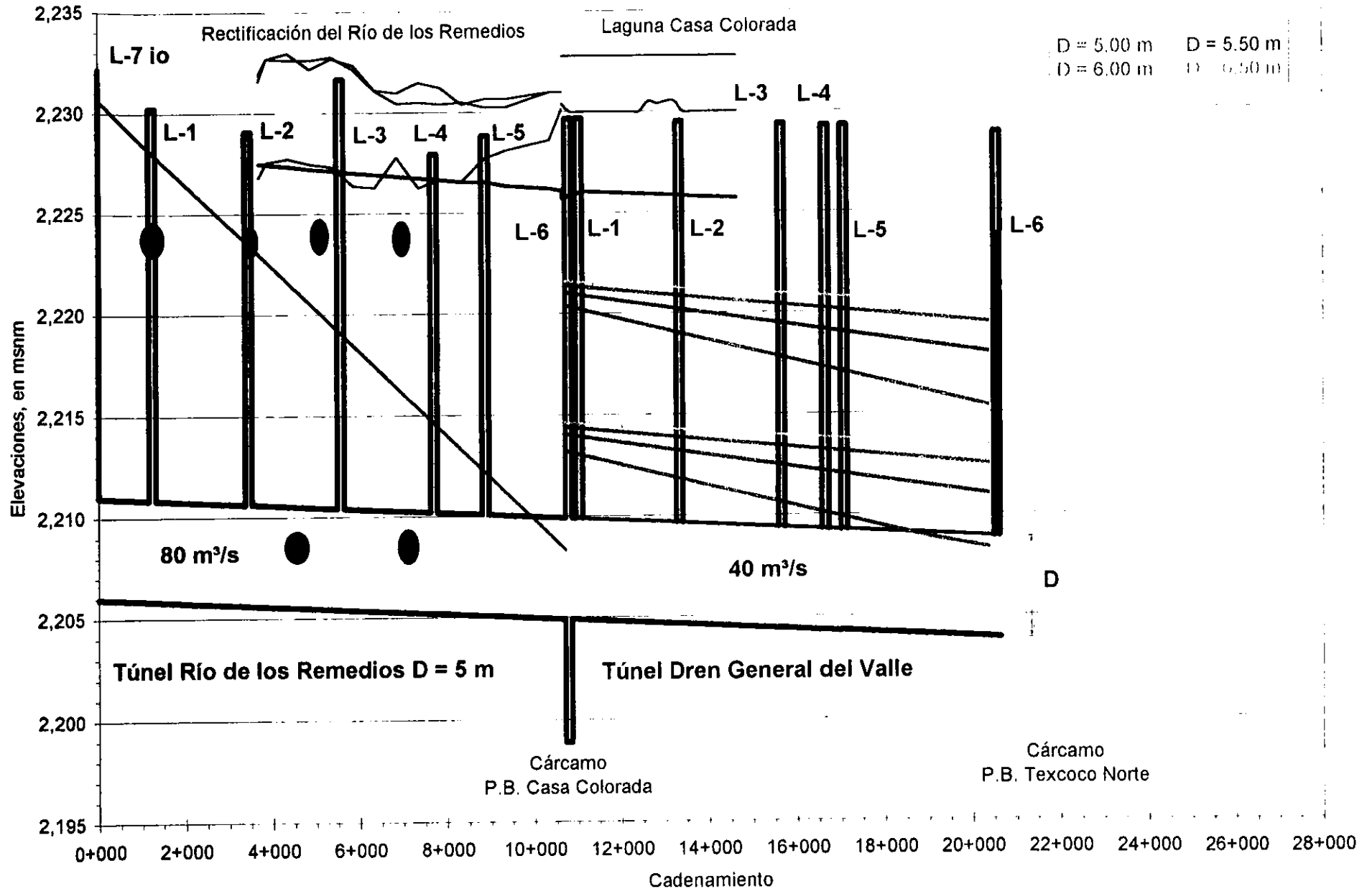


DISTRIBUCION GENERAL DE LAS ESTRUCTURAS

**FIG. 5.3 FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO
TEXCOCO NORTE. ESTIAJE**



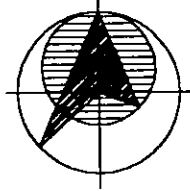
**FIG. 5.4 FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO
TEXCOCO NORTE. LLUVIAS**



