



157  
2 Jan

*Universidad Nacional  
Autónoma de México*

---

---

FACULTAD DE INGENIERIA

**PROYECTO DE UTILIZACION, PARA RIEGO, DE  
LAS AGUAS RESIDUALES DE VALLE DE BRAVO,  
MEXICO.**

**T E S I S**

*Que para obtener el Título de*  
**INGENIERO CIVIL**  
*p r e s e n t a*

**GRICELDA PULIDO NAVARRO**

*México, D. F.*

1985



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

# I N D I C E

INTRODUCCION		1	
CAPITULO	I	GENERALIDADES	
	I.1	Problemática	4
	I.2	Objetivo	6
	I.3	Descripción de la zona de estudio	6
	I.4	Información recopilada	7
CAPITULO	II	DEFINICION DE LOS SISTEMAS DE MANEJO, TRATAMIENTO Y REUSO DE LAS AGUAS RESIDUALES DE - VALLE DE BRAVO.	
	II.1	Descripción General del Sistema	12
	II.2	Sistema de Alcantarillado Sanitario	13
	II.3	Sistema de Bombeo y Conducción	13
	II.4	Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales	14
	II.5	Sistema de disposición de aguas tratadas	14
CAPITULO	III	SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN VALLE DE BRAVO.	
	III.1	Descripción del Proyecto	15
	III.2	Revisión de los datos de diseño	15
	III.3	Modificaciones propuestas al Sistema	17
	III.4	Localización de estaciones de bombeo y Líneas de interconexión	18
CAPITULO	IV	SISTEMA DE MANEJO DE AGUAS RESIDUALES	
	IV.1	Sistema de interconexión entre plantas de bombeo	19
	IV.2	Cálculo de diámetros económicos de líneas de conducción	21
	IV.3	Proyecto Constructivo	24
	IV.4	Interceptor Sanitario	27
CAPITULO	V	ESTACIONES DE BOMBEO	
	V.1	Introducción	37
	V.2	Datos de diseño	37
	V.3	Localización de las Plantas de Bombeo	38
	V.4	Proyecto de las estaciones de bombeo	38

<b>CAPITULO</b>	<b>VI</b>	<b>SISTEMA DE TRATAMIENTO</b>	
	<b>VI.1</b>	<b>Introducción</b>	<b>75</b>
	<b>VI.2</b>	<b>Descripción del Sistema de Tratamiento</b>	
		<b>Seleccionado</b>	<b>82</b>
	<b>VI.3</b>	<b>Datos de diseño</b>	<b>88</b>
	<b>VI.4</b>	<b>Diseño de procesos</b>	<b>91</b>
	<b>VI.5</b>	<b>Diseño hidráulico</b>	<b>108</b>
	<b>VI.6</b>	<b>Operación y Mantenimiento del Sistema de Tratamiento</b>	<b>116</b>
<b>CAPITULO</b>	<b>VII</b>	<b>CONCLUSIONES</b>	<b>130</b>
		<b>NOMENCLATURA</b>	
		<b>REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA</b>	
		<b>APENDICE</b>	

## I N T R O D U C C I O N

*Hace casi siete siglos, en el año de 1325, los aztecas fundaban la Ciudad de Tenochtitlan, en el Valle de Anáhuac, cuenca cerrada a 2 300 metros de altura sobre el nivel del mar.*

*Las grandes ciudades se localizan siempre al borde de un río y casi al nivel del mar. Tal sucede con Londres y su Támesis, con Roma y el Tiber, - con París y el Sena y con Nueva York y el Hudson.*

*Pero la Ciudad de México se fundó en medio de una laguna y en un valle cerrado a gran altura. Esa circunstancia condenó a sus habitantes a una -- eterna lucha por el agua y contra el agua. Las inundaciones se han sucedido a lo largo de su historia, hasta que por fin se construyó el drenaje profundo, una obra monumental de ingeniería que dotó al valle del desagüe necesario. Pero en cambio, no ha corrido con tanta suerte la provisión - de agua potable para los habitantes de la gran ciudad.*

*En la época en que se fundó Tenochtitlan, el equilibrio ecológico del valle había creado varios lagos, los cuales, en época de lluvias, desbordaban sus divisiones y se convertían en una enorme laguna. Extensos bosques cubrían las laderas montañosas. Los depósitos subterráneos de agua, llenos a toda su capacidad, alimentaban numerosos manantiales. Todavía - hace unos treinta años, brotaba el agua de las fuentes de Tlalpan y Xochimilco. El clima era confortable y más uniforme que el actual, y numerosas especies de animales poblaban el Valle de México. Abundaban los patos y las grullas, el coyote, camaleones, águilas, lince, pumas y venados. Ahora el valle está seco. La mano del hombre ha destruido todas -- las riquezas naturales. No solamente se han extinguido los manantiales, -*

sino que los mismos mantos subterráneos se están agotando. Los habitantes del valle viven sumergidos en una espesa capa de sustancias tóxicas -- que provoca enfermedades respiratorias y digestivas. La naturaleza se -- apresta a tomar venganza.

Esta tesis describe algunos de los esfuerzos que se hacen para traer agua desde muy lejos, a esta población del valle que crece desorbitadamente y sin cesar. Se nos antoja que todos los esfuerzos serán vanos, a menos de que todos los habitantes de la Ciudad de México tengan conciencia del grave problema que han creado y se decidan a resolverlo.

La planeación de las obras de captación y conducción de agua para el área metropolitana de la Ciudad de México a través del Sistema Cutzamala, llevado a cabo por la Comisión de Aguas del Valle de México de la S.A.R.H., contempla dentro de las obras integrales, la prevención y control de los escurrimientos de aguas residuales que ocasionan actualmente contaminación a las aguas almacenadas en el embalse de Valle de Bravo.

Debido a que la Presa de Valle de Bravo es una de las fuentes de captación que integran el Sistema Cutzamala (Villa Victoria, Chilesdo, Valle de Bravo, Colorines, El Bosque, Ixtapan del Oro y Tuxpan), se planteo la necesidad de llevar a cabo un programa de saneamiento, el cual consiste en captar las aguas residuales por medio de un colector y un emisor, el cual conducirá dichas aguas fuera de la cuenca para su tratamiento y disposición final.

De acuerdo a los datos proporcionados por la C.A.V.M. se definió el alcance del proyecto en base a la disposición de las aguas residuales con fines de riego en la zona de Santa María Pipioltepec.

En el capítulo I se describe la información recopilada y el procesamiento de los datos a fin de obtener el conocimiento pleno de la zona y sus características. En el II se presenta la descripción general del sistema, así como la definición de los sistemas que integraran el proyecto. En el capítulo III se tiene la descripción del proyecto de alcantarillado - - - actual de Valle de Bravo, así como las modificaciones propuestas al sistema, la revisión de los datos de diseño y la ubicación de las estaciones de bombeo.

Las aguas residuales de Valle de Bravo se captaran por medio de un colector, el cual estará integrado por 5 plantas de bombeo, las cuales se interconectarán por medio de tuberías de asbesto-cemento, en tramos a presión y por gravedad, para determinar el diámetro de la tubería de presión se llevó a cabo un análisis económico el cual se presenta en el capítulo IV.

Considerando las elevaciones de cada uno de los sitios seleccionados para las estaciones de bombeo, así como de la planta de tratamiento y los trazos sobre la línea de conducción, se calcularón los niveles topográficos y en función de éstos, para los gastos máximos a conducir, se calcularón las potencias a instalar en cada sistema de bombeo, así como el número, tipo y características de las bombas seleccionadas, el cálculo detallado se muestra en el capítulo V.

La selección del tipo de tratamiento que se utilizará, así como el diseño de la planta de tratamiento se presenta en el capítulo VI con los procesos necesarios para obtener agua residual tratada, la cual servirá para riego, dichos procesos son: desarenadores, tanques Imhoff, tanque de contacto de cloro y lechos de secado.

Por último se dan las conclusiones y comentarios al trabajo.

## CAPITULO I

GENERALIDADES

## I.1 PROBLEMATICA.-

El área metropolitana de la Ciudad de México, concentra la mayor actividad económica nacional y, consecuentemente un elevado porcentaje de la población del país se localiza en esta zona.

La población del área metropolitana en el año de 1975 se estimó en 12 millones de habitantes y, con base en estudios demográficos, se ha estimado que en el periodo 1975-2000 la población del área llegará a ser de 29 millones de habitantes (actualmente es de aproximadamente 18 millones de habitantes).

Este crecimiento demográfico impone una demanda de servicios públicos cuya satisfacción plantea enormes problemas tanto técnicos como financieros.

El servicio de agua potable, en particular, presenta condiciones críticas, debido a que hasta la fecha, las fuentes de abastecimiento han sido los acuíferos de los Valles del Lerma y México; sin embargo, estos acuíferos se explotan actualmente a un nivel tal que no es posible pensar en incrementar sus extracciones y, a mediano-plazo, será necesario reducirlos, ya que la actual sobreexplotación de éstos ha provocado problemas tales como : hundimientos de la ciudad, ruptura de tuberías, dificultad en el desalojo de aguas negras, imposibilidad de regeneración de los acuíferos y aparición de grietas que ponen en peligro estructuras tales como las Presas-

Madín, Antonio Alzate e Ignacio Ramírez.

Debido al rápido incremento de la demanda de agua requerida por el crecimiento demográfico del área metropolitana de la Ciudad de México, la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH) a través de la Comisión de Aguas del Valle de México (CAVM) ha elaborado un plan integral de abastecimiento de agua potable de acuerdo al Plan Nacional de Desarrollo.

El objetivo principal de este plan, es el de realizar las obras -- de captación y conducción de las fuentes disponibles dentro del Valle de México y de otras cuencas vecinas.

De acuerdo a los estudios realizados, se llegó a la conclusión de que las cuencas externas susceptibles de aprovechamiento tales como Cutzamala, Amacuzac, Tecolutla, Tula (Taxhimay), Oriental y Libres son las más viables para abastecer de agua al área metropolitana y poblaciones vecinas al Valle de México.

El Sistema Cutzamala para el abastecimiento de agua potable a la zona metropolitana de la Ciudad de México, tiene como fuentes de captación las Presas de Villa Victoria, Chilesdo, Valle de Bravo, Colorines, El Bosque e Ixtapan del Oro dentro del Estado de México y la de Tuxpan en el Estado de Michoacán.

Es importante mencionar que las aguas que se utilizarán para abastecer a la zona metropolitana de la Ciudad de México, donde se asienta el 70 por ciento de los habitantes del Estado de México, corresponden a las aguas que se utilizaban para generación de ener

gía eléctrica, en las presas correspondientes al Sistema Miguel -- Alemán (Villa Victoria, Valle de Bravo, Colorines y Presa el Bos-- que).

