

27. 85



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**PRESERVACION DE LAS AGUAS DE LA PRESA
GUADALUPE DE LAS DESCARGAS DE
DRENAJE SANITARIO**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
SALVADOR DE ITA MONTAÑO**

MEXICO, D. F.,

1981



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.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

I N D I C E

CAPITULO I

I- INTRODUCCION	1
I-1.- ANTECEDENTES	2
I-2.- AREA EN ESTUDIO	3
I-3.- OBJETIVO	4
I-4.- ALCANCES	4

CAPITULO II

II- SISTEMA DE DRENAJE ACTUAL	11
II-1.- SUBCUENCA DE DRENAJE	11
II-2.- RECABACION DE INFORMACION	13
II-2.1.- PLANOS	13
II-2.2.- RECORRIDOS DE CAMPO	14
II-3.- MUESTREOS DEL AGUA	19

CAPITULO III

III- TRABAJOS TOPOGRAFICOS	29
III-1.- CONTROL ALTIMETRICO	30
III-2.- TRAZO DE POLIGONALES	30
III-3.- NIVELACION DE POLIGONALES Y SECCIONAMIENTO	31
III-4.- ORIENTACIONES Y COORDENADAS	32
III-5.- LEVANTAMIENTO DE CRUCES	32

CAPITULO IV

IV-	CONDICIONES DE URBANIZACION ACTUAL Y FUTURA	33
IV-1.-	CONDICION ACTUAL	33
IV-2.-	CONDICION FUTURA	34

CAPITULO V

V-	GASTO DE DISEÑO	40
V-1.-	ANALISIS HIDROLOGICO	40
V-2.-	OBTENCIÓN DE LOS GASTOS DE PROYECTO	45
V-2.1.-	ECUACIONES UTILIZADAS	45
V-2.2.-	DATOS DE PROYECTO	47
V-2.3.-	CALCULO DE VOLUMEN DE AGUAS NEGRAS PRODUCI DO Y DEL VOLUMEN DE AGUA ESCURRIDO	49
V-2.4.-	PROGRAMA DE COMPUTADORA	51

CAPITULO VI

VI	PROYECTO DE COLECTORES PRIMARIOS	67
VI-1.-	LINEAMIENTOS DE DISEÑO	67
VI-1.1.-	TRAZO DE COLECTORES	67
VI-1.2.-	CALCULO HIDRAULICO	68
VI-2.-	DESCRIPCION DE LOS SISTEMAS DE COLECTORES	69
VI-2.1.-	SUBCUENCA DEL RIO SAN PEDRO	69
VI-2.2.-	SUBCUENCA DEL RIO MONTE ALTO	70
VI-2.3.-	SUBCUENCA DEL RIO XINTE	70
VI-2.4.-	SUBCUENCA DEL RIO GUADALUPE	71

VI-3.-	REVISION DEL FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO	71
VI-4.-	DISEÑO DE LOS CRUCES DE LOS COLECTORES SOBRE LOS RIOS.	72
VI-5.-	ANTEPRESUPUESTO DE LAS OBRAS	73

CAPITULO VII

VII-	ALTERNATIVAS DE ELIMINACION	79
VII-1.-	RESULTADOS DE LOS MUESTREOS	79
VII-2.-	ALTERNATIVAS DE ELIMINACION	82
VII-2.1.-	PLANTA DE TRATAMIENTO	82
VII-2.2.-	CONDUCCION DE LAS AGUAS FUERA DE LA CUEN <u>CA</u> .	84
VII-2.2.1.-	ANALISIS DE BOMBEOS	85
VII-2.2.2.-	TUNELES	87
VII-2.2.3.-	CONDUCCIONES POR GRAVEDAD	88
VII-2.2.4.-	PLANTAS DE BOMBEO	88
VII.2.3.-	SELECCION DE ALTERNATIVAS DE ELIMINACION	89

CAPITULO VIII

VIII-	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	109
-------	--------------------------------	-----

I. INTRODUCCION

A través de la historia de la humanidad se tiene conocimiento de que las poblaciones han tenido un mayor desarrollo, dependiendo de la facilidad con que puedan comunicarse entre sí. El al hacerse sedentario tiene como principal actividad la agricultura y para ello va preparando tierras para llevar a cabo sus labores. Conforme el hombre evolucionó, ha venido creando talleres, que primeramente fueron atendidos por los propios dueños, pero al ir creciendo contrataban personas que trabajaran para lograr una mayor producción.

Posteriormente se transformaron en grandes industrias, propiciando que los trabajadores construyeran sus viviendas cerca de ellas e invadieran los terrenos agrícolas; al crearse este crecimiento industrial y a la vez de población, sus desechos son vertidos a las corrientes naturales, las cuales son deterioradas en su composición químico-biológica, no pudiendo ser utilizadas posteriormente para el consumo humano. Tratando de evitar estos focos de contaminación, la Ingeniería Sanitaria propone formas para llevar a un lugar adecuado los desechos, tanto industriales como aquéllos que son generados por los núcleos de población, es por eso que se ha proyectado un sistema de drenaje, para salvaguardar las aguas que llegan a la Presa de Guadalupe, para que en un futuro próximo por medio de tratamiento esa agua pueda tener un cierto reuso.

I-1 ANTECEDENTES

La Presa de Guadalupe se encuentra sobre el Río Cuautitlán en el Estado de México, fue construida por la extinta Secretaría de Obras Públicas entre los años de 1936 y 1943. Originalmente la presa se construyó del tipo enrocamiento con recubrimiento de concreto, posteriormente se llevaron a cabo reparaciones y modificaciones a causa de los asentamientos de su cimentación; la primera rehabilitación que se realizó fue en el año de 1948 y, posteriormente, en 1967 para terminarla finalmente en 1969. En esas últimas fechas se sobreelevó la cortina, aumentando su capacidad.

La presa fue proyectada para el riego de 8000 hectáreas aproximadamente, dentro del Valle de Cuautitlán, México y para dar servicio de agua por concesión a la fábrica de Textiles la Aurora.

La capacidad total de la presa es de 66.2 millones de m^3 , con una capacidad útil de 57.2 millones de m^3 , teniendo la cortina una altura de 33 metros y longitud de 467 metros.

La obra de toma está instalada en la margen derecha y consiste en una estructura de rejillas ligadas a un túnel de 3.40 m de diámetro y 185 m. de longitud, controladas por un sistema de compuertas deslizantes, alojadas en el interior de una lumbreira.

Considerando el desarrollo que han tenido una serie de poblaciones que se encuentran en la zona adyacente y aguas arriba del vaso de la Presa de Guadalupe, tales como: La Colmena, San Idelfonso, Los Manantiales, Villa Nicolás Romero, Progreso Industrial y estado en construcción, además varios fraccionamientos, los cuales han utilizado los cauces de las corrientes naturales como emisores de drenaje y en muchos de los casos como depósitos de basura, por no contar la zona con servicios de recolección necesarios.

Por lo expuesto anteriormente, se hace necesaria la realización de los Estudios y Proyectos convenientes para evitar que las aguas residuales lleguen a dichos cauces evitando la contaminación del vaso.

I-2 AREA EN ESTUDIO

La cuenca de la Presa de Guadalupe se localiza al Noroeste de la Ciudad de México, entre las coordenadas aerográficas $19^{\circ}30'$ y $19^{\circ}40'$ de latitud Norte y $99^{\circ}15'$ y $99^{\circ}30'$ de longitud Oeste. Dicha cuenca está delimitada al Norte por la cuenca del río Tepetzotlán, en la cual se encuentra ubicada la Presa La Concepción, al Noroeste por la cuenca del río San Luis que aloja a la Presa Taxhimay, este último río es formador del río Tula, al Sur por las cuencas de los ríos Tlalnepantla, San Javier y la cuenca de la presa Angulo y al Oriente por la cuenca del Emisor Poniente. El plano número 1 muestra la localización de la zona en estudio.

I-3 OBJETIVO

Lo que se pretende con este trabajo es que la calidad del agua de las corrientes naturales no se siga deteriorando, por lo cual, se implementó un sistema de drenaje para la eliminación de las aguas residuales que llegan a dichas corrientes.

I-4 ALCANCES

La Presa de Guadalupe, localizada al Noroeste de la Ciudad de México en el Estado de México, es drenada principalmente por los ríos San Pedro, Chiquito, Monte Alto, Xinté y Guadalupe. En las zonas adyacentes a su vaso y sobre el camino que une Atizapán de Zaragoza con Villa Nicolás Romero, San Idelfonso, La Colmena y Progreso Industrial; además se han construido en la misma zona fraccionamientos como Lago de Guadalupe y Bosques del Lago.

El principal aprovechamiento de la Presa de Guadalupe es el riego dentro del Valle de Cuautitlán, aunque se pretende utilizar en un futuro su almacenamiento para el abastecimiento de agua potable del área urbana del mismo Valle.

Las descargas sanitarias de las poblaciones y fraccionamientos, paulatinamente están contaminando las aguas almacenadas, poniendo en peligro su aprovechamiento actual y futuro.

Los trabajos realizados en el Estudio y Proyecto del Drenaje y Control de Contaminación en la Cuenca de la Presa de Guada-

lupe, fueron los siguientes:

- 1) En base al levantamiento aerofotogramétrico de la Comisión de Aguas del Valle de México de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, se realizó una división de la cuenca en sus subcuencas principales de drenaje, así como se recabó la información disponible de las condiciones actuales de la zona y se revisó a través de recorridos por toda la cuenca. Para determinar la calidad y el grado de contaminación del agua que llega por las corrientes principales de drenaje, así como se recabó la información disponible de las condiciones actuales de la zona y se revisó a través de recorridos por toda la cuenca. Para determinar la calidad y el grado de contaminación del agua que llega por las corrientes principales a la Presa de Guadalupe, se efectuaron 5 muestreos mensuales en las descargas al vaso de los ríos San Pedro, Monte Alto, Xinté y Guadalupe.
- 2) Para poder efectuar el proyecto de la red primaria de colectores, se llevaron a cabo levantamientos topográficos en el área de estudio.

Por la localización preliminar de los conductos se trazaron poligonales abiertas y cerradas y se nivelaron cada 50 metros y en los cambios fuertes de pendientes. En donde fue necesario por razones de proyecto, se levantaron secciones transversales a la poligonal.
- 3) Con la información disponible y de recorridos en la zona en estudio, se efectuó la determinación de los diferentes tipos de áreas de urbanización y del número de habitantes,

tanto para las condiciones actuales, como para las futuras del año 2000

- 4) Con las áreas futuras de proyecto, se procedió primeramente a efectuar un análisis hidrológico para conocer la variación de la intensidad de la lluvia, respecto a su distribución, duración y frecuencia en la cuenca en estudio y por otra parte, apoyado en el Método de Harmon se determinaron los gastos de aguas negras, a las cuales se les integró los escurrimientos provenientes de la lluvia en las construcciones, para así obtener los gastos de proyecto de los colectores.
- 5) Por la configuración topográfica fue necesario diseñar cuatro sistemas independientes, con colectores marginales en las cuatro principales subcuencas de drenaje.

Sistema San Pedro. Sobre la margen izquierda del río se proyectó el colector principal. Sobre la otra margen se diseñaron 9 subcolectores.

Sistema Monte Alto. La subcuenca de este río se dividió en dos, la del río Chiquito y la propia Monte Alto, a donde descarga la primera. Para el río Chiquito se propuso un colector sobre su margen izquierda, recibiendo en esa misma margen a un subcolector y a 4 de la margen derecha. En la subcuenca propia del río Monte Alto no fue posible diseñar el colector principal por una sola margen, debido a las interferencias topográficas y a construcciones dentro del --

cauce. Dicho colector se inició en la margen derecha, recibiendo 2 subcolectores, uno de esa margen y otro de la izquierda, posteriormente cruza a la margen izquierda conectándosele 3 subcolectores de la misma margen; nuevamente pasa al lado derecho donde recibe a 2 subcolectores y pasa a la izquierda, donde descargan dos subcolectores y el colector principal del río Chiquito; cruza el colector Monte Alto a la margen derecha.

Sistema Xinté. El colector principal Xinté de esta subcuenca está alojado en la margen izquierda del río, salvo un pequeño tramo en su parte intermedia. En el recorrido recibe a 2 subcolectores de la margen izquierda y a 11 de la derecha.

Sistema Guadalupe. Este sistema se forma por dos colectores principales marginales, con un subcolector en la margen izquierda.

Para cada uno de los colectores y subcolectores se les integró su presupuesto.

- 6) Para la eliminación del afluente se analizaron las posibilidades siguientes: situar en un punto estratégico de la cuenca y en las proximidades del vaso, una planta de tratamiento que produzca una calidad de agua tal que pueda ser vertida sin peligro de contaminación o reunir todas las aguas ge

neradas en los predios de las poblaciones (tanto residuales como pluviales domésticas) y sacarlas de la cuenca para incorporarla a un drenaje existente o de proyecto, o bien reusarlas con fines agrícolas con un tratamiento primario.

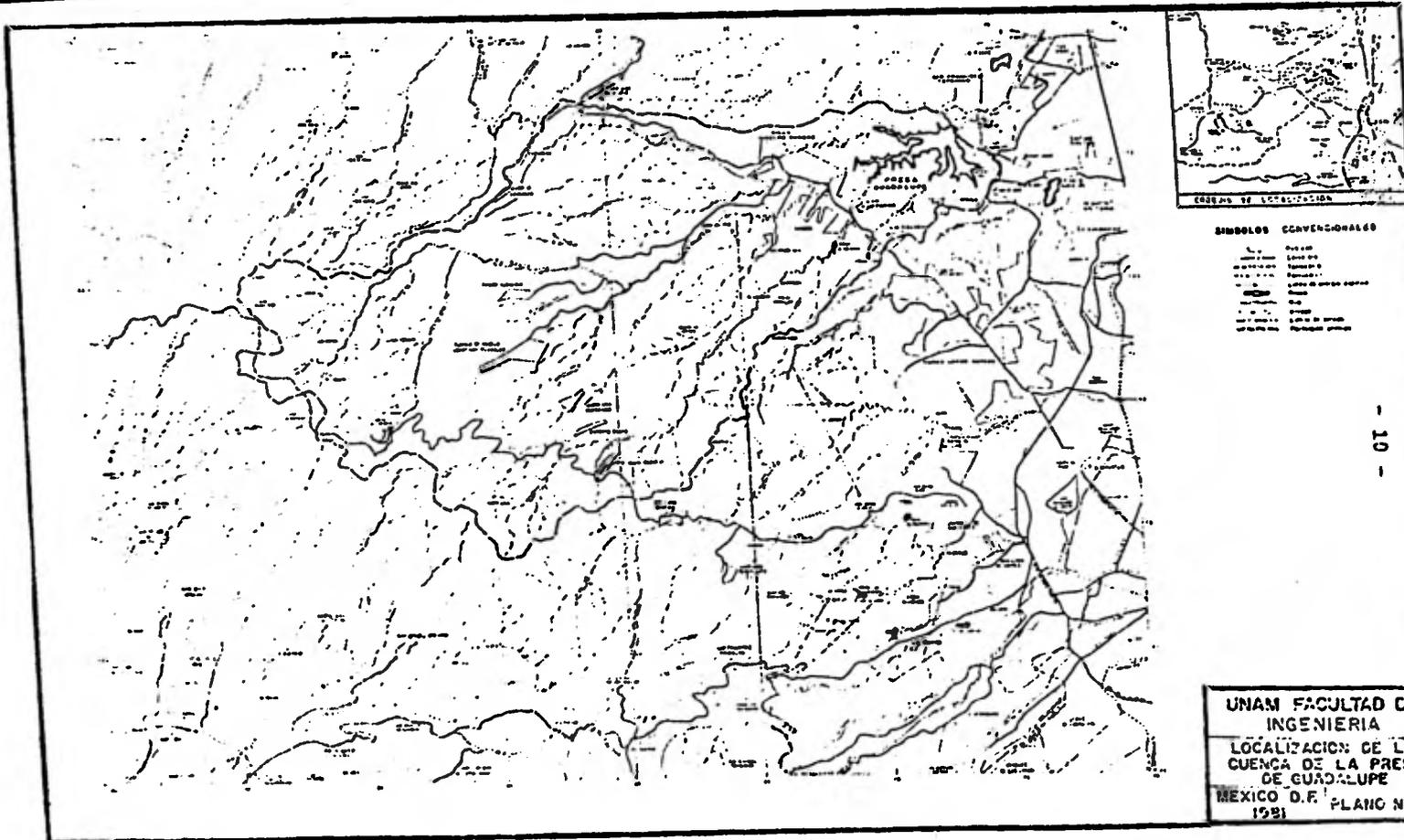
De un análisis técnico y económico, se vio la conveniencia de aceptar la segunda solución, para lo cual se estudiaron diferentes variantes de ella, principalmente a la forma de unión entre los sistemas y la eliminación fuera de la cuenca. Se manejó el bombeo de una subcuenca a otra o a la construcción de un túnel para evitar o reducir notablemente el bombeo. Por lo que se refiere a la disposición final de las aguas, se determinó que la construcción de un emisor por el lado Norte del vaso de la Presa de Guadalupe, sería lo más conveniente, ya que permitirá reusar las aguas para fines agrícolas con el mismo sistema con que cuenta actualmente dicho aprovisionamiento.

De los resultados del estudio se llegaron a las siguientes conclusiones y recomendaciones:

a) Para que funcionen adecuadamente los colectores marginales es necesario proyectar el sistema de alcantarillado sanitario, que recolecte el agua de las poblaciones. Dentro de la investigación realizada se definió que cerca de un 30% de la población cuenta actualmente con drenaje y el resto descarga libremente a los ríos de la cuenca, dando como resultado una mala calidad del agua, que, a pesar de la di-

lución en la época de lluvias, debe ser controlada.

b) Se concluye que lo mejor es llevar el agua de los 4 sistemas proyectados por medio de túneles con ciertos bombeos, hacia el sistema más al Norte de la cuenca que corresponde a la del río San Pedro y de ahí mandarlos por una conducción a gravedad hacia la cortina, en donde pueden ser usados para fines de riego con algún tratamiento y sustituir los volúmenes que actualmente se toman de la presa, para que éstos se aprovechen en el abastecimiento de agua potable de la zona. Sin embargo, se recomienda llevar a cabo trabajos de campo, como son los levantamientos topográficos a detalle en las líneas de conducción entre sistemas y hacia afuera de la cuenca; así como trabajos de Geotecnia en las mismas, para conocer con mayor exactitud las características constructivas de los túneles y conductos, así como sus costos definitivos.



UNAM FACULTAD DE
INGENIERIA
LOCALIZACION DE LA
CUENCA DE LA PRESA
DE GUADALUPE
MEXICO D.F. PLANO NR 1
1981

II. SISTEMA DE DRENAJE ACTUAL

En base al levantamiento aerofotogramétrico de la Comisión de Aguas del Valle de México de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos en este capítulo se presenta la división de la cuenca en sus subcuencas principales de drenaje, así como la información de las condiciones actuales de drenaje en la zona. Se incluyen algunos de los resultados de los muestreos de agua, efectuados para conocer el grado de contaminación de las corrientes que llegan a la Presa de Guadalupe.

II.1 SUBCUENCAS DE DRENAJE

Con los planos de la Comisión de Aguas del Valle de México de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos se procedió a formar el mosaico correspondiente a la cuenca total, de limitándose su parteaguas y los de las subcuencas principales. Las subcuencas definidas son como a continuación se mencionan: San Pedro, Chiquito, Monte Alto, Xinté, Guadalupe y Fraccionamiento del Vaso. Esta última, propiamente no es una corriente, sino varias pequeñas, pero dado que esa zona está bastante urbanizada, se consideró como una subcuenca; por otra parte, el río Chiquito es afluente del Monte Alto, pero ya que drena una área bastante importante se optó por separarla. Al final del capítulo se presenta la tabla 2.1, en la que se muestran las áreas de cada una de las subcuencas y la total de la cuenca.

Las subcuencas están definidas como a continuación se describe.

Subcuenca del río San Pedro.

Definida al Norte por la cuenca del río Tepetzotlán, cerca de la cual se encuentra la población de San José del Vidrio; al Noroeste por la cuenca del río Tepozanes, así como la población de Santa María Cahuacán; al Sur por la subcuenca del río Chiquito y al Este por el propio vaso de la Presa de Guadalupe.

Subcuenca del río Chiquito.

Limitada al Norte por la cuenca del río San Pedro y en las -- otras direcciones por la subcuenca del río Monte Alto.

Subcuenca del río Monte Alto.

Queda definida al Norte por las cuencas de los ríos Tepozanes y San Luis y las subcuencas de los ríos San Pedro y Chiquito; al Sur y Sureste por la subcuenca del río Xinté y al Oriente por el vaso de la Presa.

Subcuenca del río Xinté.

Está comprendida al Norte por la subcuenca del río Monte Alto; al Sureste por la cuenca del río San Javier; al Oeste por la cuenca de la Presa Antonio Alzate y al Este por la subcuenca del río Guadalupe y el vaso de la Presa.

Subcuenca del río Guadalupe o arroyo El Muerto.

Limitada al Oeste por la subcuenca del río Xinté; al Sur por las cuencas del río San Javier y de la Presa Angulo; al Este por la zona del fraccionamiento Lago de Guadalupe y, finalmente, al Norte por el vaso de la Presa.