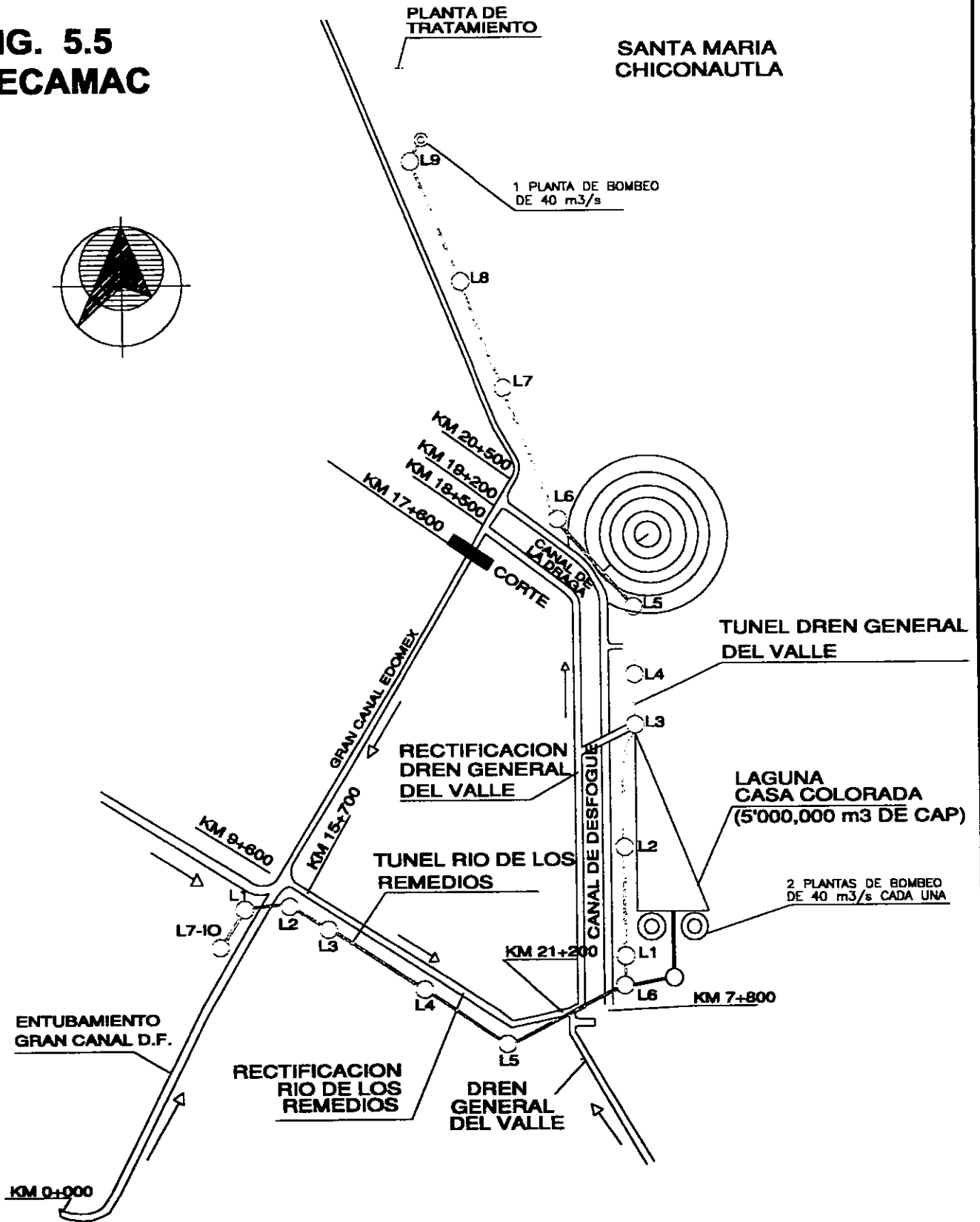
**FIG. 5.5
TECAMAC**

PLANTA DE
TRATAMIENTO

SANTA MARIA
CHICONAUTLA



1 PLANTA DE BOMBEO
DE 40 m³/s



DISTRIBUCION GENERAL DE LAS ESTRUCTURAS

**FIG. 5.6 FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO
TECAMAC. ESTIAJE**

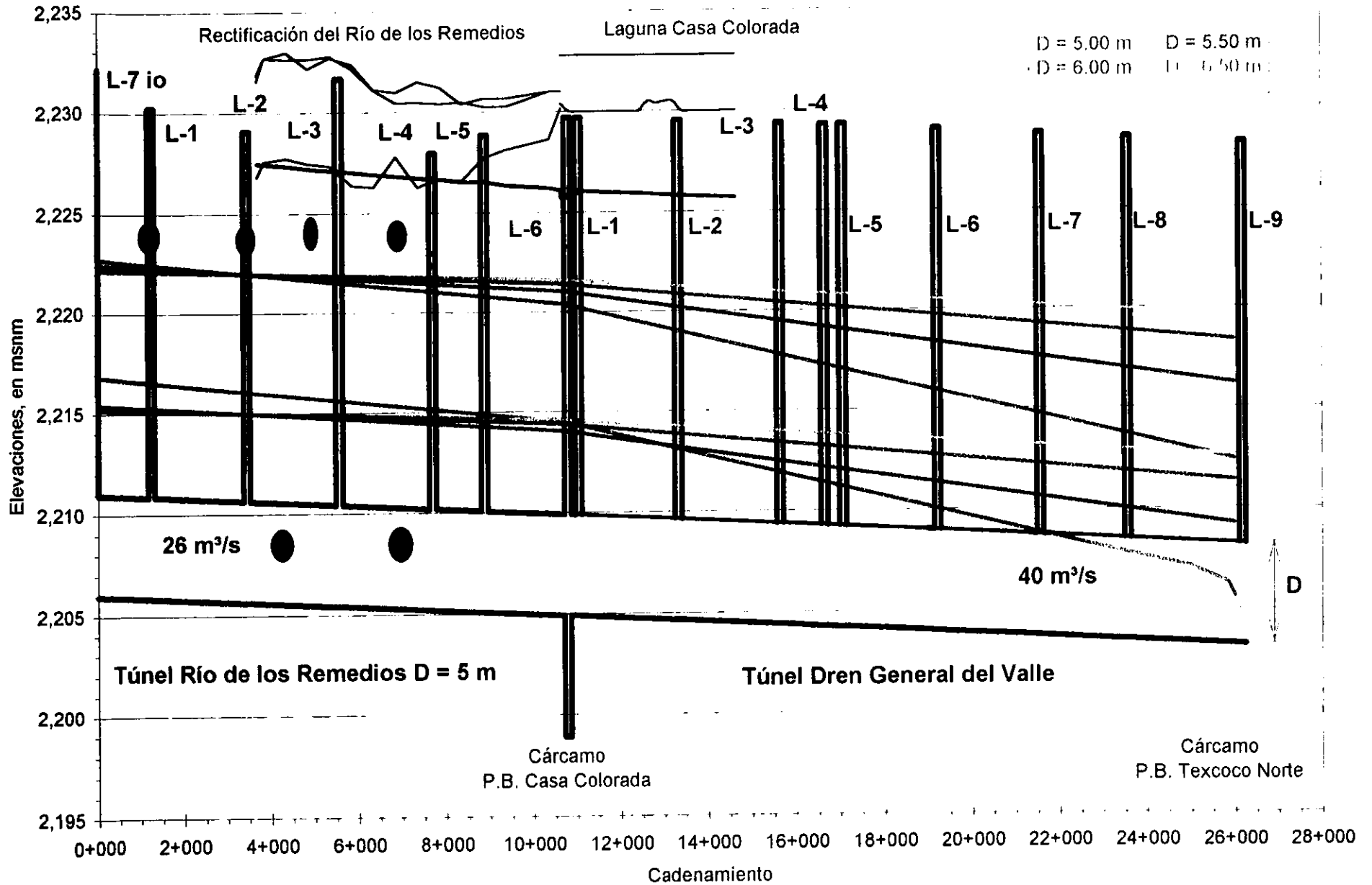
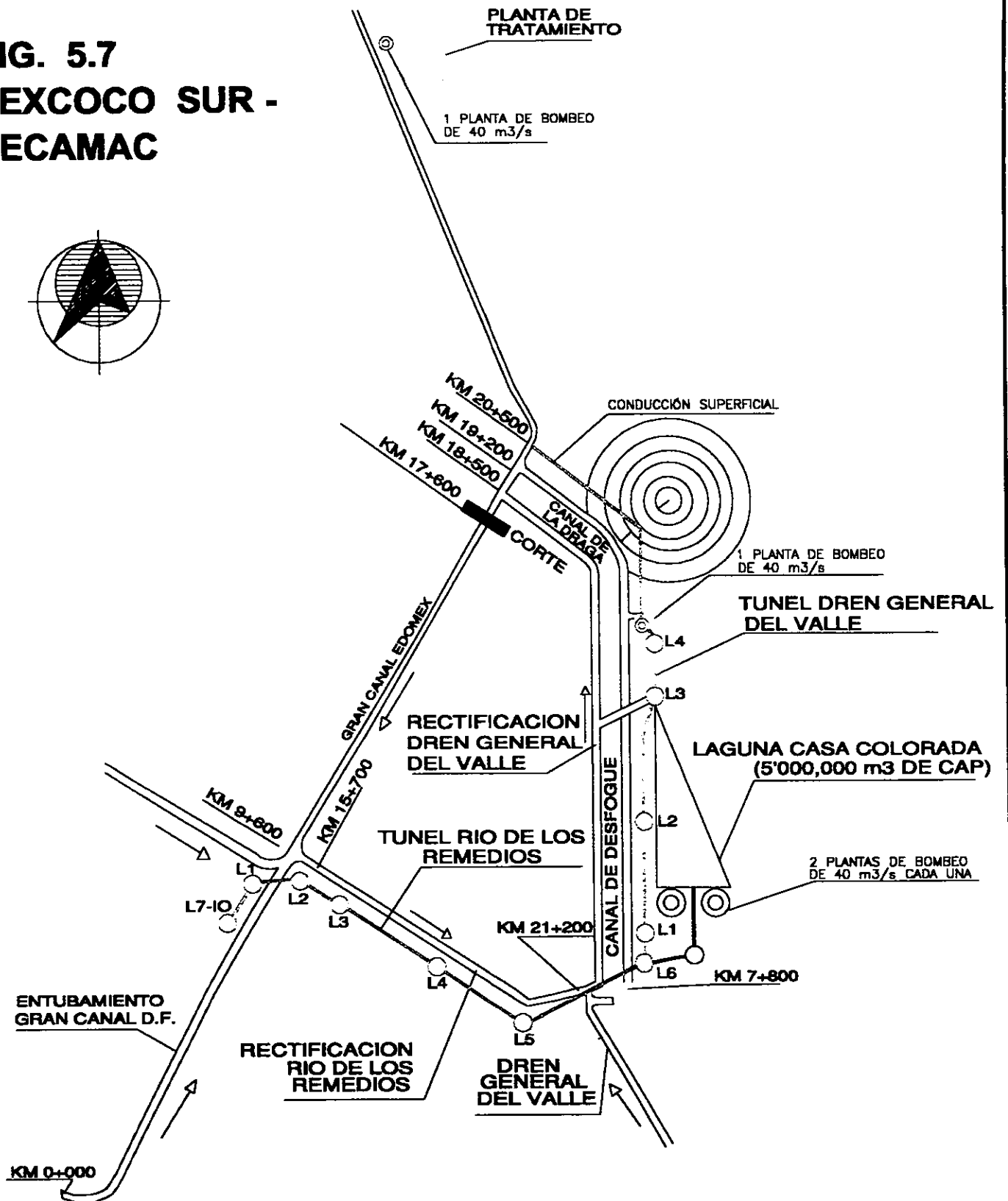
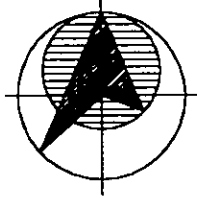
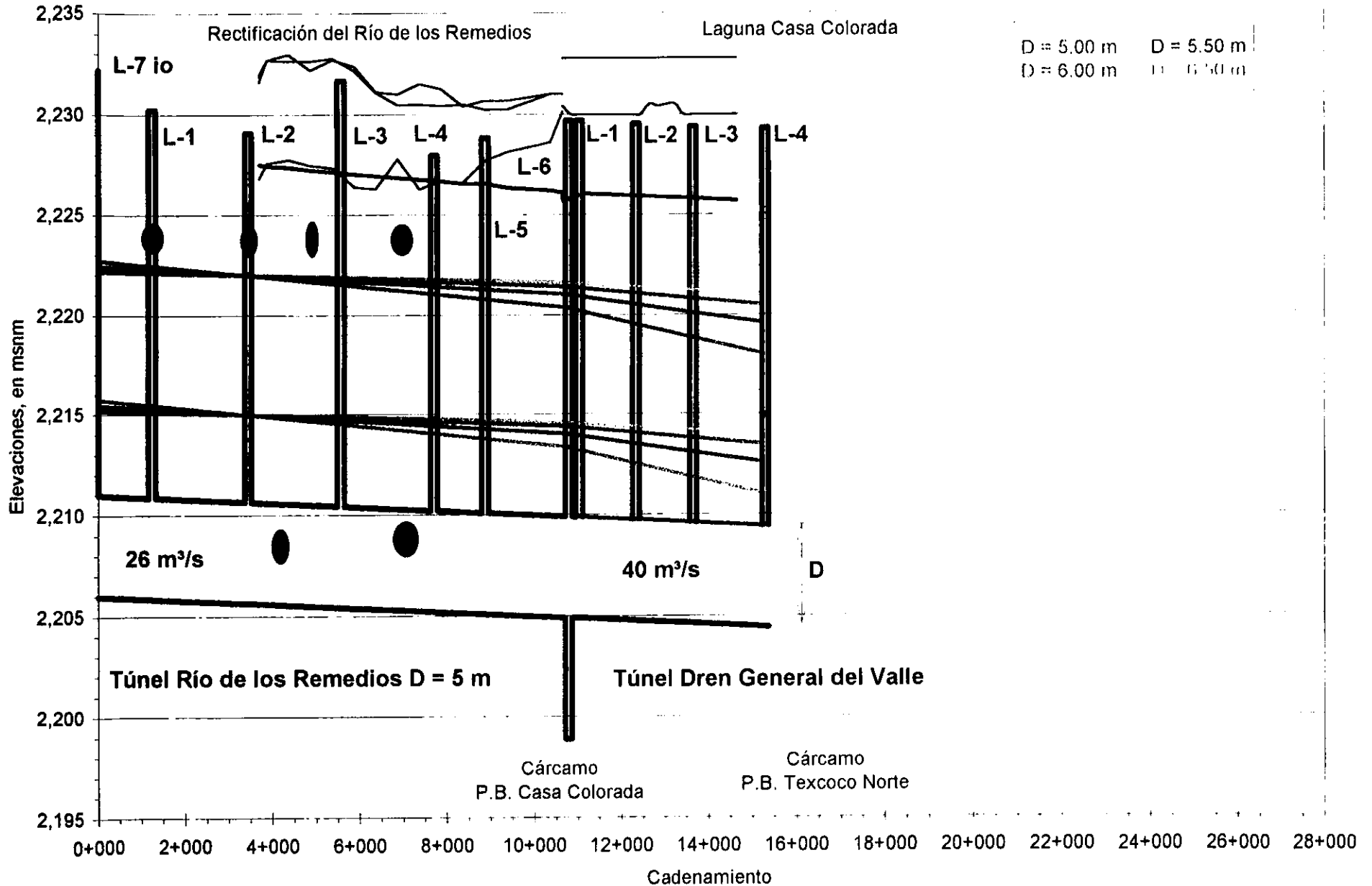