Por este motivo, no tenía gran importancia el hecho de que las - - aguas residuales de la población de Valle de Bravo fueran descarga das directamente al embalse de la presa del mismo nombre; pero una vez que se decidió utilizar las captaciones de ésta para dotar de agua potable a la población de la zona metropolitana, se tuvo que llevar a cabo un programa para sanearla. Este programa consiste - en construir un colector y un emisor que intercepte las aguas ne-- gras de la población que actualmente se descargan en el lago, para conducir las fuera de la cuenca de captación de la presa.

## I.2 OBJETIVO.-

El objetivo de este trabajo es presentar el diseño de las obras de control que eviten la contaminación del embalse de Valle de Bravo, estas consisten en un sistema que incluye las obras de conducción, bombeo y tratamiento de las aguas residuales procedentes de Valle de Bravo, para su entrega en bloque en la zona de riego de Santa - María Pipioltepec.

## I.3 DESCRIPCION DE LA ZONA DE ESTUDIO.-

En el plano I\* se muestra en forma general la zona de estudio que - comprende la población de Valle de Bravo y sus áreas aledañas in-- cluyendo el embalse de Valle de Bravo y las zonas agrícolas que ac-- tualmente son de riego por temporal y que podrían ser convertidas - a zonas de riego continuo de utilizarse en éstas las aguas residua les tratadas, como en el caso de Santa María Pipioltepec.

La población de Valle de Bravo se localiza en la orilla del embal-

\* Nota: ver planos en el apéndice.

se de Valle de Bravo, teniendo éste como atractivo principal, las actividades turísticas como son la pesca deportiva, velleo y esquí acuático. Además, topográficamente y por sus condiciones climatológicas, hace aproximadamente 20 años a la fecha, se ha desarrollado turísticamente con la construcción de hoteles y casas tipo residencial campestre, las cuales son empleadas durante el fin de semana por una mínima parte de la población del Distrito Federal y en sí, Valle de Bravo, es el centro comercial de la región, tanto para las personas que habitan en las rancherías de los alrededores - como de las personas que están al servicio del mantenimiento del Fraccionamiento Avandaro y de las casas residenciales dentro del casco de la población. Ello, ha traído por consecuencia, que - - aproximadamente el número de habitantes fijos, se incremente en un 10% durante los fines de semana y periodos vacacionales. En la tabla I.1 se muestran los datos de población de Valle de Bravo.

<u>POBLACION</u>		<u>F I J A</u>	<u>FLOTANTE</u>	<u>TOTAL</u>
Censo	1970	7,628	722	8,350
Estimada	1976	9,362	1,028	10,400
Proyecto	1995	19,145	1,855	21,000

Tabla I.1 Número de habitantes de Valle de Bravo.

#### I.4 INFORMACION RECOPIADA.-

La topografía de Valle de Bravo es accidentada y define un total de 5 cuencas que durante el tiempo de lluvias presentan caudales que vierten directamente al embalse. Durante la época de estiaje - debido a la existencia de manantiales en la zona, se tienen escu--

rrimientos, mismos que se ven incrementados por las descargas de agua residual del sistema de drenaje sanitario que actualmente cubre un 30% de la población, ocasionando con ello que el embalse reciba en forma indiscriminada agua residual sin tratamiento previo.

#### I.4.1 FUENTES DE INFORMACION.-

Para contemplar a nivel conceptual el proyecto, se llevaron a cabo estudios referentes al sistema de alcantarilla actual y al proyecto de rehabilitación y ampliación de la red de alcantarillado sanitario elaborados por la CAVM, así como la información topográfica incluida en las hojas escala 1:50 000 elaboradas por DETENAL.

#### I.4.2 SISTEMA DE ALCANTARILLADO ACTUAL.-

En el plano 2 se presenta el proyecto de alcantarillado actual cuya información corresponde al plano proporcionado por la Dirección General de la CAVM y en él se muestra la localización y las características geométricas e hidráulicas de las descargas actuales que vierten sus aguas en forma directa a los arroyos que se forman con las depresiones topográficas dentro de la población.

#### I.4.3 PROYECTO DE REHABILITACION Y AMPLIACION DE LA RED DE ALCANTARILLADO.-

El proyecto de rehabilitación y ampliación de la red de alcantarillado considera los habitantes a servir, datos mostrados en la tabla I.1 y las aportaciones siguientes para una dotación de 200 l/hab/día (Ref.1) con un coefi-

ciente de retorno de 75% (tenemos que la aportación será de 150 l/hab/día).

Gasto medio	36.46 l/seg.
Gasto máximo	95.93 l/seg.
Gasto mínimo	18.23 l/seg.

Asimismo, el proyecto original contempla los puntos de -- concentración de las aguas residuales provenientes del -- sistema de colección y en forma esquemática la localiza-- ción de cuatro estaciones de bombeo en la zona baja de la población sin detalle alguno; es decir, no se contempla la disposición y por ende el manejo de las aguas residuales.

#### I.4.4 REUSO DE LAS AGUAS PARA FINES AGRICOLAS.-

Las áreas factibles a regar con aguas residuales corresponden a Santa María Pipioltepec. En esta zona no se tiene conocimiento por parte del propio CODAGEM el inicio de trámites para incrementar la zona agrícola. Sin embargo, el proyecto que contempla la zona de Santa María Pipioltepec, es una zona de riego por temporal por lo que el beneficio de recibir aguas residuales tratadas resultaría por el hecho del cambio de régimen de riego continuo.

#### I.4.5 INVESTIGACION DE CULTIVOS Y MANANTIALES.-

La zona presenta cultivos de maíz prácticamente en la totalidad de su extensión y es casi nula la explotación de legumbres; sin embargo, se localizan en forma disgregada-

asentamientos humanos que aprovechan los manantiales para consumo doméstico, a fin de proteger éstos, el tratamiento de las aguas residuales contempla un sistema de cloración.

#### I.4.6 DATOS CLIMATOLOGICOS.-

Los datos climatológicos fueron proporcionados directamente por el Servicio Meteorológico Mexicano y se muestran en las tablas I.2 y I.3

Temperatura máxima promedio	26.40 °C
Temperatura media promedio	18.30 °C
Temperatura mínima promedio	10.58 °C
Temperatura media mes más caluroso (mayo)	30.30 °C
Temperatura media mes más frío (enero)	6.80 °C

Tabla I.2 Temperaturas en la zona de Valle de Bravo.

	<u>EVAPORACION</u> <u>(mm)</u>	<u>PRECIPITACION</u> <u>(mm)</u>	<u>TASA DE</u> <u>EVAPORACION</u> <u>(DIAS/mm)</u>	<u>TIEMPO PARA</u> <u>EVAPORACION</u> <u>LLUVIAS</u> <u>(días)</u>	<u>TIEMPO PARA</u> <u>EVAPORACION</u> <u>DE AGUA</u> <u>(días)</u>	<u>TOTAL DE DIAS</u> <u>PARA EVAPORAR</u> <u>AGUA Y LLUVIA</u> <u>(días)</u>
ENERO	92.90	5.14	0.323	1.660	21.54	29.66
FEBRERO	111.60	1.77	0.269	0.476	17.24	3.25
MARZO	165.20	2.72	0.185	0.500	12.34	16.45
ABRIL	175.00	6.50	0.170	1.105	11.40	15.91
MAYO	161.20	35.80	0.186	6.650	12.40	27.77
JUNIO	92.00	92.50	0.326	30.150	21.74	58.41
JULIO	81.00	111.00	0.370	41.070	24.70	73.08
AGOSTO	78.00	95.30	0.380	36.200	25.34	69.14
SEPTIEMBRE	70.00	98.76	0.430	42.400	28.70	76.70
OCTUBRE	83.70	43.60	0.360	15.700	24.00	46.90
NOVIEMBRE	78.20	14.43	0.380	5.480	25.34	38.42
DICIEMBRE	81.40	4.07	0.370	6.990	24.70	39.10

Tabla I.3 Análisis Climatológico de la zona.

## CAPITULO II

DEFINICION DE LOS SISTEMAS DE MANEJO, TRATAMIENTO Y REUSO DE LAS AGUASRESIDUALES DE VALLE DE BRAVO

## II.1 DESCRIPCION GENERAL DEL SISTEMA.-

Las aguas residuales a generarse en las cuencas de aportación mostradas en el plano 3 y colectadas con el sistema de alcantarillado sanitario propuesto por la CAVM con las modificaciones contempladas en el plano 4 se concentrarán en la zona baja de la población en cinco estaciones de bombeo (ver plano 5) denominadas en la forma descrita en la tabla II.1 y elevadas a la estación de bombeo 6.

<u>NUMERO</u>	<u>NOMBRE</u>
1	Coporito
2	Capitanía
3	Sin nombre
4	Sin nombre
5	San Antonio
6	Sin nombre

Tabla II.1 Estaciones de bombeo para aguas residuales de cuencas de aportación a Valle de Bravo.

Estas estaciones de bombeo operarán continuamente recibiendo los caudales de sus propias cuencas de aportación y una vez integrados los gastos, servirán de rebombeo hasta llegar a la estación de bombeo No. 5 (San Antonio, ver plano 5). A partir de este sitio con una línea a presión a localizar sobre el acotamiento izquierdo de-

de la carretera a Colorines, cuyo trazo será atravezar el puente - sobre el Río Amanalco para continuar sobre la zona federal de este río y posteriormente, en un afluente del mismo para descargar en - la estación de rebombeo No. 6, desde la cual se alimentará el agua residual al sistema de tratamiento en la elevación 200 3 m.s.n.m. mismo que tendrá las siguientes unidades de proceso. (El cálculo- detallado de estas unidades se puede ver en el capítulo VI).

*Canales desarenadores*

*Tanques Imhoff*

*Tanques de contacto de cloro*

*Lechos de secado*

## II.2 SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO.-

El proyecto elaborado por la CAVM en forma interna es la base en - cuanto a la generación de caudales a manejar y únicamente, de así- requerirse se propondrán las modificaciones que se juzguen perti-- nentes y que se contemplarán en el capítulo siguiente.

## II.3 SISTEMA DE BOMBEO Y CONDUCCION.-

El proyecto de alcantarillado elaborado en forma interna por la -- CAVM y la planimetría que dicho proyecto presenta así como las ele vaciones de terreno y plantilla en los pozos de visita propuestos serán respetados, con objeto de únicamente corroborar en campo -- los puntos de concentración indicados y que sirvan de base para - proponer la localización de las estaciones de bombeo y de trazo - de línea de conducción. En los capítulos IV y V se incluyen los- proyectos del sistema de manejo de aguas residuales y de las esta

ciones de bombeo respectivamente.

#### II.4 SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.-

Para la alternativa seleccionada por su ubicación, costo de terreno y nivel de tratamiento requerido y facilidad para la operación, el sistema propuesto es el de unidades Imhoff que incluiría los -- procesos mencionados anteriormente, y los cuales se diseñan en el capítulo VI.

#### II.5 SISTEMA DE DISPOSICION DE AGUAS TRATADAS.-

El alcance del presente proyecto es la entrega de agua en bloque - para fines de reuso en la zona agrícola de Santa María Pipioltepec y esta zona, está comprendida en la elevación 2000 m.s.n.m., por - lo que el agua será entregada a esta zona por gravedad (la planta - de tratamiento se localiza a 2003 m.s.n.m.).

