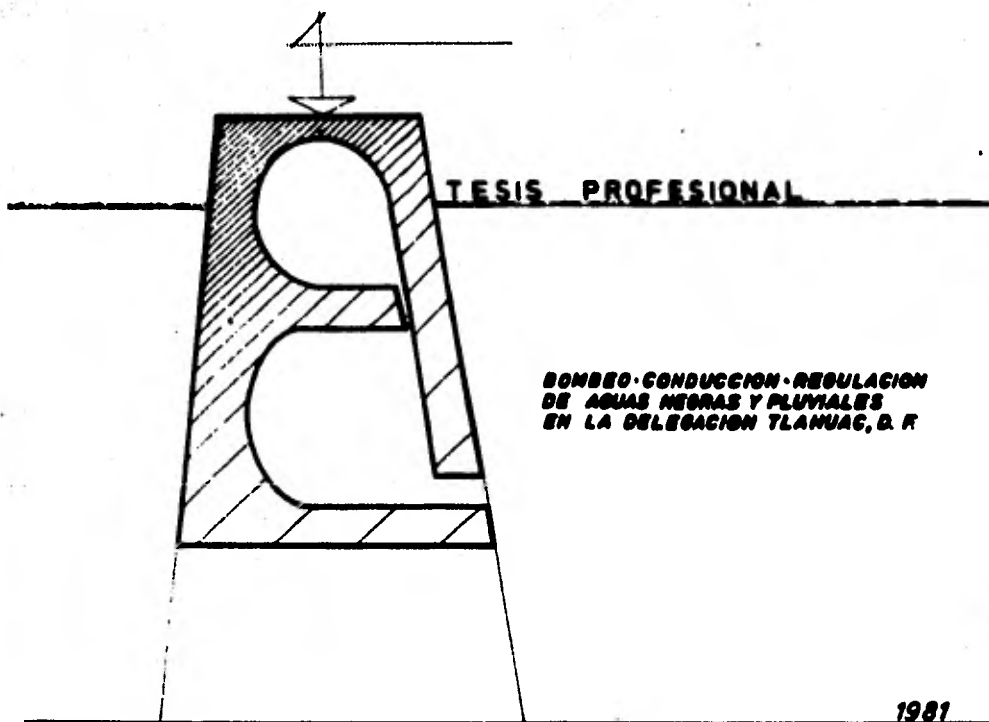


2ej 6



INGENIERO CIVIL

EDUARDO ALVAREZ MENDIOLA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



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.

CONTENIDO

1.-	<u>INTRODUCCION</u>	1
1.1	Antecedentes	1
1.2	Objetivo	2
1.3	Motivo	3
1.4	Desarrollo	3
2.-	<u>RECONOCIMIENTO</u>	6
2.1	Recabación de Información.	6
2.2	Recorridos de la zona.	11
3.-	<u>PLANTA DE BOMBEO</u>	14
3.1	Revisión de Interceptores.	14
3.2	Proyecto del Colector de llegada	33
3.3	Anteproyecto	35
3.4	Proyecto Electromecánico	41
3.5	Diseño Estructural	44
3.6	Diseño Arquitectónico y de Servicios	46
4.-	<u>CONDUCCION</u>	50
4.1	Estudio de Alternativas.	50
4.2	Proyecto Ejecutivo	65
5.-	<u>LAGUNA DE REGULACION</u>	80
5.1	Funcionamiento Hidráulico.	80
5.2	Diseño Geométrico.	111
5.3	Diseño de Estructuras.	111
6.-	<u>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</u>	118

1.- INTRODUCCION.

1.1 Antecedentes.

Se conoce con el nombre de Pueblos del Sur a las colonias situadas al Sur y Oriente de la Delegación Iztapalapa, a todas las colonias que forman la Delegación de Tláhuac, a las colonias del pueblo de Tulyehualco de la Delegación de Xochimilco, del pueblo de Tecómitl y de la Delegación de Milpa Alta.

Todas las colonias anteriores están localizadas dentro de una área cuyas fronteras son: al Norte, la calzada México Tulyehualco desde San Lorenzo Tezonco hasta San Francisco Tlaltenco, continuando por el camino de San Francisco a la super carretera México-Puebla; al Oriente con el límite del Distrito Federal y el Estado de México; al Sur con la Delegación de Milpa Alta con el pueblo de Tecómitl, continuando hacia San Juan Ixtayopan en Tulyehualco, de la Delegación Xochimilco, siguiendo por el camino Tulyehualco-Tláhuac y Canal de Chalco, hasta el Canal de Garay (futuro periférico); al Poniente por el Canal de Garay hasta la colonia la Esperanza, continuando por el pueblo de San Lorenzo hasta la carretera México-Tulyehualco. Todo lo anterior se estima en una área de 80 Km² y una área poblada de 25.5 Km².

Con el fin de dar solución a los problemas de drenaje de los Pueblos del Sur, se dividieron en dos zonas:

la primera de San Lorenzo Tezonco a San Francisco Tlaltemco, limitada al Sur por el Canal de Chalco o Ameca y la segunda abarca San Francisco Tlaltemco, Tlshuac y Tulyehualco.

Con el fin de dar apoyo a lo anterior, se tiene para la primera zona un estudio de colectores que descargan al Canal de Chalco y que a su vez descargará al Canal Nacional que conduce el agua a la planta de bombeo de Miramontes y Río Churubusco; en la segunda zona, un estudio de nuevos colectores combinados que descargan a una nueva planta de bombeo, un estudio del drenaje sanitario y un estudio del Drenaje combinado de una parte de esta zona.

1.2 OBJETIVO.

De acuerdo a lo anteriormente mencionado se enfocó el presente trabajo exclusivamente a solucionar la segunda zona.

Para aliviar el gasto de aguas negras y pluviales de todas estas colonias, se proyectará una planta de bombeo y de esta se conducirá el agua hacia una laguna de regulación que descargará, en forma controlada, al Canal General, quién a su vez desfogará al Río de la Compañía.

1.3 Motivo.

Tanto en el D. F., como en toda la República Mexicana el problema del drenaje en sus colonias es un problema -- muy serio, no obstante el gran desarrollo urbano que se -- está presentando actualmente.

Así, se puede observar que en muchas colonias no existe aún ni trazo de alguna calle, mucho menos aún el trazo de un sistema de drenaje. En otras colonias puede llegar a existir el sistema, pero éste se encuentra en condiciones desfavorables.

La Delegación Tláhuac no se escapa del problema antes mencionado y se pensó en darle una solución adecuada, -- para lo cual se realiza el presente trabajo. Por otro lado se pensó en que, aparte de solucionar una colonia muy particular, se pueda tomar como modelo para la solución -- de las diversas colonias que carecen del servicio en el -- Distrito Federal y en toda la República Mexicana, en general.

1.4 Desarrollo.

Para satisfacer el objetivo, se planteó el siguiente programa de trabajo:

I TRABAJOS DE CAMPO.

- a) Recopilación de información.**
- b) Recorrido de la zona de estudio.**
- c) Levantamiento Topográfico.**
- d) Estudio de Mecánica de Suelos.**

II TRABAJOS DE GABINETE.

- a) Análisis de la información.**
- b) Planteamiento de alternativas.**
- c) Proyecto de alcantarillado combinado en colonias.**
- d) Proyecto de planta de bombeo.**
- e) Proyecto de conducción planta-laguna.**
- f) Proyecto de laguna de regulación.**
- g) Presupuestos.**

Para desarrollar el programa anterior, se dividió el presente trabajo en los capítulos siguientes, mencionados en forma resumida:

Capítulo 2 RECONOCIMIENTO DE LA ZONA.

Se describe la información recabada y se hacen comentarios a la visita de campo realizada.

Capítulo 3 PLANTA DE BOMBEO.

Se revisan los interceptores de la zona, proyectándo-

se un colector nuevo de llegada a la planta, así como la planta de bombeo desde un punto de vista de funcionamiento hidráulico y estructural.

Capítulo 4 CONDUCCION.

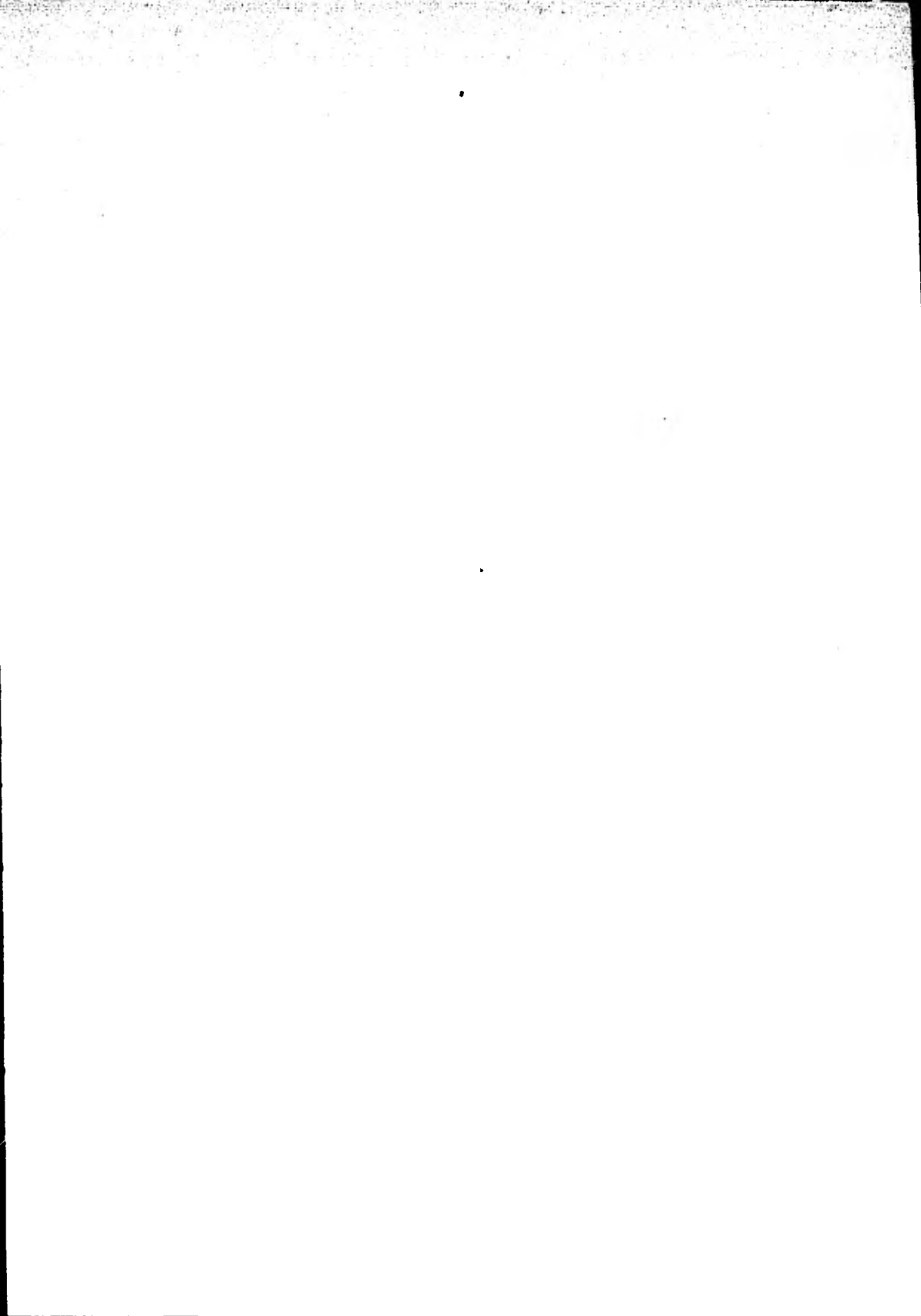
De acuerdo a la descarga en la planta de bombeo, se realiza un estudio de alternativas para elegir la conducción adecuada, y se proyecta ésta hasta la laguna de regulación.

Capítulo 5 LAGUNA DE REGULACION.

De acuerdo a los resultados del estudio de mecánica de suelos efectuado, se proyecta hidráulica y estructuralmente la laguna de regulación, así como la estructura de descarga al Canal General.

Capítulo 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Se comentan los resultados del trabajo realizado y se plantea una serie de recomendaciones para el buen funcionamiento de la obra conjunta.



2.- RECONOCIMIENTO.

2.1 Recabación de Información.

Se realizaron visitas a la Delegación Política de--
Tláhuac, con el fin de verificar las colonias regulari-
zadas y las que están en proceso de regularizarse, de--
tectándose las siguientes:

- a) Colonia Las Puertas.
- b) Colonia Ojo de Agua.
- c) Colonia Guadalupe.
- d) Colonia Selene.
- e) Colonia Ampliación Selene.
- f) Colonia San José.
- g) Colonia Santa Cecilia.
- h) Colonia la Habana.
- i) Colonia San Andrés.
- j) Colonia Quiahuatla.
- k) Colonia San Sebastián.
- l) Colonia Santa Catarina.
- m) Colonia Francisco Villa.
- n) Colonia Guadalupe (Ixtayopan).
- ñ) Colonia Asunción (Ixtayopan).
- o) Pueblo de Tetelco.

Por otro lado, se recolectó la información siguiente:

- Plano de Drenaje combinado de la colonia Las Puertas;
elaborado en septiembre de 1979.
- Plano de drenaje combinado de calles faltantes de la-
Colonia Las Puertas; elaborado en diciembre de 1980.
- Plano de drenaje combinado de la colonia Ojo de Agua-
elaborado en septiembre de 1979.

- Plano de drenaje sanitario de la colonia Ojo de Agua; elaborado en agosto de 1978
- Plano de drenaje combinado de la colonia Ampliación - Selene; elaborado en agosto de 1979.
- Plano de drenaje sanitario de la colonia Ampliación - Selene; elaborado en septiembre de 1978.
- Plano de drenaje combinado de la colonia Selene; elaborado en septiembre de 1979.
- Plano de drenaje sanitario de la colonia Selene; elaborado en septiembre de 1978.
- Plano de drenaje combinado de la colonia San José; -- elaborado en diciembre de 1978.
- Plano de drenaje sanitario de la colonia San José; -- elaborado en agosto de 1978.
- Plano de la zona urbana ejidal de Santa Cecilia; elaborado en octubre de 1975
- Plano de drenaje combinado de la colonia La Habana; -- elaborado en septiembre de 1979.
- Plano de drenaje sanitario de la colonia la Habana; -- elaborado en agosto de 1978.
- Proyecto de drenaje combinado de las calles faltantes en la colonia La Habana; elaborado en diciembre de -- 1980.
- Plano de drenaje combinado de la Colonia La Quiahua-- tla; elaborado en junio de 1979.
- Plano de drenaje sanitario de la colonia La Quiahua-- tla elaborado en agosto de 1978.
- Proyecto de drenaje combinado de la colonia San An---

dré y ampliación Quishuatla; elaborado en diciembre-
de 1980

- Plano de drenaje combinado del Pueblo de Santa Catari
na; elaborado en abril de 1979.
- Plano de drenaje sanitario del pueblo de Santa Catari
na; elaborado en octubre de 1978.
- Proyecto de drenaje combinado de la Primera y Segunda
Ampliación de la colonia Santa Catarina; elaborado en
diciembre de 1980.
- Plano de proyecto de drenaje combinado de la Colonia-
Francisco Villa; elaborado en marzo de 1979.
- Plano de proyecto de drenaje sanitario de la colonia-
Francisco Villa; elaborado en octubre de 1978.
- Proyecto de drenaje combinado de las calles faltantes
de la colonia Francisco villa; elaborado en diciembre
de 1980.
- Proyecto de atarjeas del Pueblo de Tláhuac; elaborado
en junio de 1976.
- Proyecto de drenaje combinado del Pueblo de Santiago-
Tulyehualco, colonia San Sebastián y San Isidro; ela-
borado en febrero de 1979.
- Proyecto de drenaje pluvial del Pueblo Santiago Tulye
hualco y colonias y barrios de la delegación Xochimil
co; elaborado en septiembre de 1978.
- Proyecto de drenaje sanitario del Pueblo Santiago Tu
yehualco; elaborado en agosto de 1978.
- Proyecto de Drenaje Combinado del Pueblo de Tetelco--
elaborado en Abril de 1979.

- Proyecto de Drenaje Combinado de la colonia Guadalupe Tlaltenco.
- Proyecto de Drenaje Sanitario de la colonia Guadalupe Tlaltenco; elaborado en agosto de 1978.
- Proyecto de Drenaje Sanitario del Pueblo de Tetelco; elaborado en Noviembre de 1978.
- Proyecto de Drenaje Sanitario Primera y segunda Sección de Tetelco; elaborado en Octubre de 1978.
- Plano del Interceptor Ampliación Selene, Km 0+000 al Km 1 + 507, plano 1 de 1; elaborado en junio de 1979.
- Plano del Interceptor Montes Carpatos y San Mateo, -- plano 1 de 1; elaborado en Junio de 1979.
- Plano del Interceptor San Francisco Tlaltenco, km --- 0 + 000 al km 1 + 310; elaborado en Junio de 1979.
- Plano del Interceptor Pluvial Sta. Cecilia, km 0+000- al km 1 + 159; elaborado en junio de 1979.
- Plano del Interceptor Pluvial San José y Triángulo, - Plano 1 de 1; elaborado en Junio de 1979.
- Plano del Interceptor Tláhuac- Tulyehualco, Km 0+000- al Km 1+572; elaborado en Junio de 1979, plano 1 de 5
- Plano del Interceptor Tláhuac-Tulyehualco, Km 1+572 - al Km 3+020; elaborado en junio de 1979, plano 2 de 5
- Plano del Interceptor Tláhuac-Tulyehualco, Km 3 + 020 al Km 4+501; elaborado en Junio de 1979, plano 3 de 5
- Plano del Interceptor Tláhuac-Tulyehualco, Km 4+501 - al Km 6+070; elaborado en Junio de 1979, plano 4 de 5
- Plano del Interceptor Tláhuac-Tulyehualco, Km 6+020 - al Km 7 + 472; elaborado en Junio de 1979, plano 5 de 5.

- Plano del Interceptor Pluvial Aquiles Serdán Km --- 0+000 al Km 1+120; elaborado en Junio de 1979, plano 1 de 1.
- Plano del colector San José; elaborado en Enero de 1979.
- Plano del colector Tlaltenco; elaborado en Septiembre de 1979.
- Plano del colector las Puertas; elaborado en Septiembre de 1979.
- Plano del colector Av. Técnica; elaborado en Septiembre de 1979.
- Plano del colector Selene No. 1; elaborado en Septiembre de 1979.
- Plano del colector Ampliación Selene y Selene No. 2 elaborado en Septiembre de 1979.
- Plano del colector Canal Nacional; elaborado en Septiembre de 1979.
- Plano de los colectores Montes Cárpatos y Ojo de -- Agua; elaborados en Septiembre de 1979.
- Plano del colector Riachuelo Serpentino; elaborado en Septiembre de 1979.
- Plano General del Sistema de Interceptores de Aguas Pluviales, plano 1; elaborado en 1979.
- Plano General del Sistema de Interceptores de Aguas Pluviales (localización de gastos) plano 2; elaborado en 1979.
- Plano General de Sistema de Interceptores de Aguas Pluviales (localización de áreas de influencia) plano 3; elaborado en Octubre de 1979.

- Proyecto de Drenaje combinado del Barrio la Asuncion elaborado en Diciembre de 1980.
- Proyecto de Drenaje combinado de la colonia López -- Portillo y Tianepantla; elaborado en diciembre de -- 1980.
- Proyecto de Drenaje combinado en las calles faltantes en la colonia San Juan Ixtayopan.

2.2 Recorridos de la Zona.

Los recorridos de las distintas colonias que configuran la segunda zona se hicieron con el fin de localizar e identificar las colonias, definiendo el tipo de servicios con que cuentan; también se siguió el trazo del drenaje y colectores existentes, se localizaron nuevos núcleos urbanos definiéndose los trabajos Topográficos de apoyo para los proyectos.

Al recorrer las colonias Las Puertas y La Habana se pudo observar que de los supuestos colectores de proyecto que deberían existir, éstos no se encuentran, tan solo hay pequeños tramos de colectores aislados, por lo cual se proyectó el drenaje combinado en las calles faltantes . En el caso de la Colonia "La Habana, se realizó el levantamiento topográfico.

Las Colonias San Andrés y Ampliación Quiahuatla no cuentan aún con trazo bien definido de sus calles por -

12

lo que el servicio sanitario es nulo en ambas colonias. Por lo anterior se hizo necesario proyectar el drenaje combinado de estas colonias.

El Pueblo de Sta. Catarina cuenta con amplias zonas de expansión hacia el oriente, dividiéndose dicha expansión en dos zonas, una de ellas más antigua y otra más reciente, pero ambas sin servicios de agua potable, drenaje, luz y pavimentación. Por lo anterior, en las dos zonas de expansión se proyectó el sistema de drenaje combinado.

La colonia Francisco Villa no cuenta con ningún servicio sanitario, sin embargo cuenta con un colector que desaloja parte del agua, llevándola hasta el cárcamo que se encuentra en la calle de Vereda. Por lo anterior se proyectó el sistema de drenaje combinado de las calles faltantes de la colonia.

La colonia Asunción forma parte del Pueblo de Ixtayopan. Cuenta con servicio de agua potable y generalmente toda la colonia tiene drenaje sanitario. Se proyectó el sistema de drenaje combinado.