FIG. 5.7
TEXCOCO SUR -
TECAMAC

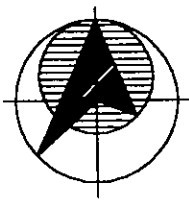


DISTRIBUCION GENERAL DE LAS ESTRUCTURAS

**FIG. 5.8 FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO
TEXCOCO SUR - TECAMAC. ESTIAJE**



**FIG. 5.9
TEXCOCO NORTE -
TECAMAC**



**PLANTA DE
TRATAMIENTO**

**SANTA MARIA
CHICONAUTLA**

1 PLANTA DE BOMBEO
DE 40 m³/s

1 PLANTA DE BOMBEO
DE 40 m³/s

**TUNEL DREN GENERAL
DEL VALLE**

**LAGUNA
CASA COLORADA
(5'000,000 m³ DE CAP)**

2 PLANTAS DE BOMBEO
DE 40 m³/s CADA UNA

**ENTUBAMIENTO
GRAN CANAL D.F.**

**RECTIFICACION
RIO DE LOS
REMEDIOS**

**DREN
GENERAL
DEL VALLE**

**TUNEL RIO DE LOS
REMEDIOS**

**RECTIFICACION
DREN GENERAL
DEL VALLE**

**GRAN CANAL
EDOMEX**