## C A P I T U L O III

### SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN VALLE DE BRAVO

#### III.1 DESCRIPCION DEL PROYECTO.-

El proyecto correspondiente a la ampliación del sistema de alcantarillado actual, define cinco cuencas tributarias y contempla en su mayor parte atarjeas de 20 cm. de diámetro, subcolectores y colectores de 30 cm. de diámetro para integrar los caudales en las partes bajas correspondientes a los puntos de concentración de las -- aguas residuales. Dicho proyecto incluye exclusivamente como puntos de referencia, la posible ubicación de cinco estaciones de bombeo; más no presenta las líneas de interconexión entre éstas ya -- que básicamente es un proyecto del sistema de colección que visualizaba la disposición de las aguas hacia el embalse de la Presa Valle de Bravo.

#### III.2 REVISION DE LOS DATOS DE DISEÑO.-

La revisión de los datos de diseño consistió básicamente en comparar los datos del proyecto original con las normas de proyecto -- (Ref. 1), de acuerdo al tamaño de población, al clima de la misma y a la proyección del número de habitantes.

Tomando como base la población censada en el año de 1970 por el método geométrico, se estimaron los incrementos de población para -- dos etapas de construcción, mismas que se reflejan en el sistema de tratamiento.

A continuación, se presenta el análisis de la población a servir --

y las referencias que se consideran para estimar el % de retorno de agua residual y la dotación de agua potable.

Considerando el censo de 1970, se tenía una población a servir de 8350 habitantes y para el año de 1976 se estimó que la población sería de 10 400 habitantes, lo cual conduce a un incremento en 6 años de un 24.55% lo que representa una tasa de crecimiento media-anual de 4.09%. Tomando como base la población que se hubiese servido en el año de 1976, la población a servir al año de 1986 resulta de 14 654 habitantes y para el año 1996 de 20 647 habitantes lo cual prácticamente es igual a la población de proyecto considerada en el efectuado por la CAVM de 21 000 habitantes.

Dado que el alcantarillado para aguas negras de una población es reflejo del servicio de agua potable, se toma como aportación unitaria de aguas negras el 75% de la dotación, y de acuerdo a las características climatológicas (semi cálida) y la población de proyecto (21 000 hab.) de la entidad, se tiene que la dotación de agua potable es de 200 l/hab/día. (Ref. 1).

El coeficiente de previsión para las aportaciones por concepto de aguas pluviales domiciliarias al alcantarillado sanitario es de 1.0 tomando en consideración que se trata de una zona suburbana. El coeficiente considerado para la variación en aportaciones fue el de Harmon ( $M=1+[14/(4+\sqrt{P})]$ ) de mayoración de gasto medio diario el día máximo deseado que se emplea para poblaciones hasta 182 500 hab., y para mayor cantidad de usuarios, el coeficiente es constante e igual a 1.80 (Ref. 1). De acuerdo a lo anterior, en la tabla III.1 se muestran los datos de proyecto.

Dotación	200 l/hab/día
Aportación	150 l/hab/día
Población 1970	8,350 hab.
Año de proyecto	1995
Población proyecto	21,000 hab.
Gasto medio	36.46 l/seg.
Gasto máximo	95.93 l/seg.
Gasto mínimo	18.23 l/seg.
Coef. de Harmon	2.63
Longitud de la red	31,630 m.

*Tabla III.1 Datos de proyecto de la ampliación del alcantarillado de Valle de Bravo.*

*La obtención de los gastos a manejar en cada estación de bombeo se efectuó en base a cada una de las cuencas de aportación (ver plano 3); es decir, se obtuvieron longitudes acumuladas para cada estación.*

### *III.3 MODIFICACIONES PROPUESTAS AL SISTEMA.-*

*La conceptualización del proyecto de alcantarillado incluyó desde su inicio la posibilidad de efectuar los cambios necesarios al mismo, a fin de incorporar las aguas desde los sitios propuestos para las estaciones de bombeo, así como interconectar éstas mediante líneas a presión o bien en algunos casos efectuar las interconexiones con tramos a presión y por gravedad.*

*Asimismo, la visualización en campo y la revisión del proyecto de alcantarillado han dado por resultado la ubicación más adecuada pa*

ra las estaciones de bombeo modificándose sustancialmente el proyecto original. Dichos cambios consisten en el cambio de pendiente de algunas atarjeas y específicamente en el cambio del diámetro del colector sobre la calle Achundia propuesto inicialmente de - - 20 cm. que resulta de 30 cm. a consecuencia de que en la cabeza de este colector se incorporarán las aguas provenientes de la estación de bombeo número 1 (Coporito). En el plano 4 se muestran estas modificaciones.

#### III.4 LOCALIZACION DE ESTACIONES DE BOMBEO Y LINEAS DE INTERCONEXION.-

En el plano 5 se indentifica la ubicación de las estaciones de - - bombeo y el trazo de las líneas de interconexión entre dichas estaciones.

## CAPITULO IV

SISTEMA DE MANEJO DE AGUAS RESIDUALES

## IV.1 SISTEMA DE INTERCONEXION ENTRE PLANTAS DE BOMBEO.-

El sistema de manejo de aguas residuales para fines de esta tesis incluye específicamente el sistema de interconexión entre las estaciones de bombeo. En el siguiente capítulo, se incluye el diseño de las estaciones de bombeo. A continuación se describe la metodología llevada a cabo en el proyecto del sistema de conducción.

## IV.1.1 DATOS DE DISEÑO.-

Los caudales a generarse en el sistema de alcantarillado se incorporarán a cada una de las 5 estaciones de bombeo y éstas a su vez, recibirán las aportaciones de las estaciones de bombeo anteriores, en virtud de que estas unidades están interconectadas entre sí. Por lo anterior, en la tabla IV.1 se incluyen los caudales a manejar para las dos etapas de proyecto a considerar, años 1985 y - - 1995 y en el plano 5 se muestra la localización de las estaciones de bombeo y línea de interconexión entre estaciones. A partir de estos datos, se efectuaron los trabajos topográficos descritos a continuación.

## IV.1.2 PERFILES TOPOGRAFICOS.-

Con objeto de reutilizar las aguas en las zonas de riego de temporal actuales, se efectuó el análisis de alternativas de conducción de la planta de tratamiento a partir de la información topográfica que muestran las hojas es-

-----CAUDALES A MANEJAR POR ETAPAS (l/seg.)-----

ESTACION No.	A Ñ O 1 9 7 9			A Ñ O 1 9 8 5			A Ñ O 1 9 9 5		
	Q min.	Q med.	Q máx.	Q min.	Q med.	Q máx.	Q min.	Q med.	Q máx.
1 (Coporito)	1.07	2.14	6.20	1.34	2.67	7.46	1.93	3.87	10.18
2 (Rotonda)	4.30	8.61	24.90	5.37	10.74	29.97	7.77	15.56	40.92
3 S/N	4.30	8.61	24.90	5.37	10.74	29.97	7.77	15.56	40.92
4 S/N	8.98	17.97	51.98	11.21	22.43	62.57	16.23	32.49	85.45
5 (SAN ANTONIO)	10.09	20.19	58.35	12.59	25.18	70.25	18.23	36.46	95.93

Tabla IV.1 Caudales a manejar en las estaciones de bombeo.

cala 1:50 000 de DETENAL. Sin embargo, el proyecto a nivel constructivo se hace necesario referido a un banco de nivel de la CAVM; localizándose el más próximo en Valle de Bravo a la altura de la cortina de la Presa Valle de Bravo y por consiguiente se hizo necesario transportar este banco de nivel hasta la cresta del vertedor de la cortina del embalse de Valle de Bravo, y a fin de continuar los trabajos necesarios para elaborar el proyecto se procedió a efectuar una poligonal de liga de aproximadamente 5.0 km., entre la estación de bombeo número 5 -- (San Antonio) hacia el sitio de tratamiento con el trazo siguiente : del puente de cruce con el río Amanálcó, -- continuando el trazo sobre él y el afluente del río Amanalco hasta su llegada al sitio seleccionado para localizar la planta de tratamiento en aproximadamente la elevación 2 003 m, terreno aledaño a la zona de riego de Santa María Pipioltepec.

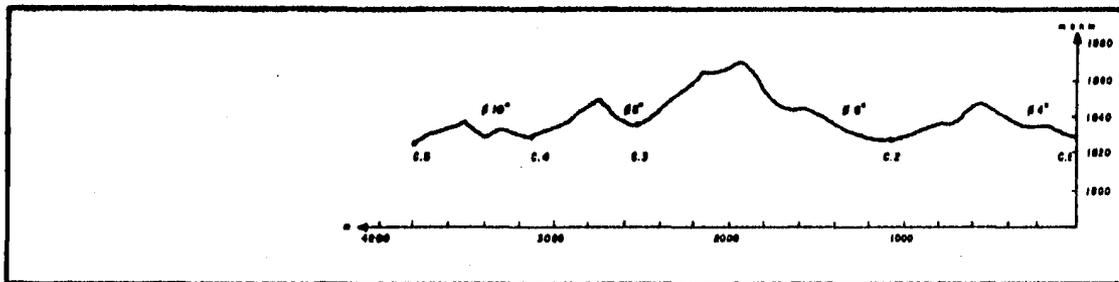
En la figura IV.1 se muestra un croquis de localización en el cual se puede apreciar los sitios en que se ubicarán las estaciones de bombeo y la planta de tratamiento, así como las poblaciones cercanas a Valle de Bravo.

En la figura IV.2 tenemos el perfil topográfico de la zona, sobre el cual se proyectó las líneas de conducción.