Subcuenca Fraccionamiento del Vaso.

De esta forma se define la zona que se encuentra ubicada al Sur del vaso de la Presa y colindante a él, al Este queda limitada por la cuenca del Emisor Poniente; en su parte Sur con las cuencas del río San Javier y de la Presa Angulo; y al Poniente con la subcuenca del río Guadalupe.

Al final del capítulo se encuentra el plano 2, en el que se localizan las subcuencas principales anteriormente descritas, con todas sus corrientes, poblaciones y fraccionamientos. Se hizo una relación de éstos últimos para la investigación de su drenaje, también al final del capítulo se presenta dicha relación.

II.2 RECABACION DE INFORMACION

II.2.1 Planos.

Para llevar a cabo el trabajo que aquí se presenta fue necesaria la recopilación de información en las diversas dependencias gubernamentales y particulares, como son: Dirección General de Estudios del Territorio Nacional, La Comisión de Aguas

del Valle de México, los municipios de Atizapán de Zaragoza y Villa Nicolás Romero y las compañías Fraccionamientos Residenciales e Industriales, S.A. y Corporación de Inversiones, S.A. La información que se obtuvo corresponde a las cartas topográficas de DETENAL, así como los levantamientos aerofotogramétricos de la Comisión de Aguas del Valle de México de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos; también fue necesario contar con información acerca del abastecimiento de agua potable que se ha venido proporcionando a las diversas colonias que circundan la cuenca de la Presa, así como los planos de la red de abastecimientos de agua potable de los diferentes fraccionamientos que se construirán en esa zona.

Para conocer la forma en que se desechan las aguas utilizadas, se recabó información acerca de la red de drenaje de las colonias que las tienen, y la red de drenaje de cada fraccionamiento que se construirá.

II.2.2 RECORRIDOS DE CAMPO

Se llevaron a cabo visitas a cada una de las poblaciones, fraccionamientos e industrias que se encuentran dentro del área en estudio, para identificar la existencia de sistemas de drenaje y en el caso de contar con él, ubicar el trazo del colector principal, su diámetro y el sitio de descarga de éste. También se fueron actualizando los planos de la Comisión de Aguas del Valle de México de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos en lo que se refiere a las áreas urba

nas y semiurbanas actuales como se indica en el capítulo IV y además se vio la posible ubicación de los colectores de proyecto para los levantamientos topográficos.

En la subcuenca del río San Pedro, los Barrios de la Rosa Chapultepec y Guadalupe no cuentan con sistemas de drenaje; el poblado de Santa María Magdalena Cahuacán cuenta con dos colectores de drenaje sanitario que descargan a una pequeña laguna en la parte baja y de ahí a un arroyo que drena fuera de la cuenca en estudio. Parte de la población de Progreso Industrial cuenta con drenaje y descarga a través de un tubo de 45 cm. de diámetro a un arroyo, afluente del San Pedro; se tiene diseñada la construcción de otra línea, por parte de la Junta de Mejoras. La fábrica de Progreso Industrial descarga directamente al arroyo antes mencionado, a través de 3 colectores de 20, 30 y 38 cm. de diámetro, con gran cantidad de desechos industriales.

La cabecera municipal de Villa Nicolás Romero se encuentra en esta subcuenca, la cual cuenta con una densidad de población alta; por lo que el problema referente al drenaje se agudiza, en general se trata de descargas domiciliarias, aunque existen diversos colectores que descargan al río. De los colectores de importancia localizados y ubicados se tienen el de Loma de la Cruz de 60 cm. de diámetro.

Las subcuencas de los ríos Monte Alto y Chiquito cubren la ma

por parte de la zona en estudio, las rancherías de Las Palmas y las Canoas se encuentran aguas arriba de la Presa de Iturbide, las cuales no tienen drenaje, aguas abajo de dicha Presa se localiza Tlazala que no cuenta con red de drenaje, lo mismo ocurre en las poblaciones de Espíritu Santo, Santa María - Mazatla y Transfiguración, todas ellas se encuentran sobre la carretera a Santiago Tlazala y en la parte alta de la cuenca de la Presa de Guadalupe.

Siguiendo por la misma carretera se encuentra Tilán, el cual está constituido por un caserío muy desperdigado que carece de drenaje. Tomando una desviación se llega a San Miguel Hila, donde se localiza una planta generadora de corriente eléctrica; este poblado no tiene sistema de desalojo de las aguas residuales ni pluviales, en la colonia Vicente Guerrero se detectan dos descargas de colectores que llegan al río, junto al puente de la Fábrica Barrón, en esta parte se encuentra una serie de descargas domiciliarias, las construcciones existentes en ese lugar se encuentran en el propio límite del cauce, por lo que no permitirán que pase un colector que capte sus aguas de desecho. La propia Fábrica Barrón vierte sus aguas utilizadas al río. Existe un canal en la parte alta de la subcuenca a través del cual se conduce agua proveniente de los manantiales de Santiago Tlazala y que tenían como finalidad dar servicio a la fábrica; en la actualidad recibe en su recorrido algunas descargas de drenaje de San Miguel Hila, Vicente Guerrero y otras poblaciones. Finalmente, las aguas re-

colectadas son derramadas al río. También se encuentran algunas descargas de Barrón y de la colonia Benito Juárez.

En la parte más baja de la subcuenca se encuentra la zona de San Idelfonso, en donde existen gran cantidad de descargas do miciliarias, en la margen izquierda se cuenta con dos tubos - de 30 y 45 cm. de diámetro, que sólo dan servicio a dos o - - tres manzanas en condiciones similares se tienen tubos en la margen derecha. La fábrica de textiles San Idelfonso tiene -- dos descargas de aguas residuales al río, además de colindar justamente con el límite del cauce.

Por lo que se refiere al río Xinté, es de los más contamina-- dos, sobre todo en su parte baja, en la parte alta sólo reci- be algunas descargas domiciliarias y la de un pequeño tramo - del colector de Santa Ana Jilotzingo. Cabe señalar que la zo- na de poblados comienza a cerrarse sobre algunos tramos de ca_u rretera. Dicho río recibe una serie de descargas domicilia- - rias procedentes de Barrón y Benito Juárez y de la Fábrica de la Colmena; se encuentran dos descargas del drenaje del Ba- - rrio Viejo de la Colmena y una de la Colonia Benito Juárez.

Sobre el arroyo el Negro afluente del Xinté, se encuentran al gunas descargas de las colonias Granjas Guadalupe y Francisco Sarabia, además están tendiendo nuevos tramos de colector de 61 cm. para descargar al mismo arroyo, procedentes de la zona de El Puerto, Granjas Guadalupe y la Colonia San Juan. Aguas

arriba de la Presa de Lara, sobre el arroyo el Negro casi en el límite de la cuenca, se localiza lo que puede ser un futuro fraccionamiento en donde existe el trazo de calles y guarniciones, probablemente estos terrenos pertenezcan a la Compañía CICSA. Un poco más al Poniente y aguas arriba, cercano al vaso de Rancho Viejo, se localiza el Fraccionamiento Condado de Sayavedra en proceso de urbanización abarcando un área considerable, tiene proyectado drenaje separado, dejando que las aguas pluviales drenen libremente por gravedad. Las aguas negras antes de descargar al río Xinté son tratadas (aún no está proyectada la planta de tratamiento).

La subcuenca del río Guadalupe o Arroyo el Muerto es la más pequeña y la que se encuentra más cerca al vaso, al Poniente y en la parte más alta se ubican parte de las colonias del Puerto y la Granjas Guadalupe, en donde se localizan dos colectores de importancia, uno de 91 cm. y otro de 61 cm., éste último se encuentra semidestruido por estar muy superficial; además se localizan algunas descargas domiciliarias que en general desaccargan al terreno, llegando en algunos casos al arroyo. En la parte del Sur del vaso y colindando con él, se encuentra el Fraccionamiento Campestre del Lago en vías de desarrollo, se trata de un fraccionamiento con club de golf y canchas deportivas, para el cual se tiene proyectado utilizar sus aguas residuales en el riego de los campos de golf, previo tratamiento.

Los fraccionamientos Lago de Guadalupe y Bosques del Lago en la actualidad cuentan sólo con una parte de drenaje construido; se informó que posteriormente piensan construir una planta de tratamiento de aguas negras para verter las aguas al lago posteriormente de un tratamiento primario.

Toda la información antes descrita queda resumida en las tablas que van del 2.2 al 2.7

II.3 MUESTREOS DEL AGUA

Para determinar la calidad y grado de contaminación del agua que llega por las corrientes principales a la Presa de Guadalupe, se llevaron a cabo cinco muestreos mensuales en las descargas al vaso de los ríos San Pedro, Monte Alto, Xinté y Guadalupe. Se seleccionaron lugares cercanos a la presa, así como también que tuvieran fácil acceso.

Los resultados obtenidos del análisis físico-químico y bacteriológico del río Guadalupe se muestran en la tabla 2.8, al final del capítulo.

T A B L A 2.1

C U E N C A	A R E A E N H A
Río san Pedro	3679.40
Río Chiquito	2373.20
Río Monte Alto	13905.10
Río Xinte	6758.60
Río Guadalupe	490.30
Fraccionamiento del vaso	418.60
Area propia de la presa (a la cota 2995 m.s.n.m.)	350.60
AREA TOTAL	27975.80

T A B L A 2.2

SUBCUENCA DEL RIO SAN PEDRO

Poblaciones, Fraccionamientos e Industrias en la Subcuenca y en sistema de drenaje.

N O M B R E	SISTEMA DE DRENAJE
Ejido Cahuacán	*
Cahuacán	Descarga fuera de la cuenca
Barrio Chapultepec	*
Barrio El Calvario	*
La Concepción	*
Colonia Lindavista	*
Colonia San Pablo de la Cruz	*
Progreso Industrial	Sanitario (una parte)
Colonia Chopo	Una parte
Fábrica de papel "El progreso industrial"	Tiene tres drenajes
Colonia El Parque Gloria	*
Villa Nicolás Romero (cabecera municipal)	Combinado (una parte)
Hidalgo	En proyecto (una parte)
Colonia Libertad	En proyecto (sanitario)
Santa Anita de la Bolsa	*

* No tiene

T A B L A 2.3

SUBCUENCA DEL RIO CHIQUITO

Poblaciones, Fraccionamientos en la subcuenca y su sistema de drenaje.

N O M B R E	Sistema de drenaje
Encarnación	*
Colonia El Tránsito	*
Colonia Miguel Hidalgo	Sanitario
Colonia Jardín Hidalgo	Sanitario
Fraccionamiento Los Manantiales	Combinado
Colonia Benito Juárez	Sanitario
Colonia Vicente Guerrero	*

* No tiene

T A B L A 2 . 4

SUBCUENCA DEL RIO MONTE ALTO

Poblaciones, Fraccionamientos e Industrias en la Subcuenca y su sistema de drenaje.

N O M B R E	Sistema de drenaje
Ranchería Las Palomas	*
Barrio Guadalupe	*
Barrio La Rosa	*
Barrio Aurora	*
Transfiguración	*
Santiago Tlazala	*
Las Mesas	*
Las Canoas	*
San Miguel Tecpan	*
Santa Ana Jilotzingo	*
Ejido Vicente Guerrero	*
Loma del Río	*
San Miguel Hila	*
Colonia Vicente Guerrero	Sanitario (en construcción)
Colonia Francisco I. Madero	En proyecto
Barrón	Sanitario (una parte)
Fábrica de Hilados y Tejidos "Barrón"	Sanitario
San Idelfonso	Sanitario (una parte)
Fábrica de Hilados y Tejidos "San Idelfonso"	Sanitario
San Idelfonso de la Paz	*
Vista Hermosa	Sanitario (una parte)
Fraccionamiento "El Globo"	Sanitario

* No tiene

T A B L A 2.5
SUBCUENCA DEL RIO XINTE

Poblaciones, Fraccionamientos e Industrias en la subcuenca y su sistema de drenaje.

N O M B R E	Sistema de drenaje
Santa María Mazatla	*
Espíritu Santo	*
San Nicolás Apaxco	*
El Llanero	*
San Miguel Tecpan	*
Rancho Viejo	*
Sayavedra	*
Colonia Francisco I. Madero	Sanitario (una parte)
Barrón	*
Bentio Juárez	*
Barrio Viejo de la Colmena	*
La Colmena	Sanitario
Fábrica de Tejidos "La Colmena"	Sanitario
San Juan Tlihuaca	Sanitario (en construcción)
Granjas Guadalupe	Sanitario (una parte)
Francisco Sarabia	Sanitario (una parte)
Campestre Liberación (El Puerto)	Sanitario (en construcción)

* No tiene

T A B L A 2.6

SUBCUENCA DEL RIO GUADALUPE

Poblaciones, Fraccionamientos e Industrias en la subcuenca y su sistema de drenaje.

N O M B R E	Sistema de drenaje
Campestre liberación	Sanitario (una parte)
Fraccionamiento Campestre del Lago	Separado (en construcción) existe el proyecto de una planta de tratamiento.

T A B L A 2.7

SUBCUENCA FRACCIONAMIENTO DEL VASO

Poblaciones, Fraccionamientos e Industrias en la subcuenca y su sistema de drenaje.

N O M B R E	Sistema de drenaje
Res.Camp. Club de Golf " Bosques del Lago "	Separado (en construcción)
Fraccionamiento Lago de Guadalupe	Separado
Fraccionamiento Bosques del Lago	Combinado (una parte)
Ixtacala	*
Emiliano Zapata	*
Colonia 3 de mayo	*

* No tiene

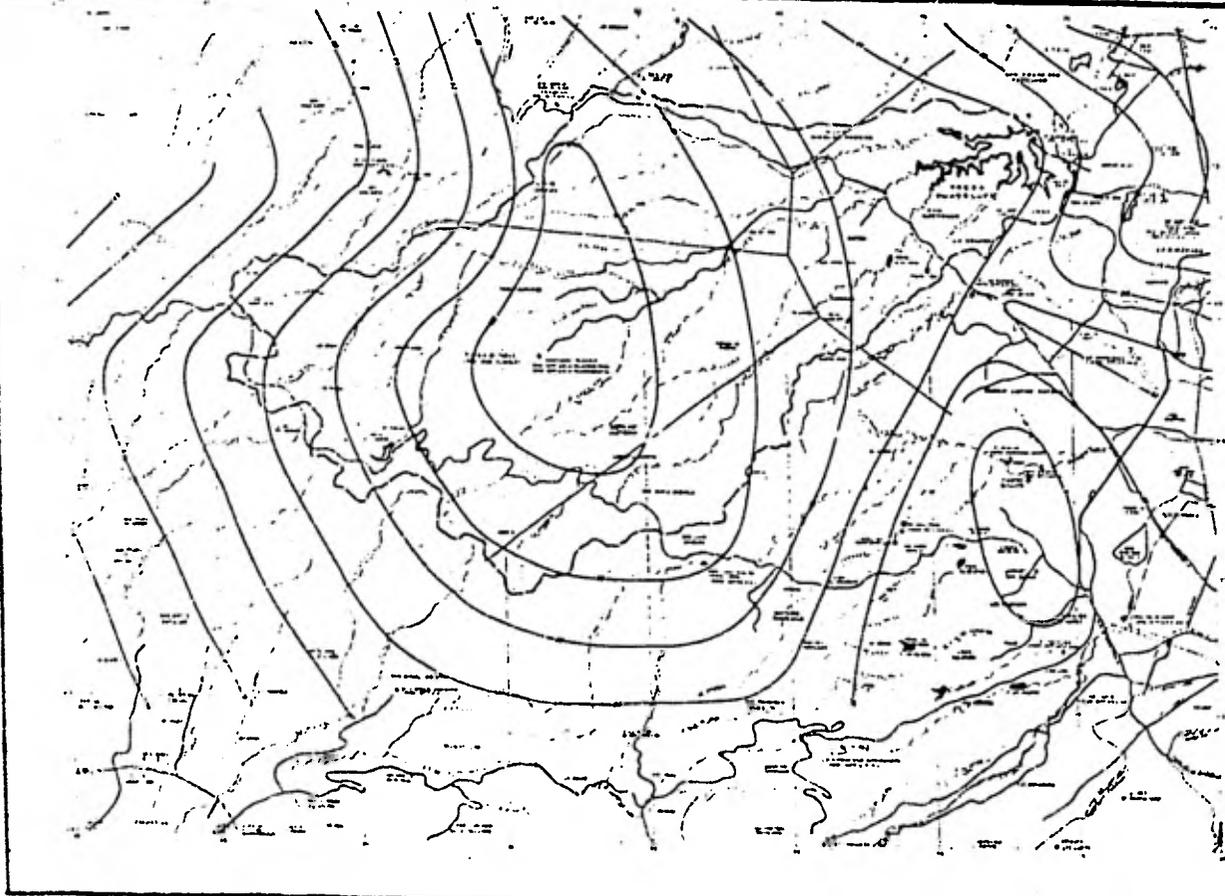
T A B L A 2.8

RESULTADOS DE LOS MUESTREOS DEL AGUA DE RIO DE GUADALUPE
 REPORTE DEL ANALISIS FISICO-QUIMICO
 DEL AGUA

DETERMINACIONES EN P.P.M.	En tér minos de	Fecha del análisis				
		8 de agosto	4 de Sept.	16 de Oct.	7 de Nov.	5 de Dic.
Nitrógeno amoniacal	N	2.8	0.45	0.3	9.0	20
Nitrógeno de los nitritos	N	0.38	0.5	0.01	0.33	0.1
Nitrógeno de los nitratos	N	1.8	2.5	0.2	0.4	0.2
Oxígeno consumido en medio ácido	O	0	0	0.14	0.16	0.015
Dureza total	CaCO ₃	184	304	292	200	200
Dureza temporal (carbonatos)	CaCO ₃	184	304	292	200	200
Dureza permanente No. carbonatos.	CaCO ₃	0	0	0	0	0
Alcalinidad total	CaCO ₃	304	367	400	424	440
Alcalinidad de carbonatos	CaCO ₃	0	0	0	0	0
Alcalinidad de bicarbonatos	CaCO ₃	304	367	400	424	440
Bióxido de carbono libre	CaCO ₃	3	13	40	42	13
Acidez total	CaCO ₃	0	0	0	0	0
Acidez mineral libre	CaCO ₃	0	0	0	0	0
Sílice	SiO ₂	30	40	40	30	30
Fierro	Fe	0	0.1	0.30	0.1	0.40
Manganeso	Mn	0	0	0	0.3	0.2
Cloro libre disponible		0	0	0	0	0
Cloro combinado disponible		80	76	108	80	100
Cloro residual total		80	76	108	80	100
Sólidos totales		428	492	706	548	691

CONTINUACION DE LA TABLA 2.8

DETERMINACIONES EN P.P.M.	En tér minos de	Fecha del análisis				
		8 de agosto	4 de Sept.	16 de Oct.	7 de Nov.	5 de Dic.
Sólidos disueltos		420	488	656	528	568
Sólidos en suspensión		8	4	30	20	123
P.H.		9.0	7.65	8.1	7.8	7.8
DETERMINACIONES ESPECIALES						
Conductividad	mhos	525	610	820	660	710
A B S	mg/l	5.2	1.8	2.41	2.1	3.1
Ind. Langelier a 20C		1.18	-0.67	0.93	0.55	0.19
Ind. Langelier a 50C		2.12	-1.21	1.47	1.11	0.73
D B O 5		128	125	147	130	203
D Q O		173	160	288	300	364
CATIONES COMO CaCO ₃						
Calcio	p.p.m	108	264	156	120	52
Magnesio	p.p.m	76	40	136	80	148
Sodio	p.p.m.		184.08	284.79	309.79	365.77
Cobre	p.p.m.	0.02	0.15	0.11	0.01	0.13
Aluminio	p.p.m.	0	0	0	0	0
Potasio	p.p.m.	15.27	17.39	19.5	36.65	31.94
Litio	p.p.m.	0	0.0	0.0	0	0
Boro	p.p.m.	0	0.06	0.38	0	0.95
Cromo ⁺⁶	p.p.m.	0	0			0