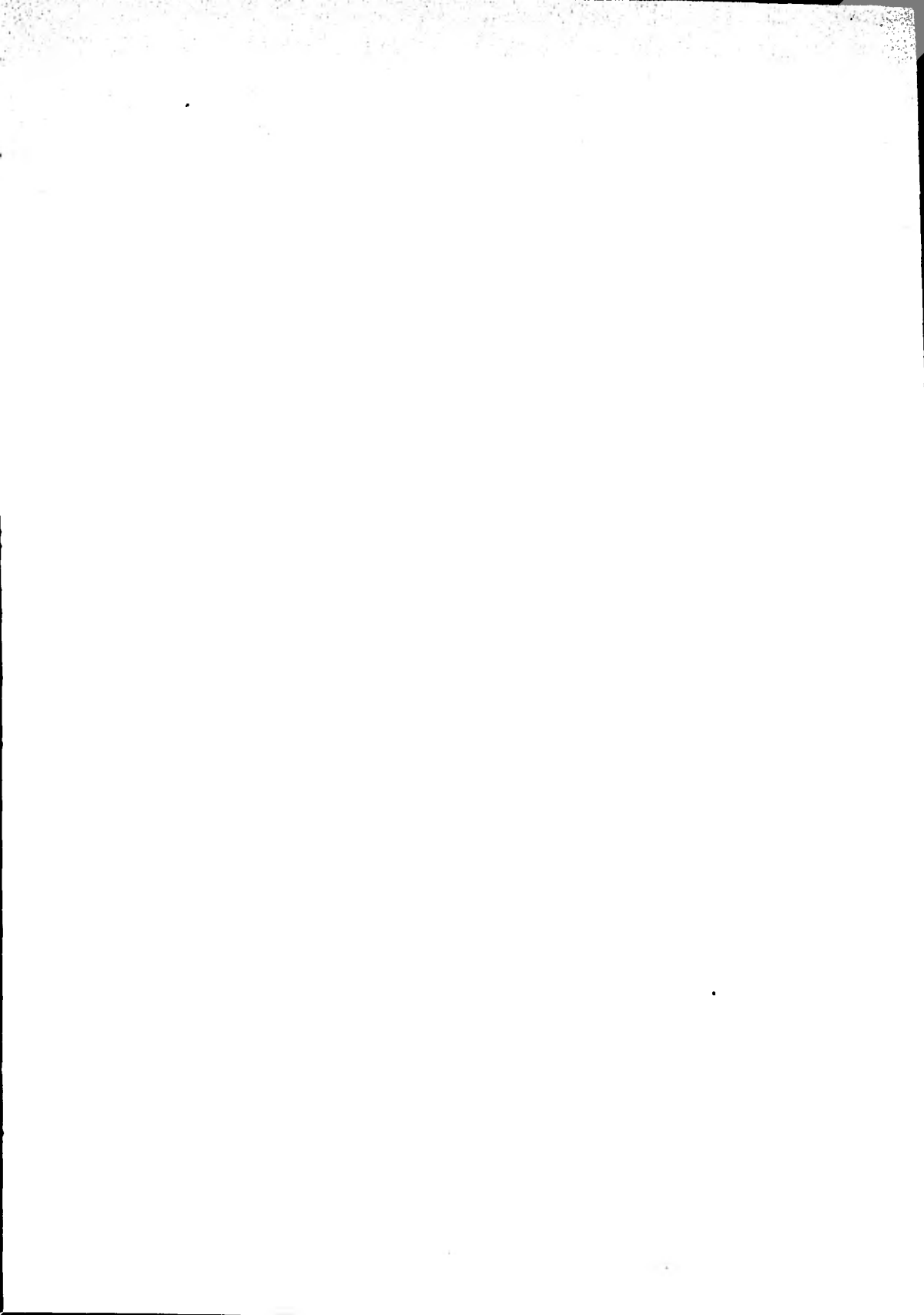
Las colonias La Estación, López Portillo y Tlanepantla no cuentan aún con trazo de calles y están delimitadas por terrenos baldíos. Ambas colonias carecen del Servicio de agua potable y de drenaje por lo cual se proyectó el sistema de drenaje combinado; dentro de

la colonia La Estación se encuentra situada la Granja - Experimental de la U.N.A.M., la cual cuenta con servicios de agua potable y alcantarillado.

El resto de la zona dos ya cuenta con drenaje combinado existente o en proyecto.

Por otro lado, de los recorridos se detectó que la zona es bastante plana, por lo que al construir los colectores, se profundizarán de tal forma que para enviar los caudales al Dren General y al Río de la Compañía -- deberá proyectarse una planta de bombeo, que por condiciones de economía, se recomienda localizar a un lado de la carretera Chalco-Tláhuac junto a las últimas construcciones del Pueblo de Tláhuac.

También se encontró un canal existente, el cual no tiene la capacidad para drenar los caudales de la zona dos, por lo que deberá preverse la construcción de una conducción de la Planta de bombeo a una Laguna de Regulación, que deberá construirse para controlar los gastos que descargarán en el Dren General, sin provocar problemas de inundación en la confluencia de éste con el Río de la Compañía.



3.- PLANTA DE BOMBEO.

3.1 Revisión de Interceptores.

Para llevar a cabo la revisión de los interceptores que descargarán sus aguas a la planta de bombeo, es necesario determinar los gastos de diseño, lo cual implica definir las condiciones de proyecto, como son: la in tensidad, duración y frecuencia de la tormenta, el coefi ciente de escurrimiento y los parámetros que intervie-- nen en el cálculo de la aportación de aguas negras.

Para un período de retorno definido de 5 años, se cuenta con una ecuación que liga la duración de la tormenta con su intensidad de lluvia, denominada fórmula media, tomándose de acuerdo a una serie de gráficas dibujadas por el Departamento de D. F., en donde aparecen intensidades ligadas a diferentes periodos de retorno. Dicha ecuación es la siguiente:

$$i = 320 d^{-0.5} \quad (3.1.1)$$

donde:

i - Intensidad de la precipitación, en mm/hr

d - Duración de la tormenta, en min.

Cerca de la zona en estudio se encuentran las estaciones climatológicas: Iztapalapa, Los Reyes la Paz y V. Milpa Alta, las cuales cuentan con pluviógrafo. Con su ubicación se determinó su área de influencia mediante los polígonos de Thiessen.

La información de las estaciones se procesó, obteniéndose, para el período de retorno de 5 años, las ecuaciones siguientes:

$$i = 469.238 d^{-0.673} \quad (3.1.2)$$

$$i = 591.007 d^{-0.681} \quad (3.1.3)$$

$$i = 465.040 d^{-0.637} \quad (3.1.4)$$

Adecuando las tres ecuaciones anteriores a la zona en estudio, tomado en cuenta la ubicación del área respecto a la de las estaciones y la distribución de la lluvia máxima en 24 horas registrada en los pluviógrafos, se obtuvo la ecuación siguiente:

$$i = 504.856 d^{-0.658} \quad (3.1.5)$$

El coeficiente de escurrimiento considerado fue de 0.4, debido a que aunque existen Colonias y Antiguos -

Pueblos con diferentes grados de urbanización, la tendencia de éstos es de ir cambiando a colonias de nivel medio.

Ahora bien, para determinar los gastos máximos pluviales, se aplicaron cuatro métodos, los cuales son:

a) Método Racional 1

El gasto máximo pluvial se calcula con la fórmula racional:

$$Q = \frac{Ci A}{360} \quad (3.1.6)$$

donde:

Q - Gasto máximo pluvial, en $m^3/seg.$

C - Coeficiente de escurrimiento.

i - Intensidad de la lluvia, en mm/hr.

A - Area drenada, en ha.

De acuerdo a la ecuación (3.1.5), se calcula la intensidad de lluvia y haciendo que la duración sea igual al tiempo de concentración, calculado con la fórmula de Chow:

$$d = tc = 0.600 \left[\frac{L}{s} \right]^{0.64} \quad (3.1.7)$$

siendo:

- tc - Tiempo de concentración, en min.
- L - Distancia desde el punto más lejano, en m
- s - Pendiente del área drenada, en ‰

b) Método Racional 2

Se calcula en la misma forma que el método anterior pero utilizando la ecuación denominada fórmula media (Ec. 3.1.1.).

c) Método de Burkli Ziegler.

La expresión para calcular el gasto máximo -- pluvial es:

$$Q = 27.78 Ci A^{0.75} S^{0.25} \quad (3.1.8)$$

en donde:

- Q - Gasto máximo pluvial, en lts/seg.
- C - Coeficiente de escurrimiento.
- i - Intensidad de la lluvia, en cm/hr
- S - Pendiente media, en milésimos.

La intensidad se calcula con la ecuación (3.1.5)

d) Método del Instituto de Ingeniería.

Este método parte del tiempo de pico, calculado con la fórmula de Kirpich:

$$t_p = 0.0005 \left[\frac{L}{s} \right]^{0.64} \quad (3.1.9)$$

siendo:

L - Longitud de recorrido en Km

s - Pendiente media de los subcolectores

Si la pendiente es pequeña, se calcula con:

$$t_p = \frac{L}{V} \quad (3.1.10)$$

donde:

t_p = Tiempo pico en horas.

L - Longitud de recorrido del agua, en m

V - Velocidad media del agua, en m/hora

El gasto máximo pluvial se obtiene de:

$$Q = \frac{V_e}{(4 + t_p) 1,800} \quad \text{Si } t_p < 2 \text{ horas (3.1.12)}$$

$$Q = \frac{V_e}{(1 + t_p) 3,600} \quad \text{Si } t_p \geq 2 \text{ horas (3.1.12)}$$

siendo:

Q - Gasto máximo pluvial, en m^3/seg .

Ve - Volumen de escurrimiento directo, en m^3 .

El volumen de escurrimiento se calcula como:

$$Ve = Pm (C1 Au + C2 Anu) \quad (3.1.13)$$

donde:

Pm - Lluvia puntual con período de retorno - de 5 años, en m(0.055 para la zona en estudio).

C1 - Coeficiente de escurrimiento para la zona urbana.

C2 - Coeficiente de escurrimiento para la zona no urbana .

Au - Area urbana, en m^2

Anu - Area no urbana, en m^2 (en la zona de estudio se consideró que toda era urbana).

Por otra parte, la aportación de aguas negras se obtiene de la ecuación siguiente:

$$Qm = \frac{Dot \times Den \times A \times CRAN}{86,400 \times 1,000}$$

donde:

Qm - Gasto medio de aguas negras, en m^3/seg .

- Dot - Dotación de agua potable, en lts/hab/día
 Den - Densidad de población, en hab/ha.
 A - Area de drenaje.
 CRAM- Coeficiente de retorno de aguas negras-
 Considerado igual a 1

La dotación que se utiliza es de 150 lts/hab/día - de acuerdo a las necesidades de la zona y la densidad es de 250 hab/ha.

Para calcular el gasto máximo de aguas se utiliza el coeficiente de Harmon dado por la ecuación:

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{p}} \quad (3.1.14)$$

donde:

M - Coeficiente de Harmon

p - Población de proyecto, en miles.

y el gasto máximo se calcula por:

$$Q_{an} = M Q_m \quad (3.1.15)$$

Para revisar los interceptores pluviales se utiliza un gasto de revisión calculado como la suma del gasto pluvial y del gasto máximo de aguas negras.

La capacidad de los interceptores pluviales se revisó aplicando las expresiones de continuidad y Manning:-

$$Q = AV \quad (3.1.16)$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (3.1.17)$$

donde:

- V - Velocidad, en m/seg.
- n - Coeficiente de rugosidad.
- R - Radio hidráulico, en m
- S - Pendiente.
- A - Area hidráulica en m²
- Q - gasto, en m³/seg.

La revisión se llevó a cabo en aquellos interceptores que cuentan con un diámetro mayor o igual a 0.76 m, siguiendo la siguiente secuela:

Conocido el proyecto geométrico de cada interceptor, se dividieron dichos interceptores en tramos de aproximadamente 150 m de longitud, iniciando y terminando el tramo en pozos o cajas de visita. Cuando se presentó un cambio de diámetro, la longitud del último tramo tomó un valor diferente a los 150 m.

Una vez dividido el Interceptor Pluvial en tramos se procedió a determinar el área drenada por cada uno de ellos, para lo cual, en un plano de la zona en estudio, escala 1:10,000, se superpusieron los interceptores de proyecto y las colonias por drenarse, valuando a continuación el área tributaria tomando en cuenta ---

las descargas de las redes de las colonias,

Con lo anterior, y con el objeto de proceder a la revisión de los interceptores, se implementó un programa para la computadora Hewlett Packard. A dicho programa se le proporcionan los siguientes datos: nombre del interceptor en estudio y al que descarga, área total drenada, número de tramos en que se dividió el colector y para cada uno de ellos el área del tramo, la longitud de recorrido del agua, la longitud, pendiente y diámetro del tramo. En la tabla (3.1.1) se presenta, a manera de ejemplo, los resultados obtenidos para el interceptor Av. Canal Nacional.

Con la información de los tramos, el programa calcula primeramente, los gastos de diseño para cada uno de ellos, por los cuatro métodos expuestos anteriormente, adicionándoles el gasto de aguas negras.

Posteriormente calcula, para cada tramo, las características hidráulicas del conducto a tubo lleno para el gasto de diseño y con el gasto de aguas negras.

Por último, hace una comparación de la velocidad mínima (0.6 m/seg) con las obtenidas con el gasto de aguas negras y el gasto de proyecto contra el gasto de tubo lleno, escribiendo una nota que indica el número del tramo que no cumple con las especificaciones y con el gasto a tubo lleno.

Para el ejemplo, de la tabla (3.1.1.) se observa que en los tramos 1, 2, 3 y 5 la velocidad mínima es

TABLA No. 3.1.1

PROYECTO PUEBLOS DEL SUR

COLECTOR: AV. CANAL NACIONAL DESCARGA AL COL.: PLANTA DE BOMBEO

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

SISTEMA COMBINADO

AREA TOTAL DRENADA: 1109.10 HA.

DESCARGA AL COLECTOR: PLANTA DE BOMBEO

DENSIDAD DE POBLACION: 250 Hab /Ha.

DOTACION DE AGUA: 150 Lts/Hab-dia

COEFICIENTE DE RETORNO DE A.N.: 1.0

(Cont. Tabla No. 3.1.1)

CALCULO DE LOS GASTOS DE DISEÑO

METODO RACIONAL 1 (L.P.S.)	METODO RACIONAL 2 (L.P.S.)	METODO B. ZIEGLER (L.P.S.)	METODO I. DE ING. (L.P.S.)
321.10	385.20	219.86	243.29
597.92	741.79	330.76	515.80
967.40	1234.33	454.20	927.46
1115.45	1438.18	497.68	1111.37
1186.96	1556.86	508.30	1258.35
6402.72	10274.14	1214.47	13139.74
6446.92	10343.98	1232.17	13156.65
6470.03	10384.77	1246.60	13140.39
6491.49	10426.04	1262.96	13111.70
6510.39	10464.96	1277.65	13088.09
6497.44	10453.07	1285.29	13013.36
721588	11621.81	1408.44	14398.55
7198.70	11606.98	1415.58	14317.11
8464.69	13662.35	1620.20	16792.59
8662.00	13993.70	1657.54	17149.71
8651.15	13958.08	1660.05	17054.39
8616.86	13948.40	1664.14	16996.66
12197.30	19756.52	2204.52	24033.67

(Cont. Tabla No. 3.1.1)

REVISION DEL FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO

TRAMO	D	S	Q	V	QP	T1	V1	A	P	QAN	T2	V2
1	122	1.00	1.29	1.10	0.32	42	0.98	8.1	2033	34.5	15	0.42
2	122	1.00	1.29	1.10	0.60	60	1.04	17.4	4358	49.9	18	0.47
3	122	1.00	1.29	1.10	0.97	81	1.17	31.7	7933	84.1	24	0.52
4	122	1.00	1.29	1.10	1.12	90	1.21	38.2	9558	98.7	24	0.61
5	122	1.00	1.29	1.10	1.19	93	1.24	43.7	10933	110.7	27	0.58
6	244	1.00	8.18	1.75	6.40	165	1.90	558.8	129708	914.4	57	1.19
7	244	1.00	8.18	1.75	6.49	165	1.92	562.4	140608	919.2	57	1.11
8	244	1.00	8.18	1.75	6.47	165	1.92	565.3	141333	923.2	57	1.11
9	244	1.00	8.18	1.75	6.49	165	1.93	568.8	142208	927.9	57	1.12
10	244	1.00	8.18	1.75	6.51	165	1.93	572.5	143133	932.8	57	1.12
11	244	1.00	8.18	1.75	6.50	165	1.93	573.5	143383	934.2	57	1.12
12	244	1.00	8.18	1.75	7.22	180	1.95	639.9	159983	1022.6	60	1.15
13	244	1.00	8.18	1.75	7.20	180	1.95	641.6	160408	1024.9	60	1.15
14	244	1.00	8.18	1.75	8.46	210	1.98	757.9	189473	1176.4	63	1.23
15	244	1.00	8.18	1.75	8.66	219	1.96	778.7	194673	1203.1	66	1.18
16	244	1.00	8.18	1.75	8.63	216	1.97	779.4	194848	1204.0	66	1.18
17	244	1.00	8.18	1.75	8.62	216	1.97	781.4	195348	1206.5	66	1.18
18	244	1.00	8.18	1.75	12.20	244	1.75	1109.1	277275	1615.4	75	1.32

(Cont. Tabla No. 3.1.1)

D = DIAMETRO DE PROYECTO EN CM
S = PENDIENTE DE PROYECTO EN MILESIMOS
Q = GASTO 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 = AREA DRENADA EN HA.
P = POBLACION SERVIDA.
QAN = GASTO DE AGUAS NEGRAS ; LTS/SEG.
T2 = TIRANTE PARA EL GASTO DE AGUAS NEGRAS EN CM.
V2 = VELOCIDAD PARA EL GASTO DE AGUAS NEGRAS EN M/SEG.

TRAMO 1 VELOCIDAD MINIMA MENOR DE 0.6 M/SEG. PERO --
CUMPLE ESPECIFICACIONES DEL D.D.F.
TRAMO 2 VELOCIDAD MINIMA MENOR DE 0.6 M/SEG. PERO --
CUMPLE ESPECIFICACIONES DEL D.D.F.
TRAMO 3 VELOCIDAD MINIMA MENOR DE 0.6 M/SEG. PERO --
CUMPLE ESPECIFICACIONES DEL D.D.F.
TRAMO 5 VELOCIDAD MINIMA MENOR DE 0.6 M/SEG. PERO --
CUMPLE ESPECIFICACIONES DEL D.D.F.
TRAMO 18 GASTO DE DISEÑO MAYOR QUE EL 110% CAP. A TU-
BO LLENO.

menor que 0.6 m/seg, pero si cumple con las especificaciones y el tramo 18 no tiene capacidad para conducir el gasto.

En la tabla (3.1.2) se describen los colectores de la zona 2, indicando nombre del interceptor, interceptor al que descarga, colonia que drena, longitud y área drenada.

De los resultados de la revisión efectuada, se detectó que algunos interceptores parcial o totalmente no tiene capacidad para drenar en zona de influencia, lo que provocará problemas en las redes de las colonias adyacentes.

Por lo anterior se decidió proponer cambios en la geometría de los mismos, con el fin de mejorar las condiciones de drenaje del lugar, lo que implicó rediseñar 10 interceptores con un desarrollo total de 9.3 Km Para esto se siguieron los lineamientos de diseño indicados anteriormente.

En la tabla (3.1.3) se presenta una relación de los interceptores por modificar.

A manera de ejemplo, se presenta en la tabla 3.1.4- la modificación del interceptor Las Puertas.

TABLA 3.1.2

DESCRIPCION DE INTERCEPTORES DE LA ZONA 2

COLECTOR	DESCARGA AL COL	COLONIAS DRENADAS	ZONA	LONGITUD COLECTOR (m)	AREA DRENADA (Ha)
Las Puertas Cordilleras Tlaltenco	TLALTENCO	Las Puertas	2	1305.00	38.30
		Gpe. Tlaltenco	2	717.00	22.80
Ojo de Agua	Montes Carpatos	Las Puertas			
		Ojo de Agua			
Montes Carpatos	Riachuelo Serpentino	Gpe. Tlaltenco	2	1555.00	127.35
		El Triángulo			
Selene II	"	Selene	2	345.00	48.35
		Gpe. Tlaltenco	2		
Selene I	Av. Técnica	Ojo de Agua			
		Selene	2	1788.00	103.30
A. Selene	Av. Técnica	Gpe. Tlaltenco	2	581.00	34.15
		Selene	2	967.00	33.80
Av. Técnica	Riachuelo Serpentino	Selene	2	775.00	65.50
		Ampliación Selene			
Riachuelo Serpentino	Av. Canal. Nac.	Tlaltenco			
		Selene	2	2021.00	206.65
		Ampliación Selene			
		Las Puertas			
		Gpe. Tlaltenco			
		Ojo de Agua			
		El Triángulo			
		Selene			
		Sta. Cecilia			
		Ampliación Selene			

TABLA 3.1.2 (cont.)

DESCRIPCION DE INTERCEPTORES DE LA ZONA 2

COLECTOR	DESCARGA AL COL	COLONIAS DRENADAS	ZONA	LONGITUD COLECTOR (m)	AREA DRENADA (Ha)
San José II	San José I	Tlaltenco	2	1340.00	511.10
		San José			
San José I	Av. Canal Nacional	Tlaltenco	2	1340	511.10
		San José			
Tláhuac	Av. Canal Nacional	Ampliación Selene	2	1549.00	60.00
		San José			
Prolongación Hidalgo	Av. Canal Nacional	Ampliación Selene	2	1285.00	115.46
		San José			
Tulyehualco	Quiahuatla	Tláhuac	2	315.00	20.30
		Tláhuac			
M. Camacho	Quiahuatla	La Habana	2	300.00	38.80
		Tulyehualco			
M. Negrete	Ixtayopan	San Sebastián	2	351.00	33.17
		San Sebastián			
Ixtayoapan	Av. Canal Nacional	Quiahuatla	2	3090.00	251.71
		Ampliación Quiahuatla			
Ixtayoapan	Av. Canal Nacional	Asunción	2	728.00	24.30
		Gpe Ixtayopan			
Ixtayoapan	Av. Canal Nacional	San Juan Ixtayopan	2	2916.00	76.00
		Fco. Villa Asunción			
Ixtayoapan	Av. Canal Nacional	Gpe. Ixtayopan	2	2916.00	76.00
		Gpe. Ixtayopan			

TABLA 3.1.2

DESCRIPCION DE INTERCEPTORES DE LA ZONA 2

COLECTOR	DESCARGA AL COL	COLONIAS DRENADAS	ZONA	LONGITUD COLECTOR (m)	AREA DRENADA (Ha)
Av. Canal Nac.	Planta de Bombeo	Las Puertas Gpe. Tlaltenco Ojo de Agua El Triángulo Selene Ampl. Selene Santa Cecilia Tlaltenco San José Tláhuac La Habana Tulyehualco San Sebastián Quiahuatla Ampl. Quiahuatla Asunción Gpe. Ixtayopan San Juan Ixtayopan Fco. Villa San Andrés	2	250.00	1109.00

TABLA 3.1.3

INTERCEPTORES POR MODIFICAR

INTERCEPTOR	TRAMOS POR MODIFICAR	LONGITUD (Km)
Las Puertas	1 al 3	0.50
Tlaltenco	1 al 10	1.50
Selene 2	2 al 4	0.60
Ampl. Selene	1 al 6	0.80
San José II	1 al 4	0.50
San José I	2 al 5	0.50
Tláhuac	1 al 7	1.30
Tulyehualco	1 al 3	0.30
M. Camacho	1 al 3	0.30
Quiahuatla	1 al 20	3.00
S U M A		9.3

TABLA 3.1.4.

MODIFICACION INTERCEPTOR LAS PUERTAS											
INTERCEPTOR LAS PUERTAS				PUEBLOS DEL SUR							
TRAMO	LONG. (m)	GASTO DE PROY. (m3/S)	COTA DE TERRENO (m)	CONDICIONES ACTUALES				CONDICIONES PROPUESTAS			
				CAPACIDAD (m3/S)	DIAMETRO (m)	PENDIEN TE (000)	COTA PLAN (m)	CAPACIDAD (m3/S)	DIAMETRO (m)	PENDIEN TE (000)	COTA PLAN (m)
1	75	0.52	39.04	0.59	0.91	1.00	35.54	0.59	0.91	1.0	35.54
2	140	0.74	38.85	0.59	0.91	1.00	35.46 35.03	0.91	1.07	1.0	35.46 35.03
3	100	0.68	38.80	0.59	0.91	1.0	34.89	0.91	1.07	1.0	34.89
	100	0.68	38.60	0.59	0.91	1.0	34.79	0.91	1.07	1.0	34.79
	100	0.68	38.60	0.59	0.91	1.0	34.69	0.91	1.07	1.0	34.69
			38.65				34.50				34.59

3.2 Proyecto del Colector de Llegada.

Las aguas combinadas de la zona en estudio serán recolectadas por los colectores de proyecto, Av. Canal Nacional, Quiahuatla e Ixtayoapan, los cuales se unen en una caja localizada en la esquina que forma la carretera Tláhuac-Chalco y la prolongación de la Avenida San José. De dicha caja se proyectó un colector que conducirá las aguas negras y pluviales hacia la planta de bombeo. De los colectores anteriormente señalados el más profundo y con mayor diámetro es el Av. Canal Nacional, con 8.21 m. 2.44 m. respectivamente.