#### IV.2 CALCULO DE DIAMETROS ECONOMICOS DE LINEAS DE CONDUCCION.-

Considerando las elevaciones de cada uno de los sitios seleccionados para las estaciones de bombeo, así como de la planta de trata-





NOTA: ELEVACION REFERIDA AL PROYECTO DE ALCANTARILLADO 1000 = 1780.02 ELEVACION REFERIDA AL S. N. 200

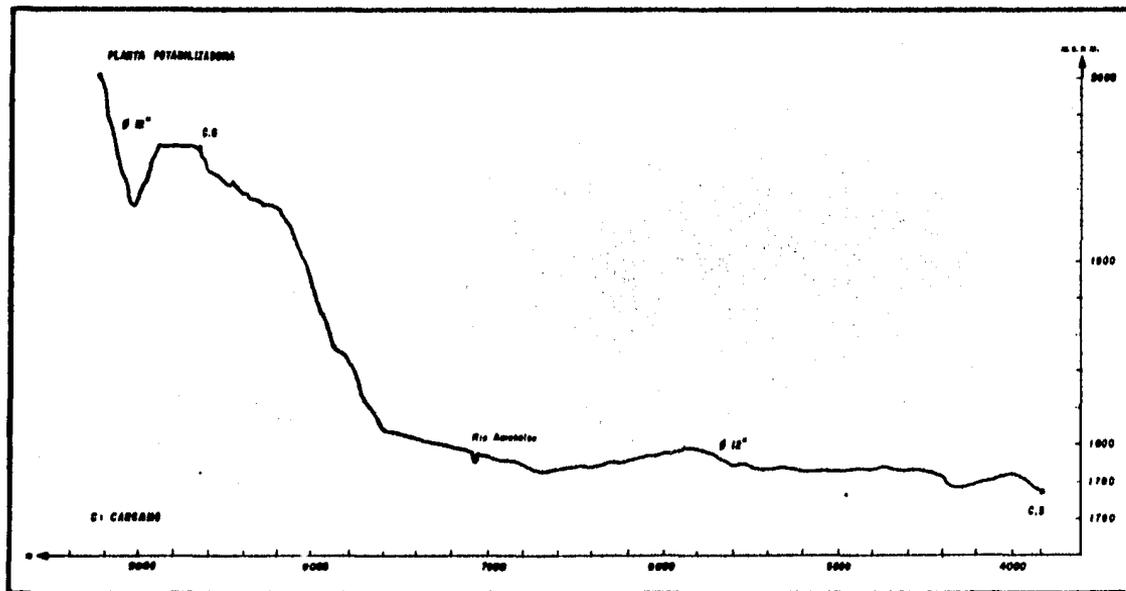


FIG. 14 - 2 PERFIL TOPOGRAFICO

miento y los trazos sobre la línea de conducción, se calcularon los -- niveles topográficos y en función de éstos para los gastos máximos a -- conducir a última etapa del sistema, se calcularon las potencias a ins talar en cada sistema de bombeo en función de distintos diámetros de - tubería, procediéndose a efectuar el análisis económico de las líneas- de conducción con el procedimiento de cálculo empleado por la SARH; -- mismo que se presenta en la tabla IV.2.

#### IV.3 PROYECTO CONSTRUCTIVO.-

##### IV.3.1 GENERALIDADES.-

El proyecto al nivel de construcción propuesto, tiene como-- objetivo general captar y drenar las aguas residuales generadas por la población actual y futura de Valle de Bravo, Estado de México para evitar la contaminación del embalse mediante un sistema integral que contempla a nivel constructivo -- las obras de conducción por bombeo y gravedad de las aguas - residuales hasta la zona aledaña a Santa María Pipioltepec - para su reutilización en riego agrícola previo tratamiento.

El inicio de los diseños ha requerido previamente efectuar - un reconocimiento de la zona, analizar el proyecto de alcantarillado sanitario elaborado por la CAVN e investigar el -- crecimiento de la población.

La zona de Valle de Bravo, localizada en la ribera del embal se de la presa del mismo nombre, presenta una topografía accidentada; por lo que se definen 5 cuencas que convergen en los puntos bajos frente al embalse de la presa. Los arroyos

actuales, drenan las aguas pluviales de las cuencas en época de lluvias.

#### IV.3.2 DATOS DE POBLACION.-

En vista de la atracción turística de Valle de Bravo en época de vacaciones y los fines de semana, primordialmente, se considera que el crecimiento durante estos periodos es del orden del 10%. El crecimiento de la población estimado por el método geométrico resulta :

$$P = P_0 (1 + i)^n$$

donde :

- P Población proyecto
- P<sub>0</sub> Población último censo
- n número de años a proyectar
- i tasa de crecimiento

Para el Estado de México tenemos que  $i = 3.75\%$ .

En la tabla IV.3 se muestran los datos de población.

<u>POBLACION</u>	<u>AÑO</u>	<u>F I J A</u>	<u>FLOTANTE</u>	<u>T O T A L</u>
Censo	1970	7,628	722	8,350
Estimado	1979	10,624	1,066	11,630
Proyecto	1985	13,250	1,255	14,505
Proyecto	1995	19,145	1,855	21,000

Tabla IV.3 Población de Valle de Bravo.

#### IV.3.3 CUANTIFICACION DE LAS AGUAS RESIDUALES.-

De acuerdo a las características climatológicas y a la población proyecto de la entidad se tiene que la dotación de agua

potable es de 200 l/hab/día y dado que el alcantarillado de aguas negras de una población es reflejo del servicio de -- agua potable, se tomó como aportación unitaria el 75% de la dotación. El coeficiente de previsión para preveer las - - aportaciones por concepto de aguas pluviales domiciliarias- al alcantarillado sanitario es de 1.0 tomando en consideración que es una zona suburbana.

El coeficiente considerado para la variación en aportaciones fue el de Harmon, de mayoración del gasto medio diario al día de máximo desecho que es utilizado para poblaciones hasta de 182 500 habitantes, ya que a mayor cantidad de usuarios, el coeficiente es, constante e igual a 1.8 (Ref. 1).

Coeficiente de variación : Coeficiente de Harmon.

$$M = 1 + [14/(4 + \sqrt{P})]$$

donde :

P Población en miles de habitantes

#### IV.3.4 DATOS DE DISEÑO.-

Latitud 19° 11' Longitud 100° 08'

Clima semicálido	(Ref. 2)
Dotación	200 l/hab/día
Aportación	150 l/hab/día
Población censo 1970	8 350 habitantes
Población proyecto 1995	21 000 habitantes
Gasto medio	36.46 l/seg.
Gasto máximo	95.93 l/seg.

Gasto mínimo	18.23 l/seg.
Coefficiente de Harmon	2.63
longitud de la red	31,630
Coefficiente unitario de diseño	$q = 0.003033 \text{ l/seg/m } Q_{\text{máx.}}$
Coefficiente unitario de diseño	$q = 0.001153 \text{ l/seg/m } Q_{\text{med.}}$
Coefficiente unitario de diseño	$q = 0.000576 \text{ l/seg/m } Q_{\text{min.}}$

#### IV.4 INTERCEPTOR SANITARIO.-

##### IV.4.1 GENERALIDADES.-

La solución al alcantarillado sanitario se efectuó en base a las cuencas de aportación, o sea, se colocó un cárcamo de -- bombeo para cada cuenca; en tal forma que se obtuvieron longitudes acumuladas para cada estación de bombeo que multipli cadas por su coeficiente unitario, resulta el gasto a mane-- jar en cada cárcamo. Los gastos así obtenidos serán capta-- dos mediante un interceptor (colector) propuesto a lo largo de la ribera del embalse y se interconectará a los cinco cár-- camos establecidos. Las aguas residuales serán desalojadas mediante rebombeo a las partes altas y drenadas por grave-- dad hasta el cárcamo subsecuente hasta llegar al cárcamo nú mero 5; sin embargo, para llevar el agua de este último cár-- camo a la planta de tratamiento, no es factible efectuarlo-- en forma directa debido a que el desnivel topográfico entre estos dos puntos es de 223.75 m. y la máxima capacidad de - trabajo de las bombas es de  $300 \text{ lb/in}^2 = 210.97 \text{ Kg/cm}^2 = - 210.97 \text{ m.}$ , por lo que se estableció un cárcamo intermedio-- (número 6) ubicado a la altura del Km. 62 de la carretera - Toluca-Valle de Bravo. Esta estación de bombeo tendrá acce

so directo por la nueva vialidad que irá a Avandaro sin -  
 5.1  
 pasar por Valle de Bravo.

#### IV.4.2 FUNCIONALIDAD.-

El interceptor a localizar en las calles desalojará - -  
 las aguas de la siguiente manera (ver planos 4 y 5) :

De la estación de bombeo "Coporito" (número 1) se bombeará a través de una línea a presión por alojar bajo la calle 5 de mayo hasta la intersección con la calle "Ameyal" descargando en el pozo de visita 1 (el cual forma parte del proyecto de alcantarillado elaborado por la CAVM) drenado por gravedad - hasta la estación de bombeo número 2 "Capitanía". De esta - unidad, se bombeará hasta el pozo de visita 12 (por toda la Av. Costera) para drenar por gravedad siguiendo la Av. Costera hasta la estación de bombeo número 3. De ésta, se rebombeará al pozo de visita 26 para continuar por la Av. Costera drenado por gravedad conforme al proyecto de alcantarillado elaborado por la CAVM, hasta la estación de bombeo número 4. De ésta, se bombeará hasta el pozo de visita 33 drenando por gravedad a través de las conducciones contempladas en el proyecto de alcantarillado elaborado por la CAVM hasta la estación de bombeo número 5. De ésta estación, se continuará -- con una línea a presión hasta la planta de tratamiento en la forma siguiente (ver fig. IV.1. y IV.2). Del cárcamo "San Antonio" (estación de bombeo número 5) se continuará con una línea a presión propuesta por las calles marcadas en el trazo en planta de la zona "San Antonio", incorporándose a la carretera Valle de Bravo-Toluca y continuando por el acotamien

to izquierdo hasta el cruce de la carretera en el puente del río Amanalco. La tubería en este cruce se colgará de las -- traveses del puente por medio de cinchos, los cuales quedarán-- ubicados a juicio del ingeniero residente. Una vez que se -- atraviese el puente, se continuará la conducción por el dere-- cho federal del río Amanalco aguas arriba en un tramo de -- 288.40 m., para continuar hasta el cárcamo número 6, atrave-- zando tierras de cultivo. De este cárcamo, se bombearán las aguas residuales hasta la Planta de Tratamiento.

#### IV.4.3 DISEÑO HIDRAULICO.-

La cuantificación de las aguas residuales ha permitido efectuar los diseños hidráulicos del interceptor sanitario en base a los gastos y restricciones hidráulicas (velocidad, pendiente, etc.) y geométricas analizando las condiciones a gasto máximo y mínimo para el caso de los tramos en que el interceptor trabaja por gravedad a fin de no tener condiciones sépticas.

En la tabla IV.4 se presenta el cuadro resumen de los caudales a manejar en cada una de las estaciones de bombeo del -- proyecto.

Formulas y Constantes utilizadas en el análisis económico de las líneas de conducción (Tabla IV.2) :

$$K = 10.293 \frac{n^2}{d^{16/3}}$$

donde :

*K* constante de Manning  
*n* coeficiente de Manning  
*d* diámetro en m.

$$hf = K L Q^2$$

donde :

*hf* pérdidas por fricción  
*K* constante de Manning  
*L* Longitud de la tubería en m.  
*Q* gasto en m<sup>3</sup>/seg.

$$H = hf + 20\% hf + DT$$

donde :

*H* carga total  
*hf* pérdidas por fricción  
*DT* desnivel topográfico

$$P = \frac{\gamma Q H}{76 \eta}$$

donde :

*P* potencia en HP (caballos de potencia)  
 $\gamma$  peso específico del agua (para aguas negras se consideró 1 200 Kg/m<sup>3</sup>).  
*Q* gasto en m<sup>3</sup>/seg.  
*H* carga total en m.

$\eta$  eficiencia (para este caso se consideró 70).

$$h = \frac{145 V}{\sqrt{1 + \frac{E_a d}{E_t C}}}$$

donde :

$h$  valor de la sobrepresión por golpe de ariete en m.

$V$  velocidad en m/seg.