CORTE

**CANAL DE
DESFOQUE**

**CANAL DE
LA ORILLA**

KM 20+500
KM 18+200
KM 18+500
KM 17+600

KM 9+600
L7-10

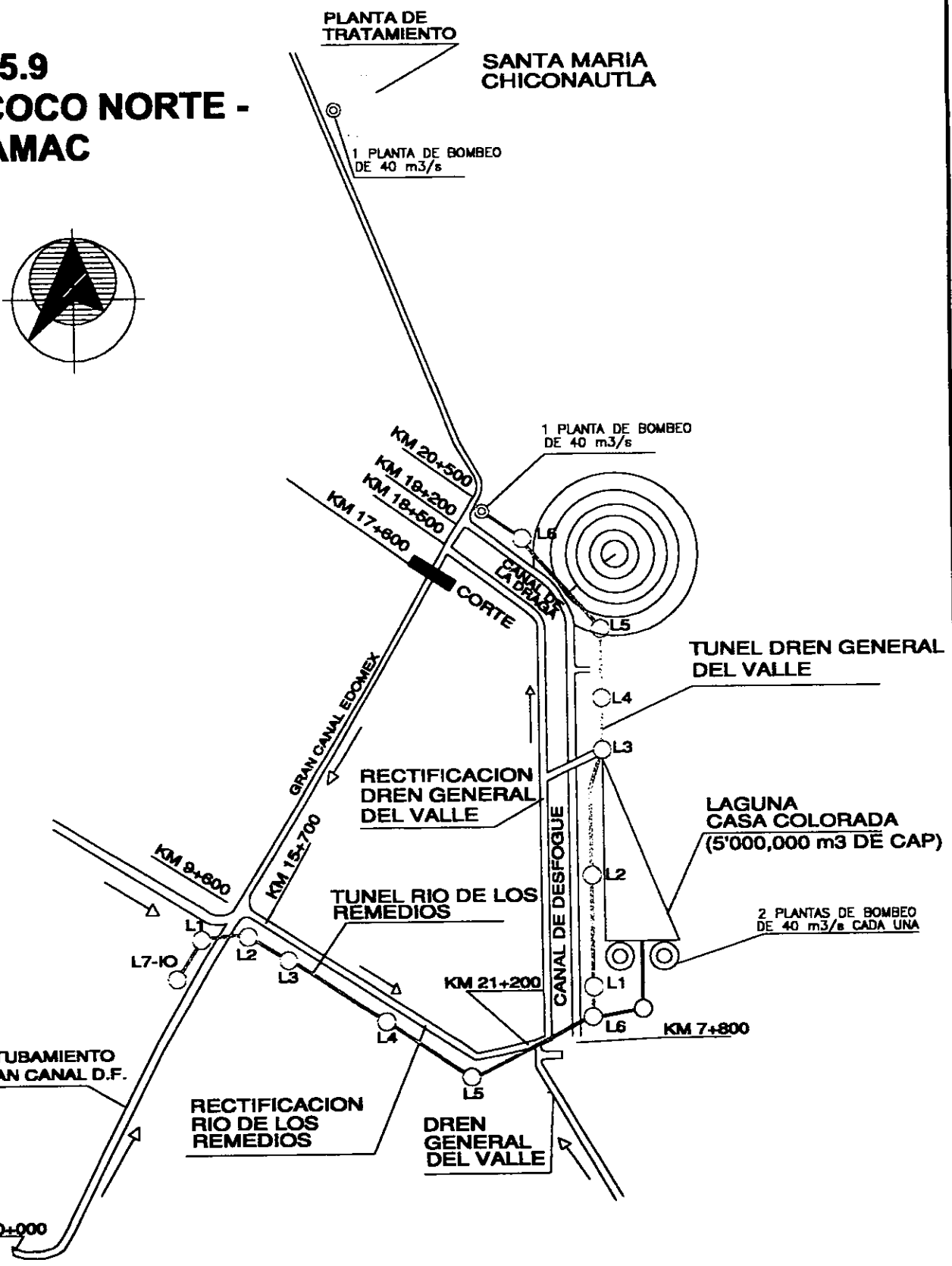
KM 15+700
L2

KM 21+200
L5

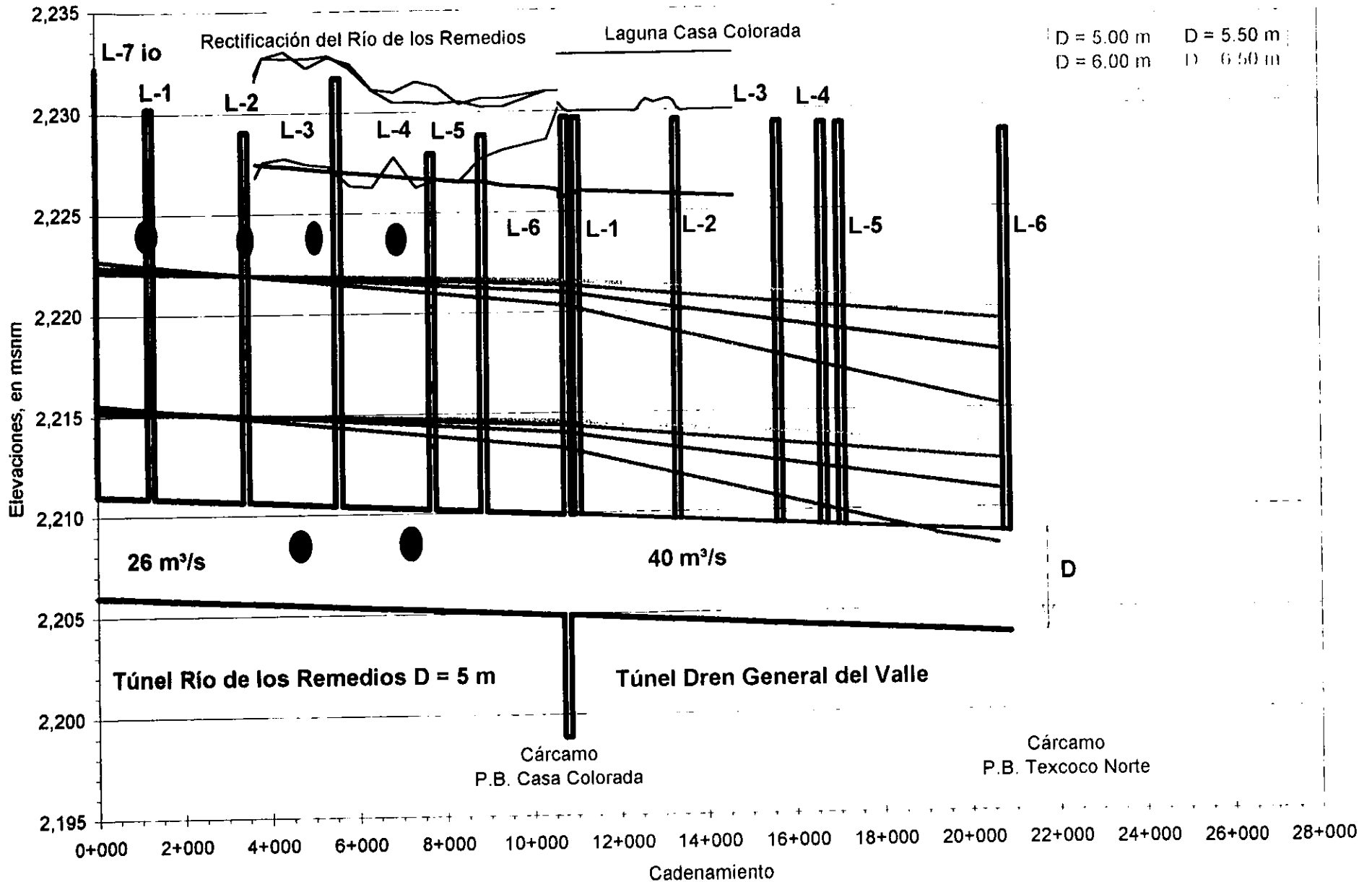
KM 7+800
L6

KM 0+000

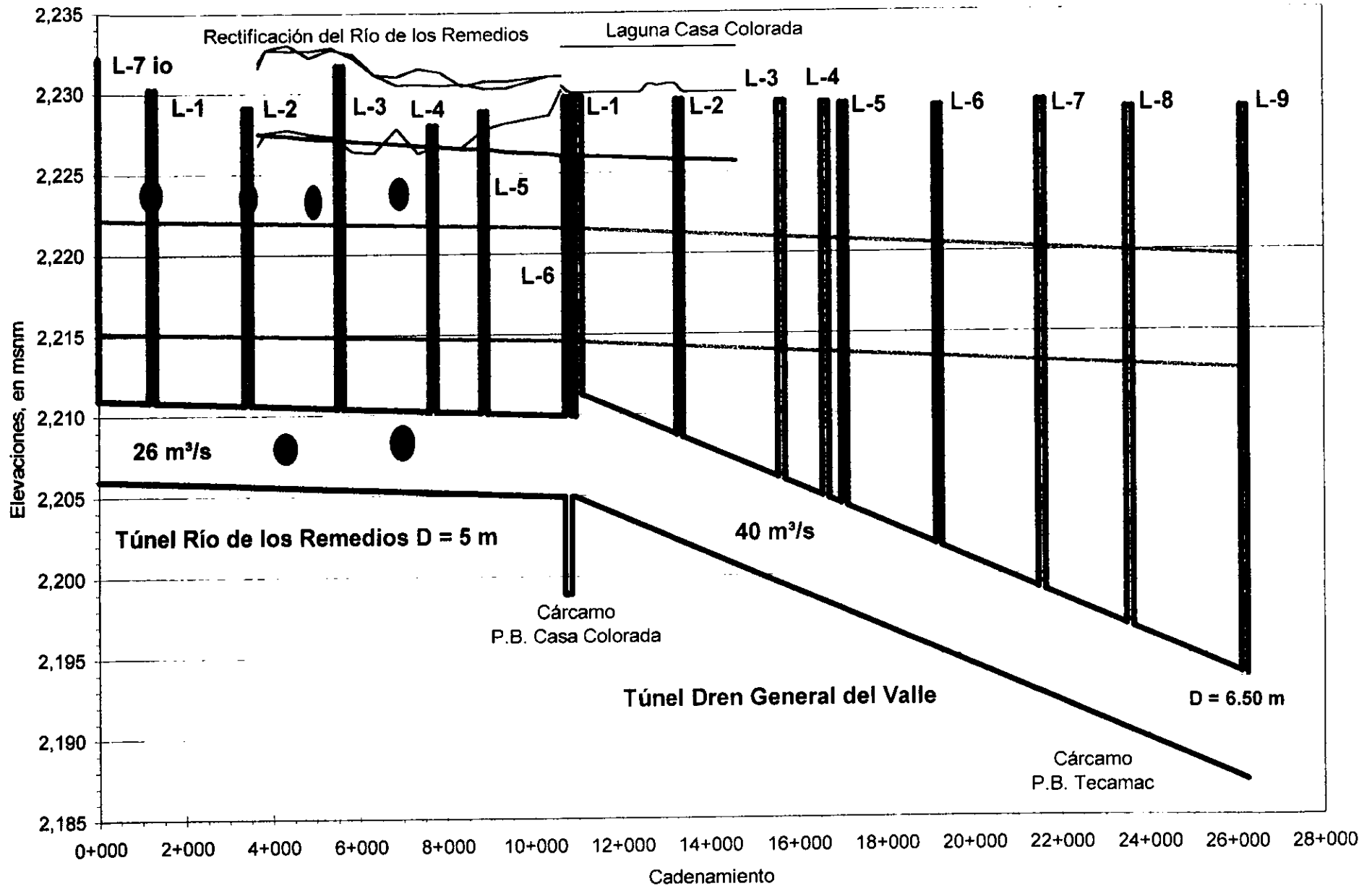
DISTRIBUCION GENERAL DE LAS ESTRUCTURAS



**FIG. 5.10 FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO
TEXCOCO NORTE - TECAMAC. ESTIAJE**



**FIG. 5.11 FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO
TECAMAC II. ESTIAJE**



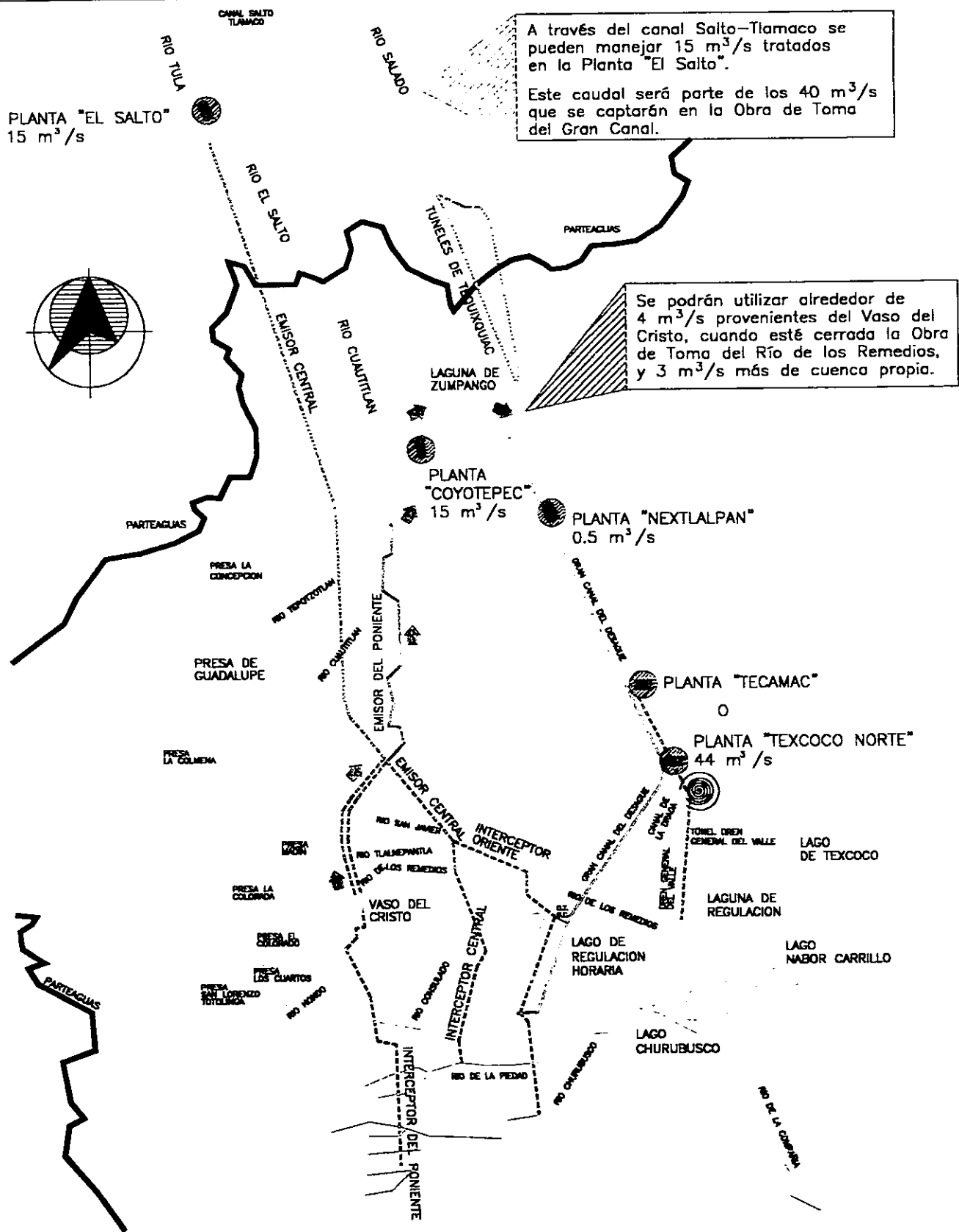


FIG. 5.12 MANEJO DEL AGUA DURANTE LOS TRABAJOS DE MANTENIMIENTO DEL TUNEL Y DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