Para diseñar el colector se usó la fórmula de Manning, tomando los siguientes datos de proyecto:

$$S = 0.002$$

$$Q = 20 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.013$$

sustituyendo estos valores en la ecuación de Manning, se tiene:

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (3.2.1.)$$

por lo que:

$$AR^{2/3} = \frac{Qn}{S^{1/2}} = \frac{20 \times 0.013}{\sqrt{0.002}} = 5.814 \quad (3.2.2.)$$

por otro lado se sabe que el área y el radio hidráulico de un tubo circular están dadas por las expresiones:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \quad (3.2.3)$$

$$R = \frac{D}{4} \quad (3.2.4)$$

siendo D el diámetro del tubo.

Substituyendo las ecuaciones 3.2.3 y 3.2.4 en la ecuación 3.2.2 se deduce:

$$\frac{\pi}{4} \left[\frac{D}{4} \right]^{2/3} = 5.814$$

quedando:

$$0.312 D^{8/3} = 5.814$$

por lo que el diámetro del tubo será:

$$D = \left[\frac{5.814}{0.312} \right]^{3/8}$$

$$\underline{D = 2.99 \text{ mts.}}$$

De acuerdo a lo anterior se tomará un diámetro, para el colector de llegada, de 3 mts, por ser éste

el tipo de tubo comercial más cercano. En la figura 3.2.1 se pueden observar los colectores Av. Canal-Nacional, Quiahuatrla e Ixtayopan, así como el colector de llegada anteriormente diseñado.

3.3 Anteproyecto.

3.3.1 Datos de Proyecto.

Para llevar a cabo el anteproyecto de la Planta de bombeo, se cuenta con los siguientes datos:

En aguas negras:

Dotación de Agua Potable: 150 Lts./Hab/día

Densidad: 250 Hab/Ha

Area: 845.2 Ha

Obteniéndose con los datos anteriores los gastos siguientes:

Q_{med} : 0.367 m³/seg.

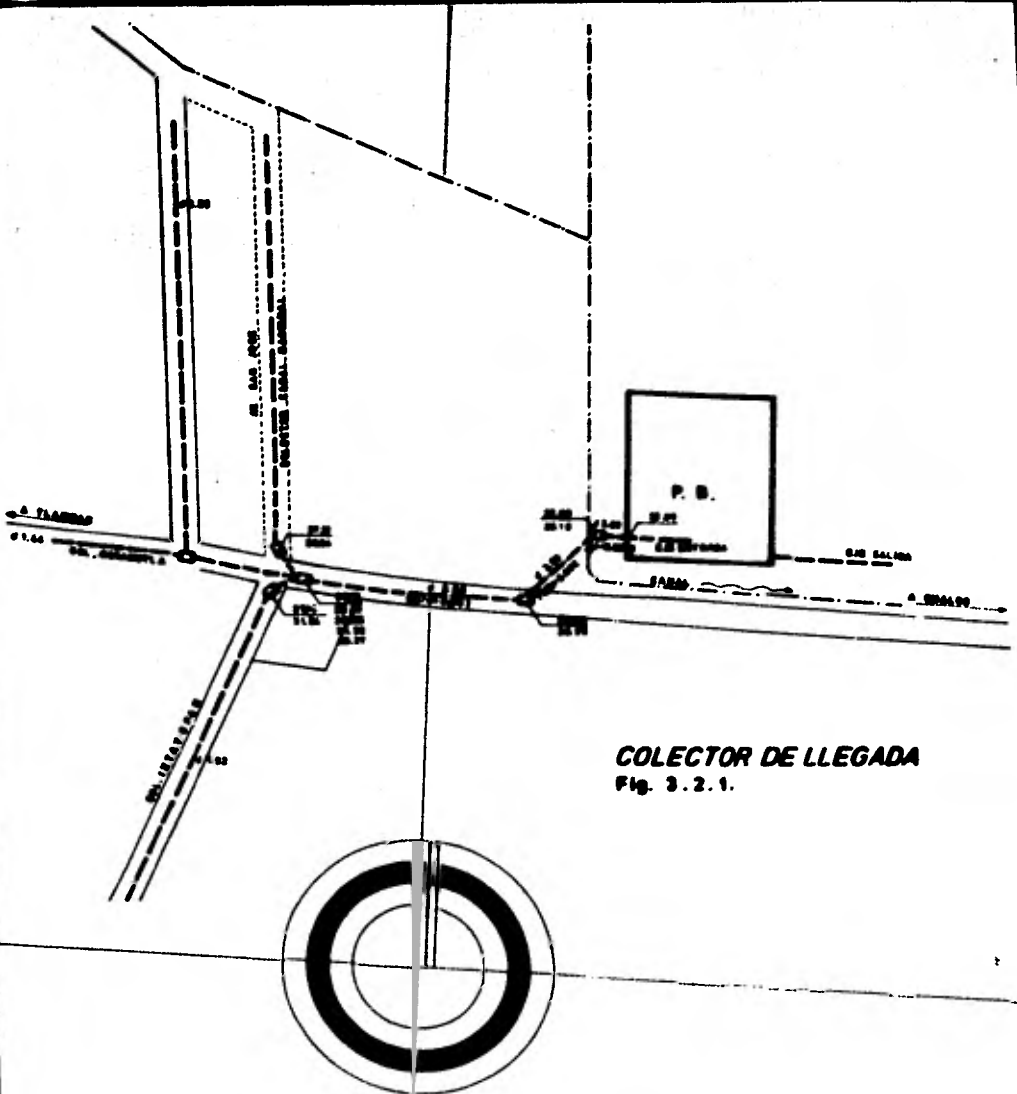
Q_{min} : 0.209 m³/seg.

Q_{max} : 0.644 m³/seg.

En aguas pluviales:

Para una tormenta con período de retorno de 5 años, se obtuvo un hidrograma, donde se observa un gasto máximo de 15 m³/seg., en un tiempo crítico de 202 minutos.

DISEÑO COLECTOR DE LLEGADA



COLECTOR DE LLEGADA
Fig. 3.2.1.

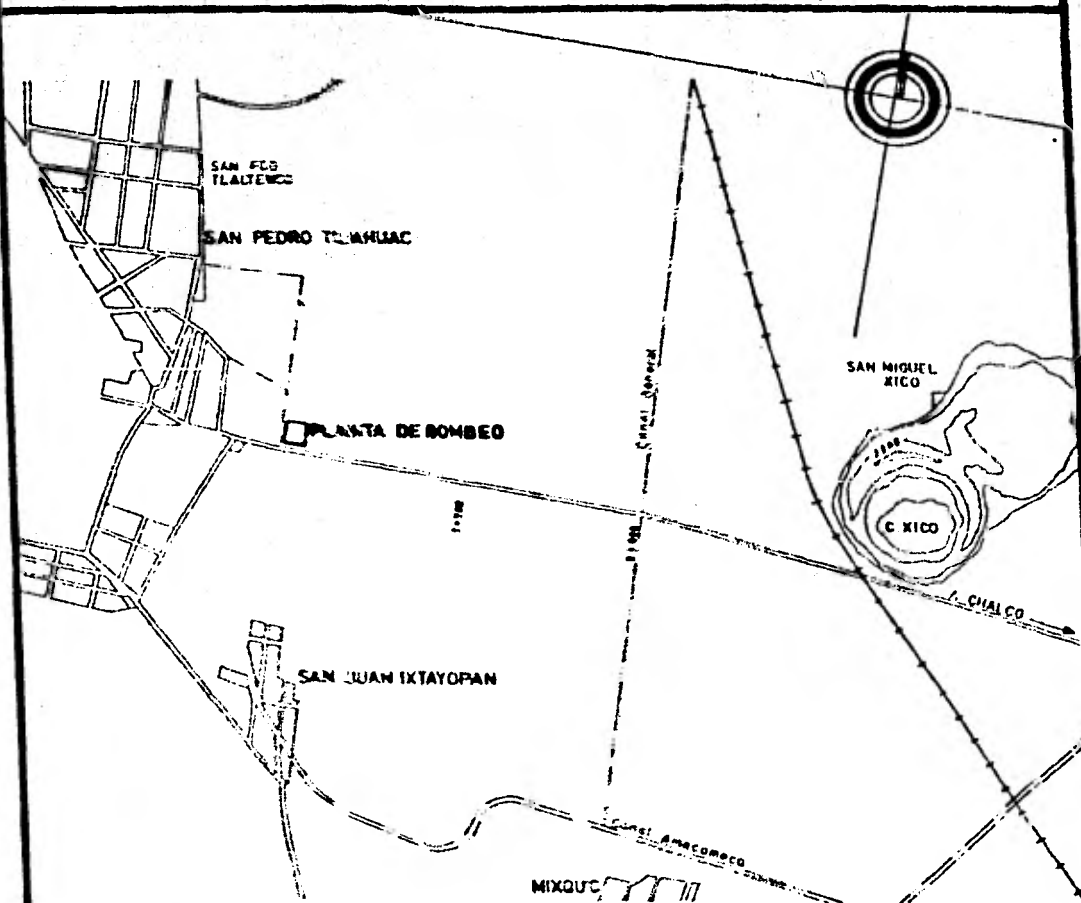
BOMBEO-CONDUCCION-REGULACION DE AGUAS NEGRAS Y PLUVIALES EN LA DELEGACION TLAMUAC, D. F.

EDUARDO ALVAREZ MENDIOLA.

FACULTAD INGENIERIA

U. N. A. M. 1961

LOCALIZACION DE LA PLANTA DE BOMBEO



EDIFICIO CONDUCCION-REGULACION DE AGUAS NEGRAS Y
RESIDUALES EN LA DELEGACION TLATEMCO, D.F.

EDUARDO ALVAREZ MENDIOLA

PROYECTO DE INGENIERIA

UNAM 1981

3.3.2 Selección de Alternativa.

Para satisfacer el gasto obtenido por el hidrogramá, se recomienda seleccionar 10 equipos de $2 \text{ m}^3/\text{seg.}$, cada uno, permitiendo contar también con dos equipos de reserva para las operaciones de servicio y mantenimiento de los mismos.

Las ventajas de esta selección serían las siguientes:

- 1) Flexibilidad en la operación
- 2) Flexibilidad en el mantenimiento y servicio
- 3) Menor inversión en el Stock de refacciones de equipo mecánico y eléctrico.
- 4) Posibilidad de intercambio entre equipos.

La desventaja sería para el bombeo de aguas negras, ya que como tan solo es un gasto de $0.644 \text{ m}^3/\text{seg.}$, uno de los equipos, el que estuviera funcionando, trabajaría tan solo en períodos cortos, con intervalos de inactividad.

Sin embargo, debido a que se puedan alternar los --- equipos para un mejor mantenimiento y servicio, se puede bombear aguas negras, conservando en iguales condiciones de desgaste a los equipos.

Por otro lado y para tratar mejor el problema del -- bombeo de aguas, se proponen 8 equipos de $2 \text{ m}^3/\text{seg.}$ los cuales bombearán aguas pluviales, 3 equipos de $1 \text{ m}^3/\text{seg}$ y 2 equipos de $0.5 \text{ m}^3/\text{seg}$, para bombear las aguas negras

Las bombas pequeñas funcionarán a diferentes intervalos para evitar un funcionamiento casi continuo; pero para las bombas de $2 \text{ m}^3/\text{seg}$ tendrían que ponerse a funcionar periódicamente para evitarle daños, con lo cual se aminoran las ventajas de esta selección.

Para accionar las bombas se recomienda utilizar motores eléctricos de inducción, trifásicos, de jaula de ardilla tipo intemperie.

Estos motores presentan las siguientes ventajas:

- 1) Menor inversión inicial
- 2) Sencillez en el equipo de control
- 3) Sencillez en la localización detalles y reparación en el equipo de control.
- 4) Sencillez en la operación
- 5) Es lo más adecuado para velocidades altas

Para garantizar el suministro de energía eléctrica, se propone tener dos fuentes de suministro: una subestación eléctrica con dos transformadores de 2000 KVA cada uno, si se utilizan los 10 equipos de $2 \text{ m}^3/\text{seg}$; o dos transformadores de 2250 KVA si se opta por la segunda selección y un sistema de plantas diesel eléctricas formado por tres plantas de 727 KVA cada una.

Para las plantas diesel eléctricas de emergencia, se contará con dos tanques de almacenamiento de combustible para garantizar su funcionamiento.

Las plantas diesel eléctricas, sus tableros de control, los tableros de control - protección y señalización de los motores y subestación eléctrica se alojarán en una casa de operación. Se contará, en dicha casa, -- con una grúa puente para el manejo de los equipos en -- operaciones de servicio y mantenimiento.

Se llevará a cabo también la construcción de una caseta de controles localizada en la casa de operación, - en un segundo nivel, de donde se podrá observar los e-- quipos de bombeo, el cárcamo y otras áreas de interés, - para la correcta operación de la planta de bombeo.

Se contará con rejillas a la entrada de la planta, - evitar que objetos extraños penetren al cárcamo y pue-- dan dañar los equipos de bombeo. Es recomendable contar con una grúa de pórtico, para la limpieza de dichas rejillas. Además de lo anteriormente mencionado, es necesario contar con alumbrado tanto exterior, como inte-- rior, así como un sistema de tierras.

Para la ubicación de los equipos, se proveerá que la subestación eléctrica se encuentre localizada lo más -- cercana a la calle, evitando que los equipos queden colocados sobre el área donde se ubica el tubo de entrada, para evitar que una reparación en la tubería precise mo ver dichos equipos. Los tanques de combustible estarán en un lugar apartado para mayor seguridad y la casa de operación en un lugar cercano al cárcamo.

3.4 Proyecto electromecánico.

De acuerdo al anteproyecto antes mencionado y tomando en cuenta la opinión de los especialistas en este tipo de sistemas, se recomienda, en lo que respecta al proyecto electromecánico, suministrar el siguiente equipo:

9 Bombas de $2 \text{ m}^3/\text{seg}$, verticales de flujo axial, accionadas por un motor eléctrico de 500 H.P. de inducción jaula de ardilla de 4160 V.C.A.; 2 bombas de $1 \text{ m}^3/\text{seg}$. verticales accionadas por un motor eléctrico de 300 H.P. de inducción jaula de ardilla de 4160 V.C.A.

La subestación para el suministro de energía eléctrica contará con dos transformadores de 2500 KVA cada uno, conectada a las líneas de la Comisión Federal de Electricidad.

La planta de emergencia contará con cuatro plantas diesel eléctricas de 1,000 Kw cada una con sus correspondientes equipos para almacenamiento de combustible y el control, protección y señalización de su funcionamiento, alojados en tableros eléctricos.

Los motores eléctricos adecuados a este tipo de bombas, serán de 500 H.P. para las de $2 \text{ m}^3/\text{seg}$. y de 330 H.P. para las de $1 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Los primeros serán de 600 r.p.m. y los segundos de -

900 r.p.m.

Para los tableros eléctricos en las plantas de emergencia se recomienda usar el siguiente equipo:

1 Interruptor en aire 5 Kv nominales, 1200 amperes, -
75 KVA de capacidad interruptiva.

Transformadores de potencial y corriente para conexión de los siguientes aparatos:

3 relevadores 87
1 relevador 86
3 relevadores 51G
3 relevadores 51V
3 relevadores 32
1 Kilowátmetro
1 factorímetro
1 volímetro
1 ampérmetro

Los tableros eléctricos de los motores contarán con el equipo siguiente:

1 Interruptor en aire, 5 Kv, 1200 amperes nominales-
75 KVA de capacidad interruptiva y transformadores de -
potencial y corriente para la conexión de los siguientes
aparatos: 3 relevadores 50/51, 1 relevador trifásico --
50 GS, 1 relevador para dispositivo ASA 38, 1 relevador
para dispositivo ASA 49 y 1 ampérmetro.

Los servicios propios de la planta se alimentarán --

con un sistema de dos transformadores de 75 KVA cada uno, contando con un tablero que tiene un centro de carga con alimentador general de 3 x 250 amperes e interruptores derivados adecuados para proteger y controlar la carga respectiva. Dicha alimentación será a 220 V.C. A.

Por lo que respecta al alumbrado de la casa de operación se señaló utilizar lámparas de 2 x 215 watts fluorescente tipo túnel; para el alumbrado de la zona de tableros y caseta de controles se recomendó contar con luminarias de 4 x 74 watts, fluorescentes; para la zona de sanitarios y caseta de vigilancia se utilizarán luminarias de 2 x 20 watts fluorescentes; en exteriores se usarán luminarias de vapor de sodio en postes con base de fierro fundido.

Los conductores de toda la instalación se llevará en trincheras de concreto armado, montados en charolas.

Las conexiones a los tableros, motores y demás equipos, se harán con tubo conduit tipo Liquatite.

Las plantas de emergencia contarán con un sistema de tierras formado por varillas Copperweld de 3.5 m de longitud y cable desnudo de cobre semiduro calibre 4/0 AWG.

3.5 Diseño Estructural

En lo que respecta al proyecto estructural de la --- Planta de bombeo, dichas estructuras comienzan al final del colector de llegada, ya que aquí se necesita construir una estructura de transición de sección circular a sección cuadrada. El objeto de esta transición es el de disminuir las turbulencias que se originaría al conectar directamente el colector de llegada a la estructura de rejillas. Para el análisis de esfuerzos se recomienda utilizar el "Análisis de esfuerzos con el deformómetro de Beggs para conductos simples", analizando -- primero a la transición vacía con cargas exteriores y -- después la transición llena y con las cargas exteriores. Este método a su vez recomienda que un tercio del radio se considere como espesor, con el fin de evitar el fenómeno de flotación.

Para las rejillas se proponen dos juegos: las de operación normal y las de emergencia, recomendándose diseñarlas para un taponamiento total del flujo a través de ellas.

Ahora bien, para el análisis de los elementos que -- conforman el edificio de controles, es necesario llevar a cabo un análisis tanto por carga vertical, como por -- horizontal, en marcos transversales y longitudinales, -- con el fin de obtener la rigidez de entrepiso, el coefi

ciente sísmico (considerando una estructura del tipo A y en zona compresible), las características dinámicas-- de la estructura en las direcciones X y Y, desplazamientos máximos en estas direcciones y distribución de fuerzas cortantes en cada marco. Todo lo anterior servirá - para diseñar traveses y columnas proporcionando la sec--- ción, el refuerzo y su separación adecuada. Se recomienda diseñar las losas como perimetralmente apoyadas, utilizando los coeficientes del Reglamento de D.D.F., aligeradas a base de casetones.

Para la cimentación del edificio, es recomendable -- utilizar zapatas corridas en sentido longitudinal debido a que la estructura es de poca carga vertical y se - ligarán a los marcos transversales con contratraveses. En los muros divisorios que no coinciden con los ejes de - columnas, localizados en el área de servicios se usarán traveses de liga.

Para que las trincheras, en donde se alojarán los cables no interfieran con la cimentación, es necesario -- profundizarla para permitir el paso libre de ellas.

El cárcamo de succión será de concreto reforzado dividido en crujías de 3.5 m de longitud por 9.0 m de ancho, formándose marcos con dos traveses a diferentes niveles.

Para el análisis del cárcamo de descarga se deberá -

hacer el análisis estructural para cuando la estructura se encuentra llena, ya que su trabajo a flexotensión la pone en máxima desventaja al no existir empuje de tierras.

Se deberán colocar en el inferior de la tubería de descarga un atraque de concreto y en el codo superior anclar la tubería al cárcamo de descarga.

Por último, para ligar el cárcamo de descarga a la estructura de conducción, se recomienda diseñar una estructura de concreto reforzado, evitando cualquier muro al lado del cajón para no aumentar su longitud, debido a que la longitud de la estructura depende de las superficies libres del agua.

Es necesario colocar bandas de cloruro de polivinilo entre el cárcamo y la estructura de transición y la liga de esta con conducción para evitar posibles filtraciones.

3.6 Diseño Arquitectónico y de Servicios.

3.6.1 Diseño Arquitectónico.

En el diseño arquitectónico están incluidos tan solo el edificio de controles y dentro de servicios complementarios se cuentan la caseta de vigilancia y la barda perimetral.

Para el edificio de controles y debido a que va a alojar a los generadores eléctricos y controlar la alimentación eléctrica para los diferentes equipos, es recomendable para su construcción seguir los siguientes lineamientos:

- a) Utilizar materiales de larga duración y mantenimiento nulo o mínimo.
- b) Utilizar iluminación natural (sin asoleamiento) en el área de trabajo característico que es la de generación eléctrica.
- c) Instalar ventilación e iluminación profusa, salvo en las zonas donde pudiera afectar el funcionamiento de los tableros eléctricos.
- d) Construir estructuras que permitan el fácil montaje de equipos así como su reparación y mantenimiento.
- e) Proyectar servicios sanitarios y vestidores para las personas que vigilan y operan los equipos de la Planta de bombeo.

La superficie total construida será de 572.82 m^2 .