$E_a$  módulo de elasticidad del agua (20,670 Kg/cm<sup>2</sup>).

$E_t$  módulo de elasticidad de la tubería (para tubería de acero 2,100,000 Kg/cm<sup>2</sup> y para tubería de asbesto-cemento - 328,000 Kg/cm<sup>2</sup>).

$d$  diámetro en m.

$e$  espesor en m.

Para el análisis económico de las líneas de conducción (tabla IV.2) se realizó un programa y por facilidad se utilizó una calculadora programable de bolsillo Texas Instruments 58.C.

A continuación, se muestran las instrucciones del programa de acuerdo al lenguaje de la máquina ya mencionada :

```

.LRN
STO 00
RCL 00
X2
X
π
:
4
=
STO 10
R/S A
RCL 01
:
RCL 10
=
STO 11

```

```

R/S V
RCL 04
X
RCL 03
X2
:
RCL 00
Y
RCL 19
=
STO 12
R/S K
RCL 02
X
RCL 01
X2
X
RCL 12
=
STO 13
R/S hf
RCL 13
X
1.2
+
RCL 05
=
STO 14
R/S H
RCL 06
X
RCL 01
X
RCL 14
:
(
76
X
RCL 07
)
=
STO 15
R/S P
RCL 09
X
RCL 00
:
(
RCL 16
X

```

RCL 08  
 )  
 =  
 +  
 1  
 =  
 $\sqrt{\quad}$   
 1/X  
 X  
 145  
 X  
 RCL 11  
 =  
 STO 17  
 R/S h  
 RCL 17  
 X  
 Q8  
 =  
 R/S  
 RCL 17  
 X  
 0.2  
 =  
 R/S  
 +  
 RCL 14  
 =  
 R/S  
 RCL 15  
 X  
 RCL 18  
 =  
 R/S  
 X  
 RCL 22  
 =  
 R/S  
 X  
 RCL 20  
 =  
 R/S  
 +  
 RCL 21  
 =  
 R/S

DATOS PARA EL PROGRAMA

STO	01	gasto en $m^3/\text{seg.}$ (Q)
STO	02	longitud en m (L)
STO	03	constante de Manning (n)
STO	04	10.293
STO	05	desnivel topográfico (DT)
STO	06	peso específico del agua ( $\gamma$ )
STO	07	eficiencia ( $\eta_e$ )
STO	08	espesor (e)
STO	09	módulo de elasticidad del agua ( $E_a$ )
STO	16	módulo de elasticidad de la tubería ( $E_t$ )
STO	18	0.7457 (1 H.P. = 0.7457 Kwh)
STO	19	16/3
STO	20	24 x 365 = 8760
STO	21	costo de tubería
STO	22	\$ 7.00 costo por hora de bombeo

TRAMO DE TUBERIA DE PRESION	Diámetro nominal		Área en m <sup>2</sup> (A)	Gasto en m <sup>3</sup> /seg. (Q)	Velocidad en m/seg. (V)	Longitud en (L)	Coef. de fricción Manning (n)	Constante de Manning (K)	Pérdida de fricción en m (h <sub>f</sub> )	Desnivel topográfico, m (DT)	Carga en m (H)	Potencia en H.P. (P)	Clase	Espesor pared de tubo mm (e)	Sobrepresión m (h)	Sobrepresión absoluta por válvula (80%)	Sobrepresión absoluta por tubería (20%)	Presión local = 20% h + H	Presión de trabajo de tubería kg/cm <sup>2</sup>	I HP = 0,7457 Kw.h	Costo por hora de bombeo \$7,00 Kw.h	Carga anual de bombeo	Costo de la tubería	Costo total de conducción
	Pulg.	MM.																						
Planta de Bombeo 1 al Pozo Visita 1	3	76	0,0045	0,0102	2,248	556	0,010	958,38	55,44	18,10	84,63	19,47	A-14	14	281,42	225,14	56,28	140,91	14,09	16,519	101,63	890,309,00	409,911,00	1'300,220,00
	4	102	0,0082	0,0102	1,248	556	0,010	199,53	11,54	18,10	31,95	7,35	A-7	11	143,80	115,04	28,76	60,71	6,07	5,482	38,37	336,134,55	529,395,40	865,529,95
	6	152	0,0181	0,0102	0,562	556	0,010	23,77	1,37	18,10	19,75	4,54	A-5	12	60,78	48,62	12,16	31,91	3,19	3,388	23,72	207,780,34	907,642,20	1'115,422,54
Planta de Bombeo 2 al Pozo Visita 12	6	152	0,0181	0,0409	2,254	776	0,010	23,77	30,86	42,00	79,03	72,91	A-14	21	270,84	216,67	54,17	133,20	13,32	54,267	380,57	2'333,812,85	1'266,781,20	3'600,594,05
	8	203	0,0324	0,0409	1,264	776	0,010	5,08	6,59	42,00	49,91	46,05	A-10	20	143,10	114,48	28,62	78,53	7,85	34,338	240,37	2'105,620,00	1'792,909,20	3'898,529,20
	10	254	0,0507	0,0409	0,807	776	0,010	1,54	1,99	42,00	44,39	40,96	A-7	18	85,15	68,12	17,03	61,42	6,14	30,541	213,79	1'872,795,56	2'641,853,20	4'514,648,76
Planta de Bombeo 3 al Pozo Visita 26	6	152	0,0181	0,0409	2,254	240	0,010	23,77	9,54	14,80	26,25	24,22	A-10	15	255,32	204,25	51,06	77,32	7,73	18,060	126,42	1'107,444,24	391,788,00	1'499,232,24
	8	203	0,0324	0,0409	1,264	240	0,010	5,08	2,04	14,80	17,25	15,91	A-5	14	132,45	105,96	26,49	43,74	4,37	11,865	83,06	727,590,78	554,508,00	1'282,098,78
	10	254	0,0507	0,0409	0,807	240	0,010	1,54	0,62	14,80	15,54	14,34	A-5	15	81,41	65,12	16,28	31,82	3,18	10,691	74,84	655,583,22	817,068,00	1'472,651,22
Planta de Bombeo 4 al Pozo Visita 33	8	203	0,0324	0,0855	2,642	404	0,010	5,08	15,00	8,20	26,21	50,54	A-10	20	299,14	239,31	59,83	86,03	8,60	37,686	263,80	2'310,920,00	933,421,80	3'244,341,80
	10	254	0,0507	0,0855	1,687	404	0,010	1,54	4,54	8,20	13,65	26,32	A-5	15	170,17	136,14	34,03	47,68	4,77	19,628	137,40	1'203,591,11	1'375,397,80	2'578,988,91
	12	305	0,0731	0,0855	1,170	404	0,010	0,58	1,71	8,20	10,25	19,77	A-5	17	116,25	93,00	23,25	33,50	3,35	14,746	103,22	904,196,31	1'856,137,60	2'760,333,91
Planta de Bombeo 5 a Planta de Bombeo 6	10	254	0,0506	0,0959	1,893	4889,12	0,011	1,86	83,64	186,46	286,83	620,45		5,6	288,19	182,54	45,64	332,46	33,25	462,673	3,238,71	28'371,124,37	22'664,894,31	51'036,018,73
	12	305	0,0731	0,0959	1,313	4889,12	0,011	0,70	31,52	186,46	224,29	485,16		5,6	153,56	122,851	30,71	255,00	25,50	361,786	2,532,51	22'184,746,63	27'318,314,70	49'503,061,33
	14	355	0,0990	0,0959	0,969	4889,12	0,011	0,31	14,03	186,46	203,29	439,75		5,6	110,24	88,19	22,05	225,34	22,53	327,925	2,295,48	20'108,361,97	31'880,491,50	51'988,853,47
Planta de Bombeo 6 a Planta Potabilizadora	10	254	0,0506	0,0959	1,893	513	0,011	1,86	8,78	37,29	47,82	103,45		5,2	225,52	180,42	45,10	92,93	9,29	77,139	539,97	4'730,163,89	2'211,843,87	6'942,007,76
	12	305	0,0731	0,0959	1,313	513	0,011	0,70	3,31	37,29	41,26	89,25		5,2	151,54	121,23	30,31	71,57	7,16	66,553	465,87	4'081,046,71	2'065,236,31	6'746,283,02
	14	355	0,0990	0,0959	0,969	513	0,011	0,31	1,47	37,29	39,06	84,48		5,2	108,65	86,92	21,73	60,79	6,08	63,000	441,00	3'863,178,19	3'109,738,70	6'972,916,80