FIG 5.13 INTERCEPTOR ORIENTE Y EMISOR CENTRAL C1

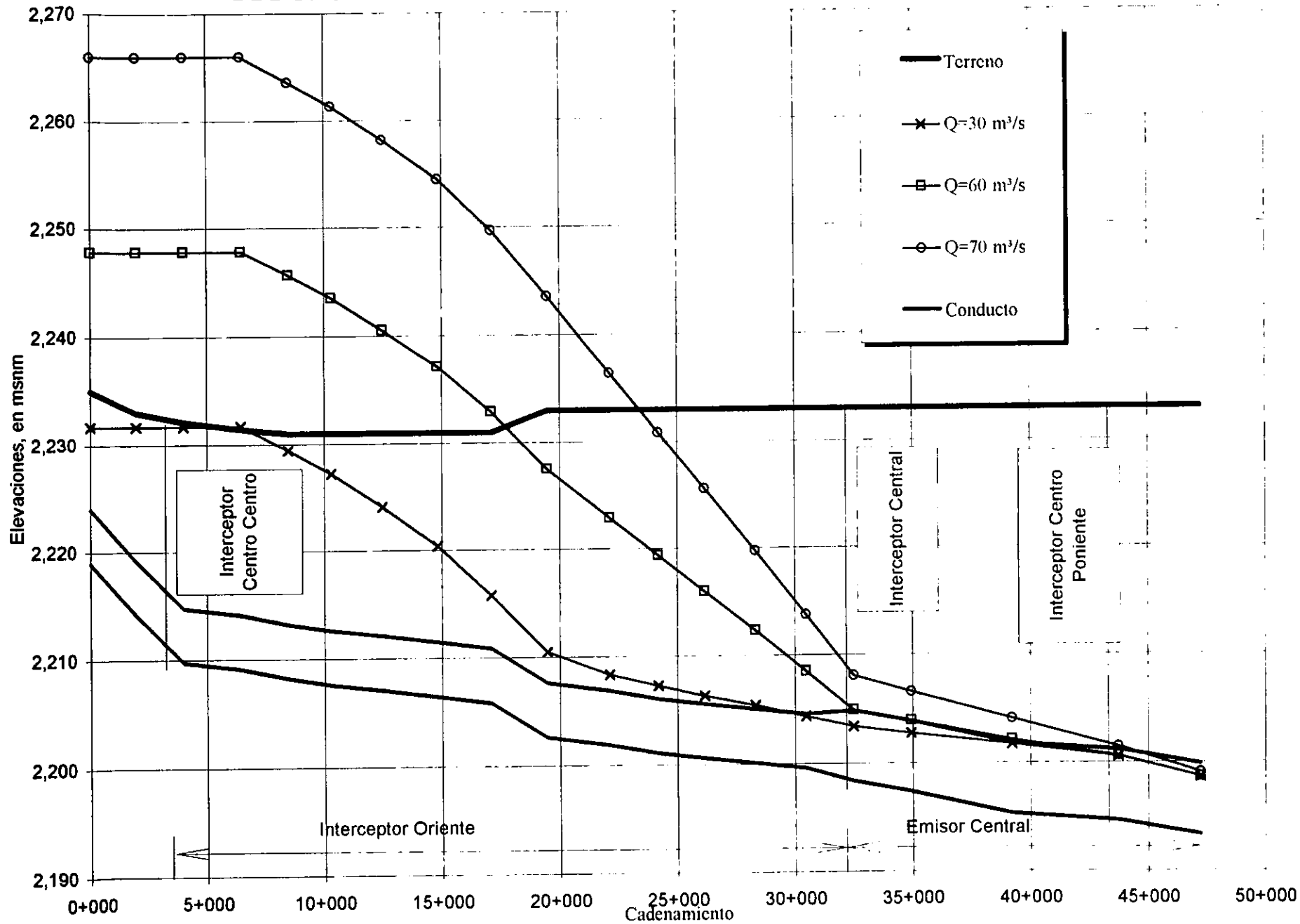


FIG 5.14 EMISOR CENTRAL C1

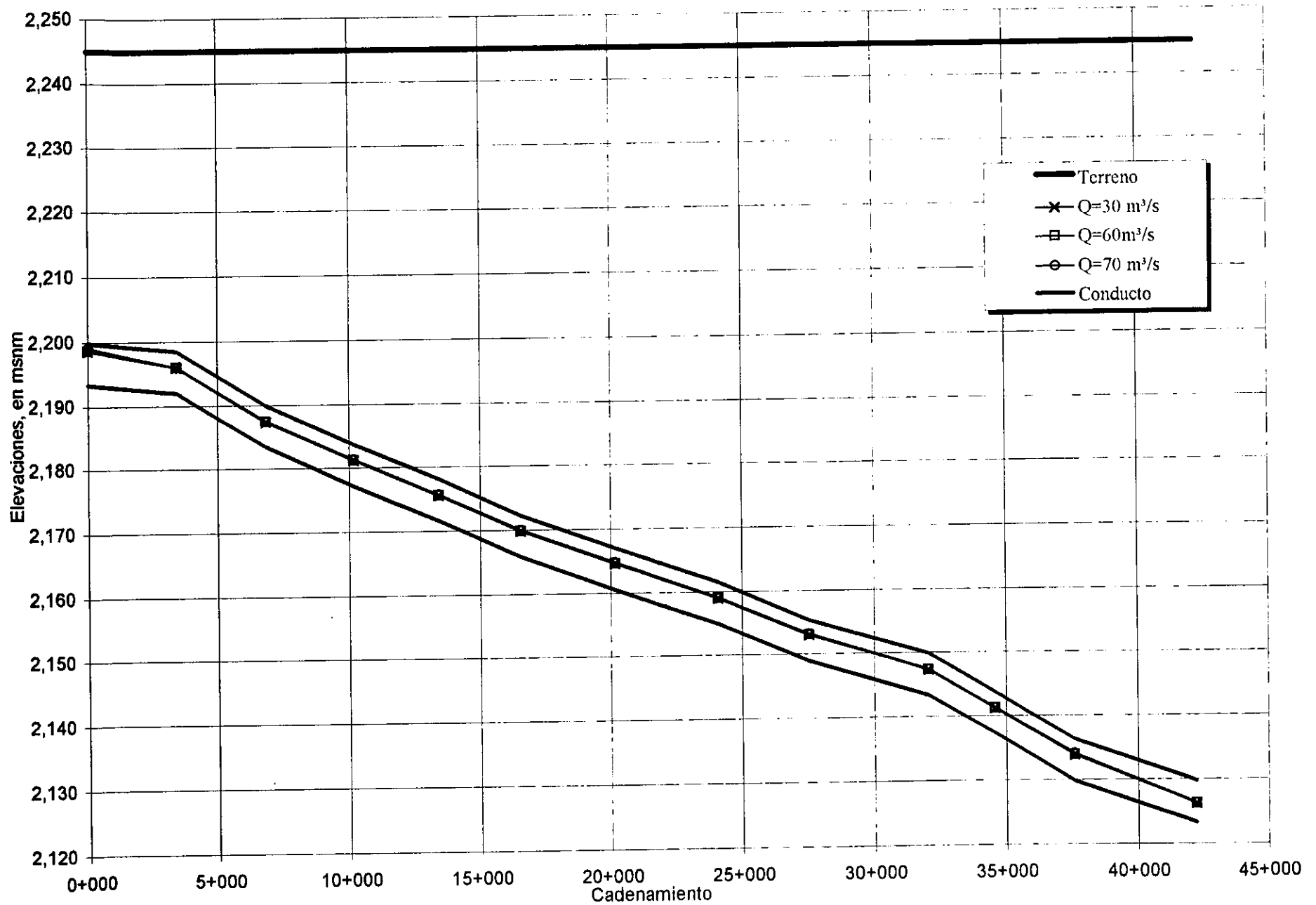


FIG. 5.15 INTERCEPTOR ORIENTE Y EMISOR CENTRAL C2