La función de la caseta de vigilancia es precisamente vigilar entradas y salidas del personal, combustibles y todo aquello que se requiera dentro de la planta de bombeo, para lo cual se recomienda lo siguiente:

- 1) Ubicarla en el acceso único al predio
- 2) Dotarla de grandes ventanales

- 3) **Proyectar servicios sanitarios para comodidad del vigilante.**
- 4) **Utilizar materiales de mediana duración ya que no implica gran desgaste el trabajo desarrollado, escogiendo acabados de gran variedad en textura y color.**

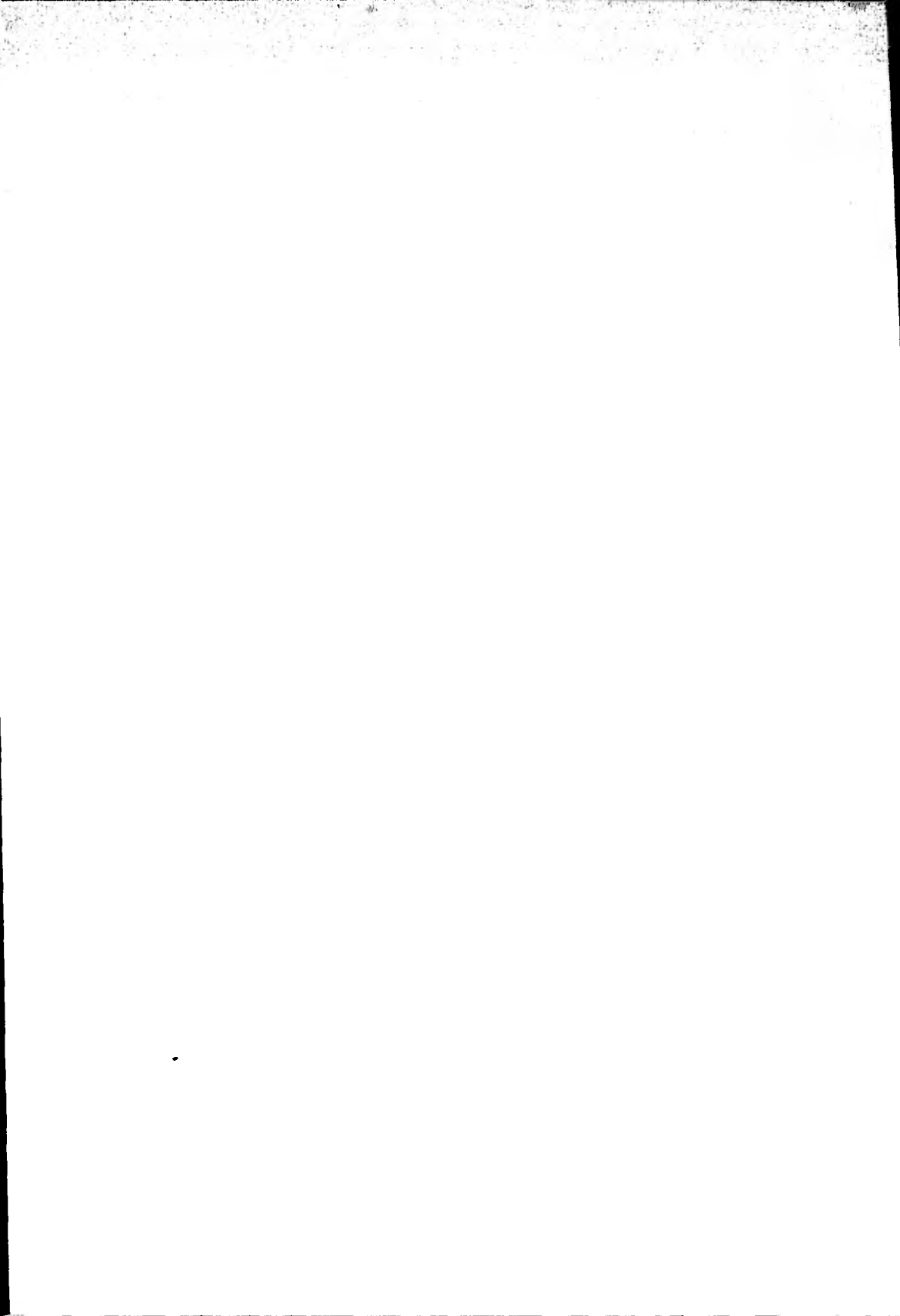
La barda perimetral es necesaria ya que, debido a -- que se desarrolla una actividad industrial, es necesario canalizar el acceso de personas, equipos y transportes.

Para la construcción de dicha barda, es recomendable utilizar block de concreto de fácil manufactura o adquisición con el fin de permitir, si se requiere en el futuro, la apertura de nuevas puertas o accesos secundarios con relativa facilidad, no afectando, por esto, la estabilidad del muro perimetral en una gran longitud.

3.6.2 Servicios

Para suministrar de agua potable a la caseta de vigilancia y al edificio de controles, se deberá colocar un tubo de 4 pulgadas de diámetro (mínimo, según especificaciones del D.D.F.) conectado en el pozo ubicado en la esquina que forman la carretera Tláhuac - Chalco y la prolongación de la Avenida San José corriendo a lo largo de dicha carretera y entrando a la Planta de bombeo por el acceso, derivándose en varios ramales hacia la caseta y el edificio de controles.

Para desalojar las aguas negras y pluviales propias de la planta, se utilizarán tubos de albañal, los cuales conducirán dichas aguas hacia el cárcamo de bombeo.



4.- CONDUCCION

4.1 Estudio de Alternativas

Las alternativas para la conducción desde la Planta de bombeo hasta la Laguna de Regulación son de dos tipos:

- 1) Sistema trabajando a gravedad
- 2) Sistema trabajando a presión

Ahora bien, el conducto a gravedad consistirá en el análisis de una serie de canales a cielo abierto formados con bordos sobre la superficie del terreno, con revestimiento de concreto y con diferentes secciones y taludes.

El conducto a presión consistirá en uno o varios tubos de sección herradura o de sección circular.

De acuerdo al análisis del colector de llegada visto en el capítulo anterior, se requerirá conducir un gasto de $20 \text{ m}^3/\text{seg}$ y su carga hidráulica requerida dependerá, además de las características del conducto, de los niveles en la descarga a la laguna de regulación.

Para llevar a cabo lo anterior, se hizo un programa de computadora analizando el conjunto Colector de llegada Planta de bombeo - Conducción - Laguna de Regulación.

Primero se definió el área de la laguna, un gasto de salida y un tirante máximo de agua obtenidos en la figu

ra 5.1.3.1

Con los datos del colector de llegada, se calcularán: las cotas de plantilla inicial y final, la cota de fondo del cárcamo considerándolo 2 m abajo de la descarga del colector, el gasto y velocidad media en el conducto y la carga estática de succión (F).

En la laguna se determina: el perímetro de los bordos (de forma rectangular con 800 m de ancho); la altura de los bordos considerando un volumen de $490,700 \text{ m}^3$ de una tormenta desfavorable en la zona (capacidad de avenidas) y un bordo libre de 0.5 m; el volumen total de los bordos, tomando un ancho de corona de 4.00 m y un talúd de 1.5:1.

La carga estática de descarga se obtiene, para el caso de conductos a presión con la ecuación:

$$H = H_t + t \text{ máx} \quad (4.1)$$

en donde:

H - Carga estática en la descarga, en m

H_t - Carga requerida para pasar el gasto de proyecto por la conducción, en m; se calcula como:

$$H_t = \frac{0.0020362 Q^2 L}{D^{5.33}} - 0.5 \quad (4.2)$$

para la sección herradura y

$$H_t = \frac{0.00232 Q^2 L}{D^{5.33}} - 0.5$$

para la sección circular.

En donde:

- Q - Gasto por el conducto, en m³/seg.
- L - Longitud de la conducción, en m.
- D - Diámetro del conducto, en m.
- tmáx- Tirante máximo en la laguna

Para la alternativa por gravedad, en una sección trapezoidal, se calcula la carga estática en la descarga y el ancho de plantilla del canal, tomando una relación tirante - ancho de plantilla igual a la unidad. En seguida se obtiene el tirante normal, de la fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (4.3)$$

sustituyendo: $V = Q/A$ y ordenando términos ---

se tiene:

$$\frac{Q n}{S^{1/2}} = AR^{2/3} \quad (4.4)$$

así como el tirante crítico calculado de:

$$\frac{Q}{\sqrt{g}} = \frac{Ac^{3/2}}{Bc^{1/2}} \quad (4.5)$$

o bien

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{Ac^3}{Bc} \quad (4.6)$$

En donde:

- Q - Gasto de proyecto en m³/seg
- n - Coeficiente de rugosidad de Manning
- S - Pendiente de plantilla
- A - Area hidráulica, en m²
- R - Radio hidráulico, en m
- B - Ancho en la superficie libre del agua, en m.

A partir de las energías en los extremos del canal, se determina la carga necesaria para que escurra el gasto de proyecto. Dicha carga es la descarga en las bombas.

Para la planta de bombeo, se calcula la potencia requerida de la ecuación:

$$p = \frac{1000 QH_t}{75 \times 0.75} \quad (4.7)$$

en donde:

Ht - Carga dinámica total de bombeo, en m, igual a la suma de las cargas de succión y de descarga, más la pérdida de energía en las dos ramas.

El programa ubica los principales conceptos de construcción, de cada una de las partes del Sistema y con sus precios unitarios se integran sus costos.

Para todas las alternativas se analiza la condición de que la planta se localice en las inmediaciones de la población de Tláhuac, con una longitud del colector de llegada de 80 m y 3,000 m de longitud en la conducción. Lo anterior sirvió para hacer la comparación de mover la planta hacia la laguna.

Para los 3 tipos de conductos, se llevaron a cabo corridas de programa para definir si convenía o no mover la planta de bombeo hacia la laguna, disminuyendo la longitud de la conducción, pero aumentando la del colec

tor de llegada. En las tablas 4.1.1, 4.1.2 y 4.1.3 se presentan, a manera de ejemplo, algunos resultados y se puede observar que en todos los casos la potencia requerida por las bombas y el costo de construcción del Sistema, se incrementan.

Para el conducto a presión con sección circular y heradura se propusieron diferentes diámetros y número de conductos, obteniéndose así para cada uno de ellos, el costo y potencia requerida. En las tablas 4.1.4 y 4.1.5 se muestra el resumen de los resultados obtenidos, ordenados de mayor a menor en cuanto a costo.

Para la condición a gravedad, se supusieron diferentes pendientes de plantilla, partiendo de la del terreno natural, aumentándose considerando rellenos para la formación del canal. En la tabla 4.1.6 se tiene el resumen de resultados obtenidos.

De todo lo anteriormente mencionado, se llegó a la conclusión que lo más adecuado para la conducción es un canal de sección trapecial revestido, con su pendiente de plantilla apegada al terreno natural, ya que es lo más económico y prácticamente requiere la menor potencia de bombeo.

86

TABLA No. 4.1.1

P U E B L O S D E L S U R

ANALISIS COLECTOR-PLANTA DE BOMBEO-CONDUCCION-LAGUNA

D A T O S

COLECTOR DE LLEGADA A LA PLANTA DE BOMBEO:

DIAMETRO =	3.50 M	PENDIENTE	=	0.0010
LONGITUD =	980.00 M	COTA DE PLANTILLA INICIAL	=	27.85 M

CONDUCCION DE LA PLANTA A LA LAGUNA:

A PRESION: SECCION CIRCULAR D =	3.50 M	# DE CONDUCTOS =	1
LONGITUD DE CONDUCCION =	2100 M		

D I S E Ñ O P R E L I M I N A R

PLANTA DE BOMBEO

COTA FONDO CARCAMO	=	24.87 M	COTA*	=	25.77 M
PROFUNDIDAD CARCAMO	=	12.13 M	PROF.*	=	11.23 M
DIF. PROF. = 0.90 M	EXC. =	756.00 M ³	REV.	=	39.96 M ³
CARGA ESTATICA DE SUCCION	=	10.13 M	CARGA*	=	9.23 M
CARGA ESTATICA DE DESCARGA	=	3.70 M	CARGA*	=	4.76 M
CARGA ESTATICA TOTAL	=	13.83 M	CARGA*	=	13.99 M
PERDIDA POR FRICCION	=	0.25 M	PERDIDA*	=	0.29 M
CARGA DINAMICA TOTAL	=	14.09 M	CARGA*	=	14.28 M
POTENCIA	=	5209.03 HP	POTENCIA*	=	5280.32 HP
DIFERENCIA DE POTENCIAS	=	71.29 HP			

(CONT, TABLA No. 4.1.1)

CONDUCCION DE LA PLANTA A LA LAGUNA:

DIAMETRO	= 3.50 M	VELOCIDAD	= 2.08 M/SEG
CARGA REQUERIDA	= 3.70 M	CARGA*	= 4.76 M

C O S T O S

CONDUCCION DE LA PLANTA A LA LAGUNA:

COSTO	= \$ 41806634.18	COSTO*	= \$ 59723763.00
DIFERENCIA DE COSTOS	= \$ 17917128.90		

LAGUNA DE REGULARIZACION:

COSTO/M3	= \$ 192.65	COSTO	= \$ 15851260.18
----------	-------------	-------	------------------

COSTO TOTAL	= \$ 243877218.21	COSTO TOTAL*	= \$ 240014893.69
DIFERENCIA DE COSTOS TOTALES	= \$ - 3862324.52		

NOTA: LAS CARACTERISTICAS MARCADAS CON * CORRESPONDEN A:
L1 = 80.0 M Y L2 = 3000.0 M.

90

TABLA No. 4.1.2

PUEBLOS DEL SUR

ANALISIS COLECTOR-PLANTA DE BOMBEO-CONDUCCION-LAGUNA

DATOS

COLECTOR DE LLEGADA A LA PLANTA DE BOMBEO:

DIAMETRO =	3.50 M	PENDIENTE	=	0.0010
LONGITUD =	1580.00 M	COTA DE PLANTILLA INICIAL	=	27.85M

CONDUCCION DE LA PLANTA A LA LAGUNA:

A PRESION: SEC. HERRADURA D= 4.50 M # DE CONDUCTOS = 1
LONGITUD DE CONDUCCION = 1500 M

DISEÑO PRELIMINAR

PLANTA DE BOMBEO:

COTA FONDO CARCAMO	=	24.87 M	COTA*	=	25.77 M
PROFUNDIDAD CARCAMO	=	12.73 M	PROF.*	=	11.23 M
DIF. PROF.=1.50 M EXC.	=	1260.00 M3	REV.	=	66.60 M3
CARGA ESTATICA DE SUCCION	=	10.73 M	CARGA*	=	9.23 M
CARGA ESTATICA DE DESCARGA	=	2.15 M	CARGA*	=	2.56 M
CARGA ESTATICA TOTAL	=	12.88 M	CARGA*	=	11.79 M
PERDIDA POR FRICCION	=	0.19 M	PERDIDA*	=	0.19 M
CARGA DINAMICA TOTAL	=	13.07 M	CARGA*	=	11.98 M
POTENCIA	=	4832.79 HP	POTENCIA*	=	4429.50 HP
DIFERENCIA DE POTENCIAS	=	-403.29 HP			

(CONT. TABLA No. 4.1.2)

CONDUCCION DE LA PLANTA A LA LAGUNA:

DIAMETRO = 4.50 M VELOCIDAD = 1.19 M/SEG
CARGA REQUERIDA = 2.15 M CARGA* = 2.56 M

C O S T O S

CONDUCCION DE LA PLANTA A LA LAGUNA:

COSTO \$ 35314867.50 COSTO* = \$ 70629735.00
DIFERENCIA DE COSTOS = \$ 35314867.50

LAGUNA DE REGULARIZACION:

COSTO/M3 \$ 192.65 COSTO = \$ 15851260.18
COSTO TOTAL = \$ 226697383.08 COSTO TOTAL* = \$ 225396208.55
DIFERENCIA DE COSTOS TOTALES = \$ -1301174.58

NOTA: LAS CARACTERISTICAS MARCADAS CON * CORRESPONDEN A
L1=80.0 M Y L2=3000.0 M.

TABLA No. 4.1.3

PUEBLOS DEL SUR

ANALISIS COLECTOR-PLANTA DE BOMBEO-CONDUCCION-LAGUNA

D A T O S

COLECTOR DE LLEGADA A LA PLANTA DE BOMBEO:

DIAMETRO =	3.50 M	PENDIENTE =	0.0010
LONGITUD =	380.00 M	COTA DE PLANTILLA	
		INICIAL =	27.85 M

CONDUCCION DE LA PLANTA A LA LAGUNA

A GRAVEDAD: CANAL ABIERTO

TALUD =	1.5:1	PENDIENTE =	0.000200
LONGITUD DE CONDUCCION =	2700 M		

LAGUNA DE REGULARIZACION:

AREA =	225 HA	Q SALIDA =	0.50 M ³ /SEG	TIRANTE MAX =	1.02M
BORDOS:	ANCHO DE CORONA =	4.00 M	TALUD =	1.5:1	

D I S E Ñ O P R E L I M I N A R

PLANTA DE BOMBEO:

COTA FONDO CARCAMO	=	25.47 M	COTA*	=	25.77 M
PROFUNDIDAD CARCAMO	=	11.53 M	PROF.*	=	11.23 M
DIF. PROF.=0.30 M	EXC. =	252.00 M ³	REV.	=	13.32 M ³
CARGA ESTATICA DE SUCCION	=	9.53 M	CARGA*	=	9.23 M
CARGA ESTATICA DE DESCARGA	=	2.76 M	CARGA*	=	2.77 M
CARGA ESTATICA TOTAL	=	12.29 M	CARGA*	=	12.00 M
PERDIDA POR FRICCION	=	0.20 M	PERDIDA*	=	0.20 M
CARGA DINAMICA TOTAL	=	12.50 M	CARGA*	=	12.20 M
POTENCIA	=	4630.39 HP	POTENCIA*	=	4512.39 HP
DIFERENCIA DE POTENCIAS	=	-108.01 HP			

(CONT. TABLA No. 4.1.3)

CONDUCCION DE LA PLANTA A LA LAGUNA:

ANCHO DE PLANTILLA = 2.60 M VELOCIDAD = 2.11 M/SEG
CARGA REQUERIDA = 2.76 M CARGA* = 2.77 M

C O S T O S

CONDUCCION DE LA PLANTA A LA LAGUNA:

COSTO = \$ 33025099.10 COSTO* = \$ 38159037.64
DIFERENCIA DE COSTOS = \$ 5133938.54

LAGUNA DE REGULARIZACION:

COSTO/M3 = \$ 192.65 COSTO = \$ 15851260.18
COSTO TOTAL = \$ 197474660.12 COSTO TOTAL*=\$ 195412171.45
DIFERENCIA DE COSTOS TOTALES = \$ -2062488.67

NOTA:

LAS CARACTERISTICAS MARCADAS CON * CORRESPONDEN A
L1=80.0 M Y L2=3000.0 M.

TABLA No. 4.1.4

TABLA	DIAMETRO	No. DE TUBOS	POTENCIA	CARGA ESTATICA DE DESCARGA	VELOCIDAD	C O S T O
1	3.5	1	5,280.32	4.76	2.08	240'014,893.69
2	4.0	1	4,686.54	3.22	1.59	242'584,246.99
3	4.5	1	4,472.95	2.67	1.26	245'069,748.59
4	5.0	1	4,417.01	2.52	1.02	260'454.593.12
5	3.0	2	4,598.57	2.99	1.42	261'576,819.28
6	3.5	2	4,263.32	2.13	1.04	269'228,701.81
7	2.5	2	5,768.26	6.02	20.4	273'019,964.41
8	2.5	3	4,636.41	3.09	1.36	278'109,792.14
9	3.0	1	6,911.42	8.97	2.83	280'093,158.56
10	3.0	3	4,170.27	1.89	0.94	299'596,713.34
11	2.5	4	4,240.26	2.07	1.02	305'270,700.24
12	4.0	2	4,187.40	1.93	0.80	307'716,527.39
13	3.5	3	4,074.99	1.64	0.69	323'302,473.17
14	2.5	5	4,056.90	1.59	0.82	338'815,243.90
15	3.0	4	4,020.36	1.50	0.71	345'968,550.96

TABLA No. 4.1.5

TABLA	DIAMETRO	No. DE TUBOS	POTENCIA	CARGA ESTATICA DE DESCARGA	VELOCIDAD	C O S T O
1	4.5	1	4,429.50	2.56	1.19	225'396,208.55
2	4.0	1	4,605.13	3.01	1.51	227'273,317.51
3	3.5	1	4,114.44	4.33	1.97	232'016,375.84
4	5.0	1	4,392.22	2.46	0.96	246'737,908.48
5	3.0	2	4,504.26	2.75	1.34	254'880,630.71
6	3.5	2	4,221.85	2.02	0.98	261'940,154.10
7	3.0	1	6,534.19	8.00	2.68	266'842,694.26
8	2.5	2	5,519.04	5.37	1.93	272'064,046.75
9	4.0	2	4,167.05	1.88	0.75	281'368,778.27
10	2.5	3	4,525.64	2.80	1.29	284'567,936.84
11	4.5	2	4,195.66	1.95	0.60	289'010,841.53

TABLA No. 4.1.6

TABLA	TALUD	PENDIENTE	POTENCIA	CARGA ESTATICA DE DESCARGA	VELOCIDAD	COSTO
1	1.5	0.0002	4,512.39	2.77	2.11	195'412,171.45
2	1.5	0.000167	4,508.90	2.76	2.07	196'318,575.66
3	1.0	0.0002	4,614.81	3.04	2.23	196'825,204.19
4	1.0	0.000167	4,611.41	3.03	2.18	197'588,849.43
5	1.5	0.0004	4,645.90	3.12	2.28	197'947,538.47
6	1.0	0.0004	4,734.79	3.35	2.42	198'791,576.05
7	0.5	0.0002	4,778.07	3.46	2.33	201'848,766.45
8	0.5	0.0004	4,876.09	3.71	2.56	202'797,701.11
9	0.5	0.000167	4,782.14	3.47	2.29	202'959,320.05
10	1.5	0.0006	4,825.72	3.58	2.42	203'726,349.10
11	1.0	0.0006	4,914.11	3.81	2.56	204'725,946.22
12	0.5	0.0006	5,047.80	4.15	2.70	208'405,343.87
13	1.5	0.0008	5,052.44	4.11	2.51	211'592,234.20
14	1.0	0.0008	5,110.43	4.32	2.68	211'809,914.21
15	0.5	0.0008	5,241.99	4.66	2.82	215'506,895.04
16	0.0	0.0004	5,164.03	4.46	2.64	216'078,312.94
17	0.0	0.0002	5,107.27	4.31	2.39	217'252,688.43
18	0.0	0.000167	5,097.25	4.28	2.32	217'830,730.61
19	1.5	0.001	5,246.86	4.67	2.59	220'115,913.49
20	1.0	0.001	5,325.00	4.87	2.76	220'352,558.88
21	0.0	0.0006	5,311.03	4.84	2.80	220'375,487.65
22	0.5	0.001	5,450.06	5.19	2.91	223'630,617.45
23	0.0	0.0008	5,488.27	5.29	2.93	226'574,945.38
24	0.0	0.001	5,680.93	5.79	3.06	233'814,423.22

4.2 Proyecto Ejecutivo

Una vez seleccionada la alternativa para la conducción de los caudales de la planta de bombeo a la laguna de regulación, se procedió a elegir la sección tipo, para lo cuál se tomaron en cuenta los resultados del estudio de Mecánica de Suelos que recomienda lo siguiente:

- a) Construir los bordos con el material producto de la excavación, o procedentes de préstamo lateral.
- b) Compactarlos al 90% de la prueba Próctor.
- c) Colocarlos con un contenido de humedad del 30%, - un talúd húmedo de 2.5:1 y un talúd seco de 2:1.
- d) Dejar una corona de 4.0 m en ambos lados del canal.
- e) Construir un recubrimiento de concreto de 10 cm. de espesor.

Para el cálculo de la sección del canal, se tomaron los datos siguientes:

$$Q = 20 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.016$$

$$k = 2.5$$

$$s = 0.0004$$

$$Y/b = 0.5$$

Usando la ecuación de Manning se tiene que:

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (4.2.1)$$

quedando que:

$$AR^{2/3} = \frac{Qn}{S^{1/2}} = \frac{20 \times 0.016}{\sqrt{0.0004}} = 16 \quad (4.2.2)$$

El área hidráulica de la sección del canal es:

$$A = (b+ky)y = (2y+2.5y)y = 4.5y^2 \quad (4.2.3)$$

y el perímetro mojado:

$$P = b+2y\sqrt{1+k^2} = 2y+2y\sqrt{1+2.5^2} = 7.3852y$$

el radio hidráulico queda entonces:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{4.5y^2}{7.3852y} = 0.6093y \quad (4.2.4)$$

sustituyendo 4.2.3 y 4.2.4 en 4.2.2 tenemos:

$$AR^{2/3} = (4.5y^2) (0.6093y)^{2/3} = 3.2343y^{8/3} = 16$$

y despejando al tirante:

$$y_n = \left[\frac{16}{3.2343} \right]^{3/8} = 1.82 \text{ m}$$

como $b = 2y$, entonces:

$$b = 2 \times 1.82 = 3.64 \text{ m}; \quad b = 3.65 \text{ m}$$

Por lo tanto se adopta una sección de 3.65 m de ancho de plantilla y 0.48 m de bordo libre (fig. 4.2.1).