CRONOLOGIA DE LA OBRA

SÍMBOLOS CONVENCIONALES

[Symbol]	Calle
[Symbol]	Calle principal
[Symbol]	Calle secundaria
[Symbol]	Calle terciaria
[Symbol]	Calle cuaternaria
[Symbol]	Calle quinary
[Symbol]	Calle sextaria
[Symbol]	Calle septaria
[Symbol]	Calle octaria
[Symbol]	Calle nonaria
[Symbol]	Calle decaria
[Symbol]	Calle undecaria
[Symbol]	Calle duodecaria
[Symbol]	Calle tredecaria
[Symbol]	Calle catorcena
[Symbol]	Calle quincecena
[Symbol]	Calle dieciseiscena
[Symbol]	Calle diecisietecena
[Symbol]	Calle dieciochecena
[Symbol]	Calle diecinuevecena
[Symbol]	Calle vigintecena
[Symbol]	Calle viginticena
[Symbol]	Calle trigesima
[Symbol]	Calle trigésima
[Symbol]	Calle cuadragésima
[Symbol]	Calle quinquagésima
[Symbol]	Calle sexagesima
[Symbol]	Calle septuagésima
[Symbol]	Calle octogésima
[Symbol]	Calle nonagésima
[Symbol]	Calle centésima
[Symbol]	Calle centésima y uno
[Symbol]	Calle centésima y dos
[Symbol]	Calle centésima y tres
[Symbol]	Calle centésima y cuatro
[Symbol]	Calle centésima y cinco
[Symbol]	Calle centésima y seis
[Symbol]	Calle centésima y siete
[Symbol]	Calle centésima y ocho
[Symbol]	Calle centésima y nueve
[Symbol]	Calle centésima y diez
[Symbol]	Calle centésima y once
[Symbol]	Calle centésima y doce
[Symbol]	Calle centésima y trece
[Symbol]	Calle centésima y catorce
[Symbol]	Calle centésima y quince
[Symbol]	Calle centésima y dieciséis
[Symbol]	Calle centésima y diecisiete
[Symbol]	Calle centésima y dieciocho
[Symbol]	Calle centésima y diecinueve
[Symbol]	Calle centésima y veinte
[Symbol]	Calle centésima y veintiuno
[Symbol]	Calle centésima y veintidós
[Symbol]	Calle centésima y veintitrés
[Symbol]	Calle centésima y veinticuatro
[Symbol]	Calle centésima y veinticinco
[Symbol]	Calle centésima y veintiseis
[Symbol]	Calle centésima y veintisiete
[Symbol]	Calle centésima y veintiocho
[Symbol]	Calle centésima y veininueve
[Symbol]	Calle centésima y treinta
[Symbol]	Calle centésima y treinta y uno
[Symbol]	Calle centésima y treinta y dos
[Symbol]	Calle centésima y treinta y tres
[Symbol]	Calle centésima y treinta y cuatro
[Symbol]	Calle centésima y treinta y cinco
[Symbol]	Calle centésima y treinta y seis
[Symbol]	Calle centésima y treinta y siete
[Symbol]	Calle centésima y treinta y ocho
[Symbol]	Calle centésima y treinta y nueve
[Symbol]	Calle centésima y cuarenta
[Symbol]	Calle centésima y cuarenta y uno
[Symbol]	Calle centésima y cuarenta y dos
[Symbol]	Calle centésima y cuarenta y tres
[Symbol]	Calle centésima y cuarenta y cuatro
[Symbol]	Calle centésima y cuarenta y cinco
[Symbol]	Calle centésima y cuarenta y seis
[Symbol]	Calle centésima y cuarenta y siete
[Symbol]	Calle centésima y cuarenta y ocho
[Symbol]	Calle centésima y cuarenta y nueve
[Symbol]	Calle centésima y cincuenta
[Symbol]	Calle centésima y cincuenta y uno
[Symbol]	Calle centésima y cincuenta y dos
[Symbol]	Calle centésima y cincuenta y tres
[Symbol]	Calle centésima y cincuenta y cuatro
[Symbol]	Calle centésima y cincuenta y cinco
[Symbol]	Calle centésima y cincuenta y seis
[Symbol]	Calle centésima y cincuenta y siete
[Symbol]	Calle centésima y cincuenta y ocho
[Symbol]	Calle centésima y cincuenta y nueve
[Symbol]	Calle centésima y sesenta
[Symbol]	Calle centésima y sesenta y uno
[Symbol]	Calle centésima y sesenta y dos
[Symbol]	Calle centésima y sesenta y tres
[Symbol]	Calle centésima y sesenta y cuatro
[Symbol]	Calle centésima y sesenta y cinco
[Symbol]	Calle centésima y sesenta y seis
[Symbol]	Calle centésima y sesenta y siete
[Symbol]	Calle centésima y sesenta y ocho
[Symbol]	Calle centésima y sesenta y nueve
[Symbol]	Calle centésima y setenta
[Symbol]	Calle centésima y setenta y uno
[Symbol]	Calle centésima y setenta y dos
[Symbol]	Calle centésima y setenta y tres
[Symbol]	Calle centésima y setenta y cuatro
[Symbol]	Calle centésima y setenta y cinco
[Symbol]	Calle centésima y setenta y seis
[Symbol]	Calle centésima y setenta y siete
[Symbol]	Calle centésima y setenta y ocho
[Symbol]	Calle centésima y setenta y nueve
[Symbol]	Calle centésima y ochenta
[Symbol]	Calle centésima y ochenta y uno
[Symbol]	Calle centésima y ochenta y dos
[Symbol]	Calle centésima y ochenta y tres
[Symbol]	Calle centésima y ochenta y cuatro
[Symbol]	Calle centésima y ochenta y cinco
[Symbol]	Calle centésima y ochenta y seis
[Symbol]	Calle centésima y ochenta y siete
[Symbol]	Calle centésima y ochenta y ocho
[Symbol]	Calle centésima y ochenta y nueve
[Symbol]	Calle centésima y noventa
[Symbol]	Calle centésima y noventa y uno
[Symbol]	Calle centésima y noventa y dos
[Symbol]	Calle centésima y noventa y tres
[Symbol]	Calle centésima y noventa y cuatro
[Symbol]	Calle centésima y noventa y cinco
[Symbol]	Calle centésima y noventa y seis
[Symbol]	Calle centésima y noventa y siete
[Symbol]	Calle centésima y noventa y ocho
[Symbol]	Calle centésima y noventa y nueve
[Symbol]	Calle centésima y cien

UNAM FACULTAD DE INGENIERIA
 CUENCA DE LA PRESA DE GUADALUPE
 MEXICO D.F. PLANO Nº 2
 1981

III. TRABAJOS TOPOGRAFICOS

El trabajo aquí desarrollado ha sido enfocado para llevar a cabo el proyecto ejecutivo de la red primaria de colectores, del área cercana al vaso de la Presa de Guadalupe, se observó la necesidad de realizar levantamientos topográficos sobre los ejes de las conducciones de proyecto, porque la información topográfica más completa con que se cuenta es la del levantamiento aerofotogramétrico de la Comisión de Aguas del Valle de México de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, la cuál esta realizada a una escala de 1:10000 con curvas de nivel a cada 5 m y en esta zona el terreno es muy accidentado, por lo que se requiere una información mas detallada.

Previendo que las descargas de aguas negras no lleguen a las corrientes naturales y por medio de éstas al vaso de la Presa, se propone el diseño de colectores en las márgenes de las mismas, para interceptar los escurrimientos y llevarlos a los sitios de eliminación sin causar la contaminación de la presa.

Los planos de la Comisión de Aguas del Valle de México se ampliaron a escala 1:5000 para poder definir los trazos de los colectores, en los planos se realizó un trazo preliminar de los conductos, tratando de obtener las pendientes convenientes y el mejor servicio de drenaje, los diseños preliminares se revisaron en el sitio, siguiendo los recorridos propuestos y determinando la presencia de interferencia con sus consiguientes modificaciones. Ya que en ciertas zonas no había pasos --

obligados se levantaron secciones transversales para permitir un mejor ajuste de los proyectos de gabinete.

En la secuencia del río Guadalupe y en los fraccionamientos -- del vaso, no se efectuaron levantamientos topográficos, en la primera porque, en la zona pegada al río no existe urbaniza--- ción actual, además de no estar encañonada la corriente y en los segundos ya se tienen sistemas de drenaje. En el resto de las subcuencas se trazaron las poligonales para la zona de construcción de los colectores inmediata. Los trabajos topográficos que se llevaron a cabo se mencionan a continuación.

III.1 CONTROL ALTIMETRICO

Se llevó a cabo por medio de una nivelación diferencial de ida y vuelta, se pasó a la zona en estudio el control altimétrico del Banco de Nivel de la Comisión de Aguas del Valle de México BN-D.2-21, ubicado sobre una placa metálica empotrada en el muro de la entrada a la planta termoeléctrica de Lechería, con altitud 2253.532 msnm. Con esta elevación se partió llevando la nivelación hasta la carretera Atizapan -Villa del Carbón, en donde en cada uno de los puentes de cruce de los ríos San Pedro, Chiquito, Monte Alto y Xinté se establecieron nuevos bancos de nivel, para de ahí propagar las cotas a las poligonales sobre el trazo de proyecto de los colectores. La nivelación tu vo un recorrido de 35.4 Km.

III.2 TRAZO DE POLIGONALES

Por los posibles ejes de los conductos fijados en el diseño pre liminar de colectores, se trazaron poligonales cerradas y abier

tas . Teniendo las poligonales en ambas márgenes se cerraron en los puntos de cruce de los conductos; esto se hizo así debido a que en algunos tramos los ríos se encuentran invadidos por construcciones o existen cortes muy fuertes que no permiten el paso de los conductos. En otros casos se trazaron poligonales abiertas para tomar en cuenta colectores sobre afluentes de los ríos.

En las subcuencias de los ríos San Pedro, Chiquito, Monte Alto y Xinté se trazaron 42 Km de poligonales, en los cuales se colocó un monumento cada 1000 m en dos vértices consecutivas - para poder restituir su trazo; en total se colocaron 84 monumentos.

Las poligonales se estacaron cada 50 m para apoyar su nivelación, así como el trazo de las secciones transversales.

Con los datos obtenidos en campo se alimentó un programa de computadora, previamente implementado en una máquina Hewlett Packard 9830 A, para conocer el error en el cierre final y en caso de estar dentro de la tolerancia hacer la compensación - de dicho error, para de ahí determinar las coordenadas de cada vértice partiendo de las de un punto conocido.

III.3. NIVELACION DE POLIGONALES Y SECCIONAMIENTO

La nivelación se llevó a cabo por todos los vértices y estacas a cada 50 m, para poder formar los perfiles para el proyecto de los colectores.

A cada 4 Km de poligonal, se establecieron bancos de nivel en nommentos que previamente se colocaron en el recorrido de las poligonales.

III.4 ORIENTACIONES Y COORDENADAS

Con objeto de fijar lo más posible el trazo de las poligonales se orientaron 8 lados de ellas y se trazó una poligonal-auxiliar de dos vértices de la triangulación existente de la Comisión de Aguas del Valle de México para fijar a ese sistema coordinado todos los vértices de las poligonales levantadas. Para cada uno de los 4 ríos se orientaron dos lados de sus poligonales.

III.5 LEVANTAMIENTO DE CRUCES

A causa de interferencias que se presentaron para el paso de colectores en algunos tramos de los márgenes de los ríos, fue necesario cruzarlos hacia el margen opuesto, por lo cual dentro de los trabajos topográficos se efectuaron los levantamientos de las secciones de cruce, además se realizaron los levantamientos detallados de 9 fuentes existentes, con objeto de utilizarlos como apoyo para las tuberías.

IV . CONDICIONES DE URBANIZACION ACTUAL Y FUTURA

De acuerdo a la información con que se cuenta, se efectuó la determinación de los diferentes tipos de áreas de urbanización y del número de habitantes en la zona en estudio, tanto para las condiciones actuales como para las futuras al año - 2000. Ya que lo que se pretende con este estudio, es evitar la contaminación del vaso de la Presa de Guadalupe y de acuerdo a lo expuesto en el capítulo II, prácticamente toda la población de la cuenca se encuentra en las cercanías a dicho vaso y sobre el camino de Atizapán a Villa del Carbón, por tal motivo el trabajo desarrollado aquí se enfocó hacia esa zona. El resto de la cuenca está compuesto por pequeños poblados que en su mayoría no cuentan, con sistemas de drenaje.

La zona poblada, de acuerdo a su tendencia de crecimiento se limitó por el vaso de la presa, el parteaguas de su cuenca y al Poniente por la línea de energía eléctrica que cruza la cuenca en dirección Noroeste-Sureste.

IV. 1 CONDICION ACTUAL

De acuerdo a los planos de la Dirección de Estudios del territorio Nacional y los de la Comisión de Aguas del Valle de México de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos los cuales presentan las áreas urbanas y los poblados que intervienen en el estudio, se delimitan tres tipos de áreas: urbana, de expansión y no urbanas, de acuerdo a los recorridos realizados por la zona se modificaron los planos antes men--

cionados, señalando las ampliaciones y marcando los nuevos fraccionamientos.

Para cada una de las subcuencas principales de drenaje, se obtuvieron los valores de las diferentes áreas, los cuales se presentan en la tabla 4.1.

Considerando densidades de población de 120 a 60 habitantes por hectárea para las áreas urbanas y de expansión respectivamente, dado que por tratarse de poblaciones antiguas y suburbanas no se encuentran densamente pobladas, se tiene que el número de habitantes actual es de 142000 aproximadamente.

IV. 2 CONDICION FUTURA, AÑO 2000

La mancha urbana para el año 2000, se definió de los estudios realizados por la Comisión de Aguas del Valle de México de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. Se separamos en los tres tipos de áreas, de acuerdo al crecimiento de la urbanización.

Como se mencionó anteriormente, la zona que se encuentra junto al camino Atizapán- Villa del Carbón, en la parte posterior del vaso de la presa, es la que prácticamente dará todo el crecimiento futuro, dado que se unirá al Area Metropolitana de la Ciudad de México.

Tomando conservadoramente densidades de población al año 2000, de 150 habitantes por hectárea para áreas urbanas y 75 habi--

tantes por hectárea para áreas en expansión, se tendrá una población de 640,000 habitantes, más de 4 veces la actual. De lo anterior se vió la necesidad de efectuar una determinación de áreas urbanas y densidades de población más detallada.

Para llevar a cabo este nuevo cálculo se dividieron las áreas urbanas en cuatro tipos: fraccionamientos populares, fraccionamientos campestres, poblados tipo A y poblados tipo B. Además se tomaron las zonas no urbanas como zonas verdes.

Los fraccionamientos populares se consideran todos aquellos nuevos o de recientes construcción con fines completamente habitacionales y lotes menores de 200 m^2 . Los fraccionamientos campestres, son los que se encuentran cerca del vaso, con lotes mayores de 200 m^2 y con algunos fines recreativos.

Los poblados tipo A, se toman las poblaciones antiguas, con lotes que comprenden 200 a 600 m^2 , con asentamientos más o menos ordenados; además dentro de este tipo se consideraron, las zonas adyacentes a las poblaciones que en la actualidad son áreas de expansión. Para los poblados tipo B se consideraron las áreas de expansión futura de los poblados actuales, en donde por la topografía tan accidentada de la zona los asentamientos no serán muy densos.

El área restante se tomo como zona verde, incluyendo los lugares en que la topografía no permite ninguna urbanización.

En la tabla 4.2 se encuentran los valores de las áreas antes mencionadas, dicha tabla se refiere a la zona que se señaló como la de mayor crecimiento.

Para obtener las densidades de población para las nuevas con sideraciones, se realizaron muestreos de las áreas habitadas, efectuando encuestas para conocer el número de personas por familia o lote. El cálculo se realizó en la forma siguiente.

- a) Para los fraccionamientos populares se tomó una muestra - del Fraccionamiento Los Manantiales con un área de 4 héc tareas en la cual se ubicaron 152 lotes de dimensiones -- 15 x 10 m aproximadamente, de lo cual se obtuvo 38 lotes- por héctaarea; con familias en promedio de 5.25 personas , dando una densidad del orden de 200 habitantes por hécta- rea.

- b) El Fraccionamiento Condado de Sayavedra que se construíra proxíamente, se tomó como representativo de los fraccio- namientos campestres. Para tomar en cuenta las vialidades se tomaron dos muestras, las cuales comprenden 32 y 46 lo tes con superficie en promedio de 680 m^2 , dando un prom- edio de 7 habitantes, con lo que se obtuvo una densidad - aproximadamente de 70 habitantes por héctaarea.

- c) Para los poblados que se consideran de Tipo A se tomaron dos muestras en Villa Nicolás Romero, en donde se deter- minaron las superficies de los lotes, encontrándose que

varían entre 200 y 600 m² por lo que se puede aceptar un promedio de 400 m². Se observó que las vialidades cubren aproximadamente el 20% del área, por lo que en una hectárea la componen 20 lotes. En lo que se refiere a las familias se encontró una variación entre 5 y 10 gentes por lo que al tomarse nuevamente un promedio resultó una densidad de 150 habitantes por hectárea.

d) Tomando tres muestras al azar de los planos de la Comisión de Aguas del Valle de México, de zonas aledañas a los núcleos principales de población como son Villa Nicolás Romero y la Colonia Benito Juárez, se obtuvieron 72, 13 y 46 construcciones en superficies de 9, 2 y 9 hectáreas respectivamente. Observando lo accidentado del terreno en donde se encuentran estos asentamientos, se estimó que el incremento mayor será de 1.5% el asentamiento actual, con familias que están compuestas por 8 personas, resultando con lo anterior una densidad de población de 80 habitantes por hectárea para los poblados de tipo B.

Con los resultados del análisis anterior se efectuó una nueva estimación de la población que se asentará hasta el límite hasta donde se puede llevar a cabo la urbanización estimado para el año 2000, se piensa que la urbanización podrá llegar al límite de la línea de energía eléctrica, resultando una población aproximada de 435,000 habitantes, la cual se considera aceptable.

T A B L A 4.1

CLASIFICACION DE AREAS ACTUALES

SUBCUNCA	AREAS EN HECTAREAS			
	URBANA	DE EXPANSION	NO URBANA	TOTAL
Río san Pedro	22.7	441.4	3215.3	3679.4
Río Chiquito	46.9	159.9	2166.4	2373.2
Río Monte Alto		465.3	13439.8	13905.1
Río Xinté		508.5	6250.1	6758.6
Río Guadalupe		54.3	436.0	490.3
Fraccionamientos del vaso	301.1			
Area propia del Lago (a la cota 2995 msnm).			350.6	350.6
S U M A S	370.7	1626.4	25975.7	27975.8

CLASIFICACION DETALLADA DE LAS AREAS PARA EL FUTURO (AÑOS 2000)

SUBCUENCA	A R E A S E N H E C T A R E A S					
	FRACCIONAMIENTOS POPULARES	FRACCIONAMIENTOS CAMPRESTRES	POBLADO TIPO A	POBLADO TIPO B	ZONA VERDE	T O T A L
Río San Pedro	1.0		131.6	1301.0	552.0	1985.6
Río Chiquito	8.9	49.5	294.4	458.1	470.8	1281.7
Río Monte Alto	47.6	5.5	122.7	314.9	33.1	523.8
Río Xinté		251.2	329.2	544.8	726.7	1851.9
Río Guadalupe		119.5	69.4	211.0	47.4	447.3
Fraccionamiento del vaso		361.1			51.6	412.7
Area propia del La go (a la cota 2995 msnm).					350.6	350.6
S U M A S	57.5	786.8	947.3	2829.8	2232.2	6853.6

V.-GASTO DE DISEÑO

De acuerdo a las áreas futuras de proyecto. se efectuó un análisis hidrológico para conocer la intensidad de la lluvia respecto a su distribución, duración y frecuencia en la cuenca - en estudio además, apoyándose en el Método de Harmon se determinaron los gastos de aguas negras, a los que se les integró los escurrimientos provenientes de la lluvia en las construcciones para obtener los gastos de proyecto.

V.- ANALISIS HIDROLOGICO

Para la realización de este estudio se recabó la información de 23 estaciones con pluviómetro y 5 con pluviógrafo, en la - tabla 5.1 se presentan los nombres de las estaciones y los períodos de registro de los pluviómetros y pluviógrafos.

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

De acuerdo a la información anteriormente descrita, se efectuó una transferencia de las condiciones climáticas de los -- pluviógrafos , deducidas de sus curvas de intensidad-duración -período de retorno, a la cuenca en estudio por medio de un factor de transporte, apoyado en un plano de isoyetas de precipitación con duración de 24 horas y período de retorno de 5 años. Lo anterior, incluyó un análisis estadístico de la llu-

via máxima anual, con duración de 24 horas, registrada en las estaciones climatológicas que cuentan con pluviómetro.

Con la información de la Comisión de Aguas del Valle de México de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, se analizaron las curvas de intensidades máximas maximorum para los 5 pluviógrafos que se encuentran en el área en estudio, para obtener las curvas de intensidad-duración-período de retorno de cada uno de ellos.

Se procesó, en base a una serie de máximos anuales los valores de las intensidades de lluvia, agrupados en duraciones representativas de intervalos de clasificación de 5, 10, 20, 30, 45, 60, 80, 100 y 120 minutos.

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

$$T_r = \frac{n+1}{m} \quad (a)$$

donde T_r período de retorno, en años
n número de años de registro
m número de orden

Con estos datos se dedujo para cada pluviógrafo a través de un análisis de correlación múltiple, una ecuación de la siguiente forma.

$$i = Ad^B T^C \quad (b)$$

siendo

i intensidad de lluvia en mm/hr

d duración de la lluvia, en minutos

T período de retorno, en años

A, B, C. parámetros que se valúan a través de un análisis de mínimos cuadrados.

El valor más probable de precipitación máxima anual en 24 horas, se aceptó como el obtenido mediante la siguiente expresión.

$$hp = hp_{ma} + \frac{1}{2} hp_d \quad (c)$$

donde

hp altura de precipitación máxima con duración de 24 horas, en mm.

hp_{ma} altura de precipitación máxima anual con duración de 24 horas, en mm.

hp_d altura de precipitación mayor diaria registrada un día antes o un día después de presentarse hp_{ma}, en mm.

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

$$hp = A + B (\log T)$$

donde

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

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

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

De acuerdo a lo anterior, se elaboró un plano de isoyetas de -
la región para alturas de lluvia de 24 horas y periodo de re--
torno de 5 años. Para integrar la información de las curvas de
intensidad-duración-periodo de retorno de cada área de drenaje,
se tomó en cuenta la influencia de cada pluviógrafo a través -
de un análisis de polígonos de Thiessen. En el plano 3 se pre-
sentan las isoyetas y los polígonos.