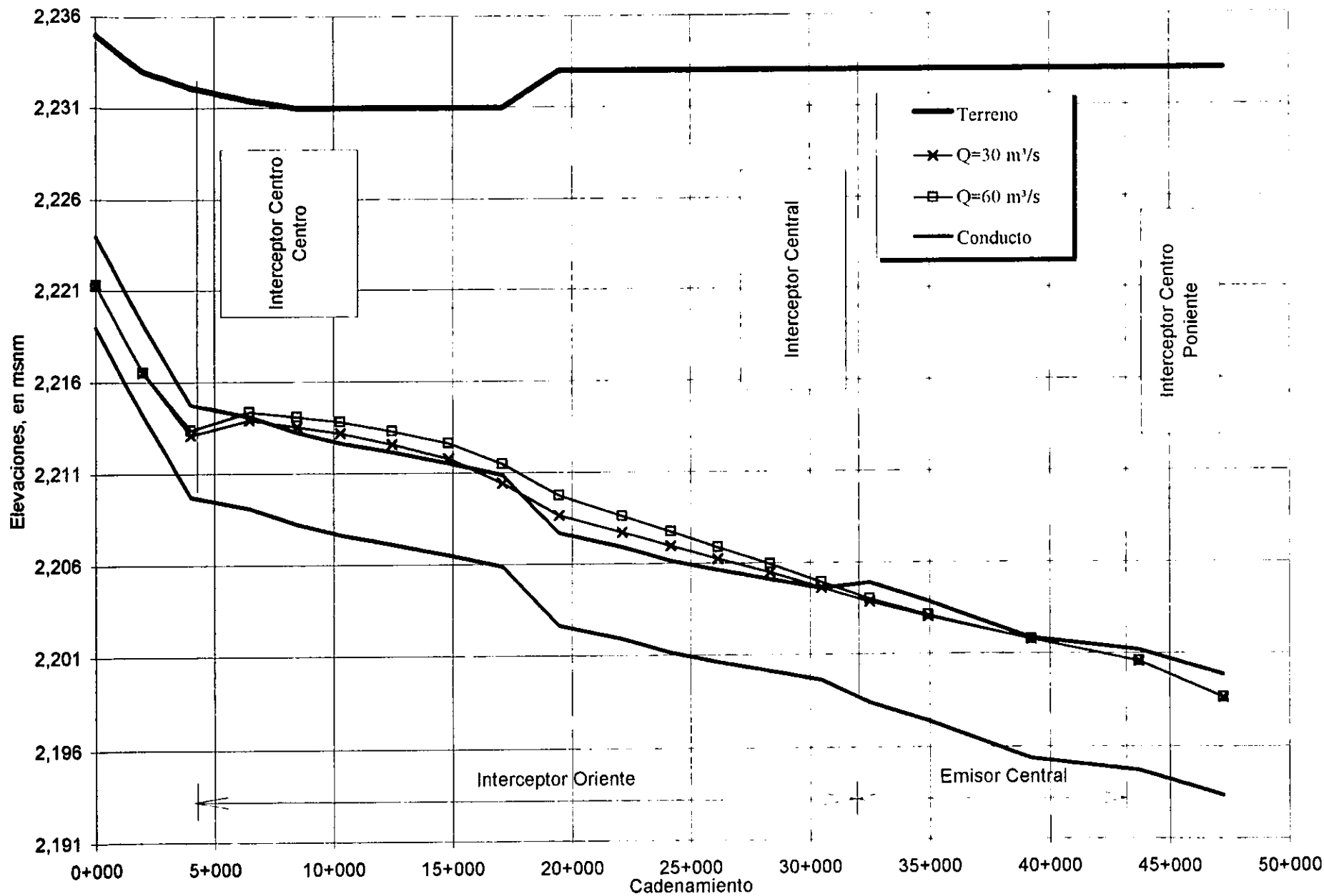


FIG 5.16 EMISOR CENTRAL C2

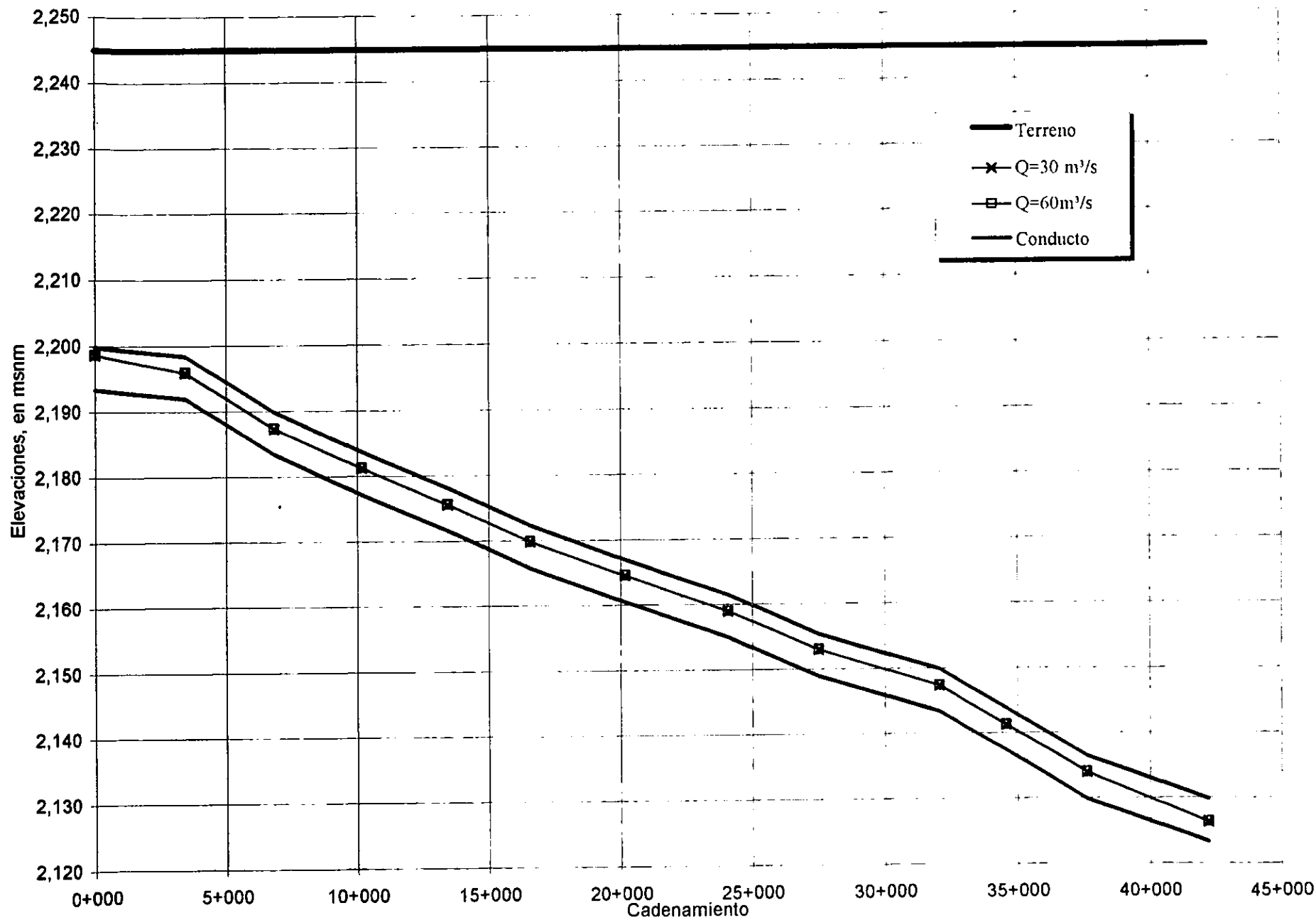


FIG 5.17 INTERCEPTOR ORIENTE Y EMISOR CENTRAL C3

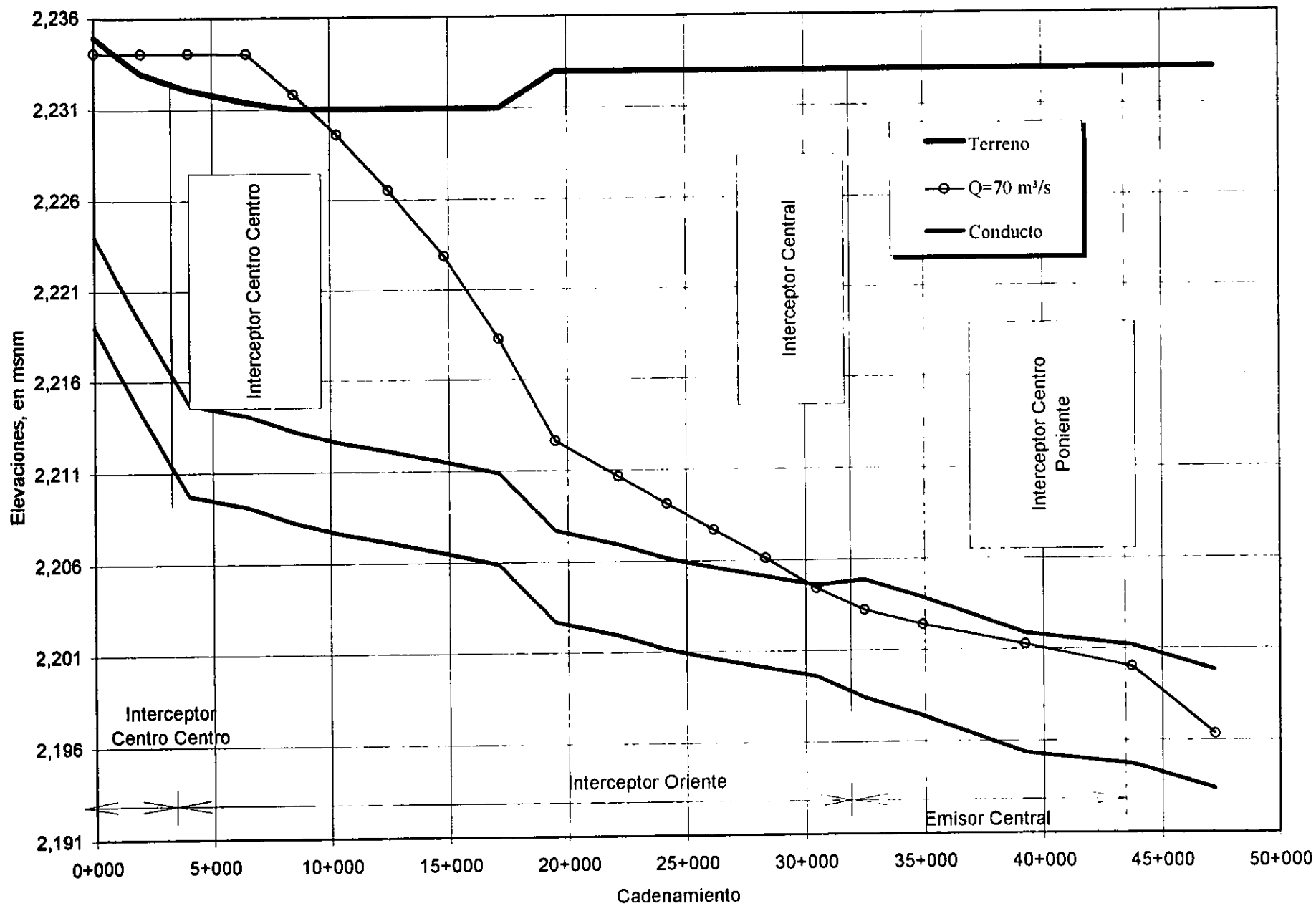
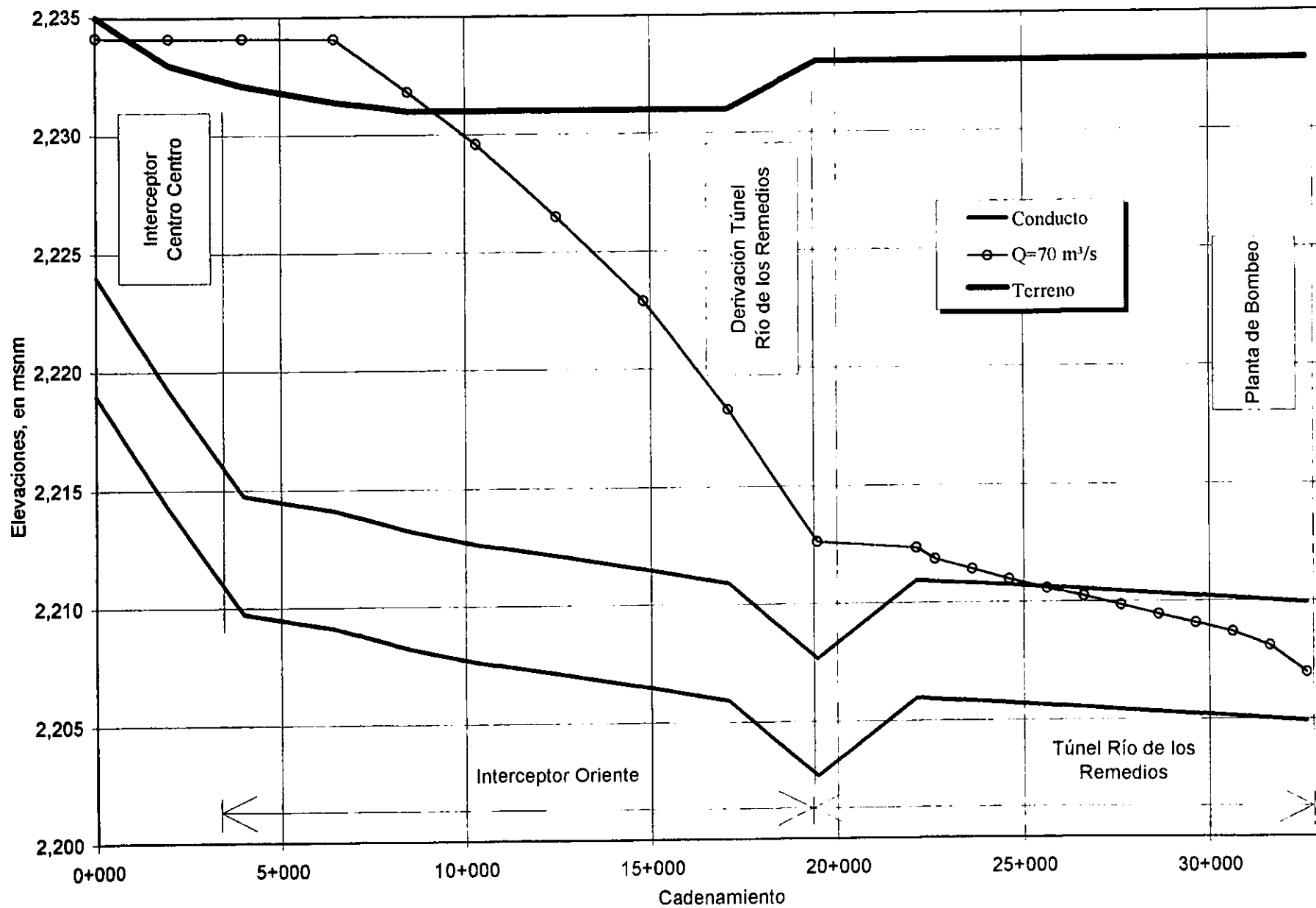