Debido a que en el trayecto de la planta de bombeo a la laguna hay que cruzar el Canal General, se proyectó un Puente Canal y el funcionamiento hidráulico de la conducción se llevó a cabo entonces de la siguiente forma:

Los datos del canal son:

$$Q = 20 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$b = 3.65 \text{ m}$$

$$k = 2.5:1$$

calculándose el tirante crítico en la sección trapecial con la ecuación:

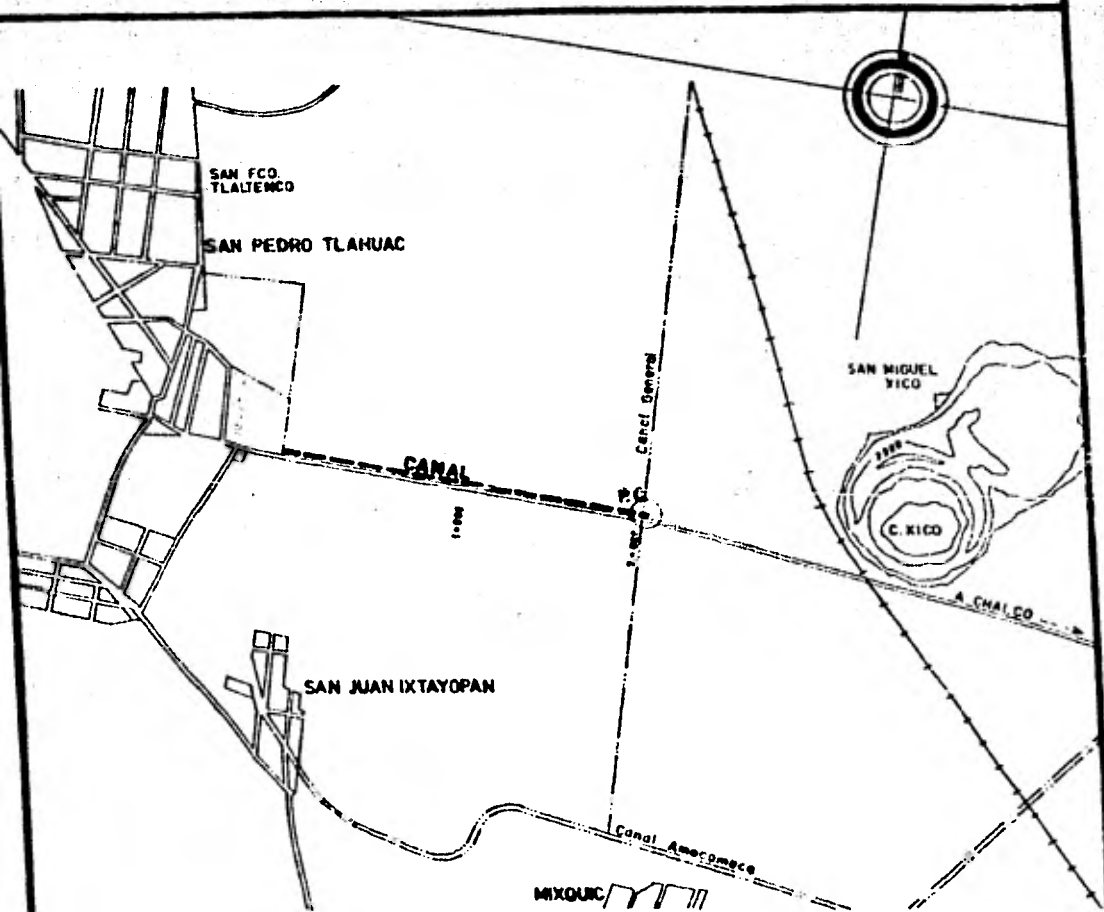
$$\frac{Q^2}{g} = \frac{Ac^3}{Bc} = \frac{20^2}{9.81} = 40.77 \quad (4.2.5)$$

Siendo el área crítica y el ancho crítico de la superficie libre del agua calculados como:

$$Ac = (b + kyc)yc = (3.65 + 2.5yc)yc \quad (4.2.6)$$

$$Bc = b + 2kyc = 3.65 + 5yc \quad (4.2.7)$$

LOCALIZACION DE LA CONDUCCION



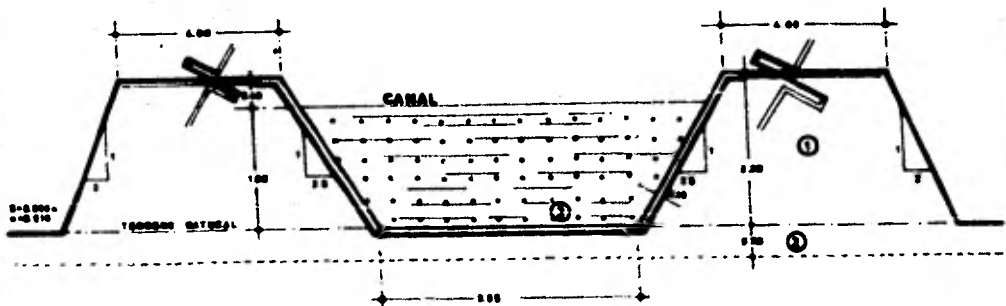
BOMBO-CONDUCCION-REGULACION DE AGUA- NEGRAS Y
PLUVIALES EN LA DELEGACION TLAHUAC, D.F.

EDUARDO ALVAREZ HENDIOLA
FACULTAD INGENIERIA

U.N.A.M. 1961

CORTE CANAL Y DETALLE PUEBTE CANAL

- ① BORDO COMPACTADO EN CAPAS DE 0.20 MT. AL 95% PROCTOR, CON HUMEDAD DEL 20%.
- ② LINDA DEL TERRENO NATURAL MISMO 0.20 MT.
- ③ RANURAS \varnothing 400 MT. TRANSV. RANURAS \varnothing 600 MT. LONG.



CANAL
Fig. 4. 2. 1
esc. 1 : 75
seal. mt.



PUEBTE CANAL
Fig. 4. 2. 2.
esc. 1 : 75
seal. mt.

BOMBEO-CONDUCCION-REGULACION DE AGUAS NEGRAS Y PLUVIALES EN LA DELEGACION TLANAUAC. D. F.

EDUARDO ALVAREZ MENDOZA.

FACULTAD 1000010000

U. N. A. M. 1981

Resolviendo por tanteos se obtuvo lo siguiente:

y_c (m)	A_c (m ²)	B_c (m)	A_c^3/B_c	Observaciones
1.00	6.15	8.65	26.89	≠
1.10	7.04	9.15	38.13	≠
1.15	7.50	9.40	44.95	≠
1.14	7.41	9.35	43.57	≠
1.12	7.22	9.25	40.76	o.k.

Resumiendo:

$$\begin{array}{ll}
 y_c = 1.12 \text{ m} & P_c = 9.68 \text{ m} \\
 A_c = 7.22 \text{ m}^2 & R_c = 0.75 \text{ m} \\
 V_c = 2.77 \text{ m/seg.} & S_c = 0.0029
 \end{array}$$

El tirante normal en el canal trapecial se calcula usando la ecuación (4.2.2) con los datos mencionados anteriormente, y procediendo por tanteos se tiene que:

y_n (m)	A_n (m ²)	P (m)	$R^{2/3}$	$AR^{2/3}$	OBSERVACIONES.
1.50	11.10	11.73	0.96	10.70	≠
1.80	14.67	13.34	1.07	15.63	≠
1.85	15.31	13.61	1.08	16.56	≠
1.82	14.92	13.45	1.07	15.99	o.k.

Por lo que en resumen se tiene:

$$Y_n = 1.82 \text{ m}$$

$$A_n = 14.92 \text{ m}^2$$

$$R_n = 1.109 \text{ m}$$

$$V_n = 1.34 \text{ m/seg.}$$

El Puente Canal contará con dos transiciones, una a la entrada y otra a la salida y para conocer el tirante a la salida de dicha transición se aplicará la fórmula de Bernoulli entre la Laguna y el final de la transición, utilizando los datos:

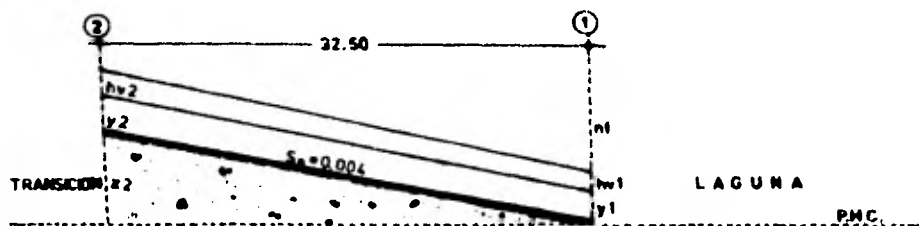
$$Q = 20 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$S = 0.0004$$

$$n = 0.016$$

$$k = 2.5$$

Suponiendo el tirante en la laguna igual al crítico por ser ésta la condición más desfavorable se tiene que:



Teniendo:

$$Y_1 = 1.12 \text{ m}$$

$$V_1 = 2.765 \text{ m/seg.}$$

$$A_1 = 7.22 \text{ m}$$

$$hv_1 = V^2/2g = 0.391$$

Por lo que la ecuación de Bernoulli queda:

$$y_2 + hv_2 + Z_2 = y_1 + hv_1 + hf \quad (4.2.8)$$

Para resolver la ecuación 4.2.8, se dividió la longitud en 3 tramos iguales de 10.83 m, calculando el perfil del agua con ayuda de un programa de computadora H.P.- Los resultados se presentan a continuación:

SECCION	TIRANTE	VELOCIDAD	ELEVACION
1	1.120	2.769	36.93
2	1.248	2.367	37.068
3	1.291	2.253	37.111
4	1.322	2.175	37.147

Una vez revisado el tramo Laguna - final de la transición, se procederá a calcular el ancho del puente canal con los datos siguientes:

para la transición:

$$y = 1.322$$

$$hv = 0.241$$

$$v = 2.175$$

por lo que la energía específica es:

$$E = 1.322 + 0.241 = 1.563$$

Para la sección del Puente Canal se considera el ancho mínimo como sección crítica y de la ecuación de la energía específica se tiene:

$$E = \frac{3}{2} y_c \quad (4.2.9)$$

por lo que:

$$y_c = \frac{2}{3} E = \frac{2}{3} (1.563) = 1.042 \text{ m}$$

sabiendo que:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (4.2.10)$$

se puede poner que:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{qb^2}} \quad (4.2.11)$$

y despejando el ancho del Puente Canal se llega a lo siguiente:

$$b = \sqrt{\frac{Q^2}{gy_c^3}} = \sqrt{\frac{20^2}{9.81 \times (1.042)^3}} = 6.00$$

se adopta una $b = 6.00 \text{ m}$

Las longitudes de cada transición se calculan como:

$$L_t = \frac{(T - t)}{2} \cot 22^\circ 30' \quad (4.2.12)$$

siendo:

$$T = 3.65 + 2 \times 2.5 \times 1.322 = 10.26 \text{ m}$$

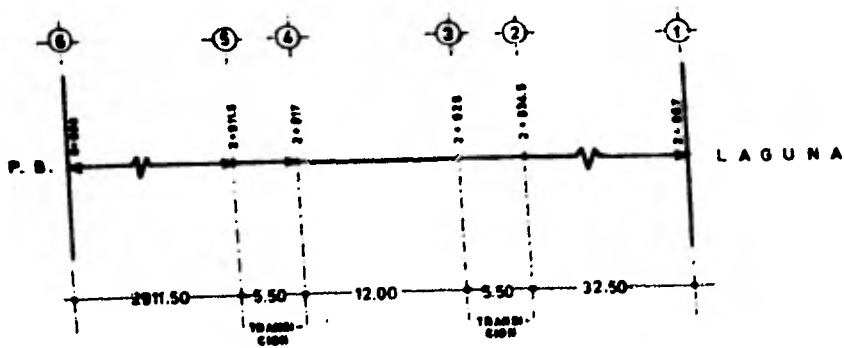
$$t = 6.00 \text{ m}$$

por lo que:

$$L_t = \left(\frac{10.26 - 6.00}{2} \right) \cot 22^\circ 30' = 5.14 \text{ m}$$

se usará: $L_t = 5.50 \text{ m}$

En seguida se hará la revisión hidráulica del puente canal, aplicando la ecuación de Bernoulli de la salida a la entrada:



Aplicando Bernoulli entre 2 y 3 :

$$y_3 + hv_3 + z_3 = y_2 + hv_2 + hts \quad (4.2.13)$$

$$y_2 = 1.322$$

$$hv_2 = 0.241$$

$$z_3 = 0.0004 \times 5.50 = \text{despreciable}$$

$$hts = \text{perdidas transición salida} = 0.2(hv_3 - hv_2)$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación 4.2.13 tenemos:

$$y_3 + hv_3 - hts = 1.322 + 0.241 = 1.563$$

Resolviendo por tanteos:

y_3	A_3	V_3	hv_3	hts	Σ	OBSERVACIONES.
1.20	7.200	2.778	0.393	0.030	1.563	o.k

por lo que el tirante en la transición de salida es:---

$$y_3 = 1.20 \text{ m}$$

Aplicando Bernoulli entre 3 y 4 :

$$y_4 + hv_4 + z_4 = y_3 + hv_3 + hf \quad (4.2.14)$$

$$\begin{aligned}
 y_3 &= 1.20 \text{ m} & R_3 &= 0.857 \text{ m} \\
 hv_3 &= 0.393 \text{ m} & V_3 &= 2.778 \text{ m/seg.} \\
 Z_4 &= 0.0004 \times 12 = 0.005
 \end{aligned}$$

$$hf = \left(\frac{n V_m}{R_m} \right)^2 \times L$$

Sustituyendo los valores en la ecuación 4.2.4 :

$$y_4 + hv_4 - hf = 1.20 + 0.393 - 0.005 = 1.588$$

y resolviendo por tanteos:

y_4	A_4	V_4	hv_4	V_m	R_4	R_m	hf	Σ	OBSERVACIONES
1.30	7.800	2.564	0.335	2.671	0.907	0.882	0.026	1.609	≠
1.25	7.500	2.667	0.362	2.723	0.882	0.870	0.027	1.585	o.k.

por lo que el tirante en el puente canal es:

$$y_4 = 1.25 \text{ m}$$

Aplicando Bernoulli entre 4 y 5 :

$$y_5 + hv_5 + Z_5 = y_4 + hv_4 + h_t \quad (4.2.15)$$

$$y_4 = 1.25 \text{ m}$$

$$hv_4 = 0.362 \text{ m}$$

$$Z_5 = 0.0004 \times 5.5 = \text{despreciable}$$

$$h_{te} = \text{p\u00e9rdidas por transici\u00f3n de entrada} = 0.10 (h_{v_4} - h_{v_5})$$

Sustituyendo en la ecuaci\u00f3n 4.2.15:

$$y_5 + h_{v_5} - h_{te} = 1.25 + 0.362 = 1.612$$

resolviendo por tanteos se tiene que:

y_5	A_5	V_5	h_{v_5}	h_{te}	Σ	OBSERVACIONES.
1.30	8.970	2.230	0.253	0.011	1.542	≠
1.40	10.010	1.998	0.203	0.016	1.587	≠
1.50	11.100	1.802	0.165	0.020	1.645	≠
1.45	10.549	1.896	0.183	0.018	1.615	o.k.

por lo que el tirante en la transici\u00f3n de entrada es:

$$y_5 = 1.45 \text{ m}$$

De lo anterior, el canal se remansa:

$$1.45 - 1.322 = 0.128 \text{ m}$$

Como la sobreelevaci\u00f3n debida al remanso no invade el bordo libre, se considera aceptable el c\u00e1lculo anterior, quedando la secci\u00f3n hidr\u00e1ulica del puente canal, con las dimensiones interiores mostradas en la figura 4.2.2.

Ahora bien, para calcular el tirante en el tramo --

P.B. - Transición de entrada, se aplica Bernoulli entre las secciones 5 y 6 :

$$y_6 + hv_6 + z_6 = y_5 + hv_5 + hf \quad (4.2.16)$$

$$y_5 = 1.45 \text{ m}$$

$$hv_5 = 0.183 \text{ m}$$

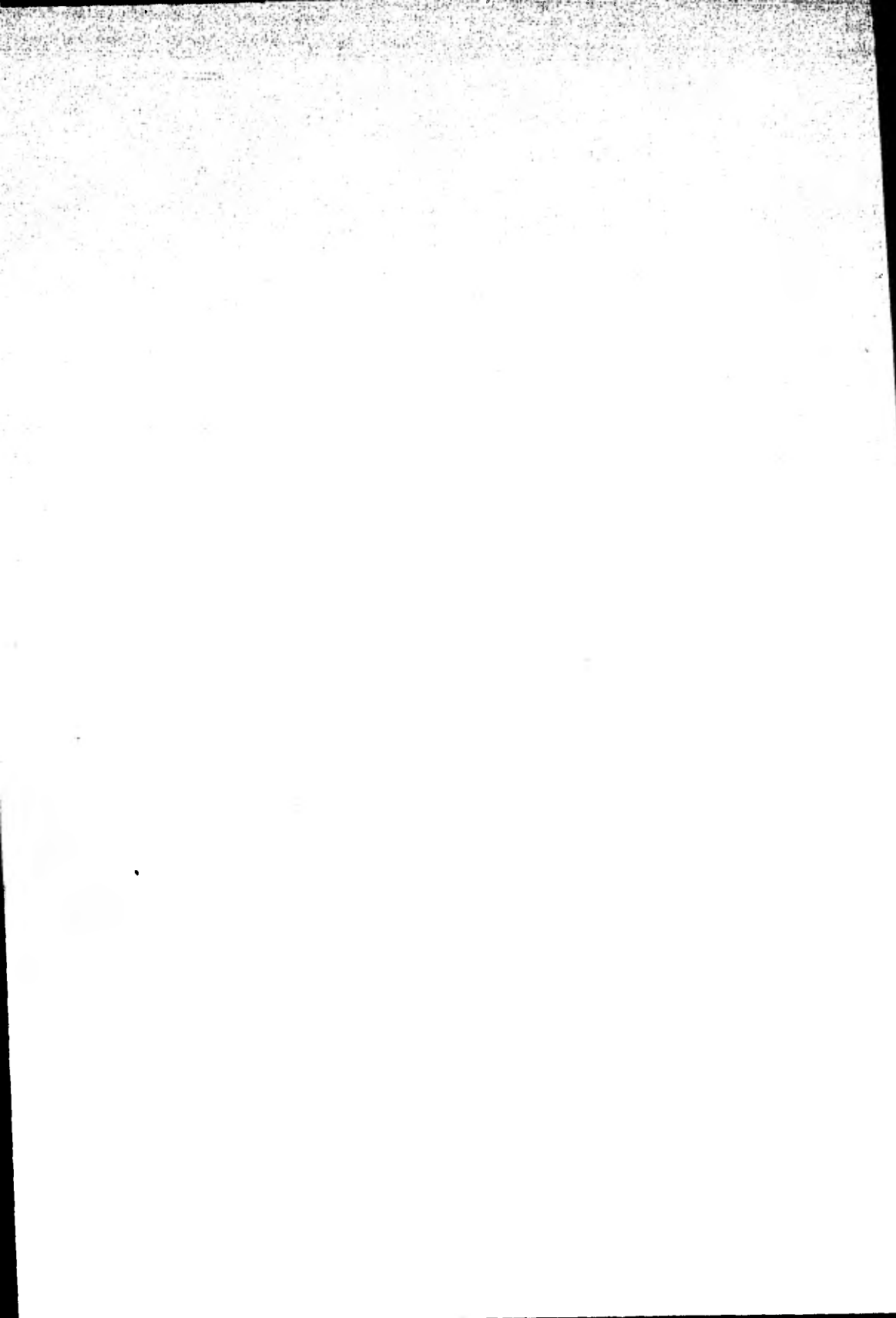
$$L_t = 2911.50 \text{ m (longitud tramo)}$$

Para resolver la ecuación 4.2.16, se dividió la longitud en 30 tramos de 97.05 m, calculando el perfil del agua con ayuda de una computadora H.P.

Los resultados se presentan a continuación:

ELEVACION INICIAL 37.28 GASTO 20 ANCHO PLANTILLA 3.65

SECC	TIRANTE	VELOCIDAD	ELEVACION
1	1.450	1.896	37.280
2	1.527	1.754	37.396
3	1.578	1.669	37.486
4	1.616	1.609	37.563
5	1.645	1.566	37.630
6	1.669	1.532	37.693
7	1.688	1.506	37.751
8	1.704	1.484	37.806
9	1.718	1.465	37.859
10	1.730	1.450	37.910
11	1.740	1.437	37.959
12	1.749	1.425	38.007
13	1.756	1.417	38.052
14	1.763	1.408	38.098
15	1.769	1.401	38.143
16	1.774	1.394	38.187
17	1.778	1.390	38.230
18	1.782	1.385	38.273
19	1.785	1.381	38.315
20	1.788	1.378	38.357
21	1.791	1.374	38.398
22	1.793	1.372	38.439
23	1.795	1.369	38.480
24	1.797	1.367	38.521
25	1.799	1.365	38.562
26	1.801	1.362	38.603
27	1.802	1.361	38.643
28	1.803	1.360	38.683
29	1.804	1.359	38.722
30	1.805	1.357	38.762
31	1.806	1.350	38.802



5.- LAGUNA DE REGULACION

5.1. Funcionamiento hidráulico.

5.1.1. Análisis hidrológico.

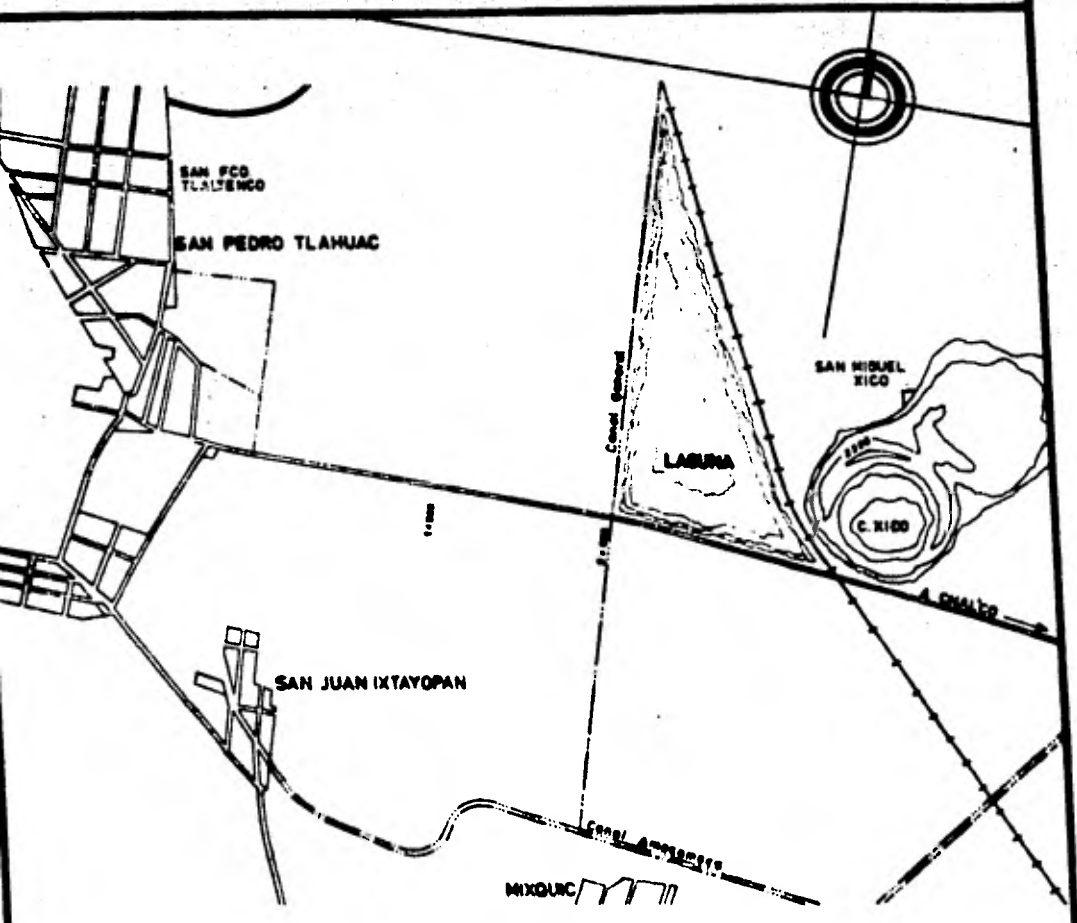
Para llevar a cabo el funcionamiento hidráulico de la laguna, se realizó primero un estudio hidrológico de la zona, para lo cual se tomaron en cuenta las siguientes estaciones climatológicas:

- 1) Iztapalapa (SARH)
- 2) San Luis Ameca (SARH)
- 3) Moyoguarda (SARH)
- 4) Los Reyes la Paz (SARH)
- 5) V. Milpa Alta (SARH)

Para obtener el área de influencia de las estaciones en la zona, por el método de los polígonos de Thiessen se tuvo lo siguiente: Moyoguarda 3%; Los Reyes la Paz - 53%; V. Milpa Alta 44%; siendo nula la influencia para las otras estaciones.