De esta forma para cada zona se dedujo un factor de ajuste pa-
ra cada pluviógrafo con influencia en ella, por lo que se obtu

vo la curva de intensidad-duración-periodo de retorno representativa de cada área.

Para cada uno de los pluviógrafos ubicados en cada zona se valió un factor de ajuste como:

$$F.A. = \frac{hpm}{hpj}$$

donde

F.A.j factor de ajuste para usar las curvas de intensidad-duración-periodo de retorno - del pluviógrafo j

hpm altura de precipitación media en la zona en estudio, para d=24 horas y T=5 años

hpj altura de lluvia en el pluviógrafo j, para d=24 horas y T=5 años

En la tabla 5.2 se resume el cálculo efectuado para la cuenca de drenaje, se anotan el nombre de las estaciones que intervienen, su área de influencia en porcentaje, la altura de precipitación media y la correspondiente a una duración de ajuste y los valores de A, B y C para las curvas de i - d - T de cada cuenca de drenaje se obtuvieron de

$$A = \frac{1}{100} \sum \% ATj \times F.A.j. \times Aj$$

$$B = \frac{1}{100} \sum \% ATj \times Bj$$

$$C = \frac{1}{100} \sum \% ATj \times Cj$$

iendo

ATj Porcentaje de Thiessen del área de influencia de la estación j.

-2 OBTENCIÓN DE LOS GASTOS DE PROYECTO

V-2.1 Ecuaciones utilizadas

Para calcular los gastos de aguas negras se aplicó el Método de Harmon, en la forma que a continuación se anota.

$$Q_{med} = \frac{Cr \times Dot \times Den \times A}{86\ 400}$$

donde

- Q_{med} es el gasto medio, en Its/seg
- Cr coeficiente de retorno de aguas negras
- Dot Dotación de agua potable, en Its/hab/año
- Den Densidad de población, en hab/ha
- A área de drenaje en ha

El gasto mínimo se tomó como

$$Q_{mín} = 0.5 Q_{med}$$

Para conocer el gasto máximo, se calculó el coeficiente de --

Harmon

$$M = 1 + \frac{14}{4 + p^{1/2}}$$

donde

- M Coeficiente de Harmon por variación de gasto máximo con relación al medio
- P Población servida, en miles de habitantes

Cuando el número de habitantes servidos excede a un valor de 182 250 se considera un valor fijo para M igual a 1.8, por lo que el gasto máximo quedará representado como

$$Q_{\text{máx}} = M Q_{\text{med}}$$

Para obtener el gasto de diseño, se aceptó que el sistema será semi-combinado, ya que a las descargas sanitarias domiciliarias hay que agregarle las aguas pluviales del predio, que en este tipo de asentamiento es común que se encuentren juntas.

De lo anterior, se propuso el cálculo de los gastos para el proyecto del sistema de drenaje en dos formas, primero considerando que

$$Q_{\text{dis}} = 2 \times Q_{\text{máx}}$$

donde

Q_{dis} Gasto de diseño en lts/seg

y por otra parte, al gasto medio se le incrementó el escurrimiento producido por la lluvia en las edificaciones de los lotes, para esto se usó la Fórmula Racional, en la siguiente forma

$$Q_{\text{dis}} = Q_{\text{med}} + \frac{C \times i \times A \times C_{\text{red}}}{0.360}$$

siendo

- C coeficiente de escurrimiento en edificaciones
- i intensidad de la lluvia, en mm/hr
- A área drenada, en Ha

Cred coeficiente de reducción por área

El coeficiente de reducción, reduce el área para tomar en cuenta únicamente las superficies correspondientes a las azoteas y patios de las construcciones.

De las dos formas de cálculo de los gastos de diseño se decidió tomar aquélla que proporcionara el gasto mayor.

V-2.2 Datos de proyecto

Las densidades de población que se tomaron en cuenta, fueron las definidas en el capítulo IV, que son las que a continuación se escriben

Fraccionamientos populares	200 hab/ha
Fraccionamientos campestres	70 hab/ha
Poblados tipo A	150 hab/ha
Poblados tipo B	80 hab/ha

Para el abastecimiento de agua potable se consideró la siguiente dotación para cada una de las poblaciones especificadas

Fraccionamientos populares	250 lts/hab/día
Fraccionamientos campestres	300 lts/hab/día
Poblados tipo A	250 lts/hab/día
Poblados tipo B	200 lts/hab/día

En todos los casos se aceptó un coeficiente de retorno de aguas negras de 0.75

El coeficiente de escurrimiento de la F6rmula Racional, correspondiente a superficies impermeables como son las azoteas y patios de cemento de las casas, se le dio un valor de 0.75. La intensidad de la lluvia se obtuvo de las curvas de intensidad-duraci6n-periodo de retorno, calculadas para la cuenca de la Presa de Guadalupe, tomando una duraci6n de 24 horas y un periodo de retorno de 1 a6o, con lo que se obtuvo una intensidad de 2.725 mm/hr.

Para determinar los coeficientes de reducci6n del 6rea drenada, se utilizaron las muestras analizadas en el c6culo de las densidades de poblaci6n y de los recorridos que se llevaron a cabo se definieron en 0.5 las partes con edificaciones y patios impermeables para los fraccionamientos populares, de 0.25 y 0.35 para fraccionamientos campestres y poblados del tipo A respectivamente. Para el otro tipo de poblados, como lo que se cuantific6 fueron edificaciones se tuvo directamente el 6rea buscada.

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores, los coeficientes por reducci6n de 6rea son los que a continuaci6n se muestran

Fraccionamientos populares	0.29
Fraccionamientos campestres	0.20
Poblados tipo A	0.24
Poblados tipo B	0.10

V-2.3 Cálculo del volumen de aguas negras producido y del volumen de agua escurrido.

De los registros que se tienen en las estaciones que cuentan con pluviógrafo se obtuvo la precipitación media mensual la cual se presenta en las tablas 5.3 a la 5.9, de acuerdo a esta información se conoció el volumen de agua escurrido para evaluar dicho volumen se utilizó la expresión

$$V \text{ escurrido} = A \times hpi \times C \times 10^3$$

siendo A área de influencia de la estación i con pluviógrafo, en Km²

hpi altura de precipitación en la estación i, en mm
C coeficiente de escurrimiento para áreas cubiertas y sin cubrir, de 0.4 y 0.1 respectivamente

V escurrido volumen escurrido en m³

Para conocer el volumen de aguas negras producido por la población actual, dependiendo de la dotación de agua con que cuentan, de la densidad de población y del área habitada se calculó dicho volumen con la expresión que a continuación se indica:

$$Van = \frac{(\text{Dot}) (\text{Den}) (\Lambda) (\text{Cred})}{1000} (30 \text{ días})$$

onde Van volumen de aguas negras en m³
Dot dotación de agua potable en lts/hab/día
Den densidad de población en hab/ha

A área de drenaje en ha

Cred coeficiente de reducción de agua potable al con-
vertirse en aguas negras 0.75

esta expresión proporciona el volumen de aguas negras produci-
do mensualmente, en la tabla que a continuación se presenta
se encuentra el cálculo del volumen de aguas negras produci-
do.

Tipo de área	Densidad de población en hab/ha	Area en ha	Dotación ac- tual lts/hab/día	Volumen de aguas negras en m ³
Urbana	120	370.7	100	100089
De expansión	60	1629.4	100	219969
S U M A				320058

En la gráfica 5.1 se observa el volumen de los escurrimientos
que ocurren mensualmente, así como el volumen de aguas negras
que se produce.

El volumen de agua escurrido al año es de

$$V_{\text{escurrido}} = 26\,183\,878 \text{ m}^3$$

y el volumen de aguas negras que se produce al año es

$$V_{\text{an}} = 3\,840\,696 \text{ m}^3$$

haciendo una relación entre dichos volúmenes se tiene

$$\frac{V_{\text{an}}}{V_{\text{escurrido}}} = 0.1467$$

es decir, el volumen de aguas negras producido anualmente re--
presenta el 14.67% del volumen de agua escurrido en el mismo -
intervalo de tiempo.

Para condiciones futuras se tendrá un volumen de aguas negras
como a continuación se muestra en la siguiente tabla. En el cál-
culo de dicho volumen se utilizó la misma expresión que para -
la condición actual

TIPO DE AREA URBANA	DENSIDAD DE POBLACION HAB/HA	AREA HA	DOTACION FU- TURA LTS/HAB/DIA	VOLUMEN DE AGUAS NEGRAS M ³
Fracc. populares	200	57.5	250	64687.5
Fracc. campes-- tres	70	786.8	300	371763
Poblados tipo A	150	947.3	250	799284.38
Poblados tipo B	80	2829.8	200	1018728
T O T A L				2254462.88

por lo que el volumen de aguas negras producida a futuro en -
un año es de

$$*V_{\text{anfuturo}} = 27\ 053\ 544\ \text{m}^3.$$

lo que representa una diferencia del 3.32 % del volumen de --
agua escurrido, siendo posible su desalojo y tratamiento para
poder preservar el agua de la Presa de Guadalupe.

V-2.4 Programa de computadora

Para facilitar los cálculos y resumir la información, se reali

zó un programa de computadora.

En la tabla 5.10, se da a manera de ejemplo los resultados de una corrida. En dicha tabla se anotan los nombres de la sub--cuenca, del colector del proyecto y el colector al que descargan; los datos de proyecto y para cada tramo de análisis, su longitud y los valores de los diferentes tipos de áreas, los propios y los acumulados hasta él . Si existe una conexión, se repite el número del tramo señalando que es una entrada lateral y se dan los datos acumulados del colector que se conecta.

Más adelante se presenta también para cada tramo la población propia , la acumulada, el coeficiente de Harmon, los gastos - medios, mínimos, máximos y de diseño, calculando este último como dos veces el máximo . Por último, para todos los tramos se anotan sus gastos de diseño obtenidos al agregar los escu--rrimientos pluviales al gasto medio de aguas negras y su rela--ción.

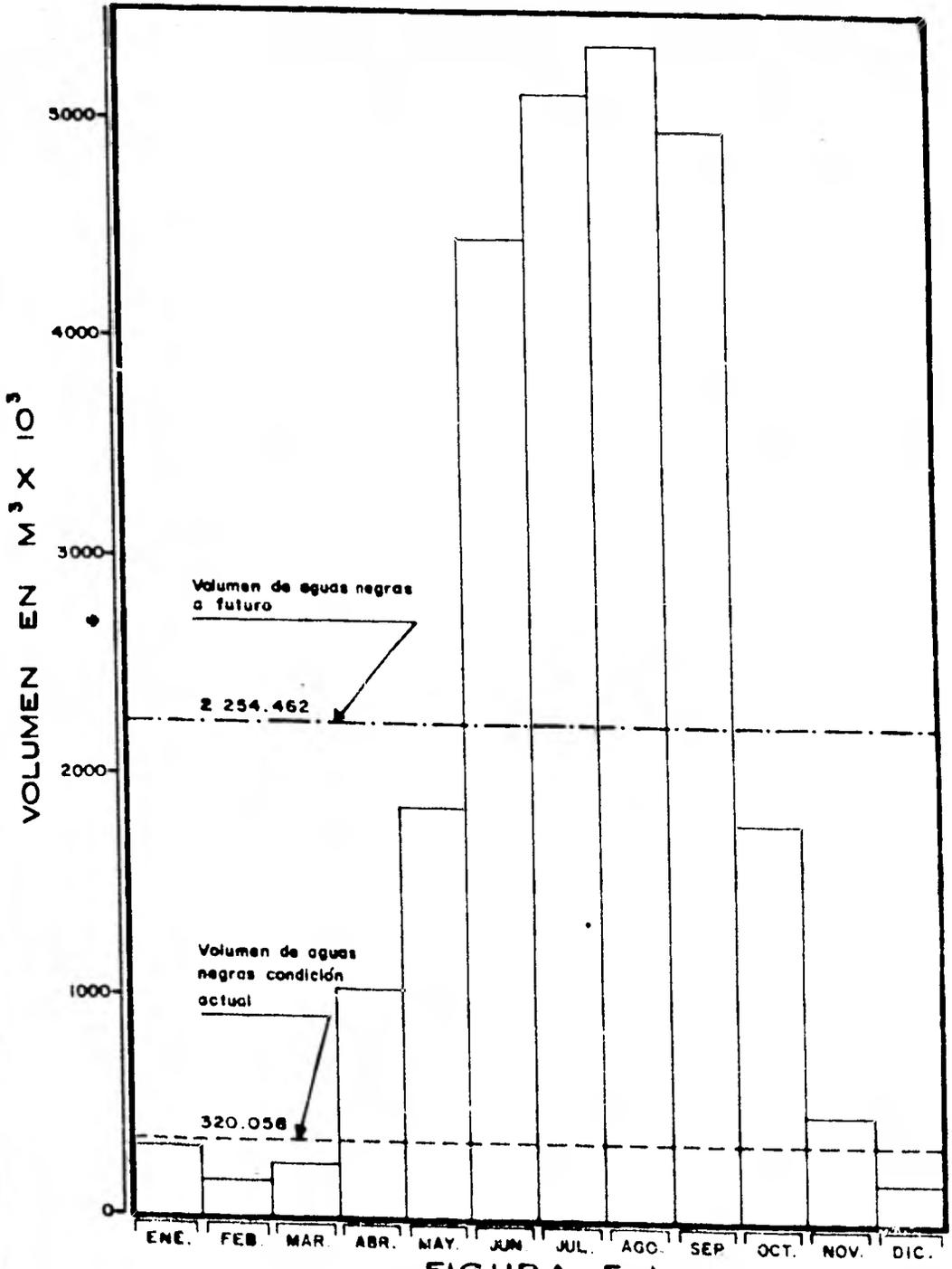


FIGURA 5.1

T A B L A 5.1

Estaciones climatológicas usadas en el análisis de precipitación

ESTACION	Pluviómetro	Periodo de Registro	Pluviógrafo	Periodo de Registro
Guadalupe	X	1950-1977	X	1959-1975
Concepción	X	1951-1977	X	1951-1975
Las Ayucan	X	1953-1977	X	1967-1975
Ma. Magdalena Cahua-	X	1961-1977	X	1968-1975
Go Tlazala	X	1961-1977	X	1964-1975
del Carbón	X	1926-1975		
a El Alemán	X	1967-1975		
Artín Chispo	X	1967-1975		
Las Ruinas	X	1970-1975		
María Nativitas	X	1965-1975		
ilco	X	1956-1975		
boledas	X	1969-1975		
Madín	X	1933-1960		
aya	X	1961-1975		
itre	X	1968-1975		
a	X	1960-1977		
Blanco	X	1949-1977		
ca	X	1964-1977		
co	X	1953-1975		
El Tigre	X	1954-1977		
dalena Chichicapa	X	1961-1977		
teo Teolcapan	X	1969-1977		
quel Minúapan	X	1956-1977		

T A B L A 5. 2

PRESA DE GUADALUPE

Ecuación de intensidad-duración-período de retorno.

ESTACION	$\% AT_j$	hpm mm	hpj mm	F .A. j.	Aj	Bj	C j
Presa Concepción	0.946	94.593	80.510	0.851	2.079	-0.006	0.003
Sta. Ma. Magdalena Cahuacán.	15.576	94.593	99.759	1.055	48.962	-0.096	0.031
Presa de Guadalupe	18.773	94.593	86.430	0.914	45.401	-0.118	0.057
Santiago Tlazala	52.272	94.593	104.872	1.109	169.436	-0.301	0.178
San Luis Ayunan	12.433	94.593	95.883	1.014	31.079	-0.076	0.044
					296.957	-0.596	0.313

- 55 -

$$i = 296.957 d^{-0.596} T^{0.313}$$

donde i intensidad de lluvia, en mm/hr
d duración de la lluvia, en
T período de retorno, en años

W

T A B L A 5.3

M E S	E S T A C I O N E S				
	Precipitación media mensual				
	Presa Concepción	San Agustín Ayucan	Sta.ma.Magdarena Cahuacán	Presa de Gpe.	Santiago Tlazala
Enero	12.745	11.552	11.6	11.716	12.96
Febrero	5.572	8.357	6.587	3.630	8.76
Marzo	9.652	15.062	14.5	12.96	13.246
Abril	31.912	34.476	53.34	27.823	51.54
Mayo	59.015	88.700	95.92	60.338	77.713
Junio	122.65	179.505	212.587	131.223	209.52
Julio	140.069	202.481	225.443	138.077	253.947
Agosto	115.123	201.633	222.457	129.146	280.84
Septiembre	117.062	206.490	223.371	123.8	248.373
Octubre	61.919	88.799	78.186	58.8	84.533
Noviembre	17.25	24.200	14.226	13.638	24.2
Diciembre	5.917	13.468	8.8	4.877	7.271
A n u a l	668.819	1121.342	1162.738	715.081	1281.85

Considerando un factor de escurrimiento de 0.4 en las áreas cubiertas y de 0.1 en aquellas sin cubrir se tendrá el siguiente escurrimiento mensual.

ESTACION	Area en Km ²	Mes	Precipitación en la estación i hpi en mm.	hpi x A en mm x Km ²	hírom en mm.	Volumen escurrido A x hpi x C en m ³ x 10 ³
Presa Concepción*	2.646	Enero	12.745	33.7233		3.372.33
San Luis Ayucan *	24.486	Enero	11.552	282.8623		28.28623
Sta. Ma. Magdalena						
Cahuacán *	32.781	Enero	11.6	380.2596		38.02596
Presa de Guadalupe*	22.855	Enero	11.716	267.7692		26.776.92
Presa de Guadalupe**	14.7	Enero	11.716	172.2252		68.890.08
Santiago Tlazala*	107.982	Enero	12.96	1399.4467		139.94467
	205.45			2563.2863	12.3450	305.2962
Presa Concepción	2.646	Febrero	5.572	14.744		1.4744
San Luis Ayucan	24.486	Febrero	8.357	204.630		20.4630
Sta. Ma. Magdalena						
Cahuacán.	32.781	Febrero	6.587	215.928		21.5928
Presa de Guadalupe	22.855	Febrero	3.630	82.9637		8.29637
Presa de Guadalupe	14.7	Febrero	3.630	53.361		21.3444
Santiago Tlazala	107.982	Febrero	8.76	945.922		94.5922
	205.45			1517.549	7.386	167.76317

* Coeficiente igual a 0.1

** Coeficiente igual a 0.4

Estos coeficientes son iguales en todos los meses

T A B L A 5.5

ESTACION	Area en Km ²	M e s	Precipitación en la estación i hpi en mm.	hpi x A en mm x Km ²	hprom en mm.	Volumen escurrido $\sum hpi \times A$ Coef. en m ³ x 10 ³
Presa Concepción	2.646	Marzo	9.652	25.539		2.5539
San Luis Ayucán	24.486	Marzo	15.062	368.808		36.8808
Sta. Ma. Magdalena Cahuacan.	32.781	Marzo	14.5	475.325		47.5325
Presa de Guadalupe	22.855	Marzo	12.960	296.2008		29.62008
Presa de Guadalupe	14.7	Marzo	12.960	190.5120		76.2048
Santiago Tlazala	107.982	Marzo	13.246	1430.330		143.033
	205.45			2786.715	13.564	335.8251
Presa Concepción	2.646	Abril	31.912	84.439		8.4439
San Luis Ayucán	24.486	Abril	34.476	844.179		84.4179
Sta. Ma. Magdalena Cahuacán	32.781	Abril	53.34	1748.539		174.8539
Presa de Guadalupe	22.855	Abril	27.823	635.8947		63.58947
Presa de Guadalupe	14.7	Abril	27.823	408.9981		163.59924
Santiago Tlazala	107.982	Abril	51.54	5565.392		556.5392
	205.45			9287.442	45.205	1051.4436

E S T A C I O N	Area en Km ²	M e s	Precipitación en la estación i hpi en mm.	hpi x A en en mm x Km ²	hprcm en mm	Volumen escurrido do A x hpi x Cost en m ³ x 10 ³
Presa Concepción	2.646	Mayo	59.015	156.154		15.6154
San Luis Ayucan	24.486	Mayo	88.7	2171.908		217.1908
Sta. Ma. Magdalena Ca-- huacán.	32.781	Mayo	95.92	3144.354		314.4354
Presa de Guadalupe	22.855	Mayo	60.338	1379.025		137.9025
Presa de Guadalupe	14.7	Mayo	60.338	886.9686		354.7874
Santiago Tlazala	107.982	Mayo	77.713	8391.605		839.1605
	205.45			16130.013	78.511	1879.092
						59
Presa Concepción	2.646	Junio	122.65	324.532		32.4532
San Luis Ayucan	24.486	Junio	179.505	4395.359		439.5359
Sta. Ma. Magdalena Ca huacán.	32.781	Junio	212.587	6968.814		696.8814
Presa de Guadalupe	22.855	Junio	131.223	2999.1017		299.91017
Presa de Guadalupe	14.7	Junio	131.223	1928.9781		771.5912
Santiago Tlazala	107.982	Junio	209.52	22624.389		2262.4389
	205.45			39241.174	191.001	4502.8108