FIG 5.18 INTERCEPTOR ORIENTE Y TÚNEL RÍO DE LOS REMEDIOS C3



BIBLIOGRAFIA.

INFORMES.

PLAN MAESTRO DE DRENAJE. ASPECTOS GENERALES: INFRAESTRUCTURA Y DIAGNOSTICO DEL SISTEMA. Volumen I. 1982. Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica. Secretaría de Obras y Servicios. Departamento del Distrito Federal.

ESTUDIO PARA EL DRENAJE DE LA ZONA METROPOLITANA DE LA CIUDAD DE MÉXICO. SIMULACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DEL ÁREA METROPOLITANA DE LA CIUDAD DE MÉXICO. ZONAS ORIENTE Y PONIENTE. SIMULACIÓN DE LA RED PRIMARIA DE COLECTORES DE LA ZONA NORTE. Tomo I. Septiembre 1994. DGCOH.

ESTUDIO PARA EL DRENAJE DE LA ZONA METROPOLITANA DE LA CIUDAD DE MÉXICO. SIMULACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DEL SISTEMA DE DRENAJE DEL ÁREA METROPOLITANA DE LA CIUDAD DE MÉXICO. ZONAS ORIENTE Y PONIENTE. Tomo II. Septiembre 1994. DGCOH.

INSTRUMENTACIÓN DE CUENCAS PARA LA DETERMINACIÓN DE COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO Y ANÁLISIS DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL GRAN CANAL DEL DESAGÜE Y DREN GENERAL DEL VALLE PARA LOS AÑOS DE 1996 Y 2000. INFORME FINAL. Diciembre de 1995. DGCOH.

ANÁLISIS DEL FUNCIONAMIENTO DEL DRENAJE PROFUNDO (ZONA CENTRO) Y DEL SISTEMA PRINCIPAL DE DRENAJE DE LA ZONA METROPOLITANA DE LA CIUDAD DE MÉXICO. Informe Final. DGCOH.

ANÁLISIS HIDROLÓGICO DEL VALLE DE MÉXICO PARA EL DISEÑO DE LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA DEL DRENAJE URBANO. Informe Final. Septiembre de 1993. CNA.

LINEAMIENTOS Y RECOMENDACIONES PARA LA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE OBRA DE PROYECTOS PARA ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y DE DRENAJE EN EDIFICACIONES DEL DISTRITO FEDERAL. Informe Final. Diciembre de 1992. DGCOH.

PROYECTO GEOMÉTRICO DEL INTERCEPTOR ORIENTE DEL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO DE LA CIUDAD DE MÉXICO, Delegaciones V. Carranza y F.I. Madero, D.F. Informe Final. Diciembre de 1993. DGCOH.

PROYECTO GEOMÉTRICO E HIDRÁULICO DE LAS CAPTACIONES AL TÚNEL INTERCEPTOR ORIENTE, DEL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO DE LA CIUDAD DE MÉXICO EN SU TRAMO DE LUMBRERA 5 A LA 8. Informe Final. Diciembre de 1995. DGCOH.

MANUAL DE OPERACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE. SEPTIEMBRE DE 1982. Tomo 3. Plantas de Bombeo. Zona Norte. Volumen I. Introducción. Gran Canal. DGCOH.

MANUAL DE DISEÑO HIDRÁULICO DE CAJAS DE PLANTA CIRCULAR, PARA EL CONTROL DE CAUDALES DESCARGADOS AL DRENAJE PROFUNDO. Informe Final. Enero de 1989. DGCOH.

MANUAL DE DISEÑO HIDRÁULICO DE CAPTACIONES CON DESCARGA DIRECTA A LA LUMBRERA VERTICAL Y TÚNEL PROFUNDO. Informe Final. Enero de 1989. DGCOH.

MANUAL DE DISEÑO HIDRÁULICO DE PLANTAS DE BOMBEO CON CÁRCAMO CIRCULAR. Informe Final. Enero de 1989. DGCOH.

LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO PARA DETERMINAR LA ALTIMETRÍA, UBICACIÓN PLANIMÉTRICA DE LA INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA DE LAS PLANTAS DE BOMBEO 4-A Y 5-A DEL GRAN CANAL DEL DESAGÜE DE LA CIUDAD DE MÉXICO. Informe DGCOH. 1996

LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO PARA DETERMINAR LA ALTIMETRÍA, UBICACIÓN PLANIMÉTRICA DE LA INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA DE LAS PLANTAS DE BOMBEO 2 DEL GRAN CANAL DEL DESAGÜE DE LA CIUDAD DE MÉXICO. Informe DGCOH. 1996

PLANOS.

SIMULACIÓN HIDRÁULICA DEL SISTEMA DE COLECTORES. ZONA NORTE Y CENTRO CON EL MODELO TUAVE. PLANO GENERAL. Escala 1:20,000. Septiembre de 1994. DGCOH.

ANÁLISIS DEL FUNCIONAMIENTO DEL DRENAJE PROFUNDO (ZONA CENTRO) Y DEL SISTEMA PRINCIPAL DE DRENAJE DE LA ZONA METROPOLITANA DE LA CIUDAD DE MÉXICO. ÁREAS DE APORTACIÓN AL SISTEMA GENERAL DE DRENAJE. CONDICIONES ACTUALES. Escala 1:40,000. Plano No. 1. DGCOH.

ANÁLISIS DEL FUNCIONAMIENTO DEL DRENAJE PROFUNDO (ZONA CENTRO) Y DEL SISTEMA PRINCIPAL DE DRENAJE DE LA ZONA METROPOLITANA DE LA CIUDAD DE MÉXICO. ÁREAS DE APORTACIÓN AL SISTEMA GENERAL DE DRENAJE. CONDICIONES FUTURAS. Escala 1:40,000. Plano No. 2. DGCOH.

ANÁLISIS DEL FUNCIONAMIENTO DEL DRENAJE PROFUNDO (ZONA CENTRO) Y DEL SISTEMA PRINCIPAL DE DRENAJE DE LA ZONA METROPOLITANA DE LA CIUDAD DE MÉXICO. ESQUEMA DEL MODELO DE SIMULACIÓN. CONDICIONES ACTUALES. Escala 1:40,000. Plano No. 3. DGCOH.

ANÁLISIS DEL FUNCIONAMIENTO DEL DRENAJE PROFUNDO (ZONA CENTRO) Y DEL SISTEMA PRINCIPAL DE DRENAJE DE LA ZONA METROPOLITANA DE LA CIUDAD DE MÉXICO. ESQUEMA DEL MODELO DE SIMULACIÓN. CONDICIONES FUTURAS. Escala 1:40,000. Plano No. 4. DGCOH.

PROYECTO EJECUTIVO DE LA RECTIFICACIÓN DEL RÍO DE LOS REMEDIOS EN EL TRAMO DEL GRAN CANAL DEL DESAGÜE AL DREN GENERAL DEL VALLE. PERFIL GENERAL. Junio 1995. DGCOH.

PROYECTO EJECUTIVO DE LA RECTIFICACIÓN DEL RÍO DE LOS REMEDIOS EN EL TRAMO DEL GRAN CANAL DEL DESAGÜE AL DREN GENERAL DEL VALLE. SECCIONES REPRESENTATIVAS. Junio 1995. DGCOH.

PROYECTO EJECUTIVO DE DRENAJE. OBRAS INDUCIDAS POR EL CAJÓN DEL GRAN CANAL DEL DESAGÜE. DESCARGA AL COLECTOR 15 DE LOS COLECTORES RÍO GUADALUPE Y SAN JUAN DE ARAGÓN (CRUZANDO EL CAJÓN DEL GRAN CANAL). PLANTA Y PERFIL. (ALTERNATIVA NO. 2). Delegación Gustavo A. Madero. Plano 1 de 2. DGCOH.