Con los porcentajes de Thiessen anteriormente calculados y con los registros de precipitación para cada una de las estaciones, se procedió a calcular las lluvias medias para cada año y cada mes durante el período 1955 - 1973 aplicando la siguiente expresión:

LOCALIZACION DE LA LAGUNA DE REGULACION



BOMBEO-CONDUCCION-REGULACION DE AGUAS NEGRAS Y PUVIALES EN LA DELEGACION TLANHUAC, D. F.

EDUARDO ALVAREZ MENDIOLA

FACULTAD INGENIERIA

U.N.A.M. 1981

$$H_{pm} = \frac{\sum_{i=1}^n h_{pi} a_i}{A_c} \quad (5.1.1.1)$$

donde:

H_{pm} = lluvia media en la cuenca, en mm

h_{pi} = Precipitación registrada en la estación i , en mm

a_i = Area de influencia de la estación i , en km^2

A_c = Area de la zona en estudio, en km^2

De la misma manera que lo anteriormente mencionado, se calcularon los porcentajes de influencia de cada estación en la laguna, resultando: V. Milpa Alta con 24% y Los Reyes la Paz con 76%; la estación Mayoguarda no tuvo influencia en la laguna.

Con estos porcentajes y los registros de precipitaciones y evaporaciones, se calcularon lluvias y evaporaciones medias para cada mes con la ecuación 5.1.1.1, presentándose los resultados en la tabla 5.1.1.1.

5.1.2.- Curva Elevaciones - Capacidades de la Laguna.

Para llevar a cabo el funcionamiento de vaso en la laguna, es necesario conocer los volúmenes que se presentan para diferentes elevaciones, esto es, construir la curva elevaciones - capacidades, para lo cual, del

TABLA No. 5.1.1.1

LOS REYES LA PAZ

1955	0.0	0.0	3.5	0.0	49.5	51.0	140.5	105.5	143.5	33.5	1.4	12.5
1956	0.0	3.0	0.0	16.0	108.5	89.5	120.0	141.5	95.0	16.5	17.5	0.0
1957	0.0	17.0	3.0	29.5	74.0	82.0	70.5	95.0	52.5	36.5	1.5	7.0
1958	3.0	3.5	0.0	27.0	85.0	11.5	150.0	57.5	140.0	116.5	51.9	4.5
1959	0.0	0.0	0.0	32.5	97.5	141.5	132.0	140.8	40.8	138.5	9.0	0.0
1960	1.5	0.0	0.0	0.0	31.0	57.5	161.0	40.0	86.5	77.5	0.0	0.0
1961	4.5	8.0	4.0	21.5	17.0	158.5	142.8	86.5	72.0	49.5	15.8	8.0
1962	0.0	0.0	0.0	59.0	26.0	82.0	112.5	72.0	139.5	79.0	6.5	0.0
1963	0.0	0.0	17.5	3.5	35.0	59.0	170.5	139.5	116.5	91.5	7.0	2.0
1964	29.0	0.0	26.0	6.5	116.5	109.5	110.0	116.5	110.0	24.5	15.0	1.5
1965	4.5	31.0	0.0	47.0	32.0	151.0	141.0	110.0	66.0	19.0	7.0	6.5
1966	0.0	1.5	7.9	53.4	20.1	113.0	130.6	66.0	42.6	10.5	0.0	0.0
1967	55.0	0.0	8.0	17.0	26.7	87.0	112.1	42.6	175.3	58.7	11.8	0.0
1968	2.1	19.5	0.0	50.6	110.0	98.6	201.2	175.2	112.8	39.5	2.5	3.6
1969	6.0	3.4	5.4	19.3	13.4	104.2	110.6	112.8	62.3	18.0	1.1	0.0
1970	1.2	12.0	0.0	14.3	42.8	45.3	135.0	62.8	87.8	14.3	0.0	0.0
1971	0.0	2.0	28.5	14.0	40.8	69.2	167.5	87.8	93.1	90.0	1.0	13.5
1972	2.0	5.5	17.2	56.2	93.1	134.3	127.2	93.1	135.3	42.0	1.5	0.0
1973	0.0	7.2	0.0	18.3	54.4	60.1	137.5	135.3	75.9	46.6	61.0	1.0

CONT. TABLA No. 5.1.1.1

MOYOGUARDA

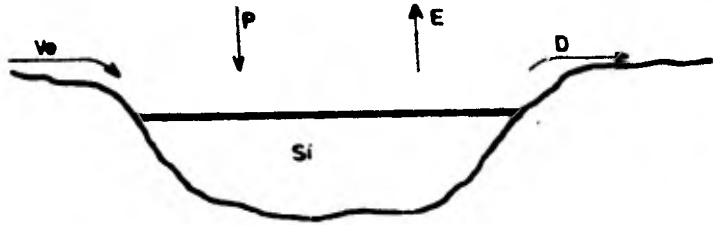
1955	5.1	0.0	4.1	0.0	51.4	64.0	188.5	116.9	116.3	55.1	5.2	10.3
1956	0.0	0.4	1.2	27.9	75.0	109.8	153.0	187.4	70.1	39.7	20.0	0.1
1957	0.0	15.0	7.6	36.2	39.9	66.1	90.8	112.3	76.0	63.5	5.3	2.6
1958	89.2	0.1	0.0	27.7	72.1	126.6	122.1	88.9	128.7	65.5	40.5	29.5
1959	1.5	1.0	0.0	52.7	25.9	111.7	155.4	114.4	40.8	108.4	0.0	3.3
1960	1.5	0.0	0.2	0.4	10.6	20.5	74.6	158.3	61.4	63.7	1.3	1.5
1961	2.8	0.4	0.5	17.0	8.7	131.3	181.4	117.2	70.3	23.6	7.7	3.4
1962	0.1	0.3	0.6	88.8	99.6	86.9	72.7	163.6	124.7	29.6	3.3	17.2
1963	0.0	0.0	32.8	3.4	75.2	113.7	225.1	101.9	135.7	60.6	4.6	0.9
1964	29.2	0.0	2.6	1.9	121.8	136.6	112.6	44.1	95.8	12.0	16.2	6.9
1965	11.3	19.4	2.0	24.8	26.7	123.5	122.7	209.0	90.5	62.2	4.2	6.5
1966	14.0	2.5	26.0	10.5	17.0	82.5	221.5	105.5	106.0	60.0	0.0	3.5
1967	80.0	18.0	4.0	22.0	71.5	160.0	107.8	214.5	182.0	57.5	3.5	7.6
1968	6.5	12.0	0.0	55.5	65.3	225.0	202.5	73.5	192.0	36.0	5.5	27.5
1969	23.5	0.0	11.0	10.5	16.5	76.0	195.0	254.5	152.0	61.5	0.0	0.0
1970	3.0	7.5	1.0	7.0	45.1	115.3	215.0	87.3	146.0	18.5	0.5	0.0
1971	7.5	0.0	24.6	7.7	22.1	137.0	126.2	152.4	121.6	70.2	4.3	9.6
1972	0.7	8.5	11.0	31.5	151.7	108.0	99.9	89.8	103.8	85.0	13.5	2.0
1973	19.0	3.5	5.5	9.8	78.5	54.0	164.5	117.1	125.5	50.5	42.0	0.0

levantamiento topográfico realizado en el área donde se localizará la laguna, se dibujaran secciones transversales, considerándoles un talud con $K=2.5$. Tomando incrementos de elevación de 0.1 m, se midió el ancho y el área para cada sección e incremento y se multiplicó por la distancia media entre secciones. Dichos incrementos se iniciaron a partir de la cota 34.20, por ser ésta la más baja en toda la laguna y, por lo tanto, para ese punto se considera el área y el volumen iguales a cero.

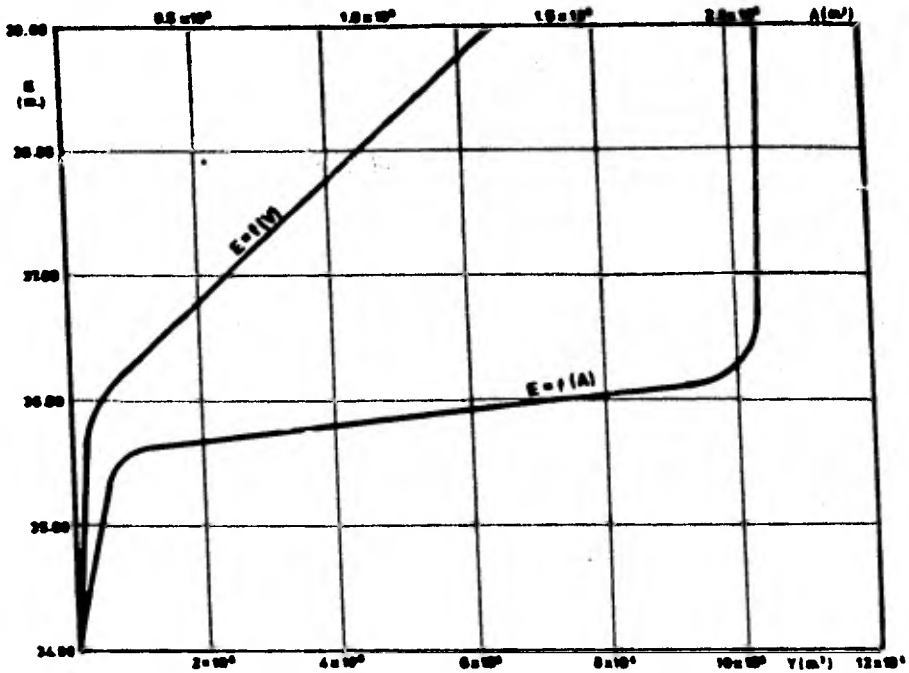
La curva elevaciones - capacidades se observa en la figura 5.1.2.1.

5.1.3 Funcionamiento de vaso

Con el fin de obtener el nivel de aguas máximo ordinario (N.A.M.O.) se realizó el funcionamiento de vaso en la laguna, para lo cual se tomaron en cuenta los parámetros siguientes:



LAGUNA DE REGULACION



CURVA ELEVACIONES-AREAS-CAPACIDADES

Fig. 1. 2. 1.

BOMBEO-CONDUCCION-REGULACION DE AGUAS NEGRAS Y
PLUMALES EN LA DELEGACION PLANIAC, D. F.
EDUARDO ALVAREZ MENDIOLA.

FACULTAD INGENIERIA

U. N. A. M. 1981

donde:

- Ve - Volumen de entrada a la laguna (aportación)
- P - Volumen de precipitación media en la laguna.
- E - Volumen de evaporación media en la laguna.
- D - Volumen de descarga
- Sc - Volumen de almacenamiento inicial

Cabe hacer notar, que el volumen de infiltración no se consideró, por ser este muy pequeño en comparación con los demás.

Por continuidad, se sabe que el volumen de entrada en un vaso, menos el volumen de salida es igual al volumen de agua almacenada en la laguna, pudiéndose expresar de la siguiente manera:

$$I - O = AS \quad (5.1.3.1)$$

Si se sustituyen los parámetros anteriores en esta ecuación resulta:

$$Ve + P - E - D = Sf - Si$$

donde:

Sf - Almacenamiento final en la laguna

despejando el almacenamiento final de la ecuación anterior se tiene:

$$S_f = V_e + P - E - D + S_i \quad (5.1.3.2)$$

Por otro lado se sabe que:

$$P = A_i h_p$$

$$E = A_i h_{ev}$$

donde:

A_i - Área inicial de la superficie libre del agua.

h_p - Precipitación media en la laguna (calculada con la ec. 5.1.1.1)

h_{ev} - Evaporación media en la laguna (ecuación 5.1.1.1)

que sustituyéndolas en la ecuación 5.1.3.2 queda la expresión siguiente:

$$S_f = V_e + A_i h_p - A_i h_{ev} - D + S_i \quad (5.1.3.3)$$

Con el almacenamiento final calculado con la expresión anterior, se puede conocer el área de la superficie libre del agua con la curva de elevaciones - áreas-capacidades, vista en el subcapítulo anterior. Para ser congruente con la expresión 5.1.3.3, se trabaja con una área media de la superficie libre del agua calculada como:

$$A_m = \frac{A_i + A_f}{2} \quad (5.1.3.4)$$

quedando finalmente la expresión:

$$S_f = V_e + A_{mhp} - A_{mhev} - D + S_i \quad (5.1.3.5)$$

El área media calculada con la ecuación 5.1.3.1, corresponderá entonces al área inicial del segundo intervalo de tiempo que para este caso es de un mes, y de la curva elevaciones - capacidades se obtiene una elevación y un almacenamiento iniciales, calculándose en seguida un almacenamiento final que corresponderá al segundo mes.

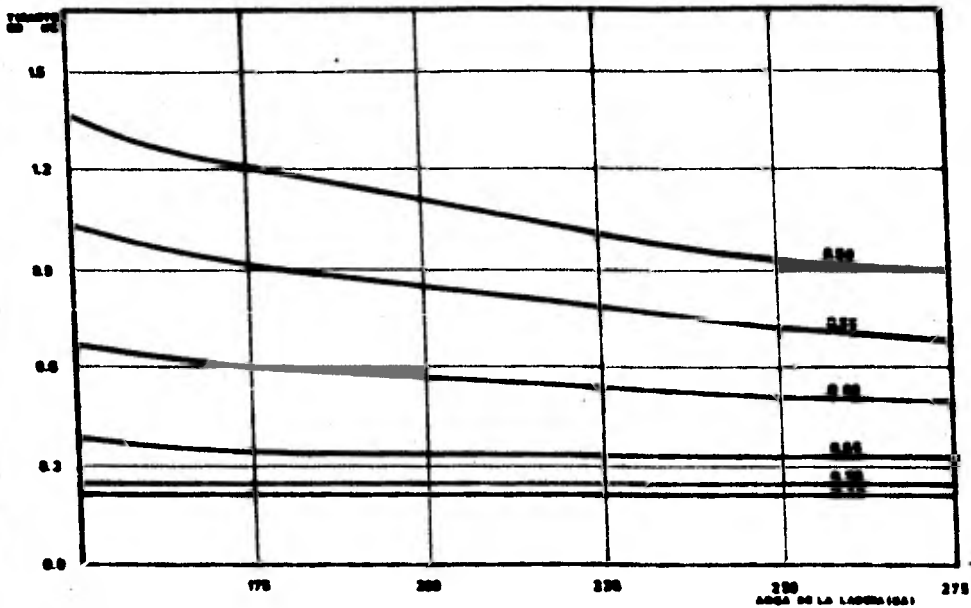
Para llevar a cabo el proceso anterior para todo el período en estudio, se elaboró un programa para computadora, en el cual, de todo el conjunto de elevaciones calculadas, toma el máximo.

En la figura 5.1.3.1 se encuentran diferentes resultados de los cálculos anteriormente señalados, observándose que el N.A.M.O. fue igual a 37.007 con un volumen de 2,529,780 M3.

5.1.4 Tránsito de la avenida.

El tránsito de la avenida en la laguna, permite determinar el efecto del almacenamiento al paso de una onda de avenida, con lo cual se obtiene el Nivel de

LAGUNA DE REGULACION



RESULTADOS DEL FUNCIONAMIENTO DE VASO

Fig. 5.1.2.1.

TIRANTES MAXIMOS PARA DIFERENTES GASTOS DE SALIDA AL CANAL GENERAL Y PARA DIFERENTES AREAS DE LAGUNA.

BOMBEO-CONDUCCION-REGULACION DE AGUAS NEGRAS Y PLUVIALES EN LA DELEGACION TLAMUAC, D. F.

EDUARDO ALVAREZ MENDOZA,

PAQUETIN - MEXICO

U. N. A. M. 1961

Aguas Máximo Extraordinario.

Para realizar lo anterior se toman en cuenta los datos siguientes:

- 1) Hidrograma de entrada en la laguna
- 2) Curva elevaciones - Capacidad de la laguna.
- 3) Curva elevaciones - Gastos a la entrada de la laguna.

La ecuación de continuidad se puede expresar como:

$$I - O = \frac{\Delta s}{\Delta t} \quad (5.1.4.1)$$

donde:

I - Gasto de entrada

O - Gasto de salida

$\Delta s / \Delta t$ - Cambio en el almacenaje

Para un intervalo determinado la ecuación anterior se puede escribir como:

$$\frac{I_2 + I_1}{2} - \frac{O_2 + O_1}{2} = \frac{S_2 - S_1}{\Delta t}$$

dividiendo todos los términos entre 2 y ordenando términos conocidos, la expresión se escribe:

$$I_2 + I_1 + \frac{2S_1}{\Delta t} - O_1 = \frac{2S_2}{\Delta t} + O_2 \quad (5.1.4.2)$$

El hidrograma de entrada a la laguna se muestra en la figura 5.1.1.1 y se obtuvo a partir de la información climatológica y de las características de los colectores de la zona en estudio.

Para resolver la ecuación 5.1.4.2 existen diferentes criterios, escogiéndose el propuesto por Pulls para este trabajo, por la facilidad de aplicar un programa de computadora. Dicho programa calcula los diferentes gastos de salida para diferentes intervalos de tiempo, escogiéndose el máximo gasto. En seguida, y con dicho gasto, se calcula la elevación que adquirirá la laguna, es decir el N.A.M.E.

En la tabla 5.1.4.1 se encuentran calculos para diferentes gastos de salida, llegándose a la conclusión de que para un gasto de salida de $Q = 0.6 \text{ M}^3/\text{seg}$ el volumen de agua retenido en la laguna es de $463,220 \text{ M}^3$, que sumado al volumen máximo obtenido de $2,329,780 \text{ M}^3$ implicará un volumen de $2,793,000 \text{ M}^3$ y una elevación de 37.17 M , lo que provoca un incremento de 17 cm por la avenida.

En dicha tabla, las literales significan:

- V_e - Volumen de entrada
- V_{ev} - Volumen de evaporación
- Q_e - Gasto de entrada
- V_l - Volumen de la laguna

Qs - Gasto de salida
 Vs - Volumen de salida
 Vt - Volumen total
 Elev- Elevación

5.1.5.- Bordo libre.

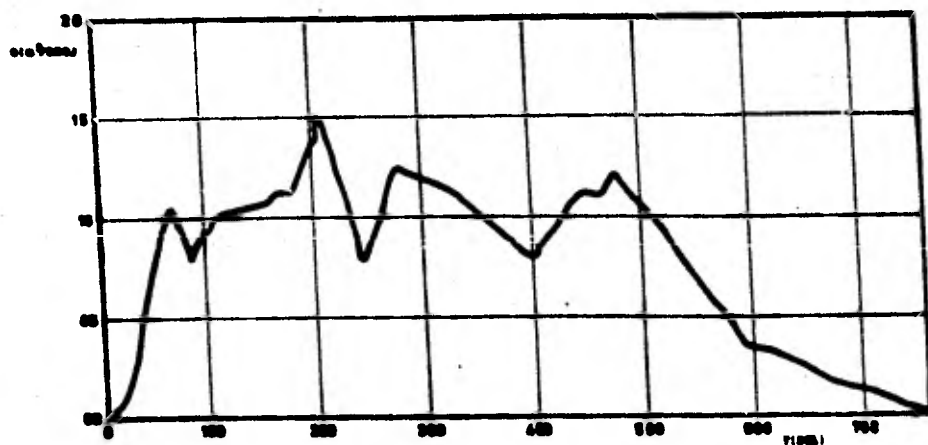
El libre bordo se define como la diferencia de elevación entre el nivel de aguas máximas extraordinarias y la corona de la presa. El nivel de aguas máximas extraordinarias (N.A.M.E.) es la elevación máxima que tiene el agua en el vaso, durante el tránsito de la avenida de diseño. En este caso, se dedujo, del inciso anterior, una elevación de 37.17 M.

Para obtener la altura del libre bordo se requiere conocer la sobreelevación que sufre el embalse con la marea producida por el viento y el ascenso de las olas sobre el bordo cuando chocan contra éste. Para calcular la sobreelevación del nivel del embalse causado por el viento, es necesario conocer el fetch, la velocidad del viento y la profundidad del agua en la zona considerada. El ascenso de la ola dependerá de dichas variables y de la pendiente y rugosidad del bordo.

5.1.5.1.- Longitud del fetch efectivo.

Para calcular la longitud efectiva del fetch, se una

LAGUNA DE REGULACION



Q MAX = 15 m³/s

t_p = 200 MINUTOS

HIDROGRAMA Pp. 8.1.1.1
HIDROGRAMA DE LA AVENIDA MAXIMA EN
LA LAGUNA DE REGULACION.

EDIFICIO-CONDUCCION-REGULACION DE AGUAS HEURAS Y
PLUVIALES EN LA DELEGACION TLAMUAC, S. P.
EDUARDO ALVAREZ MENDOZA.

RESULTADOS INDEFINIDOS

U. N. A. M. 1981

TABLA No. 5.1.4.1

PUEBLOS DEL SUR

Au = 1109.10 Ha
 Anu = 0.00 Ha
 Alag = 209.54 Ha
 Dot = 150.00 L/Hab.*Dfa
 Den = 250.00 Hab/Ha.
 Qmed = 0.48 M3/Seg.