T A B L A 5.7

ESTACION	Área en Km ²	M e s	Precipitación i hpi en mm	hpi x Área en mm x Km ²	hprom en mm	Vol. escurrido x C. en m ³ x10 ³ .
Presa Concepción	2.646	julio	140.069	370.623		37.0623
San Luis Ayucan	24.486	julio	202.481	4957.950		495.7950
Sta. Ma. Magdalena Cahuacán	32.781	julio	225.443	7390.247		739.0247
Presa de Guadalupe	22.855	julio	138.077	3155.7498		315.57498
Presa de Guadalupe	14.7	julio	138.077	2029.7319		811.89276
Santiago Tlazala	107.982	julio	253.947	27421.705		2742.1705
	205.45			45146.007	219.742	5141.52024
Presa Concepción	2.646	agosto	115.123	304.615		30.4615
San Luis Ayucan	24.486	agosto	201.633	4937.186		493.7186
Sta. Ma. Magdalena Cahuacán	32.781	agosto	222.457	7292.363		729.2363
Presa de Guadalupe	22.855	agosto	129.146	2951.6318		295.16318
Presa de Guadalupe	14.7	agosto	129.146	1898.4462		759.37846
Santiago Tlazala	107.982	agosto	280.84	30325.665		3032.5665
	205.45			47709.907	232.221	

T A B L A 5.8

E S T A C I O N	Area en Km ²	M E S	Precipita- ción i hpl en mm	hpl x A en mm x Km ²	hprom en mm	Vol. escurri- do x C en - m ³ x 10 ³ .
Presa Concepción	2.646	septiembre	117.062	309.746		30.9746
San Luis Ayucan	24.486	septiembre	206.490	5056.114		505.6114
Sta. Ma. Magdalena Cahuacán	32.781	septiembre	223.371	7322.325		732.2325
Presa de Guadalupe	22.855	septiembre	123.8	2929.449		282.9449
Presa de Guadalupe	14.7	septiembre	123.8	1819.860		727.944
Santiago Tlazala	107.982	septiembre	248.373	26819.813		2681.9813
	205.45			44157.307	214.307	4961.6887
Presa Concepción	2.646	octubre	61.919	163.838		16.3838
San Luis Ayucan	24.486	octubre	88.799	2174.332		217.4332
Sta. Ma. Magdalena Cahuacán	32.781	octubre	78.186	2563.015		256.3015
Presa de Guadalupe	22.855	octubre	58.8	1343.874		134.3874
Presa de Guadalupe	14.7	octubre	58.8	864.36		345.744
Santiago Tlazala	107.982	octubre	84.533	9128.042		912.8042
	205.45			16237.461		1833.0541

T A B L A 5.9

ESTACION	Area en Km ²	M e s	Precipitación en la estación i hpl en mm	hpl x A en mm x Km ²	hgram en mm	Vol. escurrido x C en m ³ x 10 ³ .
Presa Concepción	2.646	noviembre	17.25	45.644		4.5644
San Luis Ayucan	24.486	noviembre	24.2	592.561		59.2561
Sta. Ma. Magdalena Cahuacán	32.781	noviembre	14.226	466.343		46.6343
Presa de Guadalupe	22.855	noviembre	13.638	311.6965		31.16965
Presa de Guadalupe	14.7	noviembre	13.638	200.4786		80.19144
Santiago Tlazala	107.982	noviembre	24.2	2613.164		261.3164
	205.45			4229.887	20.588	483.13229
Presa Concepción	2.646	diciembre	5.917	15.656		1.5656
San Luis Ayucan	24.486	diciembre	13.468	329.777		32.9777
Sta. Ma. Magdalena Cahuacán	32.781	diciembre	8.8	288.473		28.8473
Presa de Guadalupe	22.855	diciembre	4.877	111.46384		11.146384
Presa de Guadalupe	14.7	diciembre	4.877	71.6919		28.67676
Santiago Tlazala	107.982	diciembre	7.271	785.137		78.5137
	205.45			1602.199	7.798	181.72744

- 62 -

T A B L A 5.10

PFESA DE GUADALUPE

Subcuenca Río Chiquito Colector Chiquito

Descarga a colector Monte Alto

DATOS DE PROYECTO

	Fracc. P.	Fracc. C.	Pob. A	Pob. B
Densidad (hab/ha)	200	70	150	80
Dotación (lts/hab/dfa)	250	300	250	200
Coefficiente de reducción de A.N.	0.75	0.75	0.75	0.75
Coefficiente de reducción de área	0.29	0.20	0.24	0.10

AREAS DE PROYECTO

Tramo	Long.	AFP	AFC	APA	APB	AV
1	500	0.00	0.00	0.00	1.20	41.20
2	500	0.00	0.00	0.00	3.25	19.00
3	500	0.00	0.00	0.00	6.90	24.30
4	500	0.00	0.00	0.00	5.70	8.80
5	500	0.00	0.00	0.00	9.60	0.00
6	500	0.00	0.00	0.00	24.80	0.00
LAT 6	2400	0.00	0.00	0.00	89.20	167.00
7	500	0.00	0.00	0.00	10.70	0.00
8	500	0.00	0.00	0.00	17.20	0.00
9	500	0.00	0.00	0.00	9.50	0.00
LAT 9	4500	3.85	0.00	0.00	65.05	38.25
10	500	0.00	0.00	2.70	13.30	0.00
11	500	0.00	3.80	13.95	4.00	0.00
12	500	0.00	11.70	38.20	2.60	0.00
13	500	0.00	21.00	2.50	0.00	0.00
LAT 13	2000	0.00	0.00	4.50	42.75	5.60
14	500	0.00	13.20	41.80	0.00	0.00
15	500	0.00	0.00	4.50	0.00	0.00
LAT 15	100	0.00	0.00	2.20	0.00	0.00

LONGITUDES Y AREAS ACUMULADAS

Tramo	Long.	AFP	AFC	APA	APB	AV
1	500	0.00	0.00	0.00	1.20	41.20
2	1000	0.00	0.00	0.00	4.45	60.20
3	1500	0.00	0.00	0.00	11.33	84.50
4	2000	0.00	0.00	0.00	17.05	93.30
5	2500	0.00	0.00	0.00	26.65	93.30
6	5400	0.00	0.00	0.00	140.65	260.30
7	5900	0.00	0.00	0.00	151.35	260.30
8	6400	0.00	0.00	0.00	168.55	260.30
9	11400	3.85	0.00	0.00	243.10	298.55
10	11900	3.85	0.00	0.00	2.70	256.40
11	12400	3.85	3.80	16.65	260.40	298.55
12	12900	3.85	15.50	54.85	263.00	298.55
13	15400	3.85	36.50	61.85	305.75	304.15
14	15900	3.85	49.70	103.65	305.75	304.15
15	16500	3.85	49.70	110.35	305.75	304.15

POBLACIONES Y GASTOS

Tramo	Pob.	Pob. A	M	Qmed	Qmáx	Qdis I	Qmín.
1	96	96	4.248	0.167	0.708	1.416	0.083
2	260	356	4.046	0.618	2.500	5.001	0.309
3	552	908	3.827	1.576	6.032	12.065	0.738
4	456	1364	3.709	2.368	8.782	17.566	1.184
5	768	2132	3.564	3.701	13.192	26.384	1.851
6	9120	11252	2.904	19.535	56.721	113.443	9.767
7	856	12108	2.872	21.021	60.366	120.733	10.510
8	1376	13484	2.825	23.410	66.128	132.256	11.705
9	6734	20218	2.648	35.435	93.823	187.645	17.717
10	1469	21687	2.617	38.161	99.875	199.750	19.081
11	2679	24366	2.567	43.950	112.806	225.612	21.975
12	6757	31123	2.462	58.879	144.935	289.870	29.440
13	5940	37063	2.388	70.923	169.351	338.702	35.462
14	7194	44257	2.314	86.936	201.192	402.383	43.468
15	1005	45262	2.305	89.117	205.419	410.838	44.559

Tramo	Qdis	Qmed	Relación
1	0.848	0.167	5.088
2	3.145	0.618	5.088
3	8.021	1.576	5.088
4	12.049	2.368	5.088
5	18.832	3.701	5.088
6	99.392	19.535	5.088
7	106.953	21.021	5.088
8	119.107	23.410	5.088
9	179.799	35.435	5.074
10	193.756	38.161	5.077
11	225.140	43.950	5.123
12	306.884	58.879	5.212
13	376.586	70.923	5.310
14	464.547	86.936	5.344
15	475.857	89.117	5.340

VI. PROYECTO DE COLECTORES PRIMARIOS

Con los gastos de proyecto definidos anteriormente, a través - de este capítulo se presentan los lineamientos de diseño seguidos para el trazo de los colectores y su cálculo hidráulico; - se describen los sistemas proyectados, se complementan con una revisión de su funcionamiento hidráulico y se integran sus presupuestos.

VI-1 LINEAMIENTOS DE DISEÑO

VI-1.1 TRAZO DE COLECTORES

Para llevar a cabo el trazo de colectores después de un trazo tentativo en planos escala 1:10000 y 1:5000, se hicieron las - modificaciones necesarias a éstos, de acuerdo a las condicio-- nes encontradas en los recorridos de campo y en el levantamiento topográfico de las poligonales; los colectores se alojaron lo más cerca posible a los cauces, tratando de esta manera, dotar de servicio de drenaje a un área mayor, evitando en lo po- sible las afectaciones por el cruce de tierras de labor o por propiedades particulares.

Los conductos se ubicaron sobre ejes de camino, cuando fue po- sible o paralelos a algún canal de riego. Al llevar las tube-- rías por ambas márgenes del río y encontrarse en alguna de - - ellas con accidentes topográficos o construcciones dentro del cauce, se invirtió el flujo, para poder drenar la zona cruzan- do la tubería hacia la otra margen y conectarla al tubo del --

otro lado.

VI-1.2 CALCULO HIDRAULICO

El proyecto hidráulico de los colectores se realizó apegándose a las normas de diseño de drenaje de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos y a la de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.

Para los cálculos necesarios se utilizó la fórmula de fricción propuesta por Manning, para tuberías trabajando llenas, así como las relaciones hidráulicas y geométricas de fricción aceptado para tubos de concreto fue de 0.013

Los conductos se diseñaron dándoles una pendiente, siguiendo - hasta donde fue posible la inclinación del terreno, aceptando como pendiente mínima aquella que hace escurrir el gasto medio de aguas negras con una velocidad no menor de 0.3 m/seg y como pendiente máxima aquella que hace escurrir a tubo lleno el gasto de proyecto o uno mayor con velocidad máxima de 5m/seg

Normalmente, el valor máximo de la velocidad del agua se toma 3 m/seg, pero en este caso, se incrementó por tratarse de tuberías localizadas en zona montañosa, en la que si no se hace esto se tendrían que poner numerosas cafdas, haciendo antieconómica su construcción.

Tratando que el proyecto de los colectores se apegara a la to-

pografía del terreno se dibujaron los perfiles de sus trazos, a partir del levantamiento efectuado.

Para el colchón mínimo de instalación de colectores con diámetro de 30 y 45 cm., se propuso de 1.00 m y para diámetros mayores de 1.20 m, salvo en caso en que la pendiente del terreno no lo permitió y se tuvo la necesidad de realizar excavaciones mayores.

El diámetro mínimo de diseño para los colectores se consideró de 30 cm. y las conexiones entre tuberías se hicieron a clave de tubo.

VI-2 DESCRIPCIONES DE LOS SISTEMAS DE COLECTORES

Por la configuración topográfica fue necesario diseñar cuatro sistemas independientes, correspondientes a los cuatro principales subcuencas de drenaje, descargando a plantas de bombeo cada uno, en las inmediaciones del vano de la presa. En el capítulo VII se analiza la eliminación del efluente en esas -- plantas de bombeo.

VI-2.1 SUBCUENCA DEL RIO SAN PEDRO

En la margen izquierda de este río se proyectó el colector -- principal de esta subcuenca, al que se le denominó San Pedro.

Sobre la otra margen se diseñaron 9 subcolectores, 8 de ellos

cruzan el río y se conectan al colector San Pedro y el restante descarga directamente a la planta de bombeo No. 1, a donde llega el colector principal.

VI-2.2 SUBCUENCA DEL RIO MONTE ALTO

Esta subcuenca se dividió en dos, la del Río Chiquito y la propia del Monte Alto, a donde descarga la primera.

Para el Río Chiquito se propuso un colector del mismo nombre - sobre su margen izquierda, recibiendo en esa margen a un colector y en la margen derecha a otros cuatro subcolectores.

En la subcuenca propia del Río Monte Alto no fue posible diseñar el colector principal por una sola margen, debido a las interferencias topográficas y a construcciones dentro del cauce. Dicho colector se inició en la margen izquierda, recibiendo -- sus dos colectores, uno de cada margen, posteriormente cruza a la derecha conectándose con otros tres subcolectores en esa -- misma margen. Nuevamente cambia a la margen izquierda en donde recibe a dos subcolectores y al colector Chiquito. Cruza el colector Monte Alto a la margen derecha para captar a otros subcolectores, para llegar a la planta de bombeo No. 2 en la margen izquierda. A esta planta también descargan dos subcolectores.

VI-2.3 SUBCUENCA DEL RIO XINTE

El colector principal de esta subcuenca se inicia en la margen

derecha, cruza a la margen izquierda y permanece prácticamente en ésta, exceptuando un pequeño tramo en su parte intermedia y su descarga a la planta de bombeo No.3 en la margen derecha. En su recorrido recibe dos subcolectores en la margen izquierda y once en la margen derecha.

VI-2.4 Subcuenca del Río Guadalupe

Este sistema está formado por los colectores Campestre y el Puerto en las márgenes izquierda y derecha respectivamente; al primero le llega un subcolector. Ambos colectores descargan en la planta de bombeo No.4

VI-3 REVISION DEL FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO

Para realizar la revisión del funcionamiento hidráulico de los conductos diseñados, de acuerdo a cada tramo de colector con el diámetro, pendiente y gasto de proyecto y gasto medio de aguas negras y aplicando las ecuaciones de Continuidad y de Manning, se determinaron las características hidráulicas siguientes.

- a) Gasto de tubo lleno en m^3/seg
- b) Velocidad media a tubo lleno, en m/seg
- c) Tirante para el gasto de proyecto, en cm.
- d) Velocidad media para el gasto de proyecto, en m/seg
- e) Tirante para el gasto medio de aguas negras (tirante mínimo), en cm.
- f) Velocidad media para el gasto medio de aguas negras (velocidad mínima) en m/seg.

Se aceptó que los gastos de proyecto fueran hasta un 10% mayores que la capacidad del conducto, es decir se consideró que puedan trabajar con carga, pero esta con un valor pequeño.

Al final del capítulo se incluye la tabla de cálculo para el colector Xinté, en la que se muestran los resultados obtenidos .

VI-4 DISEÑO DE LOS CRUCES DE LOS COLECTORES SOBRE LOS RIOS

Tomando en consideración el trazo de los colectores y subcolectores, se determinaron 7 cruces sobre el Río San Pedro, 3 en el Río Chiquito, 5 en el Río Monte Alto, 5 en el Xin ---- té y 3 en el Arroyo Juárez Barrón, afluente del Río Monte Al to.

Primeramente se analizó la posibilidad de cruzar la tubería - apoyada en los puentes existentes, posteriormente se revisó - la longitud del claro por salvar y la posición del tubo en la sección transversal del río.

Se trató, modificando la pendiente, de pasar la tubería lo -- más alta posible o bajarla completamente.

En dos casos no fue posible hacer lo anterior, por lo que se requirió el diseño de sifones. El resto de las cruces se agru paron por su claro, para efectuar proyectos tipo de estructu ras de cruce. En algunos cruces en que se tiene puente se op tó por pasar la tubería independientemente de él, debido a la forma y estado del mismo

VI-5 ANTEPRESUPUESTO DE LAS OBRAS

Para integrar los antepresupuestos de las obras requeridas para la construcción, se cuantificaron las cantidades de obra y se obtuvieron sus importes, ésto se efectuó para cada uno de los subcolectores y colectores, incluyendo sus estructuras de cruce.

La mayoría de los conceptos y precios unitarios, se tomaron de los Catálogos de la Dirección General de Agua Potable y Alcantarillado, de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, del primer semestre de 1980. Algunos otros se obtuvieron del catálogo de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, del Departamento del Distrito Federal. En la tabla 6.2 se presenta el presupuesto de las obras.

En el plano N° 4 se puede observar la localización del colector principal San Pedro, así como de los demás colectores y subcolectores que conforman el sistema de drenaje de la Cuenca de la Presa de Guadalupe.

Revisión del funcionamiento hidráulico
Subcuenca Río Xinté
Colector Xinté

Datos de proyecto

Sistema semicombinado

Área total drenada 1311.3 ha

Descarga a la planta de bombeo No.3

Densidad de población variable entre 70 y 200 habitantes por hectárea.

Dotación de agua variable entre 200 y 300 lts/hab-día

Coefficiente de retorno de aguas negras 0.75

D	S	Q	V	QP	T1	V1	A	P	QAN	T2	V2
61	20.00	0.91	3.11	0.51	33	3.16	307	50.2	106	15	1.89
61	10.00	0.64	2.20	0.52	42	2.40	314	50.8	107	17	1.60
61	10.00	0.64	2.20	0.52	42	2.44	326	51.7	108	17	1.63
76	5.00	0.82	1.80	0.78	60	2.03	542	76.4	158	23	1.36
76	5.00	0.82	1.80	0.80	61	2.04	551	77.8	161	23	1.39
76	5.00	0.82	1.80	0.80	61	2.05	552	78.0	162	23	1.39
76	8.00	1.03	2.27	1.04	63	2.58	756	101.0	208	24	1.69
76	8.00	1.03	2.27	1.05	64	2.58	765	102.5	211	24	1.72
76	8.00	1.03	2.27	1.07	66	2.56	776	104.1	214	24	1.75
76	8.00	1.03	2.27	1.10	69	2.54	801	106.7	220	24	1.79
76	8.00	1.03	2.27	1.10	69	2.55	808	107.3	221	24	1.79
76	9.00	1.09	2.41	1.12	65	2.71	833	109.3	224	24	1.82

onde D diámetro de proyecto en cm
S pendiente de proyecto en milésimos
Q gastos a tubo lleno en m³/seg.
V velocidad a tubo lleno en m/seg
QP gasto de proyecto en m³/seg
T1 tirante de proyecto en cm.
V1 velocidad de proyecto en m/seg.

A área urbana y de expansión drenada en hectáreas.

P población servida en miles de habitantes

QAN gasto medio de aguas negras en lts/seg.

T2 tirante para el gasto medio de aguas negras en cm

V2 velocidad para el gasto medio de aguas negras en m/seg.