ENTUBAMIENTO DEL GRAN CANAL DEL DESAGÜE. PLANO ESTRUCTURAL. OBRA DE INICIO. PLANTA Y CORTES. Sin Escala. Septiembre de 1995. DGCOH.

ENTUBAMIENTO DEL GRAN CANAL DEL DESAGÜE. PLANTA DE BOMBEO NO. 2. PLANTAS Y CORTES. Septiembre de 1995. DGCOH.

ENTUBAMIENTO DEL GRAN CANAL. (POR EL CAUCE). TRAMO DEL KM. 0+000 AL KM. 0+350. PLANTA Y PERFIL. Delegación V. Carranza. Diciembre 1993.

ENTUBAMIENTO DEL GRAN CANAL. (POR EL CAUCE). TRAMO DEL KM. 0+350 AL KM. 0+830. PLANTA Y PERFIL. Delegación V. Carranza. Diciembre 1993.

ENTUBAMIENTO DEL GRAN CANAL. (POR EL CAUCE). TRAMO DEL KM. 0+830 AL KM. 1+270. PLANTA Y PERFIL. Delegación V. Carranza. Diciembre 1993.

ENTUBAMIENTO DEL GRAN CANAL. (POR EL CAUCE). TRAMO DEL KM. 1+270 AL KM. 1+830. PLANTA Y PERFIL. Delegación V. Carranza. Diciembre 1993.

ENTUBAMIENTO DEL GRAN CANAL. (POR EL CAUCE). TRAMO DEL KM. 1+830 AL KM. 2+390. PLANTA Y PERFIL. Delegación V. Carranza. Diciembre 1993.

ENTUBAMIENTO DEL GRAN CANAL. (POR EL CAUCE). TRAMO DEL KM. 2+390 AL KM. 2+950. PLANTA Y PERFIL. Delegación G. A. Madero. Diciembre 1993.

ENTUBAMIENTO DEL GRAN CANAL. (POR EL CAUCE). TRAMO DEL KM. 2+900 AL KM. 3+450. PLANTA Y PERFIL. Delegación G. A. Madero. Diciembre 1993.

ENTUBAMIENTO DEL GRAN CANAL. (POR EL CAUCE). TRAMO DEL KM. 3+400 AL KM. 3+830. PLANTA Y PERFIL. Delegación G. A. Madero. Diciembre 1993.

ENTUBAMIENTO DEL GRAN CANAL. (POR EL CAUCE). TRAMO DEL KM. 3+830 AL KM. 4+300. PLANTA Y PERFIL. Delegación G. A. Madero. Diciembre 1993.

ENTUBAMIENTO DEL GRAN CANAL. (POR EL CAUCE). TRAMO DEL KM. 4+300 AL KM. 4+750. PLANTA Y PERFIL. Delegación G. A. Madero. Diciembre 1993.

ENTUBAMIENTO DEL GRAN CANAL. (POR EL CAUCE). TRAMO DEL KM. 4+750 AL KM. 5+250. PLANTA Y PERFIL. Delegación G. A. Madero. Diciembre 1993.

LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO PARA DETERMINAR LA ALTIMETRÍA Y UBICACIÓN PLANIMÉTRICA DE LA INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA EN LA ZONA DE LA LUMBRERA NÚMERO 7 DEL TÚNEL INTERCEPTOR ORIENTE Y LA NUEVA OBRA DE TOMA DEL GRAN CANAL DEL DESAGÜE EN LA COLONIA HÉROES DE CHAPULTEPEC. PLANTA. Delegación Gustavo A. Madero. Escala 1:500. DGCOH. 1996

LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO PARA DETERMINAR LA ALTIMETRÍA Y UBICACIÓN PLANIMÉTRICA DE LOS COLECTORES GRAN CANAL Y NO. 15 EN EL TRAMO DE LA LUMBRERA NÚMERO 7 A LA PLANTA DE BOMBEO NO. 6 DEL GRAN CANAL DEL DESAGÜE DE LA CIUDAD DE MÉXICO EN LA COLONIA SAN PEDRO EL CHICO. PLANTA. Delegación Gustavo A. Madero. Escala 1:500. DGCOH. 1996

ENTUBAMIENTO DEL GRAN CANAL (POR EL CAUCE). DESCARGA AL COLECTOR 15 DE LOS COLECTORES RÍO GUADALUPE Y SAN JUAN DE ARAGÓN CRUZANDO EL CAJÓN DEL GRAN CANAL. PLANO DE OBRA TERMINADA. Delegación Gustavo A. Madero. S/E. DGCOH. 1996

REGISTROS DE LLUVIAS.

Registro diario de lluvias de estaciones de la D.G.C.O.H. para los años de 1982 a 1996. Estaciones Pluviográficas:

Tanques Chalmita	O.T. Río Remedios
P.B. Lindavista	Coyol
P. Generadora 101	P.T. Rosario
Campo Mecoaya	P.B. Nva. Santa María
Tanque San Joaquín	P.B. Tizoc
Depto. del D.F.	Santa Cruz Acatlán
P.B. López Mateos	P.B. Churubusco
Triángulo	Trif. Sta. Lucía
Tanque El Lienzo	Centro Universidad
Radiocomunicaciones	P.B. Municipio Libre
Tanque El Cartero	La Venta
El Zarco	T. San Francisco
P.T. Río Magdalena	Monte Alegre
Planta Xotepingo	P.B. Aculco

P.B. Ejército de Oriente
S. Eléctrica Sta. Catarina
San PedroTlahuac
P.B. Villa Coapa
Ajusco
Caseta Forestal
Planta Nativitas
Milpa Alta
Vaso del Cristo
P. Chiconautla 2
El Venado

P.T. La Estrella
P.T. Sta. Catarina
Rebombero Bosque T.
T. San Pedro Martí
Topilejo
Ofic. G.A.V.M. Sur
Planta San Luis
P. Barrientos
P. Chiconautla 1
Palmas

Registro diario de lluvia en 71 estaciones de la cuenca del Valle de México para 1959 a 1985.

AJUSCO, TLALPAN
AQUILES SERDAN 46 (AZCA)
CINCEL 42 (COL. SEVILLA)
COL. AGRÍCOLA ORIENTAL
DESV. ALTA AL PEDREGAL
EGIPTO 7 (AZCAPOTZALCO)
HDA. LA PATERA G.A. MADERO
MORELOS 77 (IXTAPALAPA)
KM. 3+000 GRAN CANAL
KM. 6+250 GRAN CANAL
MILPA ALTA, MILPA ALTA
MOSQUETA 52 (COL. GRO.)
MOYOGUARDA (XOCHIMILCO)
PRESA ANZALDO, CONTRERAS
PRESA MIXCOAC, MIXCOAC
PRESA TACUBAYA, TACUBAYA
SAN FCO. TLALNE. (XOCHI)
COL. TACUBA, TACUBA
TLAHUAC (XOCHIMILCO)
ACAYUCA, ZAPOTLAN DE J.
APAN, APAN (DGE)
CIUDAD SAHAGUN
EL MANANTIAL, TIZAYUCA
NOPALA, EPAZOYUCAN
SINGUILUCAN, SINGUILUCAN
TOLCAYUCA, TOLCAYUCA
ZEMPOALA, ZEMPOALA
TEZONTEPEC, TEZONTEPEC
PACHUCA, PACHUCA
CALACOAYA, TLALNEPANTLA
COATEPEC DE LOS OLIVOS
COL. AVILA CAMACHO
CHALCO, CHALCO
CHICONAUTLA, ECATEPEC
EL SALITRE (SAN BARTOLO)

HUEHUETOCA, HUEHUETOCA
KM. 27+250 GRAN CANAL
KM. 46+930 GRAN CANAL
LA GRANDE (TEXCOCO)
MAGDALENA CHICHI CASPA
MAQUIXCO, TEMASCALAPA
MOLINO BLANCO, NAUCALPAN
OTUMBA, OTUMBA
PRESA. GUADALUPE, TULTITLAN
PRESA LA CONCEPCION
PRESA TOTOLICA, NAUCALPAN
ATLAUTLA REPETIDORA T.V.
REPRESA ALEMAN A. TEPOTZO
SAN ANDRES, TEXCOCO
SN. JERÓNIMO XONACAHUACAN
SAN JUAN IXHUATEPEC
SAN LUIS AMECA
SAN LUIS AYUCAN
SAN MARCOS JILOTZINGO
SAN MATEO ACUITLAPILCO
S.M. TLAIXPAN, TEXCOCO
SN. PEDRO NEXAPA, AMECAMECA
STA. M. MAGDALENA CAHUACAN
SANTIAGO TLAZALA
SANTO TOMÁS, TEOLOYUCAN
TEPEXPAN, TEPEXPAN
TOTOLICA (SN. BARTOLO), N.
TULTEPEC, TULTEPEC
SAN MIGUEL JAGUEYES
EL TEJOCOTE (TEXCOCO)
CHAPINGO, TEXCOCO
EL PAREDON, CHIGNAHUAPAN
HUEYOTLIPAN, HUEYOTLIPAN
NANACAMILPA (SMN)
SAN BUENAVENTURA, TLAXCO
SAN CRISTOBAL

REGISTROS DE GASTOS.

Registros de Gastos Máximos Mensuales de las Plantas de Bombeo al Gran Canal, las plantas son: 1, 1-A, 2, 3, 4-A, 5, 5-A, 6, 6-A, 7 y 8 información proporcionada por la Unidad Departamental Bombeo Norte de la Subdirección de Operación de la D.G.C.O.H. para los años de 1982 a 1995.