TABLA IV.2 ANALISIS ECONOMICO DE LAS LINEAS DE CONDUCCION A PRESION

Tramo	Cadenamiento Km.-m.	Pozca de Visita		Gasto de diseño l/s.	Cotas de Plantilla		Pendiente		Diámetro cm.	Gasto a tubo lleno l/s	Q/Q'	Velocidad a tubo lleno V'/m/g	V/V'	Velocidad efectiva V/m/g
		Pi	Pf		Inicial	Final	Hidráulica miles	Geométrica miles						
						m.	m.							
Pozo de Visita 1 a Cárcano 2	0+556 - 0+611	1	2	17.32	46.12	41.72	80	80	20	100	0.173	3.10	0.750	2.33
	0+611 - 0+641	2	3	18.95	40.54	39.28	42	42	20	70	0.271	2.40	0.853	2.05
	0+641 - 0+701	3	4	19.13	39.28	36.51	46.1	46.1	20	73	0.262	2.30	0.845	1.94
	0+701 - 0+801	4	5	19.42	36.51	36.00	5.1	5.1	20	76	0.277	1.00	0.858	0.86
	0+801 - 0+859	5	6	20.26	36.00	32.98	52	52	20	80	0.253	2.45	0.840	2.06
	0+859 - 0+917	6	7	20.43	32.98	30.43	44	44	20	70	0.292	2.20	0.870	1.91
	0+917 - 0+997	7	8	20.69	30.43	29.71	9	9	20	32	0.646	1.00	1.062	1.06
	0+997 - 1+027	8	9	20.77	29.71	29.44	9	9	20	32	0.649	1.00	1.065	1.06
	1+027 - 1+058	9	10	20.86	29.44	29.32	4	4	20	21	0.993	0.67	1.145	0.77
	1+058 - 1+084	10	11	20.94	29.32	29.21	4	4	20	21	0.997	0.67	1.146	0.77
	1+084 - 1+128	11	11a	21.76	29.21	28.57	2	2	30	43	0.785	0.60	1.110	0.66
1+128 - 1+144	11a	C No. 2	40.92	28.57	28.53	2.7	2.7	30	50	0.818	0.70	1.117	0.78	
Pozo de Visita 13 a Cárcano 3	1+920 - 1+940	12	13	40.92	69.32	68.84	24	24	20	54	0.768	1.65	1.104	1.82
	1+940 - 1+990	13	14	40.92	68.84	66.68	24	24	20	54	0.768	1.65	1.104	1.82
	1+990 - 2+020	14	15	40.92	66.68	65.54	38	38	20	68	0.602	2.10	1.045	2.19
	2+020 - 2+050	15	16	40.92	65.54	64.19	45	45	20	70	0.584	2.25	1.035	2.33
	2+050 - 2+085	16	17	40.92	64.19	63.89	6	6	30	75	0.546	1.09	1.020	1.11
	2+085 - 2+180	17	18	40.92	63.89	62.60	3	3	30	54	0.758	0.76	1.102	0.84
	2+180 - 2+240	18	19	40.92	62.60	59.00	60	60	30	250	0.164	3.40	0.740	2.52
	2+240 - 2+260	19	20	40.92	58.00	56.60	70	70	30	260	0.157	3.70	0.730	2.70
	2+260 - 2+280	20	21	40.92	56.10	54.70	70	70	30	260	0.157	3.70	0.730	2.70
	2+280 - 2+300	21	22	40.92	53.80	52.60	60	60	30	250	0.164	3.40	0.740	2.52
	2+300 - 2+340	22	23	40.92	51.20	49.40	70	70	30	270	0.152	3.75	0.728	2.73
	2+340 - 2+370	23	24	40.92	47.20	45.10	70	70	30	270	0.152	3.75	0.728	2.73
	2+370 - 2+410	24	25	40.92	44.00	41.60	60	60	30	250	0.164	3.40	0.740	2.52
2+410 - 2+490	25	C No. 3	40.92	40.95	36.95	50	50	30	220	0.186	3.20	0.770	2.46	
Pozo de Visita 26 a Cárcano 4	2+730 - 2+770	26	27	45.37	49.90	48.86	26	26	20	55	0.825	1.72	1.120	1.93
	2+770 - 2+870	27	28	45.68	48.10	39.70	84	84	20	100	0.457	3.20	0.973	3.11
	2+870 - 2+940	28	29	45.89	39.70	35.92	54	54	20	80	0.574	2.50	1.032	2.58
	2+940 - 2+970	29	30	45.90	35.92	34.30	54	54	20	60	0.574	2.50	1.032	2.58
	2+970 - 3+010	30	31	46.10	33.70	31.46	56	56	20	83	0.555	2.52	1.023	2.58
	3+010 - 3+050	31	32	46.22	31.46	30.78	15.8	17	30	125	0.370	1.70	0.950	1.62
3+050 - 3+096	32	C No. 4	46.36	30.78	30.00	15.8	17	30	125	0.371	1.70	0.951	1.62	
Pozo de Visita 34 a Cárcano 5	3+500 - 3+550	33	34	85.44	34.40	32.95	29	29	30	170	0.503	2.35	1.000	2.35
	3+550 - 3+600	34	35	85.44	32.95	31.50	29	29	30	170	0.503	2.35	1.000	2.35
	3+600 - 3+650	35	36	85.44	31.50	30.05	29	29	30	170	0.503	2.35	1.000	2.35
	3+650 - 3+710	36	37	85.44	30.05	28.31	29	29	30	170	0.503	2.35	1.000	2.35
	3+710 - 3+815	37a	C No. 5	85.44	28.31	26.63	16	16	30	125	0.683	1.75	1.075	1.88

TABLA IV.4 CALCULO DE LA LINEA DE CONDUCCION POR GRAVEDAD.

## C A P I T U L O V

### ESTACIONES DE BOMBEO

#### V.1 INTRODUCCION.-

En este capítulo se muestran las memorias de cálculo de cada una -- de las estaciones de bombeo, que forman parte del alcantarillado -- sanitario de Valle de Bravo, Estado de México.

Para cada estación se han hecho comparaciones técnicas entre varias marcas de equipos de bombeo para verificar cuales son los mas eficientes, de acuerdo a los datos de proyecto asimismo, se muestran las curvas características de operación de los equipos que han sido seleccionados. Cabe hacer la aclaración que este proyecto está dividido en dos etapas (la primera para condiciones en el año de 1985 y la segunda para condiciones en 1995) por lo que el gasto propuesto en la segunda etapa será mayor evidentemente que el de la primera, por lo que se ha puesto cuidado en la selección de los equipos de bombeo, preeviendo la posibilidad de poder utilizar los mismos, tanto para la primera como para la segunda etapa (cambiando solo -- elementos como el impulsor, etc.).

#### V.2 DATOS DE DISEÑO.-

Los cálculos de diámetros de las líneas de conducción incluidos en la tabla IV.2 en función de los gastos calculados de agua residual a manejar por etapas del proyecto, sirvieron de base para calcular las pérdidas de carga en las conducciones, el desnivel entre la -- plantilla del colector de la llegada a los cárcamos y la plantilla

de la línea a presión en los puntos de entrega del agua para cada una de las estaciones de bombeo, y en función de las características de gastos (tabla IV.1) y cargas (tabla IV.2) procedió al proyecto de las estaciones de bombeo, incluido mas adelante.

### V.3 LOCALIZACION DE LAS PLANTAS DE BOMBEO.-

Los sitios para ubicar las estaciones de bombeo se localizan sobre las mismas calles en las que se alojarían las líneas de conducción (ver plano 5) y durante el levantamiento topográfico de dichas líneas se determinaron los niveles de terreno de cada uno de los predios ligados a las poligonales abiertas, determinándose así el nivel de terreno que muestran los proyectos de cada estación de bombeo.

### V.4 PROYECTO DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO.-

#### V.4.1 ESTACION DE BOMBEO No. 1.-

La estación de bombeo número 1 se localizará en la calle 5 de mayo y llevará por nombre "Coporito"., A continuación, se tiene el diseño de la estación de bombeo.

##### V.4.1.1. DATOS DE PROYECTO.-

<u>GASTOS</u>	<u>AÑO 1985</u>	<u>AÑO 1995</u>
Mínimo	1.34 l/seg.	1.93 l/seg.
Medio	2.67 l/seg.	3.87 l/seg.
Máximo	7.46 l/seg.	10.18 l/seg.
Nivel de terreno en la estación *		1 830.89 m.
Nivel de plantilla de la tubería de llegada a la estación		1 828.99 m.

Diámetro de la tubería de llegada	203 mm.
Nivel de la tubería de presión en el pozo de descarga	1 847.00 m.
Longitud del emisor a presión	556 m.
Diámetro de la tubería de presión	102 mm.
Material de la tubería	asbesto-cemento
Clase	A-7

\* Esta elevación así como las indicadas a continuación, - están referidas al banco de nivel, con el cual se elaborará el plano de alcantarillado sanitario por parte de la - CAVM.

#### V.4.1.2 NUMERO DE EQUIPOS DE BOMBEO.-

El número de equipos de bombeo a utilizar, depende principalmente del gasto total a manejar. En este caso, después de analizar varias alternativas, se determinó utilizar un equipo en funcionamiento y uno de reserva, - por resultar ésta la más favorable.

#### V.4.1.3 CALCULO DE LA CARGA DINAMICA TOTAL (C.D.T.).

El cálculo de la carga dinámica total se obtiene mediante la siguiente expresión :

$$C.D.T. = H_s + h_{f_{l.p.}} + h_{f_s} + hv$$

donde :

$H_s$  carga estática o desnivel topográfico en m.

$h_{f_{1,p}}$  pérdidas por fricción en la línea a presión, en m.

$h_{f_s}$  pérdidas por fricción en la succión, en m.

$h_v$  carga de velocidad, en m.

Carga estática ( $H_s$ ).

De acuerdo con los datos de proyecto, cotas en la estación de bombeo y en la descarga, se tendrá :

$$H_s = 1\ 847.00 - 1\ 828.99 = 18.01\ m.$$

Pérdidas por fricción en la línea a presión ( $h_{f_{1,p}}$ )

$$h_{f_{1,p}} = K L Q^2$$

De acuerdo a la tabla IV. 2 tenemos :

$$K = 199.53 \quad L = 556\ m. \quad Q = 0.01018\ m^3/seg.$$

Sustituyendo tenemos :

$$h_{f_{1,p}} = 199.53 \times 556.00 \times (0.01018)^2 \times 1.2 = 13.80\ m.$$

1.2 = 20% de  $h_{f_{1,p}}$  por cambios de dirección en la línea a presión.

Pérdidas por fricción en la succión ( $h_{f_s}$ )

De acuerdo con el equipo a selección y por catálogo se tiene :

$$h_{f_s} = 0.17\ m.$$

Carga de velocidad ( $h_v$ )

De la ecuación de continuidad.

$$Q = AV; \quad V = \frac{Q}{A}; \quad A = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$V = \frac{4Q}{\pi d^2} = \frac{4(0.01018)}{\pi(0.102)^2} = 1.246\ m/seg/$$

por lo tanto :

$$h_v = \frac{V^2}{2g} = \frac{(1.246)^2}{19.62} = 0.079\ m.$$

*Tirante Util de Bombeo (h)*

Para determinar el tirante útil de bombeo, es condición necesaria conocer las dimensiones del cárcamo de bombeo (volumen necesario o de operación), así como el tiempo del número de arranques recomendados del equipo.

El dimensionamiento del cárcamo, se diseña básicamente, bajo requerimientos hidráulicos de los equipos de bombeo.

*Dimensiones del cárcamo :*

Volumen necesario :

$$Vol = \frac{Q \times t}{4}$$

sustituyendo :

$$Vol = \frac{0.01018 \times 18 \times 60}{4} = 2.74 \text{ m}^3$$

también :

$$Vol = A \cdot h$$

$$h = \frac{Vol}{A}$$

donde :

$$A = l \times l \quad \text{si } l = 1.6 \quad A = 2.56 \text{ m}^2$$

por lo tanto :

$$h = \frac{2.74}{2.56} = 1.0 \text{ m.}$$

Entonces la carga dinámica total máxima será :

$$\begin{aligned} \text{C.D.T. máx.} &= 18.01 + 13.80 + 0.17 + 0.079 = 32.06 \text{ m.} = \\ &105.18 \text{ ft.} \end{aligned}$$

para un gasto (Q) de :

$$Q = 10.18 \text{ l/seg.} = 161.35 \text{ g.p.m. (galones por minuto)}$$

V.4.1.4. CALCULO DE LA POTENCIA REQUERIDA EN EL EJE DE LA BOMBA Y LAS CARACTERISTICAS DE ESTA.-

para una carga máxima :

$$P = \frac{\gamma \cdot Q \cdot CDT \text{ máx.} \cdot 1.03}{76 \eta_b}$$

sustituyendo :

$$P = \frac{1200 \times 0.01018 \times 32.06 \times 1.03}{76 \times 0.60} = 8.85 \text{ H.P.}$$

$P = 8.85 \text{ H.P.}$  (potencia requerida en el eje de la bomba)

Potencia del motor recomendado : 10 H.P.