T A B L A 6.2

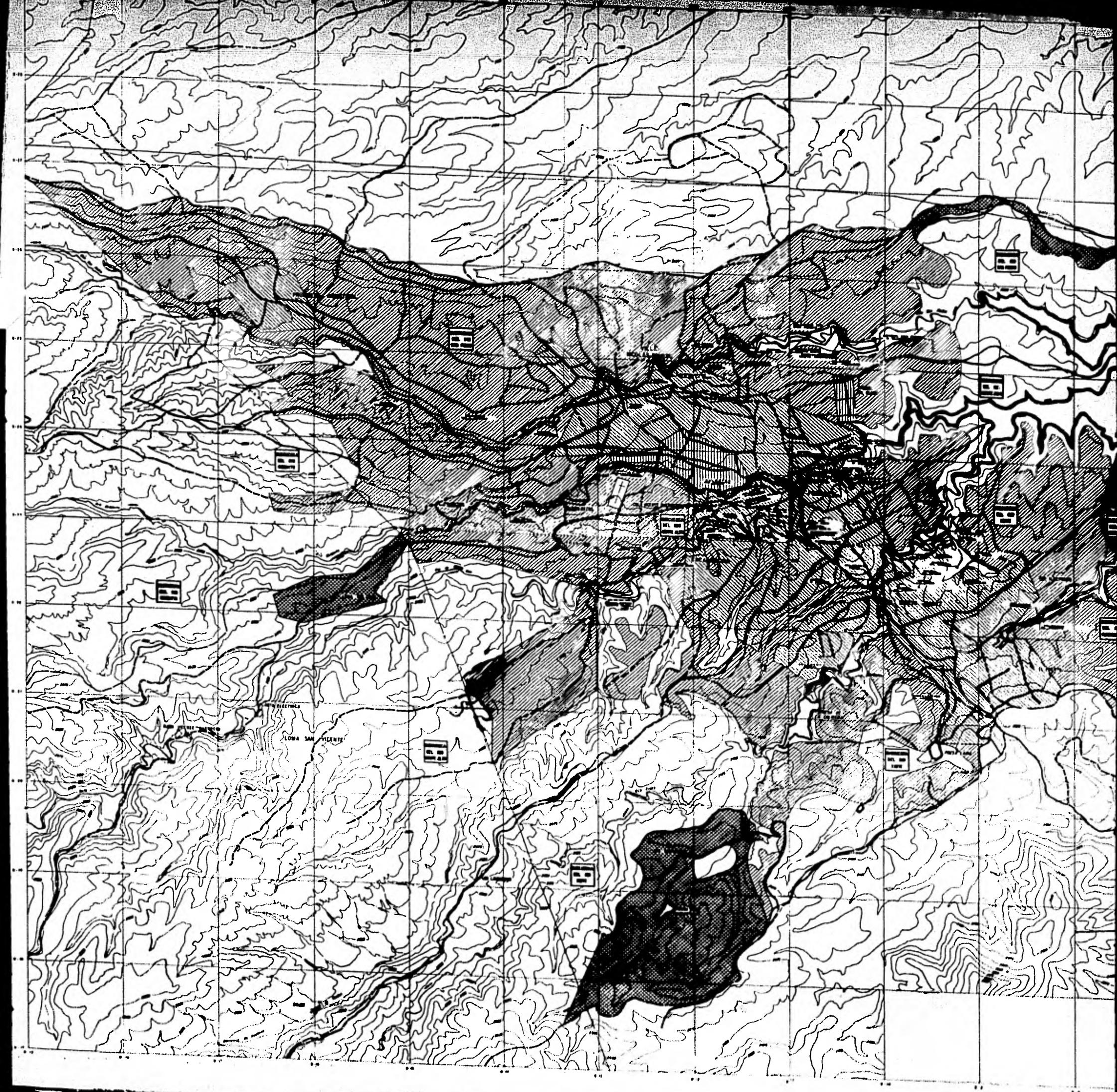
Cuenca de la Presa de Guadalupe

Presupuesto

ector y Subcolector	Sistema	Importe
lector Concepción	San Pedro	2054 391.60
lector Unidad	San Pedro	286 139.85
lector Nicolas Romero	San Pedro	622 165.21
lector San Pedro de la	San Pedro	480 509.44
lector Libertad	San Pedro	481 011.36
lector Independencia	San Pedro	122 715.66
lector Santa Anita	San Pedro	2448 814.44
lector Nueva Carretera	San Pedro	191 239.21
lector Los Perales	San Pedro	558 281.68
lector San Pedro	San Pedro	26461 536.09
lector Encarnación	Chiquito	581 704.61
lector Vicente Guerrero	Chiquito	1979 059.01
lector 5 de Febrero	Chiquito	105 547.65
lector Barranca	Chiquito	984 105.56
lector Chiquito	Chiquito	8135 594.20
lector Sub Monte Alto	Monte Alto	2278 071.26
lector Fco I.Madero	Monte Alto	493 959.81
lector Morelos	Monte Alto	110 230.60

Colector y Subcolector	Sistema	I m p o r t e
Colector Juárez Barrón	Monte Alto	1000 331.76
Colector Juárez	Monte Alto	246 904.34
Colector Barrón	Monte Alto	478 513.77
Colector Av.de los --- estros.	Monte Alto	318 904.24
Colector Carretera	Monte Alto	511 309.86
Colector San Isidro	Monte Alto	1078 221.08
Colector San Idelfonso	Monte Alto	468 177.66
Colector El Globo	Monte Alto	937 027.27
Colector Monte Alto	Monte Alto	15169 941.54
Colector El Negro	Xinté	2373 163.47
Colector El Puente	Xinté	86 197.35
Colector La Colmena	Xinté	4157 278.26
Colector Benito Juárez	Xinté	1215 571.75
Colector La Loma	Xinté	508 692.06
Colector El Cruce	Xinté	392 712.73
Colector Escuela	Xinté	544 405.01
Colector Granjas	Xinté	847 257.00
Colector El Toro	Xinté	681 425.46
Colector Pavo Reales	Xinté	201 188.42
Colector Hacienda	Xinté	210 722.92
Colector el Viejito	Xinté	371 524.06
Colector Xinté	Xinté	13883 809.28

Colector y Subcolector	Sistema	I m p o r t e
Subcolector El Lago	Guadalupe	345 319.54
Subcolector El Puerto	Guadalupe	3074 042.06
Colector Campestre	Guadalupe	2118 640.38
T O T A L		99 592 358.51



II. ALTERNATIVAS DE ELIMINACION

Tomando en cuenta que la presa de Guadalupe es un abasteci-
miento potencial de agua potable para la zona de Cuautitlán-
se llevaron a cabo estudios para evitar la polución de las --
aguas del vaso, para no agravar el problema de la degradación
de las aguas.

Se planteó la necesidad de revisar la calidad de las aguas --
que se generan en los asentamientos existentes y los servi-
cios con que cuentan, obteniendo los resultados que se anotan
en el capítulo II.

Las poblaciones de la cuenca de la Presa Guadalupe tienen en
la actualidad drenaje en un 30%, el resto de la población des-
carga libremente a los ríos del sistema, con el agravante de
que los drenajes existentes también descargan a los ríos, dan-
do como resultado una mala calidad del agua que a pesar de la
dilución en la época de lluvias, debe ser controlada.

II.1 RESULTADOS DE LOS MUESTREOS

En las tablas 7.1 a 7.4 se presenta un resumen de los resulta-
dos (valores máximos) de los análisis físico-químicos y bac-
teriológicos de las muestras que se tomaron de los Ríos San -
Pedro, Monte Alto, Xinté y Guadalupe.

Las observaciones están echas con relación a los valores de-
la composición típica de agua residual domestica sin tratar.

se recomienda que el agua residual podrá ser vertida a ríos y almacenamientos sólo si cumple con los siguientes requerimientos.

Características de la descarga	Concentración promedio mensual.	Concentración promedio <u>semanal</u> .
DB05	30 p.p.m	45 p.p.m
Sólidos suspendidos	30 p.p.m	45 p.p.m
Concentración de iones-hidrógeno	6.0 pH	9.0

De las tablas antes mencionadas se observa que el agua no cumple con estos requerimientos por tanto no deberá ser descargada en estas condiciones al vaso de la Presa de Guadalupe. La presencia de nitritos y nitratos en la composición del agua, se debe a que en las subcuencas se tienen terrenos agrícolas que seguramente emplean abonos para los cultivos, la presencia de nitrógeno en el agua puede causar problemas ya que promueve el crecimiento de algas. Debido a las descargas industriales que se tienen en la zona, la composición del agua presenta sustancias inorgánicas tales como metales pesados (hierro y manganeso) lo cual representa un peligro por su tóxicidad.

En lo que se refiere a la demanda bioquímica de oxígeno, las aguas de los Ríos San Pedro, Monte Alto y Xinté aún no se encuentran muy contaminados pero con el crecimiento de la po-

blación presentarán en un futuro no lejano las mismas características de las aguas del Río Guadalupe, las cuales tienen ya un grado avanzado de contaminación . La calidad bacteriológica de los cuatro ríos es pésima.

Adicionalmente, se presenta el problema de que el drenaje de las poblaciones tratando de eliminar únicamente las aguas residuales domésticas funciona como un sistema semicombinado , ya que las casas cuentan con una descarga domiciliaria común para aguas residuales y pluviales, que se tienen en los predios. Con todos estos antecedentes se ve la problemática del destino final de los desechos líquidos contaminantes, ya que por una parte existen áreas no controladas para la recolección de las aguas negras y por la otra se tienen en términos generales sistemas que producen afluentes de calidad sumamente variable dependiendo de las épocas del año en que se producen.

Se llega así a la conclusión de que únicamente con la construcción de conductos que colecten el agua negra de las áreas que aún no disponen del drenaje sanitario y de emisores que controlen los escurrimientos de toda la cuenca es que será posible reducir en una proporción aceptable la contaminación de la Presa de Guadalupe.

Tomando en cuenta lo expuesto anteriormente , se consideraron dos soluciones generales para la eliminación de las aguas negras, las mismas que se exponen a continuación.

- 1a. Situar en un punto estratégico de la cuenca y en las proximidades del vaso, una planta de tratamiento que produzca una calidad de agua tal que pueda ser vertida sin pleigro de contaminación.
- 2a. Reunir todas las aguas generadas en los predios de las poblaciones (tanto residuales como pluviales domésticas) y sacarlas de la cuenca hacia otras en las que se dispone de drenaje o bien en las que se tienen proyectos para la construcción de los mismos.

VII-2 ALTERNATIVAS DE ELIMINACION

VII-2.1 PLANTA DE TRATAMIENTO

Dentro de los diferentes métodos de tratamiento que existen, - el método conocido como "lodos activados" sería el más aplicable en este caso, ya que la población futura por servir es - - grande (435 000 habs). Otros métodos de tratamiento tales como las "lagunas de estabilización" (también conocidas como lagunas de oxidación) están indicadas para pequeñas comunidades, - además de que requieren grandes extensiones de terreno; también el empleo de los filtros rociadores está limitado a poblaciones hasta de 75 000 habitantes.

El método de "lodos activados" es aplicable a grandes comunidades y proporciona una calidad del efluente bastante buena, ya que se puede obtener una eficiencia hasta del 95% en la remoción de la D.B.O., sin embargo, el aplicarlo al problema que

aquí se discute, presentaría las siguientes desventajas:

- a) Debido a que existen redes que trabajan como un sistema semicombinado se presentarían caudales diarios y estacionales variables que ninguna planta puede admitir, se tendrían -- grandes volúmenes en épocas de lluvias y variación en la ca lidad del agua, esto representa problemas en la operación -- de la planta, y se haría necesario disponer de un gran tanque de regulación horaria.
- b) El manejo de los lodos representa un grave problema, tanto para desalojarlos tal como salen del proceso, así como por el alto costo que tiene darles un tratamiento, en México -- aún no se tienen experiencias que pudieran darnos valores -- índices de lo que sería usar uno u otro procedimiento.
- c) El caudal por tratar es muy grande (4,040 lts/seg) lo que -- requiere de instalaciones de gran tamaño para los procesos de sedimentación y aereación, ésto implica la disponibi-- lidad de un terreno amplio y sin accidentes para ubicar la -- planta, cerca del vaso no existe una superficie apropiada para localizar una planta de esta magnitud.
- d) Adicionalmente para llevar el agua hasta la planta, se re-- querirán tres plantas de bombeo que servirán a los tres sis temas restantes. La planta de tratamiento tendría que cons-- truirse para $4 \text{ m}^3/\text{seg}$ y las tres plantas de bombeo tendrían capacidades de $1.05 \text{ m}^3/\text{seg}$, $1.38 \text{ m}^3/\text{seg}$ y $0.44 \text{ m}^3/\text{seg}$.

VII-2.2 Conducción de las aguas fuera de la cuenca.

De acuerdo al proyecto de colectores, en los cuatro sistemas - diseñados se tienen los siguientes datos.

Sistema	Gastos de proyecto m ³ /seg	Cota de Plantilla m.s.n.m.
San Pedro	1.05	2319.52
Monte Alto	1.38	2306.82
Xinté	1.13	2306.82
Guadalupe	0.44	2316.65
T O T A L	4.00	

Se observa que los dos sistemas centrales salen más profundos, debido a que sus áreas de drenaje son las más grande y sus colectores son los de mayor diámetro. Por lo anterior se requiere bombear sus aguas hacia los laterales.

La solución general que se aplicó fue la de llevar las aguas por bombeo hacia las subcuencas extremas y de ahí, también -- por bombeo o por gravedad sacarlas de la cuenca.

Para evitar los bombeos excesivos se planteó la posibilidad de construir túneles para atravesar los parteaguas de las subcuencas y por otra parte, se diseñaron tuberías a gravedad en las bajadas para conducir el agua hasta la unión de otro sistema.

VII-2.2.1

Análisis de bombeos, tal como se muestra en la figura 7.8. En las figuras 7.9 y 7.10 se presenta su colocación en la caseta de bombas.

a) Se definen los datos de proyecto, como son :

gasto, carga estática, longitud de la línea de bombeo, diámetro, material, resistencia y coeficiente de rugosidad de la tubería.

b) Se calcula con el diámetro del tubo, su área transversal, con éste y de la Ecuación de Continuidad se obtiene la velocidad en la tubería.

c) Se determina la carga dinámica de bombeo, sumándole a la estática las pérdidas por fricción y las locales.

Las pérdidas de fricción se calculan con la Ecuación de Manning.

$$hf = \left(\frac{n v}{R^{2/3}} \right)^2 L$$

donde:

hf	pérdidas por fricción, en m
n	coeficiente de rugosidad
R	radio hidráulico, en m
v	velocidad en la tubería, en m/seg
L	longitud del tubo, en m

Las pérdidas locales se obtienen como un porcentaje de las de fricción.

d) Se realiza un análisis de golpe de ariete, determinándose la sobre presión de :

$$SH = \frac{(0.20) (145) V}{\sqrt{1 + \frac{20670 \times D}{Ee}}}$$

siendo

- SH sobrepresión debida al golpe de ariete y absorvida por la tubería, en m
- D diámetro de la tubería, en cm
- E módulo de elasticidad del tubo, en --
Kg/cm²
- e espesor de las paredes de la tubería, en cm.

A la carga dinámica se le aumenta la sobrepresión del golpe de ariete y se compara con la resistencia del tubo, para conocer si la tubería soporta las condiciones extremas de operación.

e) Conocida la carga dinámica de bombeo, se define la potencia de bombeo.

$$P = \frac{QH}{76 N}$$

donde

- P potencia, en H.P.
- peso específico del agua, en Kg/m³
- Q gasto de bombeo, en m³/seg
- H carga dinámica de bombeo, en m
- N eficiencia del bombeo

La potencia que se encuentra en H.P. hay que transformarla a Kilowatts-hora para obtener el costo por hora de bombeo de acuerdo al precio del Kilowatts-hora.

- f) Se determina el costo de la línea de bombeo, considerando el suministro e instalación de la tubería y sus piezas especiales, la excavación, plantilla y relleno de la zanja.
- g) Se obtiene el costo anual de bombeo de la suma del cargo anual de operación y mantenimiento más el cargo anual de amortización, para este último se consideró 30 años de vida útil a un interés anual del 18%.
- h) Haciendo todo lo anterior para diferentes diámetros, se determina el más económico para la línea de bombeo considerando el de menor costo anual de bombeo.

Aplicando esta metodología a las alternativas con bombeo, se definió el diámetro más económico para cada conducción a presión. En las tablas 7.5 a 7.8 se presentan los resultados del sistema San Pedro, además en la tabla 7.7 se tiene el costo anual menor, por lo que el diámetro de 54 pulgadas es el más económico.

VII-2.2.2 Túneles

Además de considerar soluciones por medio de bombeo se analizaron otras por medio de túneles, para cruzar los varteaguas de la subcuenca y de la cuenca; con la intención de reducir ó evitar los bombeos. Dichos túneles se propusieron de 3 m de

diámetro mínimo, para su construcción, sin revestimiento y - en donde se colocará tubería de concreto para alcantarillado con sus pozos de visita para conducir el agua.

VII-2.2.3 Conducciones por gravedad

Con las mismas especificaciones y ecuaciones utilizadas en el proyecto de colectores, se diseñaron las conducciones a gravedad, en las bajadas del agua de los parteaguas y para la salida de la cuenca alrededor del vaso de la presa y hasta la cortina.

II-2.2.4 Plantas de bombeo

Para conocer los costos de las plantas de bombeo, se tomó una distribución tipo de los elementos que la constituyen (cárcamo, caseta de bombas, cuarto de controles, bodega, subestación de energía eléctrica, patio de maniobras, etc), tal como se muestra en la figura 7.8

Considerando en las diferentes subcuencas los gastos de diseño se seleccionaron 4 equipos de bombeo (3 en operación y uno de emergencia) e igual cantidad para manejar los gastos de aguas negras en la época de estiaje. En otros casos por la magnitud del gasto de bombeo se fijaron solamente 3 (2 en operación y uno de emergencia. En las figuras 7.9 y 7.10 se presenta su colocación en la caseta de bombas.

Las dimensiones que requirieron para su distribución fijaron el área en planta del cárcamo, definiéndose su profundidad a partir de la cota de plantilla de entrada del colector y del volumen de almacenamiento requerido para el correcto funcio-

namiento de las bombas.

En la tabla 7.9 se señalan todos los datos de una alternativa del Sistema San Pedro; incluyendo los costos de construcción de la planta y línea de bombeo, del túnel y de las conducciones por gravedad, además para la planta de bombeo se indica el cargo de operación y mantenimiento, tomando en cuenta el costo de la hora de bombeo con una operación de 18 horas en 365 días del año y el mantenimiento anual igual al uno por ciento de su costo. En general para cada parte componente de la alternativa se consideró un cargo anual de mantenimiento en la misma forma que para la planta de bombeo y el cargo anual de amortización se tomó para 30 años al 18 % anual.

VII-2.3 Selección de alternativas de eliminación.

En la tabla 7.10 se muestra un resumen de alternativas con las cuales se formaron conjuntos de ellas para obtener la alternativa más económica, ahí mismo se puede observar como los costos y cargos anuales disminuyen grandemente al reducirse las cargas de bombeo. En las figuras 7.1 a 7.7 se observan las características de las alternativas.

- a) Las aguas del Sistema Monte Alto se unen con las del San Pedro y se sacan de la cuenca para descargarlas al colector San Agustín del drenaje proyectado del Valle de Cuautitlán. Por otra parte los escurrimientos del Sistema Xinté se unen con los del Guadalupe y de ahí se llevan al colector Emi---

Emiliano Zapata, también del Valle de Cuautitlán.

En esta variante se tomo el bombeo de un sistema a otro y hacia fuera de la cuenca hasta pasar el agua sobre los parteaguas. Alternativas 1, 1,5,5, de los sistemas San Pedro, Monte Alto, Xinté y Guadalupe respectivamente.

b) Para el mismo movimiento del agua que el anterior pero tomando la construcción de los túneles más bajos entre parteaguas aunque de mayor longitud. Alternativas 2,2,7, y 9 de los Sistemas San Pedro, Monte Alto, Xinté y Guadalupe , respectivamente.

c) Uniendo los escurrimientos de los Sistemas San Pedro y Monte Alto, y sacandolos de la cuenca por medio de una conducción a gravedad por la parte Norte del vaso de la presa, hasta la cortina de la misma. Se unen las aguas de los Sistemas Xinté y Guadalupe y se mandan fuera de la cuenca al colector Emiliano Zapata.

Se tomó en este funcionamiento el bombeo a los parteaguas, salvo el caso de la conducción por el vaso. Alternativas 3, 5 y 5 de los Sistemas San Pedro, Monte Alto, Xinté y Guadalupe , respectivamente

d) Semejante al anterior pero con la construcción de túneles para reducir las cargas y líneas de bombeo. Alternativas 3, 2,7 y 9 de los Sistemas San Pedro, Monte Alto, Xinté y Guadalupe, respectivamente.

- e) Se unen los escurrimientos de los Sistemas Xinté, Monte Alto y San Pedro y se llevan fuera de la cuenca por el conducto a gravedad hacia la cortina de la presa. El Sistema Guadalupe se descarga al colector Emiliano Zapata. Las uniones de los sistemas son a través de bombeos sobre los parteaguas. Alternativas 4, 3, 1, 3 de los sistemas San Pedro, Monte Alto, Xinté y Guadalupe, respectivamente.
- f) Igual al funcionamiento anterior pero con la opción de construir túneles. Alternativas 4, 4, 2, 8 de los Sistemas San Pedro, Monte Alto, Xinté y Guadalupe, respectivamente.
- g) Llevando las aguas de todos los sistemas al de San Pedro y de ahí por gravedad a la cortina de la presa, tomando en cuenta pasar el agua sobre los parteaguas. Alternativas 4, 5, 3 y 1 de los sistemas San Pedro, Monte Alto, Xinté y Guadalupe, respectivamente.
- h) Semejante al anterior pero con túneles. Alternativas 4, 6, 4 y 7 de los Sistemas San Pedro, Monte Alto, Xinté y Guadalupe, respectivamente.

En las tablas 7.11 y 7.12 se presentan los costos y cargas anuales de cada una de las alternativas de los sistemas que formaron los funcionamientos conjuntos estudiados, así como los totales para cada uno de ellos. En cuanto a costo se observa que los funcionamientos conjuntos con túneles son más económicos, siendo del mismo orden el d, f y h. Lo mismo para los cargos anua--

les, con el menor valor correspondiente al funcionamiento f.