***** AÑO 1 *****

MES	Ve	Vev	Qe	V1	Qs	Vs	Vt	Elev.
							0.00	34.200
1	1307.07	24.52	0.497	1331.59	0.497	1331.59	0.00	34.000
2	1206.15	12.78	0.486	1218.93	0.486	1218.92	0.00	34.000
3	1327.48	18.02	0.502	1345.50	0.502	1845.50	0.00	34.000
4	1349.22	57.00	0.503	1384.73	0.503	1104.78	0.00	34.926
5	1247.74	-40.76	0.601	1608.90	0.600	1487.04	1.76	34.200
6	1649.56	4.18	0.531	1831.65	0.592	1533.62	0.00	36.165
7	1527.67	181.02	0.304	2421.52	0.600	1607.04	614.48	36.610
8	2240.49	81.77	0.914	2449.15	0.600	1607.04	1656.58	31.000
9	2367.37	27.32	0.905	2357.29	0.600	1556.20	2438.48	36.841
10	2329.78	-90.52	0.549	1470.21	0.600	1607.04	2321.75	36.140
11	1560.34	-181.97	0.454	1178.68	0.600	1555.20	1943.23	36.500
12	1358.65	-176.92	0.438	1172.31	0.600	1607.04	1538.50	

CONT. TABLA No. 5.1.4.1

***** ARO 2 *****

MES	Ve	Vev	Qe	V1	Qs	Vs	Vt	Elev.
						1607.04	999.72	26.290
1	1289.68	-191.07	0.410	1098.26	0.600	1503.36	521.35	26.072
2	1260.27	-235.26	0.409	1024.99	0.600	1482.01	0.00	34.238
3	1298.77	-325.12	0.360	964.65	0.355	1416.53	0.00	34.238
4	1353.53	53.00	0.547	1416.53	0.547	1637.04	27.61	16.901
5	1725.43	-48.77	0.626	1091.65	0.800	1555.20	274.20	35.034
6	1248.16	4.13	0.626	1791.29	0.202	1607.04	617.35	36.160
7	1811.76	97.98	0.750	2003.69	0.606	1607.04	1106.92	16.348
8	1887.38	39.22	0.720	2036.60	0.600	1555.20	1264.48	18.437
9	1704.24	8.52	0.661	1712.76	0.600	1607.04	951.92	26.353
10	1334.92	-100.38	0.438	1294.54	0.600	1555.20	575.06	26.407
11	1384.66	-186.57	0.455	1178.29	0.600	1607.04	78.46	15.043
12	1383.33	-178.82	0.415	1110.14	0.600	1607.04		

***** ARO 3 *****

						1392.31	0.00	34.200
1	1289.33	34.52	0.491	1313.85	0.520	1285.23	0.00	34.200
2	1282.45	12.78	0.517	1295.28	0.517	1318.44	0.00	34.200
3	1300.42	18.02	0.493	1319.44	0.492	1441.37	0.00	34.200
4	1384.38	57.00	0.556	1441.37	0.656	1542.27	0.00	34.200
5	1583.02	-40.75	0.576	1542.27	0.576	1555.20	129.09	35.762
6	1611.52	72.76	0.650	1664.23	0.600	1607.04	549.26	36.052
7	1901.55	125.66	0.757	2027.21	0.600	1555.20	785.02	36.178
8	1789.31	53.49	0.688	1842.80	0.600	1607.04	739.16	36.160
9	1553.41	14.93	0.605	1568.33	0.600	1607.04	572.52	36.106
10	1478.32	-96.91	0.516	1381.41	0.600	1355.20	104.18	35.667
11	1271.69	-184.84	0.419	1086.86	0.600	1607.04	0.00	34.200
12	1317.72	14.46	0.497	1332.18	0.536			

CONT. TABLA No. 5.1.4.1

***** ANO 4 *****

MES	Ve	Vev	Qe	Vl	Qs	Vs	Vt	Elev.
1	1827.46	-83.95	0.651	1743.51	0.600	1607.04	186.47	34.200
2	1252.28	12.78	0.505	1265.07	0.559	1401.54	0.00	34.200
3	1239.33	19.02	0.488	1307.35	0.488	1307.35	0.00	34.200
4	1417.21	57.00	0.569	1474.20	0.569	1474.20	0.00	34.200
5	1720.55	-40.77	0.627	1679.77	0.600	1607.04	72.78	35.572
6	1667.96	4.14	0.645	16.72.01	0.600	1555.20	189.54	35.981
7	2194.80	97.91	0.856	2292.71	0.600	1607.04	375.21	36.318
8	1793.75	39.21	0.684	1832.96	0.600	1607.04	1101.13	36.265
9	1806.28	8.51	0.700	1814.79	0.600	1355.00	1360.72	36.487
10	1723.21	-100.44	0.606	1622.77	0.600	1607.04	1376.45	36.536
11	1544.98	-186.67	0.524	1358.30	0.600	1555.00	1179.55	36.350
12	1495.18	-179.03	0.491	1316.15	0.600	1607.04	388.66	36.219

***** ANO 5 *****

1	1372.29	-192.18	0.441	1180.11	0.600	1607.04	461.72	36.023
2	1206.39	-235.83	0.387	970.76	0.572	1432.48	0.00	34.500
3	1291.10	18.02	0.489	1609.12	0.489	1309.12	0.00	34.620
4	1696.14	-116.23	0.587	1521.91	0.567	1521.91	0.00	34.200
5	1636.26	-40.76	0.596	1595.50	0.596	1595.50	0.00	34.200
6	1983.74	72.70	0.793	2056.44	0.600	1555.20	501.24	36.036
7	2019.56	125.57	0.801	2145.14	0.600	1607.04	1039.34	36.512
8	1884.25	53.37	0.723	1337.82	0.600	1607.04	1363.91	36.533
9	1437.17	14.82	0.560	1451.92	0.600	1555.20	1266.70	36.433
10	1820.81	-97.07	0.644	1723.74	0.600	1607.04	1383.40	36.510
11	1269.03	-185.01	0.418	1084.02	0.600	1555.20	912.22	36.134
12	1289.77	-178.20	0.415	1111.57	0.600	1607.04	416.75	35.342

CONT. TABLA No. 5.1.4.1

***** ANO 6 *****

MES	Ve	Vev	Qe	VI	Qs	Vs	Vt	Elev.
1	1301.75	-191.65	0.414	11 . 0	0.570	1526.84	0.00	34.200
2	1206.15	12.78	0.486	1218.93	0.486	1218.93	0.00	34.200
3	1292.43	18.02	0.489	1310.45	0.489	1310.45	0.00	34.200
4	1269.48	67.00	0.512	1326.47	0.512	1326.47	0.00	34.300
5	1424.20	128.66	0.580	1552.85	0.630	1552.85	0.00	34.300
6	1464.68	72.78	0.593	1537.46	0.593	1537.46	0.00	34.200
7	1892.92	131.07	0.771	2063.99	0.600	1607.04	456.95	36.019
8	1920.18	81.91	0.747	2002.09	0.600	1607.04	852.00	36.145
9	1682.95	27.55	0.660	1710.50	0.600	1555.20	1007.30	36.365
10	1622.50	-90.22	0.572	1532.28	0.600	1607.04	932.54	36.247
11	1247.74	-181.64	0.411	1066.10	0.600	1555.20	443.43	36.083
12	1311.07	-176.59	0.424	1134.48	0.589	1577.91	0.00	34.203

***** ANO 7 *****

1	1322.49	24.52	0.503	1348.01	0.503	1348.01	0.00	34.200
2	1227.00	12.78	0.495	1239.78	0.495	1239.78	0.00	34.200
3	1300.86	18.02	0.492	1318.88	0.492	1318.88	0.00	34.200
4	1312.07	57.00	0.528	1369.06	0.528	1369.06	0.00	34.200
5	1394.03	128.66	0.569	1522.69	0.569	1522.69	0.00	34.200
6	2047.62	72.69	0.818	2120.31	0.600	1555.20	565.11	36.103
7	2161.52	125.54	0.854	2237.07	0.600	1607.04	1245.14	36.423
8	1891.35	53.32	0.726	1344.67	0.600	1607.04	1582.78	36.613
9	1629.27	14.75	0.634	1644.22	0.600	1555.20	1671.59	36.845
10	1429.52	-97.11	0.497	1232.41	0.600	1607.04	1395.96	36.618
11	1296.54	-185.04	0.429	1111.50	0.600	1555.20	953.26	36.260
12	1314.62	-178.22	0.424	1136.39	0.600	1607.04	428.62	36.040

CONT. TABLA No. 5.1.4.1

***** ANO 8 *****

MES	Ve	Vev	Qe	V1	Qs	Vs	Vt	Elev.
1	1289.33	-191.67	0.410	1097.66	0.590	1580.27	0.00	34.200
2	1206.59	12.78	0.487	1219.37	0.487	1219.37	0.00	34.200
3	1293.32	16.02	0.490	1311.34	0.490	1311.34	0.00	34.200
4	1544.53	-116.22	0.551	1428.32	0.551	1428.32	0.00	34.200
5	1493.96	128.86	0.583	1562.61	0.583	1562.61	0.00	34.200
6	1493.96	128.86	0.583	1562.61	0.583	1562.61	128.64	35.715
7	1611.68	72.76	0.650	1683.84	0.600	1555.20	366.95	35.653
8	1219.66	125.69	0.689	1345.35	0.600	1607.04	606.30	36.117
9	1792.86	53.53	0.689	1846.39	0.600	1607.04	961.91	36.260
10	1895.90	14.92	0.737	1910.82	0.600	1555.20	877.32	36.212
11	1619.40	-96.95	0.586	1522.44	0.600	1607.04	403.15	35.373
12	1265.93	-184.89	0.417	1081.04	0.600	1555.20	0.00	34.200
	1311.95	-178.10	0.429	1133.86	0.574	1537.01		

***** ANO 9 *****

1	1289.33	24.52	0.491	1313.65	0.491	1313.85	0.00	34.200
2	1206.15	12.78	0.486	1218.93	0.486	1218.98	0.00	34.200
3	1365.15	18.02	0.524	1403.18	0.524	1402.18	0.00	34.200
4	1302.31	57.00	0.524	1354.90	0.524	1358.30	0.00	34.200
5	1514.70	-40.74	0.550	1476.96	0.550	1473.96	0.00	34.200
6	1722.88	72.75	0.698	1295.62	0.600	1555.20	381.00	35.680
7	2200.12	125.60	0.868	1325.72	0.600	1607.04	725 .	36.264
8	1805.73	53.40	0.694	1659.13	0.600	1607.04	1211.19	36.603
9	1820.03	14.81	0.708	1814.94	0.600	1555.20	1490.83	36.563
10	1756.04	-97.10	0.619	1658.94	0.600	1607.04	1542.73	36.598
11	1268.59	-165.04	0.418	1088.54	0.600	1655.20	1071.06	36.625
12	1295.10	-178.24	0.417	1116.06	0.600	1507.04	590.89	36.206

CONT. TABLA No. 5.1.4.1

***** AÑO 10 *****

MES	Ve	Vev	Qe	Vj	Qs	Vs	Vt	Elev.
1	1411.77	-191.71	0.456	1220.07	0.600	1607.84	193.92	35.836
2	1206.15	12.78	0.486	1219.93	0.564	1412.85	0.00	34.200
3	1353.66	18.02	0.512	1371.68	0.512	1371.68	0.00	34.200
4	1318.72	57.00	0.531	1376.72	0.531	1375.72	0.00	34.200
5	2428.88	-40.83	0.742	1986.04	0.600	1607.04	381.00	35.963
6	1895.45	4.03	0.733	1299.48	0.600	1555.20	725.29	36.156
7	1755.15	97.86	0.692	1953.01	0.600	1607.04	971.25	36.270
8	1543.98	39.20	0.591	1583.18	0.600	1607.04	947.40	36.256
9	1687.83	6.53	0.654	1696.36	0.600	1555.20	1083.56	36.336
10	1400.24	-100.35	9.485	1299.89	0.600	1607.04	781.41	36.174
11	1354.21	-186.54	0.458	1167.68	0.600	1555.20	396.88	35.374
12	1301.31	-178.66	0.419	1122.45	0.566	1516.33	0.00	34.200

100

***** AÑO 11 *****

1	1334.14	24.52	0.507	1358.65	0.507	1368.65	0.00	34.200
2	1331.25	12.78	0.536	1344.03	0.566	1344.03	0.00	34.200
3	1289.77	18.00	0.488	1307.79	0.433	1307.79	0.00	34.200
4	1421.64	57.00	0.570	1478.64	0.470	1478.64	0.00	34.200
5	1410.89	128.66	0.575	1539.54	0.565	1539.54	0.00	34.200
6	1781.88	72.74	0.716	1654.62	0.600	1556.20	299.42	35.946
7	1806.17	125.64	0.721	1331.31	0.600	1607.04	624.19	36.123
8	2149.99	53.42	0.823	2203.41	0.600	1607.04	1220.56	36.409
9	1581.35	14.84	0.616	1596.20	0.600	1555.20	1261.56	36.435
10	1476.54	-97.02	0.515	1379.53	0.600	1607.04	1034.04	36.310
11	1267.70	-184.34	0.419	1082.76	0.600	1555.20	561.60	36.102
12	1323.05	-178.14	0.427	1144.91	0.600	1607.04	99.47	36.654

CONT. TABLA No. S.1.4.1

***** AÑO 12 *****

MES	Ve	Vev	Qe	Vl	Qs	Vs	Vt	Elev.
1	1321.27	24.52	0.502	1345.79	0.540	1445.26	0.00	34.200
2	1215.46	12.78	0.490	1226.24	0.430	1228.24	0.00	34.200
3	1426.85	18.02	0.539	1444.88	0.539	1444.88	0.00	34.200
4	1471.33	57.00	0.590	1525.33	0.530	1528.33	0.00	34.200
5	1402.90	128.86	0.572	1531.56	0.572	1531.56	0.00	34.200
6	1528.12	72.77	0.618	1600.89	0.600	1555.20	45.69	35.251
7	1976.59	14.46	0.765	2102.20	0.600	1607.04	540.85	36.038
8	1363.64	125.67	0.712	1907.13	0.600	1407.04	840.93	36.184
9	1493.07	53.49	0.582	1505.00	0.600	1555.20	793.73	36.179
10	1441.50	14.93	0.502	1344.69	0.600	1607.04	531.28	36.080
11	1247.74	-96.91	0.410	1062.91	0.600	1555.20	39.99	36.123
12	1285.54	-184.83	0.489	1310.00	0.504	1348.99	0.00	34.200

101

***** AÑO 13 *****

1	1613.19	-83.93	0.571	1529.25	0.571	1529.25	0.00	34.200
2	1208.38	12.78	0.487	1221.15	0.487	1221.15	0.00	34.200
3	1349.86	18.02	0.511	1367.68	0.511	1367.68	0.00	34.200
4	1331.59	57.00	0.536	1388.58	0.536	1388.58	0.00	34.200
5	1607.86	-40.25	0.585	1597.11	0.585	1567.11	0.00	34.200
6	1676.29	72.75	0.675	1749.05	0.600	1555.20	133.35	35.665
7	1852.31	125.66	0.788	1977.96	0.600	1607.04	564.77	36.103
8	1874.33	58.47	0.720	1928.41	0.600	1607.04	686.14	36.517
9	2043.18	14.85	0.794	2053.03	0.600	1555.20	1388.97	36.316
10	1559.06	-97.04	0.546	1452.02	0.600	1607.04	1243.96	36.427
11	1315.17	-184.98	0.436	1136.19	0.600	1555.20	818.94	36.167
12	1291.55	-178.18	0.416	1113.37	0.600	1607.04	325.27	35.324

CONT. TABLA No. 5.1.4.1

***** AÑO 14 *****

MES	Ve	Vev	Qe	Vl	Qs	Vs	Vt	Elev.
							0.00	34.200
1	1613.19	-191.63	0.414	1110.12	0.536	1435.39	0.00	34.200
2	1208.36	12.78	0.515	1291.24	0.515	1291.24	0.00	34.200
3	1349.66	18.02	0.490	1311.79	0.480	1311.79	0.00	34.200
4	1331.59	-116.22	0.558	1446.06	0.558	1446.06	0.00	34.200
5	1607.86	-40.77	0.619	1658.93	0.600	1607.04	51.83	35.266
6	1676.29	4.08	0.799	2020.34	0.600	1555.20	51.83	36.124
7	2027.99	97.86	0.794	2125.85	0.600	1607.04	567.03	36.337
8	1752.93	39.16	0.669	1792.10	0.600	1607.04	1085.84	36.441
9	1633.70	6.46	0.634	1642.18	0.600	1555.20	1270.89	36.495
10	1485.42	-100.42	0.517	1385.00	0.600	1607.04	1357.98	36.363
11	1260.60	-186.60	0.414	1074.00	0.600	1555.20	1135.04	36.126
12	1353.86	-178.92	0.442	1743.94	0.600	1607.04	654.64	35.343

102

***** AÑO 15 *****

							0.00	34.200
1	1335.02	24.52	0.508	1359.54	0.594	1592.08	0.00	34.200
2	1219.01	12.78	0.492	1231.79	0.492	1231.79	0.00	34.200
3	1353.21	18.02	0.512	1371.23	0.512	1371.23	0.00	34.200
4	1313.40	57.00	0.529	1370.39	0.529	1370.39	0.00	34.200
5	1367.41	128.66	0.559	1496.07	0.559	1496.07	0.00	34.200
6	1559.62	72.77	0.630	1632.39	0.600	1555.20	346.43	35.321
7	1960.83	125.67	0.768	2056.50	0.600	1607.04	795.40	36.205
8	2162.41	53.45	0.827	2215.86	0.600	1607.04	1075.02	36.401
9	1678.25	14.86	0.615	1593.11	0.600	1555.20	1284.92	36.471
10	1359.87	-96.98	0.472	1262.89	0.600	1607.04	885.65	36.461
11	1257.94	-184.90	0.414	1673.04	0.600	1555.20	391.72	36.167
12	1290.22	-178.09	0.415	1112.12	0.545	1459.20	0.00	36.337

CONT. TABLA No. 5.1.4.1

***** AÑO 16 *****

MES	Ve	Vev	Qe	V1	Qs	Vs	Vt	Elev.
							0.00	34.200
1	1294.65	24.52	0.493	1319.17	0.493	1319.17	0.00	34.200
2	1245.19	12.78	0.502	1257.97	0.502	1257.97	0.00	34.200
3	1289.33	18.02	0.488	1307.35	0.458	1307.35	0.00	34.200
4	1301.42	57.00	0.524	1358.41	0.524	1358.41	0.00	34.200
5	1543.41	-40.75	0.563	1507.67	0.563	1507.67	346.43	35.145
6	1829.91	72.73	0.734	1301.63	0.600	1555.20	795.40	36.179
7	1340.39	125.62	0.768	2058.00	0.600	1607.04	1075.02	36.371
8	1833.23	53.43	0.704	1880.66	0.600	1607.04	1234.92	36.418
9	1700.25	14.85	0.662	1715.10	0.600	1555.20	885.65	36.616
10	1352.77	-96.99	0.469	1255.78	0.600	1607.04	391.72	35.551
11	1248.19	-184.91	0.410	1063.27	0.600	1555.20	0.00	34.200
12	1289.33	-178.10	0.415	1111.23	0.561	1502.95		

108

***** AÑO 17 *****

							0.00	34.200
1	1290.22	24.52	0.491	1314.78	0.491	1314.73	0.00	34.200
2	1211.47	12.78	0.489	1224.25	0.439	1224.25	0.00	34.200
3	1390.92	16.02	0.526	1408.94	0.525	1408.94	0.00	34.200
4	1304.08	57.00	0.525	1361.07	0.525	1361.07	0.00	34.200
5	1460.57	128.66	0.593	1589.23	0.593	1589.23	321.59	35.321
6	1804.06	72.73	0.724	1376.79	0.600	1555.20	871.70	36.205
7	2031.54	125.61	0.905	2157.15	0.600	1607.04	1207.20	36.401
8	1889.13	53.41	0.725	1942.54	0.600	1607.04	1319.61	36.471
9	1652.78	14.93	0.643	1567.61	0.600	1555.20	1335.16	36.461
10	1719.66	-97.06	0.606	1622.60	0.600	1607.04	850.24	36.167
11	1255.23	-185.00	0.413	1070.23	0.600	1555.20	429.86	36.337
12	1263.06	-178.20	0.443	1165.66	0.600	1607.04		

CONT. TABLA No. 5.1.4.1

***** ANO 18 *****

MES	Ve	Vev	Qe	VI	Qs	Vs	Vt	Elev.
1	1296.97	-191.65	0.413	1105.22	0.573	1534.08	0.00	34.200
2	1224.34	12.78	0.494	1237.12	0.494	1237.12	0.00	34.200
3	1349.66	19.02	0.511	1867.69	0.511	1367.68	0.00	34.200
4	1458.02	57.00	0.584	1515.02	0.594	1515.02	0.00	34.200
5	1851.86	-40.80	0.676	1811.06	0.600	1607.04	204.02	35.815
6	1620.84	4.12	0.627	1624.96	0.600	1655.20	273.78	35.395
7	1918.85	97.93	0.753	2016.78	0.600	1607.04	683.52	35.142
8	1775.56	39.25	0.678	1814.81	0.600	1607.04	891.29	36.341
9	1802.73	8.55	0.699	1811.26	0.600	1555.20	1147.37	36.319
10	1446.38	-100.36	0.503	1346.02	0.600	1607.04	886.35	36.317
11	1300.09	-186.54	0.430	1113.54	0.600	1555.20	444.69	36.009
12	1294.65	-178.87	0.417	1115.79	0.593	1560.48	0.00	34.200

***** ANO 19 *****

1	1291.99	24.52	0.492	1316.51	0.492	1316.51	0.00	34.200
2	1229.22	12.78	0.496	1242.00	0.496	1242.00	0.00	34.200
3	1291.10	18.02	0.547	1309.12	0.489	1309.12	0.00	34.200
4	1359.53	57.00	0.565	1416.53	0.547	1416.53	0.00	34.200
5	1555.07	-40.75	0.657	1514.32	0.565	1514.32	0.00	34.200
6	1631.04	72.76	0.755	1703.80	0.600	1555.20	149.60	35.243
7	1896.67	125.66	0.717	2022.33	0.600	1607.04	563.90	36.103
8	1867.39	53.48	0.635	1920.87	0.600	1607.04	877.72	36.313
9	1631.49	14.90	0.527	1646.39	0.600	1555.20	968.91	36.200
10	1508.49	-96.95	0.447	1411.54	0.600	1607.04	773.41	36.163
11	1344.01	-184.89	0.489	1159.12	0.600	1555.20	277.33	36.360
12	1292.43	-178.09	0.416	1114.34	0.557	1491.67	0.00	34.200

401

lizan los registros de viento de la estación Tláhuac, - D.F. (1972 - 1980) los cuales indican que los vientos - dominantes provienen del Este y que la velocidad media - de los mismos es de 2.7 m/seg. y se presentó en abril - de 1973. Con lo anterior se trazaron, en el plano topo - gráfico de la laguna, quince radiales a intervalos de - 6° orientadas de tal manera que el vértice de todas - ellas esté localizado en el bordo y la radial central - en la dirección más grande que se puede recorrer sobre - la laguna al nivel del N.A.M.E., supuesta la dirección - del viento.