Características de las bombas :

Bomba centrífuga horizontal inatascable, tipo cárcamo seco :

Marca	FAIRBANKS MORSE
Modelo	FM 2TL
Eficiencia mínima garantizada	60%
Velocidad de rotación	3600 r.p.m.
Gasto de diseño	10.18 l/seg.
Carga de diseño	32.06 m.
Diámetro de la succión	51 mm
Diámetro de la descarga	51 mm
No. total de equipos	2 (dos)

V.4.2 ESTACION DE BOMBEO No. 2.-

La estación de bombeo número 2 se localizará en la aveni-

1954

MAQUINARIA MENOR

BOLETIN: C-101

# BOMBAS AUTOCEBANTES <sup>43</sup>

## ESPECIFICACIONES ESTACION DE BOMBEO No. 1

Modelo	Diámetro Descarga y Succión		Carga Total Incluyendo Fricciones		Velocidad y HP	CAPACIDAD EN LITROS Y GALONES POR MINUTO						Peso Embarque Aproximado	
	ALTURA DE LA BOMBA SOBRE EL NIVEL DEL AGUA												
	Cm.	Pulg.	M	Pies	RPM/HP	3.05 m.	10 pies	4.57 m.	15 pies	6.10 m.	20 pies	Kg.	Lbs.
						L.P.M.	G.P.M.	L.P.M.	G.P.M.	L.P.M.	G.P.M.		
FM 1 1/2 TL	3.81	1-1/2"	12	38'	3600/4.06	409	108	367	97	318	84	48	106
			14	47.50'	"	394	104	367	97	318	84	"	"
			17	57'	"	369	97.5	344	91	309	81.5	"	"
			20	66.50'	"	327	86.5	312	82.5	291	77.0	"	"
			23	76.00'	"	276	73	273	72	263	69.5	"	"
			26	85.50'	"	216	57	216	57	216	57	"	"
FM 2 TL	5.08	2"	17	57'	3600/8.00	738	195	666	176	575	152	91	200
			20	66.50'	"	704	186	644	170	575	152	"	"
			23	76.00'	"	659	174	606	160	560	148	"	"
			26	85.50'	"	606	160	568	150	522	138	"	"
			29	95.00'	"	530	140	507	134	477	126	"	"
			32	104.50'	"	439	116	439	116	409	108	"	"
FM 4 TL	10.16	4"	25.90	85'	2200-18.16	1930	510	1895	490	1742	460	300	660
			27.45	90'	"	1830	485	1742	460	1628	430	"	"
			29	95'	"	1742	460	1628	430	1515	400	"	"
			30.5	100'	"	1628	430	1515	400	1382	365	"	"
			32	105'	"	1515	400	1382	365	1250	330	"	"
			53.55	110'	"	1382	365	1250	330	1117	295	"	"

### MANUFACTURERA FAIRBANKS MORSE, S. A.



OFICINAS DE VENTAS: Av. Cuauhtémoc, No. 20, P. Mexico 12, D. F. Tels. 559-12-33, 559-14-45

OFICINAS DE VENTAS: Av. Cuauhtémoc, No. 20, P. Mexico 12, D. F. Tels. 559-12-33, 559-14-45

OFICINAS DE VENTAS: Av. Cuauhtémoc, No. 20, P. Mexico 12, D. F. Tels. 559-12-33, 559-14-45

OFICINAS DE VENTAS: Av. Cuauhtémoc, No. 20, P. Mexico 12, D. F. Tels. 559-12-33, 559-14-45

da Costera y llevará por nombre "Capitanía". A continuación, se tiene el diseño de esta estación de bombeo.

V.4.2.1. DATOS DE PROYECTO.-

<u>GASTO</u>	<u>AÑO 1985</u>	<u>AÑO 1995</u>
Mínimo	5.37 l/seg.	7.77 l/seg.
Medio	10.74 l/seg.	15.56 l/seg.
Máximo	29.97 l/seg.	40.92 l/seg.
Nivel de terreno en la estación *		1 830.09 m
Nivel de plantilla de la tubería llegada		1 827.70 m
Diámetro de la tubería de llegada		305 mm
Nivel de la tubería de presión en la -- descarga		1 870.00 m
Longitud del emisor a presión		776 m
Diámetro del emisor a presión		152 mm
Material de la tubería de presión		asbesto-cemento
Clase		A-14

\* Esta elevación al igual que las siguientes, están referidas al banco de nivel, utilizado en el proyecto de alcantarillado sanitario elaborado por la CAVM.

V.4.2.2 NUMERO DE EQUIPOS DE BOMBEO.-

Para esta estación de bombeo, se ha determinado utilizar un equipo en funcionamiento y uno de reserva, ya que ésta resultó ser la más favorable.

#### V.4.2.3 CALCULO DE LA CARGA DINAMICA TOTAL (C.D.T.).-

El valor de la carga dinámica total se obtiene mediante la siguiente expresión :

$$C.D.T. \text{ máx.} = H_s + h_{f_{1.p.}} + h_{f_s} + hv$$

donde :

$H_s$  carga estática o desnivel topográfico, en m.

$h_{f_{1.p.}}$  pérdidas por fricción en la línea a presión, en m.

$h_{f_s}$  pérdidas por fricción en la succión, en m.

$hv$  carga de velocidad, en m.

**Carga estática ( $H_s$ ) :**

De acuerdo con los datos de proyecto, cotas en la estación de bombeo y en la descarga, se tendrá :

$$H_s = 1\ 870.00 - 1\ 827.70 = 42.30 \text{ m.}$$

**Pérdidas por fricción en la línea a presión ( $h_{f_{1.p.}}$ )**

$$h_{f_{1.p.}} = K L Q^2$$

De acuerdo a la tabla IV.2 tenemos :

$$K = 23.77 \quad L = 776 \text{ m.} \quad Q = 0.03 \text{ m}^3/\text{seg. y } 0.041 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

sustituyendo :

$$1a. \text{ etapa : } h_{f_{1.p.}} = 23.77 \times 776.00 \times (0.03)^2 \times 1.2 = 19.90 \text{ m.}$$

$$2a. \text{ etapa : } h_{f_{1.p.}} = 23.77 \times 776.00 \times (0.041)^2 \times 1.2 = 37.09 \text{ m.}$$

1.2 = 20.% de  $h_{f_{1.p.}}$  por cambios de dirección en la línea a presión,

Pérdidas por fricción en la succión ( $h_{f_s}$ )

De acuerdo con el equipo seleccionado y por catálogo se tiene :

$$h_{f_s} = 0.18 \text{ m.}$$

carga de velocidad ( $h_v$ ).

De la ecuación de continuidad :

$$Q = AV; \quad v = \frac{Q}{A}; \quad A = \frac{\pi}{4} d^2$$

$$1a. \text{ etapa : } v = \frac{4 Q}{\pi d^2} = \frac{4 (0.030)}{\pi (0.152)^2} = 1.652 \text{ m/seg.}$$

por lo tanto :

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{(1.65)^2}{19.62} = 0.139 \text{ m.}$$

$$2a. \text{ etapa : } v = \frac{4 Q}{\pi d^2} = \frac{4 (0.041)}{\pi (0.152)^2} = 2.255 \text{ m/seg.}$$

por lo tanto :

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{(2.26)^2}{19.62} = 0.259 \text{ m.}$$

Tirante Util de Bombeo ( $h$ ).

Para determinar el tirante útil de bombeo, es condición necesaria-conocer las dimensiones del cárcamo de bombeo (volumen necesario o de operación), así como el tiempo del número de arranques recomendados del equipo.

El dimensionamiento del cárcamo, se diseña básicamente, bajo requerimientos hidráulicos de los equipos de bombeo.

Dimensiones del cárcamo.

Volumen necesario :

$$Vol = \frac{Q \times t}{4}$$

sustituyendo :

$$\text{Vol} = \frac{0.041 \times 25 \times 60}{4} = 15.37 \text{ m}^3$$

también :

$$\text{Vol} = A \cdot h$$

$$h = \frac{\text{Vol}}{A}$$

donde :

$$A = 5 \times 3 = 15 \text{ m}^2.$$

por lo tanto :

$$h = \frac{15.37}{15.00} = 1.00 \text{ m.}$$

Entonces la carga dinámica total máxima será :

$$1a. \text{ etapa : } C.D.Tmáx. = 42.30 + 19.90 + 0.18 + 0.14 = 62.52m. = 205.12ft.$$

para un gasto (Q) de :

$$Q = 29.97 \text{ l/seg.} = 475 \text{ g.p.m. (galones por minuto)}$$

$$2a. \text{ etapa : } C.D.Tmáx. = 42.30 + 37.09 + 0.18 + 0.26 = 79.83m. = 261.91ft.$$

para un gasto de :

$$Q = 40.92 \text{ l/seg.} = 648.58 \text{ g.p.m.}$$

#### V.4.2.4 CALCULO DE LA POTENCIA REQUERIDA EN EL EJE DE LA BOMBA Y LAS CARACTERISTICAS DE ESTA.-

para carga máxima :

$$1a. \text{ etapa : } P = \frac{\gamma \cdot Q \cdot C.D.T.máx. \times 1.03}{76 \eta_b}$$

sustituyendo :

$$P = \frac{1 \ 200 \times 0.02997 \times 62.52 \times 1.03}{76 \times 0.66} = 46.17 \text{ H.P.}$$

$$P = 46.17 \text{ H.P. (potencia requerida en el eje de la bomba).}$$

$$2a. \text{ etapa : } P = \frac{1 \ 200 \times 0.04092 \times 79.83 \times 1.03}{76 \times 0.50} = 88.54 \text{ H.P.}$$

$$P = 88.54 \text{ H.P. (potencia requerida en el eje de la bomba)}$$

Potencia del motor recomendado :

1a. etapa 50 H.P.

2a. etapa 100 H.P.