T A B L A 7.1
Composición del agua del Ríos San Pedro

Componente	En térmi- nos	Concentración p.p.m.	Observaciones
Nitrógeno amonia- cal.	N	2.80	La concentración es muy baja, el valor me- dio en desechos domés- ticos.
Nitrógeno de los nitritos.	N	0.08	Baja concentración, desechos agrícolas.
Nitrógeno de los nitratos.	N	8.00	Baja concentración, desechos agrícolas.
Alcalinidad total	CaCO ₃	160	Sobrepasa el valor me- dio de 100 p.p.m.
Sílice	SiO ₂	40	Alta concentración de- bida a desechos indus- triales.
Hierro	Fe	1.03	Alta concentración de- bida a desechos indus- triales.
Manganeso	Mn	1.20	Alta concentración de- bida a demandas indus- triales.
Sólidos tota- les.		460	La concentración es baja, el valor medio es de 720 p.p.m.
Sólidos disuel- tos.		248	La concentración es baja, el valor medio es de 500 p.p.m.
Sólidos suspendi- dos.		220	Valor medio.
P.H.		5.8	El ph debe estar en- tre 6.0 y 9.0

Continuación de la Tabla 7.1

Componente	En términos	Concentración p.p.m.	Observaciones
Demanda Bioquímica de oxígeno	D B O ₅	92	La concentración es baja, el valor medio es de 220 p.p.m.
Demanda Química de oxígeno	D Q O	138	La concentración es baja, el valor medio es de 500 p.p.m.
Cationes calcio	Ca CO ₃	88	Alta concentración
Magnesio	Ca CO ₃	80	Alta concentración
Potasio	Ca CO ₃	8.33	Valor medio
Sodio	Ca CO ₃	90.84	Alta concentración
Aniones Bicarbonato	Ca CO ₃	160	Alta concentración
Carbonato	Ca CO ₃	0	
Cloruro	Ca CO ₃	60	Alta concentración
Nitrato	Ca CO ₃	35	Valor medio
Fosfato	Ca CO ₃	0	
Sulfato	Ca CO ₃	48	Alta concentración
Bacteria del grupo coliforme	Col/ml	992 000	Alta contaminación

T A B L A 7.2

COMPOSICION DEL AGUA DEL RIO MONTE ALTO

Componente	En términos de	Concentración en p.p.m.	Observaciones
Nitrógeno amoniacal	N	2.6	Muy baja concentración
Nitrógeno de los nitritos	N	0.1	Baja concentración
Nitrógeno de los nitratos	N	45	Alta concentración
Alcalinidad total	CaCO ₃	88	Baja concentración
Sílice	SiO ₂	40	Alta concentración
Hierro	Fe	0.48	Alta concentración
Manganeso	Mn	0.40	Alta concentración
Sólidos totales		250	Baja concentración
Sólidos disueltos		98	Baja concentración
Sólidos suspendidos		160	Valor medio
PH		6.9	Dentro del rango
Demanda bioquímica	DBO ₅	48	Baja concentración
Demanda bioquímica de oxígeno	DQO	60	Baja concentración

Componente	En términos de	Concentración en p.p.m.	Observaciones
Cationes calcio	CaCO_3	48	Alta concentración
Magnesio	CaCO_3	36	Dentro del rango
Potasio	CaCO_3	5.41	Baja concentración
Sodio	CaCO_3	67.6	Dentro del rango
Aniones Bicarbonato	CaCO_3	88	Dentro del rango
Carbonato	CaCO_3	0	
Cloruro	CaCO_3	18	Baja concentración
Nitrato	CaCO_3	20.1	Dentro del rango
Fosfato	CaCO_3	0	
Sulfato	CaCO_3	18	Dentro del rango
Bacteria del grupo coliforme	Col/ml	5200	Muy contaminada

T A B L A 7.3

COMPOSICION DEL AGUA DEL RIO XINTE

COMPONENTE	En términos de	Concentración p.p.m.	Observaciones
Nitrógeno amoniacal	N	1.9	Baja concentración
Nitrógeno de los nitratos	N	0.05	Baja concentración
Nitrógeno de los nitritos	N	0.6	Baja concentración
Alcalinidad total	CaCO ₃	76	Baja concentración
Sílice	SiO ₂	40	Alta concentración
Fierro	Fe	4	Muy alta concentración
Manganeso	Mn	0	
Sólidos totales		240	Baja concentración
Sólidos disueltos		90	Baja concentración
Sólidos suspendidos		150	Cercana al valor medio
P.H.		6.95	Dentro del rango
Demanda bioquímica	DBO ₅	36	Baja concentración
Demanda química - de oxígeno	DQO	50	Baja concentración

COMPONENTE	En términos de	Concentración p.p.m.	Observaciones
Cationes calcio	CaCO ₃	32	Dentro del rango
Magnesio	CaCO ₃	32	Dentro del rango
Potasio	CaCO ₃	3.33	Baja concentración
Sodio	CaCO ₃	43.40	Dentro del rango
Aniones Bicarbonato	CaCO ₃	70	Dentro del rango
Carbonato	CaCO ₃	0	
Cloruro	CaCO ₃	12	Baja concentración
Nitrato	CaCO ₃	2.7	Baja concentración
Fosfato	CaCO ₃	0	
Sulfato	CaCO ₃	15	Dentro del rango
Bacteria del grupo coliforme	Col/ml.	38400	Muy contaminada

T A B L A 7.4

COMPOSICION DEL AGUA DEL RIO GUADALUPE

COMPOSICION	En términos de	Concentración p.p.m.	Observaciones
Nitrógeno amoniacal	N	20	Próximo al valor medio
Nitrógeno de los nitritos	N	0.5	Dentro del límite
Nitrógeno de los nitratos	N	2.5	Baja concentración
Alcalinidad total	CaCO ₃	440	Muy alta concentración
Sílice	SiO ₂	40	Muy alta concentración
Hierro	Fe	0.46	Alta concentración
Manganeso	Mn	0.30	Dentro del rango
Sólidos totales		706	Valor medio
Sólidos disueltos		656	Alta concentración
Sólidos suspendidos		123	Baja concentración
P.H.		9.0	Valor debido a la alcalinidad del agua
Demanda bioquímica de oxígeno	DBO ₅	203	Valor medio
Demanda química de oxígeno	DQO	364	Valor medio

COMPONENTE	En términos de	Concentración p.p.m.	Observaciones
CATIONES Calcio	CaCO_3	264	Muy alta concen- tración
Magnesio	CaCO_3	148	Muy alta concen- tración
Potasio	CaCO_3	36.65	Muy alta concen- tración
Sodio	CaCO_3	365.77	Muy alta concen- tración
ANIONES Bicarbonato	CaCO_3	440	Muy alta concen- tración
Carbonato	CaCO_3	0	
Cloruro	CaCO_3	108	Muy alta concen- tración
Nitrato	CaCO_3	11.08	Baja concentra- ción
Fosfato	CaCO_3	0	
Sulfato	CaCO_3	68	Muy alta concen- tración
Bacteria del grupo coliforme	Col/ml	25 920	Muy contaminada

T A B L A 7.5

PRESA DE GUADALUPE

Costo anual de bombeo

PB 1 ALT 1	D=42	C-120		
Long (m)	Diámetro (m) (Pulg.)	Gasto (m ³ /seg)	Velocidad (m/seg.)	
2385.00	1.07 42	2.43	2.72	

Análisis de pérdidas

Rugosidad	Diámetro (m)	Pérdidas en tramo	Carga estática	Carga total
0.013	1.07	17.46	57.50	74.96

Análisis de golpe de ariete

Espesor	Diámetro (m)	Módulo de elasticidad	Carga de operación	Carga de trabajo
8.8	1.07	328000	135.32	120

Análisis de la potencia

Potencia en H.P. =	3 194.82
Potencia en KWH =	2 382.38
• Costo por hora de bombeo =	1 072.07

Análisis de costos.

Excavación	Plantilla	Relleno	Tubería	Total
899 585	52 548	442 896	16615492	18010520

Cargo anual por operación y mantenimiento	= 7 223 613.43
Cargo anual de amortización	= 3 083 401.00
Costo anual por bombeo a 25 años al 18% anual	=10 307 014.43

T A B L A 7.6
PRESA DE GUADALUPE

Costo anual de bombeo

PB	1	ALT	1	D = 48	C - 120
Longitud (m)	Diámetro (m)	(Pulg)	Gasto (m ³ /seg)	Velocidad	
2 285.00	1.22	48	2.43	2.08	

Análisis de pérdidas

Rugosidad	Diámetro (m)	Pérdida en tramo	Carga estática	Carga total
0.013	1.22	8.56	57.50	66.06

Análisis de golpe de ariete

Espesor	Diámetro (m)	Módulo de elasticidad	Carga de operación	Carga de trabajo
9.7	1.22	328000	111.15	120

Análisis de la potencia

1		
Potencia en H.P.	=	2 815.79
Potencia en KWH	=	2 099.74
Costo por hora de bombeo	=	944.88

Análisis de costos

Excavación	Plantilla	Relleno	Tubería	Total
1 0572 216	57 474	500 094	20 585 565	22 200 349

Cargo anual por operación y mantenimiento	=	6 429 871.00
Cargo anual de amortización	=	3 800 699.82
Costo anual por bombeo	=	
A 25 años al 25% anual	=	10 305 578.32

T A B L A 7.7

PRESA DE GUADALUPE

Costo anual de bombeo

PB 1	ALT 1	D = 54	C = 100		
	Longitud (m)	Diámetro (m)	Gasto (Pulg)	Gasto (m ³ /seg)	Velocidad (m/seg)
	2285.00	1.37	54	2.43	1.64

Análisis de pérdidas

Rugosidad	Diámetro (m)	Pérdida en tramo	Carga estática	Carga total
0.013	1.37	4.57	57.50	62.07

Análisis de golpe de ariete

Espesor	Diámetro	Módulo de elasticidad	Carga de operación	Carga de trabajo
10.7	1.37	328 000	97.54	100

Análisis de la potencia

Potencia en H.P.	=	2 645.54
Potencia en KWH	=	1 972.78
Costo por hora de bombeo	=	887.75

Análisis de costos

Excavación	Plantilla	Relleno	Tubería	Total
223 001	62 400	556 020	21 761 883	23 360 304

Cargo anual por operación y mantenimiento = 6 068 547.80

Cargo anual de amortización = 4 040 885.72

Costo anual por bombeo a 25 años al 18% = 10 109 433.52

anual

T A B L A 7.9

PRESA DE GUADALUPE

Ubicación: San Pedro y Monte Alto

Alternativa 2

Descarga colector San Agustín

Caudal máximo 2.43 m³/seg Gasto de aguas negras 0.48 m³/seg

Carga estática

ESTACION DE BOMBEO

Dimensiones del cárcamo

7.0 X 10.0 X 7.4 m

Equipamiento: 4 bombas de 0.16 m³/seg, 3 en operación y una de emergencia para una carga dinámica de 40 m con potencia de 112.28 c/u y 4 bombas de 0.65 m³/seg, 3 en operación y 1 de emergencia para una carga dinámica de 40 m con potencia de 456.14 c/u

Costo inicial total		1 705.26 H.P
Costo por hora de bombeo	\$	626.22
Costo de la planta (terreno, cárcamo, casa de bodega, subestación, equipo, válvulas,	\$	51 157 894.74
Costo anual de operación y mantenimiento	\$	4 165 944.35
Costo anual de mortización	\$	9 256 778.95

ESTACION DE BOMBEO

Diámetro		54" (1.37 m)
Profundidad		1945 m.
Carga dinámica		38.89 m.
Altura de ariete		74.36 m.
Material		Concreto pre-esforzado
Profundidad de tubería		80 m.
Costo anual de mantenimiento	\$	18 589 286.00
Costo anual de amortización	\$	185 892.80
		3 399 980.41

ESTACION POR GRAVEDAD

Diámetro		
Profundidad		
Profundidad máxima del conducto		
Costo anual de mantenimiento		
Costo anual de amortización		

TUNEL

Diámetro			3 m
Pendiente			0.004
Longitud			1085 m
Costo del túnel	\$	3 450 300.00	
Cargo anual de mantenimiento	\$	34 503.00	
Cargo anual de amortización	\$	631 059.87	

CONDUCCION A GRAVEDAD (en túnel)

Diámetro			1.22 m
Pendiente			0.004
Longitud			1085 m
Costo de conducción	\$	3 018 553.16	
Cargo anual de mantenimiento	\$	30 185.53	
Cargo anual de amortización	\$	552 093.37	

COSTO TOTAL DE LA ALTERNATIVA \$ 76 216 033.90

CARGO ANUAL \$ 18 356 438.34

PRESA DE GUADALUPE

Sistema	Alternativa	Carga estática en m	Gasto a bombeo: m ³ /seg	Longitud de bombeo en m	Conducción a gravedad en m	Longitud de túnel en m	Costo en \$	Cargo anual en \$
San Pedro	1	57.50	2.43	2285	745		108425878.80	26747869.54
	2	35	2.43	1945	1085	1085	76216033.90	18356438.34
	3		2.43		7000		42165051.91	8133638.51
Monte Alto	1	69	1.38	1267	745		67309102.23	17045105.59
	2	19	1.38	735	100	877	27647425.02	6477222.38
	3	69	2.51	1267	745		11696182.40	30278353.29
	4	19	2.51	735	100	877	44573879.97	10727704.15
	5	69	2.95	1267	745		139768267.80	35258486.17
	6	19	1.95	735	100	877	51937319.96	12433249.73
Xinté	1	54.50	1.13	691	800		42503077.00	10757924.26
	2	54.50	1.13	691	391	1100	6110697.00	1178753.46
	3	54.50	1.57	691	800		56700690.11	14380111.72
	4	54.50	1.57	691	391	1100	7490757.00	1444967.03
	5	70.50	1.13	1015	431		55347422.91	13923871.78
	6	45.50	1.13	860	586	586	38076596.00	9474443.76
	7	16.63	1.13	110	1910	1910	21300204.39	4863768.13
Guadalupe	1	82.50	0.44	835	1215		25653618.27	6462442.35
	2	35	0.44	270	190	1590	16793083.74	3848359.17
	3	74	0.44	704	1255		22430502.04	5678752.74
	4	34	0.44	257	594	1108	16104086.19	3697778.23
	5	74	1.57	704	1255		74621941.48	19024845.73
	6	34	1.57	257	594		43316369.93	10469690.96
	7		0.44		190	2050	8298526.52	1600785.77
	8	16	0.44	50		1910	12942422.14	2771350.63
	9	16	1.57	50	594	1910	27347062.47	6256346.45

Continuación de la tabla 7.10

Sistema	Alternativa	Carga estática en m.	Gasto a bombear en m ³ /seg.	Longitud de Bombeo en m.	Conducción a gravedad en m.	Longitud de tunel en m.	Costo en \$	Cargo anual en \$
Guadalupe	1	82.50	0.44	835	1215		25 653 618.27	6462 442.35
	2	35	0.44	270	190	1590	16 793 083.74	3848 359.17
	3	74	0.44	704	1255		22 430 502.04	5678 752.74
	4	34	0.44	257	594	1108	16 104 086.19	3697 778.23
	5	74	1.57	704	1255		74 621 941.48	19024 845.73
	6	34	1.57	257	594		43 316 369.93	10469 690.96
	7		0.44		190	2050	82985 526.52	1600 785.77
	8	16	0.44	50		1910	12942 422.14	2771 350.63
	9	16	1.57	50	594	1910	27347 062.47	62563 46.45

T A B L A No. 7.11

Presa de Guadalupe

Costos de construcción para el funcionamiento en las alternativas de eliminación.

ALTERNATIVA EN CONJUNTO	S I S T E M A				T O T A L
	SAN PEDRO	MONTE ALTO	XINTE	GUADALUPE	
a	108 425 868.80	67 309 102.23	55 347 422.91	74 621 941.48	305 704 345.42
b	76 216 033.90	27 647 425.02	21 300 204.39	27 347 062.47	152 510 725.78
c	42 165 051.91	67 309 102.23	55 347 422 91	74 621 941.48	239 443 518.53
d	42 165 051.91	27 647 425.02	21 300 204.39	27 347 062.47	118 459 743.79
e	56 689 822.08	119 696 182.40	42 503 077.00	22 430 502.04	241 319 583.52
f	56 689 822.08	44 573 879.97	6 110 697.00	12 942 422.14	120 316 821.19
g	56 689 822.08	139 768 267.80	56 700.690.11	25 653 618.27	278 812 398.26
h	56 689 822.08	51 937 319.96	7 490 757.00	8 298 526.52	124 416 425.56

T A B L A No. 7.12

Presa de Guadalupe

Cargos anuales para el funcionamiento conjunto

Alternativa en Conjunto	S I S T E M A				T O T A L
	San Pedro	Monte Alto	Xinté	Guadalupe	
a	26 747 869.54	17 045 105.59	13 923 871.78	19 024 845.73	76 741 692.64
b	18 356 438.34	6 477 222.38	4 863 768.13	6 256 346.45	35 953 775.30
c	8 133 638.51	17 045 105.59	13 923 871.78	19 024 845.73	58 127 461.61
d	8 133 638.51	6 477 222.38	4 863 768.13	6 256 346.45	25 730 975.47
e	10 935 466.68	30 278 353.29	10 757 924.26	5 678 752.74	57 650 496.97
f	10 935 466.68	10 727 704.15	1 178 753.46	2 771 350.63	25 613 274.92
g	10 935 466.68	35 258 486.17	14 380 111.72	6 462 442.35	67 036 506.92
h	10 935 466.68	10 018 709.03	1 144 967.03	1 600 785.77	26 414 469.21

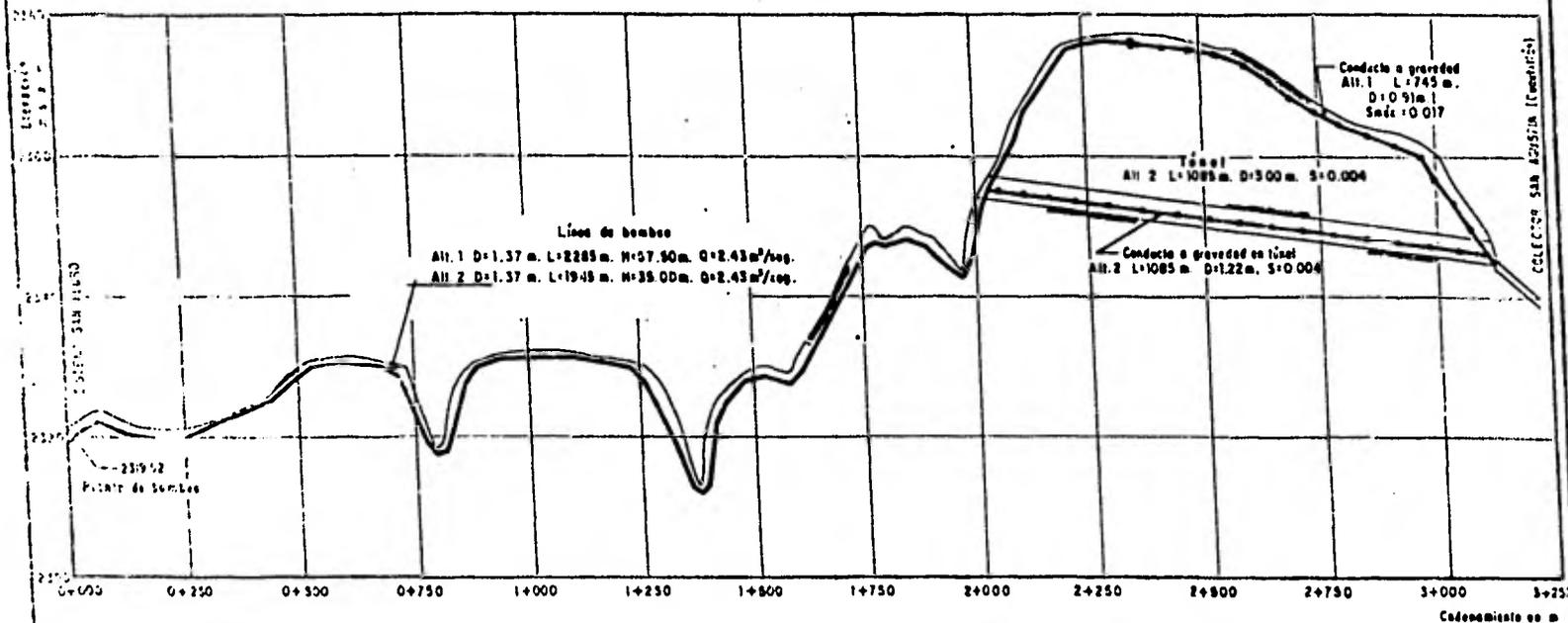


Fig. 7.1 Sistema San Pedro. Alternativas de eliminación. Perfil.

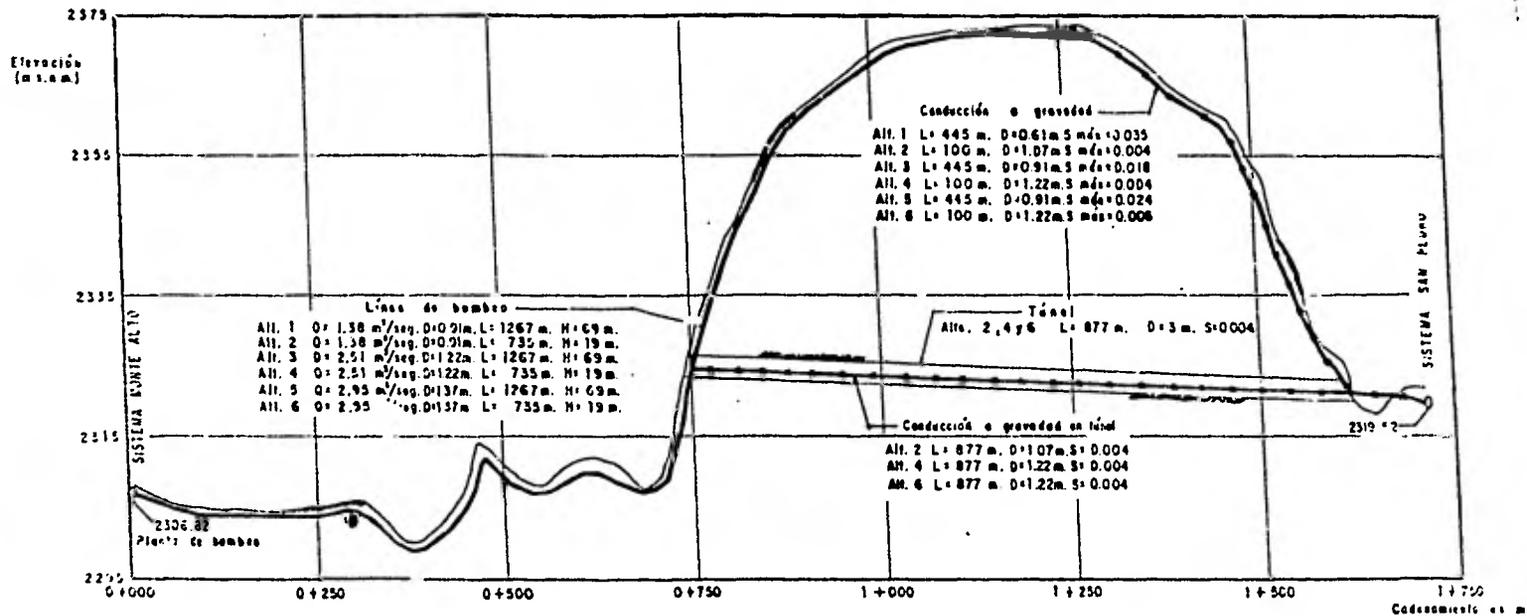


Fig. 7.2 Sistema Montc Alto. Alternativas de eliminación. Perfil.