La longitud efectiva de cada radial es la componen - te media en la dirección paralela a la radial central, - por lo que:

$$F = \frac{\sum X_i \cos a_i}{\sum \cos a_i} \quad (5.1.5.1.1)$$

donde:

F = Longitud del fetch efectivo, en Km

X_i - Longitud efectiva de cada radial, en Km

a_i - Angulo de cada radial con respecto a - la radial central, en grados

Para este caso particular, $\sum \cos a_i = 13.512$ por - lo que la ecuación anterior se puede expresar como:

$$F = \frac{I X_i \cos \alpha_i}{13.512} \quad (5.1.5.1.2)$$

El valor resultante del fetch efectivo en la laguna es de 0.787 Km. observándose el cálculo en la tabla --- 5.1.5.1.

5.1.5.2 Características del oleaje.

Calculado el fetch efectivo. se procedió a valuar - la relación entre la velocidad del viento en tierra y - agua, resultando un valor de 1.09*.

Si el cálculo del libre bordo se realiza para una - velocidad de proyecto de 60 Km/h proveniente del Este, - la velocidad del viento en el agua resultó de 65 Km/h.

Con lo anterior, se determinó la altura de la ola - significativa (H_s) de acuerdo a la expresión:

$$* g \frac{H_s}{M^2} = 0.0026 \left[\frac{gF}{M^2} \right]^{0.47} \quad (5.1.5.2.1)$$

donde:

- F - Longitud del fetch efectivo, en Km
- g - Aceleración de la gravedad, en ---
m/seg²

* Rolando Springall G. "Libre bordo en presas", publicación 264 -- del Instituto de Ingeniería, UNAM, 1970.

TABLA No. 5.1.5.1

CALCULO DEL FETCH EFECTIVO

Radial	a_i	$\text{Cos } a_i$	X_i (km)	$X_i \text{ Cos } a_i$ (km)	
1	42°	0.743	0.958	0.712	
2	36°	0.809	0.877	0.710	
3	30°	0.866	0.818	0.708	
4	24°	0.914	0.776	0.709	
5	18°	0.951	0.746	0.709	
6	12°	0.978	0.725	0.709	
7	6°	0.995	0.712	0.708	
8	0°	1.000	0.708	0.708	
7'	6°	0.995	0.712	0.708	
6'	12°	0.978	0.724	0.708	
5'	18°	0.951	0.744	0.708	
4'	24°	0.914	0.774	0.707	
3'	30°	0.866	0.817	0.708	
2'	36°	0.809	0.875	0.708	
1'	42°	0.743	0.951	0.707	
Suma				13.511	10.627

Hs - Altura de la ola significativa, en m.

U - Velocidad del viento, en Km/h.

llegándose a un resultado de Hs = 0.38 M.

En seguida se determinó el periodo de dicha ola ---- (Ts), con la expresión:

$$\star \frac{gTs}{U} = 0.46 \left[\frac{gF}{U^2} \right]^{0.28} \quad (5.1.5.2.2)$$

Sustituyendo valores en la ecuación anterior, el periodo de la ola significativa resultó ser de 2.10 seg.

La longitud de la ola significativa se valió de acuerdo a la expresión:

$$Ls = 1.56 Ts^2$$

donde:

Ls - Longitud de la ola significativa, en M.

Ts - Periodo de la ola significativa, en - seg.

Sustituyendo el valor de Ts = 2.10 seg. en la ecuación anterior, resultó que Ls = 6.88 M.

" Rolando Springall G. "Libre bordo en presas" publicación 264 del Instituto de Ingeniería, UNAM, 1970.

Con lo anterior se determinó que la relación de esbeltez de la ola (Hs/Ls) es de 0.055.

5.1.5.3. Sobreelevación del embalse por viento (s).

Cuando el viento sopla sobre la superficie, se ejercen esfuerzos horizontales sobre el agua en dirección del viento. Esto ocasiona una sobre elevación del nivel del embalse en la frontera hacia la cuál sopla el viento y una depresión en la frontera donde se origina.

Para calcular el valor de la sobre elevación, se aplicó la siguiente expresión:

$$S = \frac{U^2 F}{62768 D} \quad *$$

donde:

- F - Longitud del fetch, en Km
- D - Profundidad media del embalse
- U - Velocidad del viento, en Km/h
- S - Sobreelevación del embalse, en m

sabiendo que la longitud del fetch es de 0.787 Km, la profundidad media del embalse es de 1.20 m y la velocidad del viento de 60 Km/h, resultando una sobreelevación de 0.04 m.

* Polando Springall G. "Libre bordo en presas" publicación 264 - del Instituto de Ingeniería, UNAM, 1970.

5.1.5.4 Ascenso del Oleaje.

El ascenso del oleaje al llegar al bordo, con respecto a la altura de la ola, es función del período de la misma, de la pendiente del bordo, de la rugosidad de la superficie del bordo, del tirante del agua al pie de la cortina y del ángulo con la cual las olas se aproximan a ella.

Por lo anterior, y dado que la profundidad del embalse es menor que 0178D, se acepta que las características del oleaje no cambian, por lo que si la pendiente del bordo es 0.4, con H/L igual a 0.055 y aceptando talud liso, resultó un ascenso relativo (R/Hs) de 1.85, por lo que el valor del ascenso de la ola es de 0.70 m.

5.1.5.5 Determinación del Bordo libre.

Una vez valuados la sobreelevación del embalse por viento y el ascenso del oleaje en el bordo, se calcula el libre bordo, sumando los conceptos mencionados anteriormente, siendo entonces el libre bordo igual a 0.74m

Sabiendo que el NAME esta a la elevación 37.17 m, el libre bordo resulta ser igual a 37.91 m, por lo que, para fines constructivos se acepta la elevación de la corona del bordo a la elevación 38.00 m.

5.2. Diseño Geométrico

5.2.1. Sección del bordo

Tomando en cuenta los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante y deformación, deducidos del estudio de Mecánica de Suelos, se definieron secciones de bordo con taludes 2:1 en el paramento de aguas abajo, corona de 4.00 m y talúd de 2.5:1 en el paramento mojado.

El material del bordo se tomará de préstamo lateral dentro del área de la laguna recomendando dejar una banqueta de 10.00 m como mínimo con el fin de garantizar que el bordo trabajará independientemente del corte realizado. El paramento mojado del bordo se recomienda protegerlo con una película de Rhinohide de 12.7 mm (1/2") de espesor como se muestra en la figura 5.2.1.1.

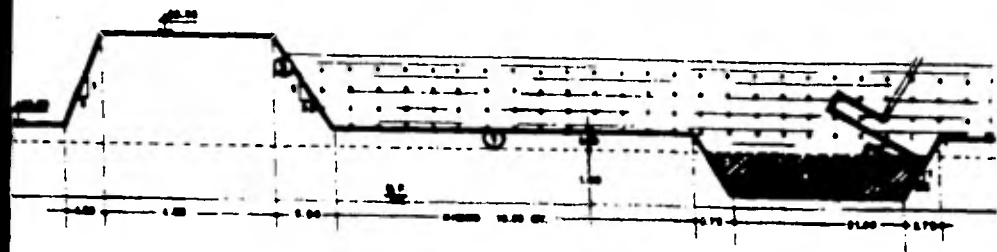
5.3. Diseño de Estructuras

5.3.1. Canal de fondo

Con el fin de conducir el agua de la laguna hacia la descarga es necesario proyectar un canal de fondo adecuado para satisfacer lo mencionado anteriormente.

Ahora bien, como el Estudio de Mecánica de Suelos recomienda utilizar préstamo lateral para formar el bordo perimetral de la laguna, se analizará que volumen es -

DISEÑO GEOMETRICO DE LA LAGUNA DE REGULACION



① LIMPIA DEL TERRENO NATURAL
(MÍNIMO 0.50 MT.).

② MATERIAL PARA FORMAR
EL BORDO.

③ RHINOIDE DE 1/2" DE
ESPESOR.

CANAL DE FONDO

Fig. 9.2.11.

coteos en m.

elevaciones en m.

necesario para el bordo, y se comparará con la capacidad que deberá tener el canal.

Tomando una longitud unitaria de bordo y de acuerdo con la figura 5.2.1.1.

$$V_{\text{bordo}} = \frac{13+4}{2} \times 2 + 13 \times 0.5 = 23.50 \text{ m}^3/\text{m}$$

En ancho de plantilla de corte será entonces:

$$23.50 = [b + 2.5 (1.00)] 1.00 = B + 2.5 \therefore b = 21.00 \text{ m}$$

Para el cálculo de la capacidad del canal de fondo se tienen los datos siguientes:

$$s = 0.0001$$

$$n = 0.025$$

$$A = 37.13 \text{ m}^2$$

$$P = 29.08 \text{ m}$$

$$R = 1.28 \text{ m}$$

por lo que si se utiliza la ecuación 4.4:

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{37.13}{0.025} (1.28)^{2/3} (0.0001)^{1/2}$$

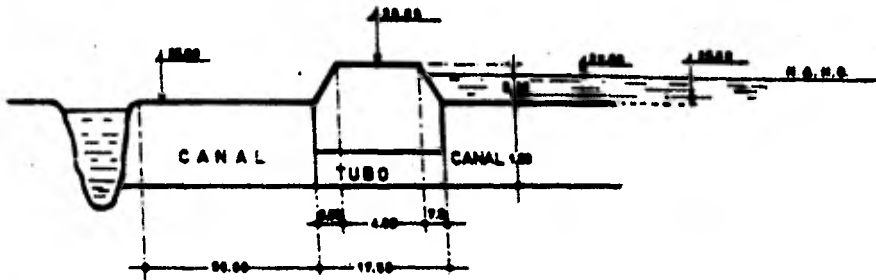
por lo que:

$$Q = 17.51 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Por el resultado obtenido, se recomienda utilizar como canal de fondo para el desague de la laguna el canal resultante del corte para el préstamo lateral del bordo perimetral.

5.3.2 Cálculo hidráulico de compuerta en la descarga.

a) Sección del tubo de descarga



ACOTACIONES EN METROS

Aplicando Bernoulli entre la laguna y la salida del tubo:

$$\frac{V^2}{2g} + hf + h_e + h_s + h_v = \Delta h$$

y conociendo:

$$Q = AV \quad y \quad V = \frac{Q}{A}$$

donde:

$$hf = \left[\frac{nV}{R^{2/3}} \right]^2 L$$

$$h_e = K_e \frac{V^2}{2g} \quad - \quad \text{P\u00e9rdidas por entrada}$$

$$h_s = K_s \frac{V_s^2}{2g} \quad - \quad \text{P\u00e9rdidas por salida}$$

$$h_v = K_v \frac{V^2}{2g} \quad - \quad \text{P\u00e9rdidas por v\u00e1lvula}$$

se tiene:

$$\frac{Q^2}{2gA^2} + \left[\frac{nQ}{AR^{2/3}} \right]^2 L + \frac{K_e Q^2}{2gA^2} + \frac{K_s Q^2}{2gA^2} + \frac{K_v Q^2}{2gA^2} = 2.00$$

Los coeficientes de p\u00e9rdidas se calculan de la forma siguiente:

Coefficiente de rugosidad.- Considerando un tubo de concreto $n=0.013$.

Coefficiente de entrada. - Suponiendo la entrada a 90° --
 $K_e = 0.5$.

Coefficiente de salida. - El caso más desfavorable es --
 cuando la velocidad después --
 del tubo es cero, lo que impli
 ca que $K_s = 1$.

Válvula circular. - Suponiendo la válvula totalmen
 te abierta, se tiene $K_v = 0.05$.

Al sustituir los valores anteriores en la ecuación -
 de Bernoulli se tiene:

$$1.275 \frac{Q^2}{gA^2} + \left[\frac{0.0130}{AR^{2/3}} \right] \times 17.50 = 2.00$$

si se conoce que:

$$Q = 0.600 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$K = 0/4$$

se tiene:

$$\frac{0.0468}{A^2} + \frac{0.0011}{A^2 R^{4/3}} = 2$$

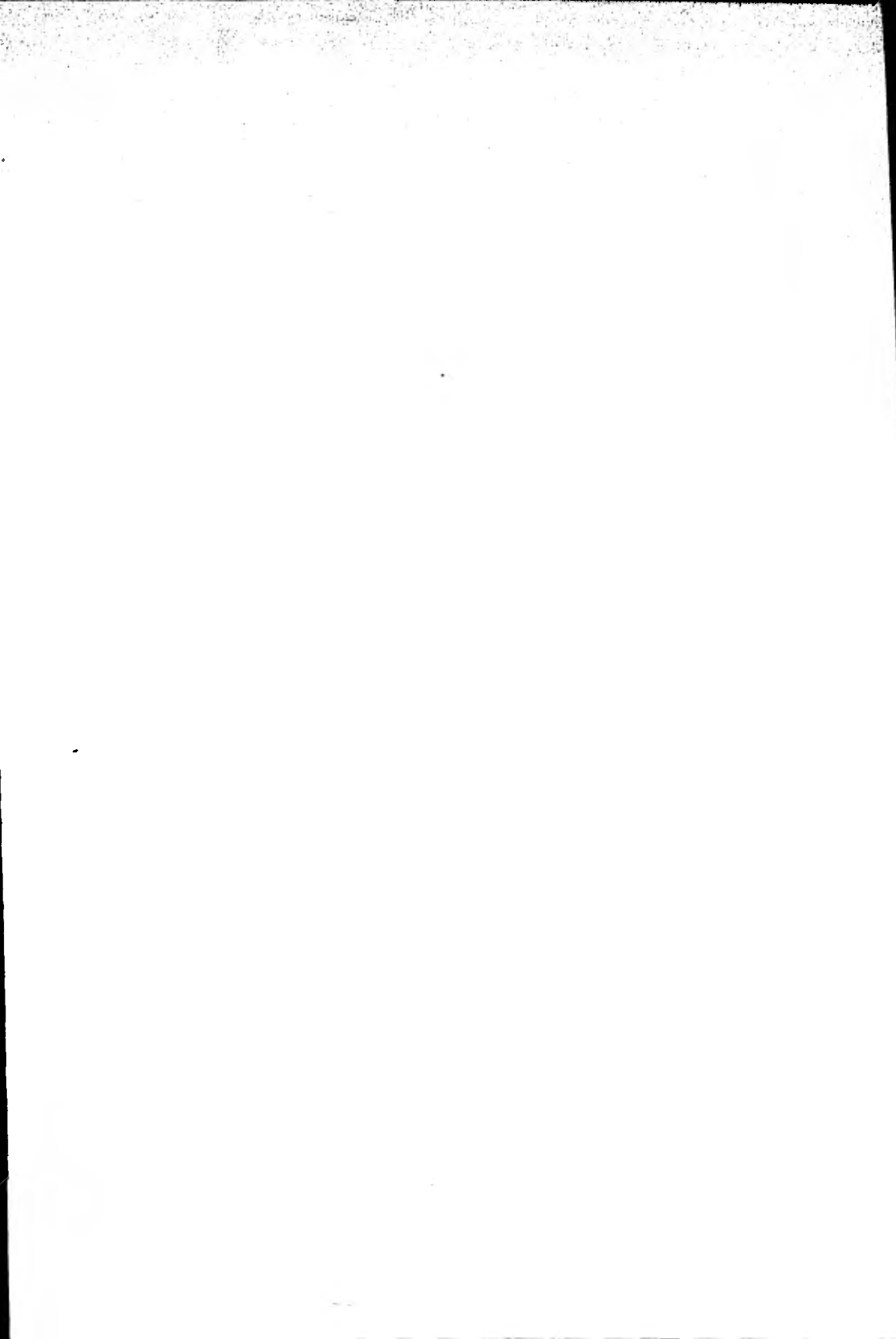
$$\frac{0.0759}{D^4} + \frac{0.0011}{D^{16/3}} = 2$$

resolviendo por tanteos:

D (cm)	Δh
45	2.62
60	0.75
48	1.98
47	2.17

Se observa que para un diámetro de 48 cm las pérdidas son de aproximadamente 2.00 m por lo que se considera correcto este diámetro. El diámetro comercial inmediato superior es de 60 cm, pero por la incertidumbre de las obras de acondicionamiento del Dren General, se propone el tubo de un diámetro de 76 cm.

La compuerta que regulará la descarga al Canal General, se recomienda sea de tipo circular.



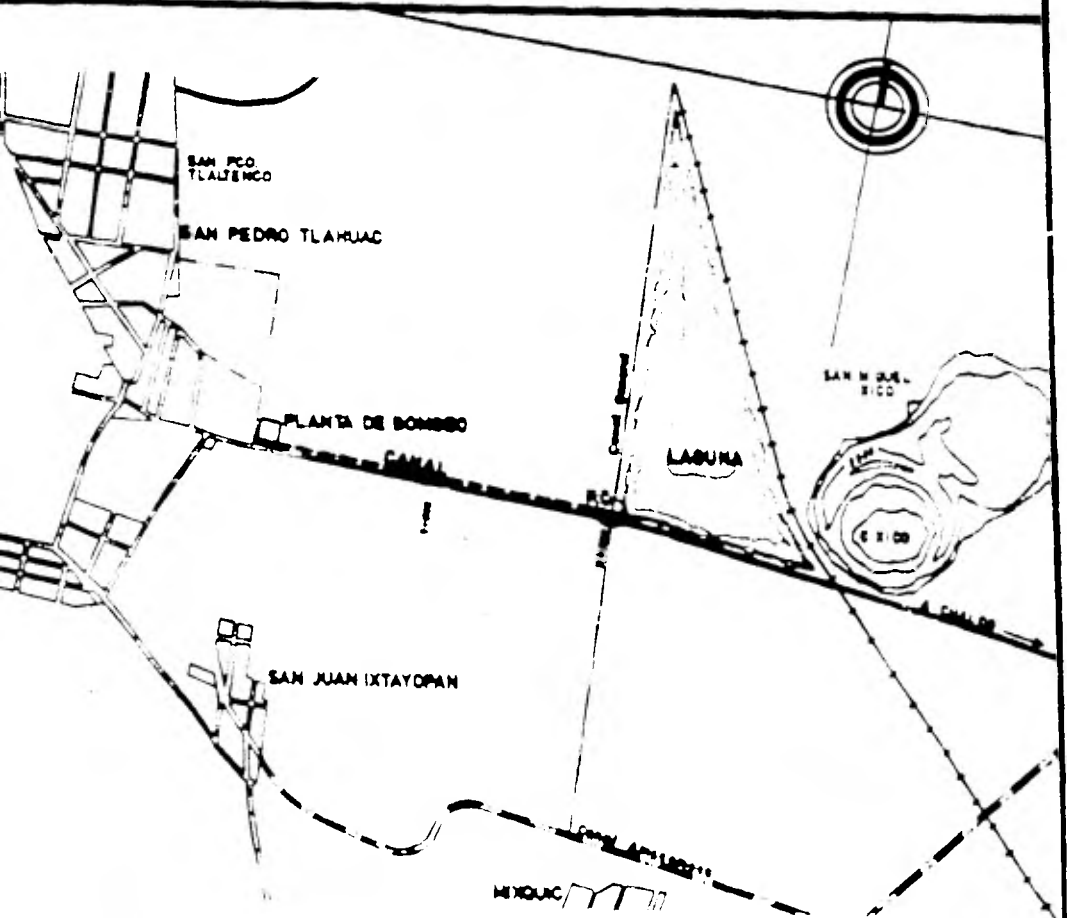
6.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Todos los colectores que se proyectaron para desalojar las aguas negras y pluviales de la zona estudiada se unen en una caja, de la cual, es conducida por un tubo de 3.00 m de diámetro por ser grande el gasto proveniente de dicha zona. Debido a que el tubo se profundizó, se proyectó la Planta de Bombeo, la cual es recomendable localizar lo más cerca posible al pueblo de Tláhuac pues así se abate el costo de tubería y el aumento en longitud del canal no influye en el costo del mismo.

La Planta de Bombeo contará con 9 bombas de $2 \text{ m}^3/\text{seg}$, verticales de flujo axial, accionadas por un motor eléctrico de 500 H.P. de inducción y 2 bombas de $1 \text{ m}^3/\text{seg}$ verticales accionados por un motor eléctrico de 300 H.P. de inducción.

La conducción de las aguas de la Planta de Bombeo a la laguna de regulación resultó ser un canal de sección trapecial con taludes de 2.5:1 y será revestido de concreto para un mejor funcionamiento del mismo. Se escogió este tipo de conducción por ser el más económico -- aún en el caso de colocar tubería a presión. Es recomendable que periódicamente se desasolve el canal para que tenga un funcionamiento adecuado. Para la construcción del mismo es adecuado trabajar en época de secas, debido a que el material no puede compactarse optimamente cuando está saturado.

LOCALIZACION DEL CONJUNTO



BOMBEO-CONDUCCION-REGULACION DE AGUAS NEGRAS Y
PLUVIALES EN LA DELEGACION TLAMAC, D. F.

EDUARDO ALVAREZ MENDICOLA

1962, 1963 MEMORIA

UNAM 1981

La laguna de Regulación está delimitada por bordos - que se recomienda hacer de préstamo lateral con taludes de 2:1 en el paramento de aguas abajo y 2.5:1 en el paramento mojado, con el fin de resistir los esfuerzos -- cortantes y deformaciones deducidos del estudio de Mecá nica de Suelos. Es asi mismo recomendable dejar una ban queta de 10.00 m como mínimo para garantizar que el bor do trabajará independientemente del corte realizado. El paramento mojado debe estar protegido con una película de Rhinohide de 12.7 mm (1/2") de espesor para evitar - cualquier tipo de filtración.

Se llegó a la conclusión de que para conducir el --- agua de la laguna hacia la descarga no es necesario el cálculo minucioso de un canal de fondo, sino que al tomar el volumen necesario de material para formar los -- bordos quedará automáticamente hecho un canal cuya sec ción estará sobrada para conducir las aguas a la descar ga. En la descarga se recomienda colocar una compuerta de tipo circular.

Ahora bien, cabe hacer notar que el trabajo presenta do es una posible solución a los graves problemas para el desalojo de aguas negras y pluviales que se presen tan en la Delegación de Tláhuac, pero que, según mi opi nión, podría emplearse, con sus correspondientes modifi caciones y adaptaciones a todas aquellas colonias que - lo presenten y cabe recalcar que no tan solo aquí en el

Distrito Federal sino también, como mencioné al principio del trabajo, en toda la República Mexicana.

Este sistema de desalojo de aguas negras y pluviales funcionará adecuadamente, en mi opinión, si se siguen las recomendaciones indicadas y se toman las debidas -- precauciones a la hora de su construcción.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- "Hidrología 1a. Parte".- Rolando Springall G.- Instituto de Ingeniería, U.N.A.M. 1970, Publicación -- DT.
- 2.- "Libre bordo en presas".- Rolando Springall G.- Instituto de Ingeniería, U.N.A.M. 1970, Publicación -- 264.
- 3.- "Ingeniería de los Recursos Hidráulicos".- Ray K. - Linsley Joseph, B. Franzini, 9a. Edición 1978.
- 4.- "Hidráulica II 2a. Parte".- Gilberto Sotelo Avila,- Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. 1975.
- 5.- "Open Channel Hydraulics".- Ven Te Chow.- International Student Edition, 1959.
- 6.- Apuntes de clase de Hidrología del Ing. Alfonso Morales G.
- 7.- Apuntes de clase de Sistemas de alcantarillado del Ing. Francisco Montejano U.