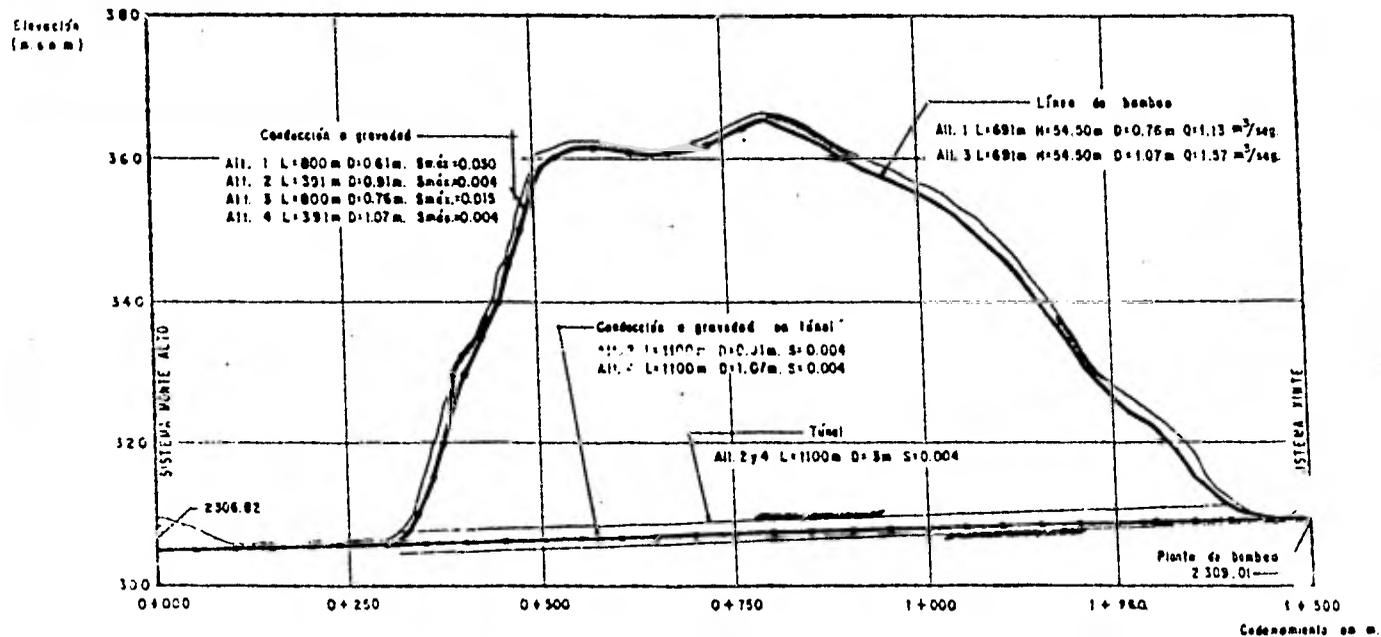


Fig. 7.3 Sistema Xinte. Alternativas 1 a 4 de eliminación. Perfil.

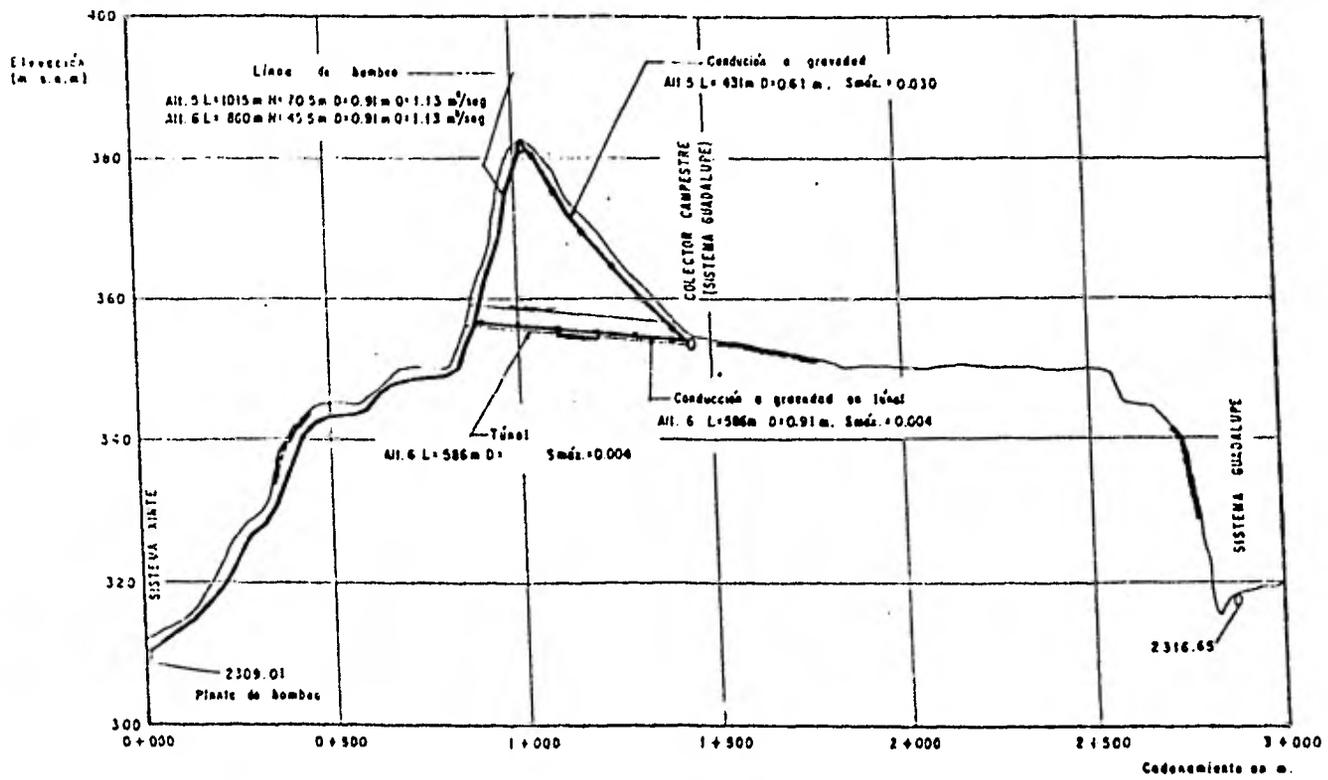


Fig. 7.4 Sistema Xinte. Alternativas 5 y 6 de eliminación. Perfil.

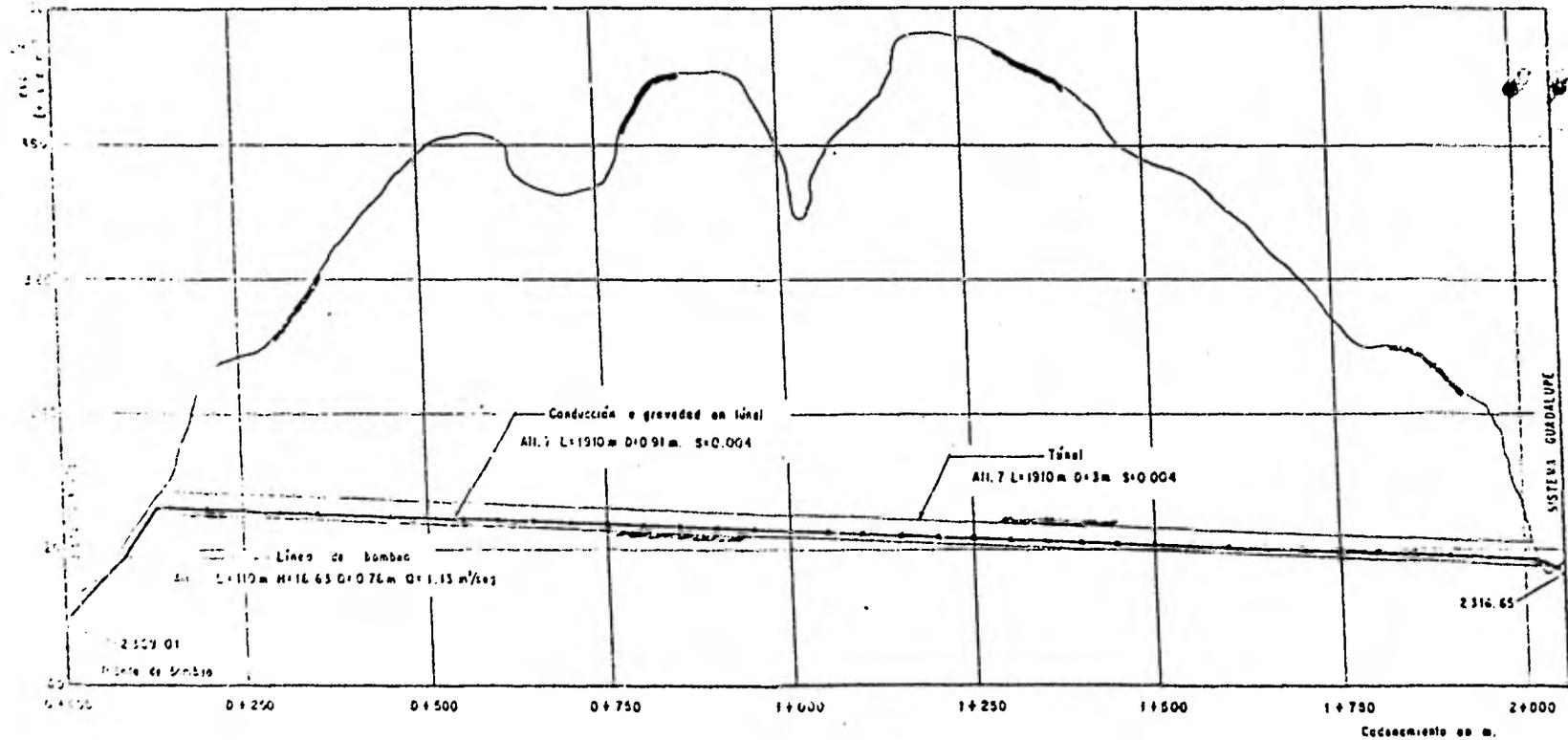


Fig. 7.5 Sistema Xinte. Alternativa 7 de eliminación. Perfil.

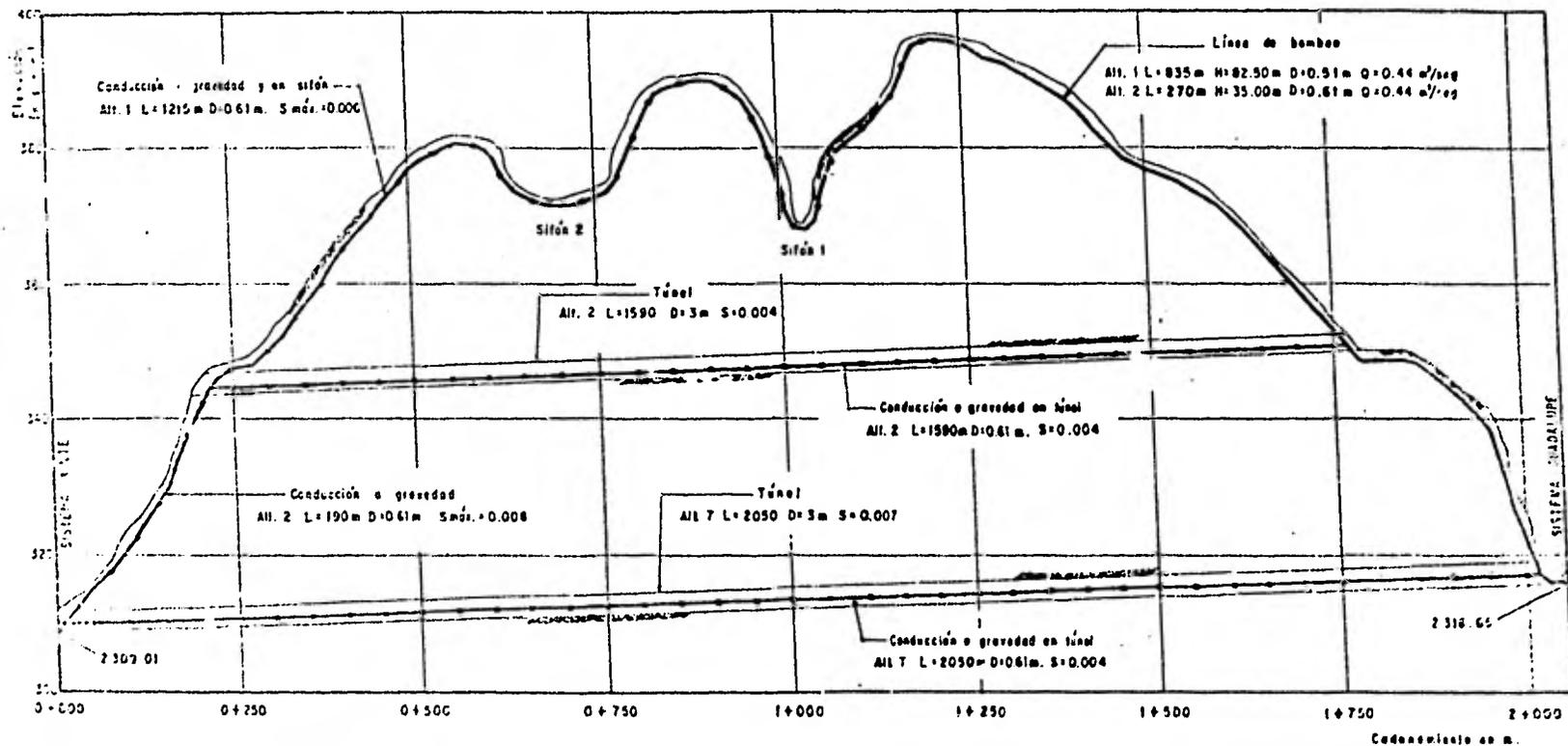


Fig. 7.6 Sistema Guadalupe. Alternativas 1, 2 y 7 de eliminación. Perfil.

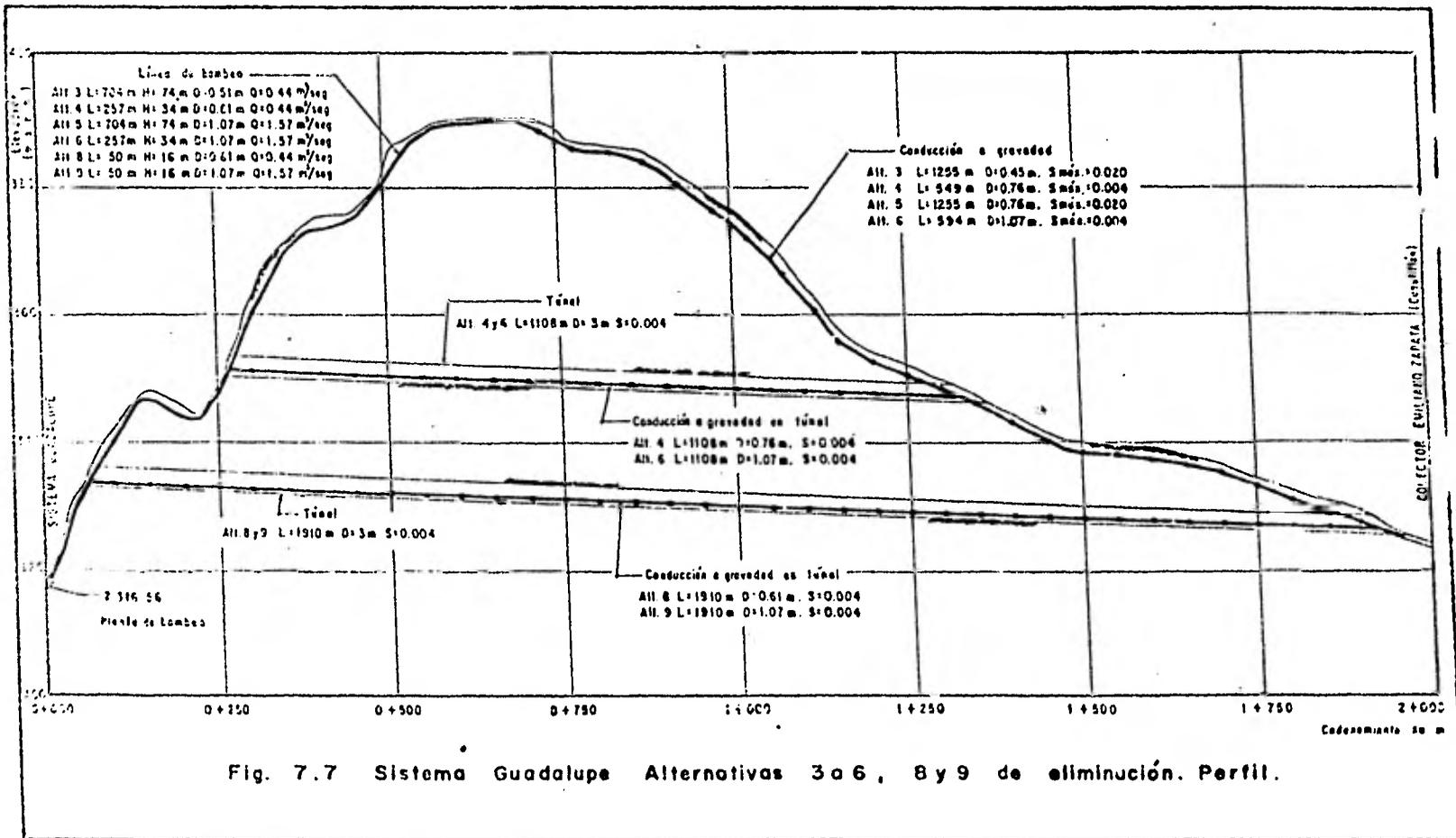


Fig. 7.7 Sistema Guadalupe Alternativas 3 a 6, 8 y 9 de eliminación. Perfil.

VIII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el presente capítulo con el cual se termina el trabajo que se desarrolló a través de estas páginas, se mencionan algunas conclusiones que no serán las únicas, sino que, personas con mayor experiencia en este tipo de trabajos podrán aportar sus puntos de vista que puedan enriquecer este capítulo.

De acuerdo a lo expuesto en los capítulos anteriores, se concluye que desde los puntos de vista técnico y económico, la mejor solución para evitar la llegada de aguas residuales a la Presa de Guadalupe y así evitar su contaminación es la construcción de sistemas de colectores marginales en los ríos que llegan a dicho vaso y sus escurrimientos llevarlos por medio de túneles con ciertos bombeos en cuenca (San Pedro) y de ahí mandarlos por una conducción a gravedad hacia la cortina en donde pueden ser usados para fines de riego, con algún tratamiento y sustituir los volúmenes que actualmente se toman de la presa, para que éstos se aprovechen en el abastecimiento de agua potable de la zona.

Sin embargo, se recomienda llevar a cabo trabajos de campo, como son los levantamientos topográficos a detalle en las líneas de conducción entre sistemas y hacia afuera de la cuenca; así como, trabajos de Geotecnia en las mismas, para conocer con mayor exactitud las características constructivas de los túneles y conductos y sus costos definitivos, que permitan afinar los cálculos llevados a cabo en el capítulo anterior.

Este tipo de trabajos encaminados a preservar la calidad del agua para que en un momento dado pueda ser utilizada para sa tisfacer la demanda de agua potable deberían ser más conti- nos para evitar un mayor deterioro de los volúmenes que pue- dan ayudar a obtener agua para el consumo humano, ya que, si se deja que esa agua se siga contaminando, posteriormente su tratamiento tendrá un mayor costo.

Si estos trabajos se quedan nada más a nivel estudio es impo- sible que la calidad del agua no se deteriore, lo que se ne- cesita es llevar a cabo la consumación de las obras para el aprovechamiento de los volúmenes de agua que se encuentran - cerca de la población por servir y no tener que traerla de - lugares distantes porque incrementa mucho su costo la conduc- ción hasta el lugar de consumo.

BIBLIOGRAFIA

- Golden Maskew Fair, John Charles Geyer y Daniel Alexander Okun, "Abastecimiento de aguas residuales", México, D.F.:LIMUSA, 1980, Cuarta edición, 2 vols.
- Springall G. Rolando, "Apuntes de Hidrología", México, D.F.: Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, 1978.
- Sotelo Avila Gilberto, "Apuntes de Hidráulica II", México, D.F.: Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, 1977.