Características de los equipos de bombeo :

1a. etapa :

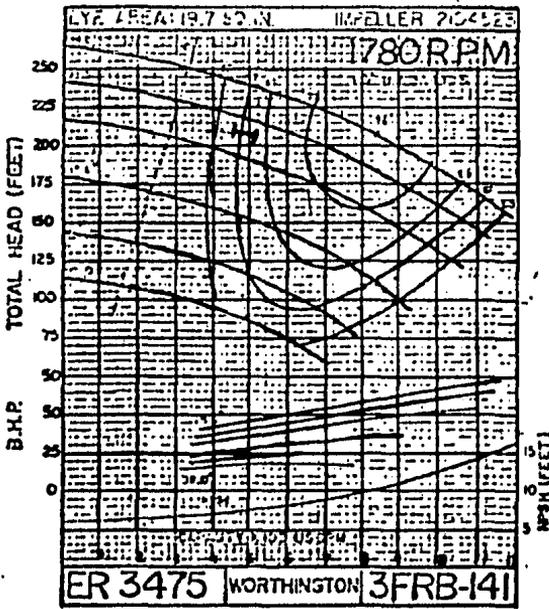
Bomba centrífuga horizontal inatascable, tipo cárcamo seco :

Marca	WORTHINGTON
Modelo	3 F R B - 141
Eficiencia mínima garantizada	66%
Velocidad de rotación	1 780 r.p.m.
Gasto de diseño	29.97 l/seg.
Carga de diseño	62.52 m.
Diámetro de la succión	152 mm.
Diámetro de la descarga	76 mm.
Diámetro del impulsor	13.5"
No. total de equipos	2 (dos)

2a. etapa :

Bomba centrífuga horizontal inatascable, tipo cárcamo seco :

Marca	WORTHINGTON
Modelo	4 F R - 162
Eficiencia mínima	50%
Velocidad de rotación	1 750 r.p.m.
Gasto de diseño	40.92 l/seg.
Carga de diseño	79.83 m.
Diámetro de la succión	254 mm (10")
Diámetro de la descarga	102 mm ( 4")

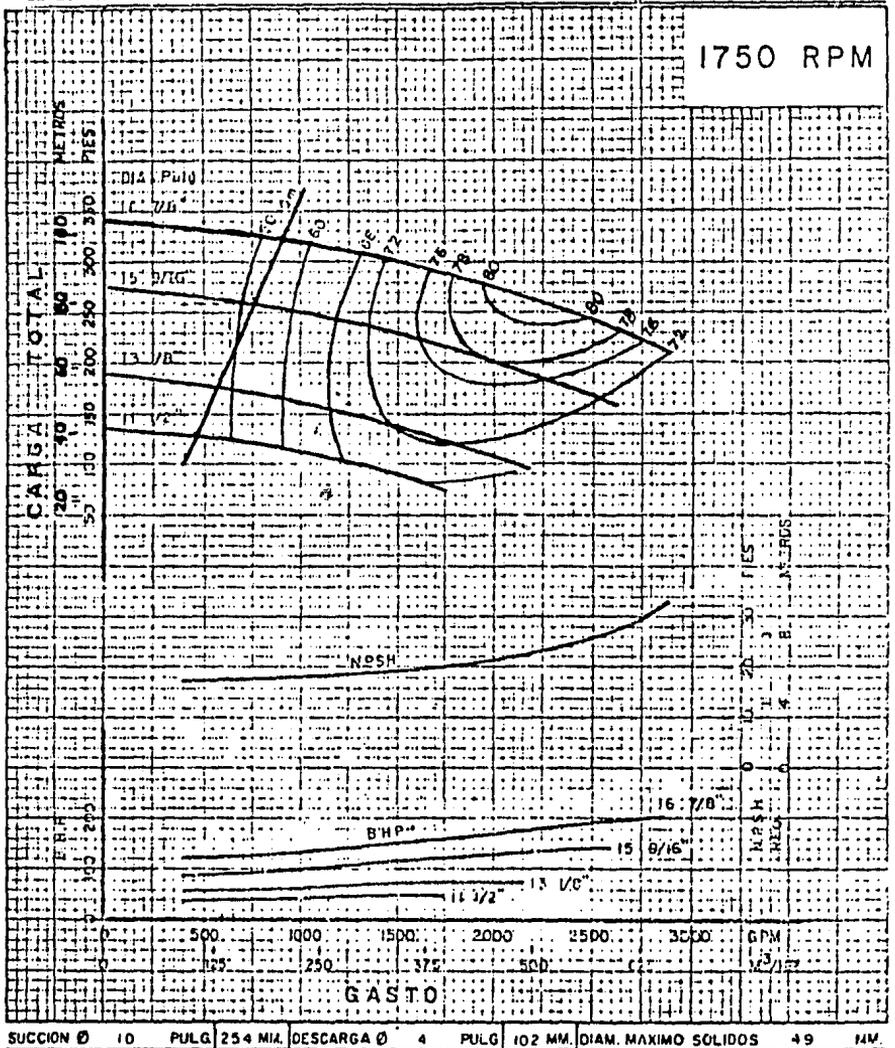


ESTACION DE BOMBEO No. 2      1a ETAPA

PARCA PULMAS  
 ESTACION DE BOMBEO 2 LINEA FR & FRH  
 2a ETAPA  
 60 CICLOS

4 FRIG 2  
 50

1750 RPM



SUCCION Ø 10 PULG 254 MM. DESCARGA Ø 4 PULG 102 MM. DIAM. MAXIMO SOLIDOS 49 MM.

CONDICIONES DE SERVICIO

CLIENTE: \_\_\_\_\_ FLUIDO: \_\_\_\_\_ G.E.: \_\_\_\_\_ EFIC.: \_\_\_\_\_  
 GASTO: \_\_\_\_\_ VISC.: \_\_\_\_\_ BHP: \_\_\_\_\_  
 SERVICIO: \_\_\_\_\_ CARGA: \_\_\_\_\_ NPSH<sub>D</sub>: \_\_\_\_\_ NPSH<sub>REQ</sub>: \_\_\_\_\_  
 FECHA: \_\_\_\_\_

UNICOM

Diámetro del impulsor	395.28 mm ( <sup>159</sup> / <sub>16</sub> "
Diámetro máximo de sólidos	49 mm
No. total de equipos	2 (dos)

V.4.3 ESTACION DE BOMBEO No. 3.-

La estación de bombeo número 3 se ubicará en la avenida - Costera. A continuación, se tiene el diseño de esta estación de bombeo :

V.4.3.1 DATOS DE PROYECTO.-

<u>GASTO</u>	<u>AÑO 1985</u>	<u>AÑO 1995</u>
Mínimo	5.37 l/seg.	7.77 l/seg.
Medio	10.74 l/seg.	15.56 l/seg.
Máximo	29.97 l/seg.	40.92 l/seg.
Nivel de terreno en la estación *		1 838.92 m.
Nivel de plantilla de la tubería de - llegada a la estación		1 835.95 m.
Diámetro de la tubería de llegada		305 mm
Nivel de la tubería de presión en la - descarga		1 850.60 m.
Longitud del emisor a presión		240 m.
Diámetro del emisor a presión		203 mm.
Material de la tubería de presión		asbesto-cemento
Clase		A-5

\* Esta elevación y las siguientes, están referidas al banco de nivel utilizado en el proyecto de alcantarillado elaborado por la -- CAVM.

De acuerdo al análisis económico de la línea de presión (tabla - - IV.2), se ha determinado que ésta sea de 203 mm, (8")  $\emptyset$  en tubería de asbesto-cemento, clase A-5, con las mismas consideraciones para golpe de ariete que las conducciones anteriores.

#### V.4.3.2 NUMERO DE EQUIPOS DE BOMBEO.-

Para esta estación de bombeo, se ha determinado utilizar un equipo en funcionamiento y uno de reserva, ya que ésta resultó ser la más favorable.

#### V.4.3.3 CALCULO DE LA CARGA DINAMICA TOTAL (C.D.T.).-

El valor de la carga dinámica total se obtiene mediante la siguiente expresión :

$$C.D.T.máx. = H_s + h_{f_{1,p.}} + h_{f_s} + h_v$$

Carga estática ( $H_s$ ).

De acuerdo con los datos de proyecto, cotas en la estación de bombeo y en la descarga, se tendrá :

$$H_s = 1\ 850.60 - 1\ 835.95 = 14.65\ m.$$

Pérdidas por fricción en la línea a presión ( $h_{f_{1,p.}}$ ).

Para obtener el valor de las pérdidas por fricción en la línea a presión se utiliza la siguiente expresión :

$$h_{f_{1,p.}} = KLQ^2$$

De acuerdo a la tabla IV.2 tenemos :

$$K = 5.08 \quad L = 240 \text{ m} \quad Q = 0.030 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad Q = 0.041 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

sustituyendo :

$$1a. \text{ etapa : } h_{f_{1,p.}} = 5.08 \times 240.00 \times (0.030)^2 \times 1.2 = 1.31 \text{ m.}$$

$$2a. \text{ etapa : } h_{f_{1,p.}} = 5.08 \times 240.00 \times (0.041)^2 \times 1.2 = 2.44 \text{ m.}$$

1.2 = 20% de  $h_{f_{1,p.}}$  por cambios de dirección en la línea a presión.

Pérdidas por fricción en la succión ( $h_{f_s}$ ).

De acuerdo con el equipo seleccionado y por catálogo se tiene :

$$h_{f_s} = 0.05 \text{ m.}$$

Carga de Velocidad ( $h_v$ ).

De la ecuación de continuidad :

$$Q = AV; \quad V = \frac{Q}{A} \quad A = \frac{\pi d^2}{4}$$

1a. etapa :

$$V = \frac{4 Q}{\pi d^2} = \frac{4 (0.030)}{\pi (0.203)^2} = 0.926 \text{ m/seg.}$$

por lo tanto :

$$h_v = \frac{V^2}{2g} = \frac{(0.926)^2}{19.62} = 0.044 \text{ m.}$$

2a. etapa :

$$V = \frac{4 Q}{\pi d^2} = \frac{4 (0.041)}{\pi (0.203)^2} = 1.264 \text{ m/seg.}$$

por lo tanto :

$$h_v = \frac{V^2}{2g} = \frac{(1.264)^2}{19.62} = 0.081 \text{ m.}$$

Tirante Util de Bombeo ( $h$ ).

Para determinar el tirante útil de bombeo es condición necesaria -

conocer las dimensiones del cárcamo de bombeo (volumen necesario o de operación), así como el tiempo del número de arranques recomendados del equipo.

El dimensionamiento del cárcamo, se diseña básicamente bajo requerimientos hidráulicos de los equipos de bombeo.

Dimensiones del cárcamo :

Volumen necesario :

$$Vol = \frac{Q \times t}{4}$$

sustituyendo :

$$Vol = \frac{0.041 \times 10 \times 60}{4} = 6.13 \text{ m}^3$$

también :

$$Vol = A \cdot h$$

$$h = \frac{Vol}{A}$$

donde :

$$A = 3 \times 2 = 6 \text{ m}^2$$

por lo tanto :

$$h = \frac{6.13}{6.00} = 1.0 \text{ m.}$$

Entonces la carga dinámica total máxima será :

$$1a. \text{ etapa : C.D.T. máx.} = 14.65 + 1.31 + 0.05 + 0.044 = 16.05 \text{ m.} = 52.66 \text{ ft.}$$

para un gasto (Q) de :

$$Q = 29.97 \text{ l/seg.} = 475 \text{ g.p.m.}$$

$$2a. \text{ etapa : C.D.T. máx.} = 14.65 + 2.44 + 0.05 + 0.081 = 17.22 \text{ m.} = 56.50 \text{ ft.}$$

para un gasto (Q) de :

$$Q = 40.92 \text{ l/seg.} = 648.58 \text{ g.p.m.}$$

V.4.3.4 CALCULO DE LA POTENCIA REQUERIDA EN EL EJE DE-  
LA BOMBA Y LAS CARACTERISTICAS DE ESTA.

Para carga máxima :

$$P = \frac{H.Q.C.D.T.máx. \cdot 1.03}{76 \eta_b}$$

1a. etapa :

$$P = \frac{1\ 200 \times 0.02997 \times 16.05 \times 1.03}{76 \times 0.66} = 11.85 \text{ H.P.}$$

$P = 11.85 \text{ H.P.}$  (potencia requerida en el eje de la bomba)

2a. etapa :

$$P = \frac{1\ 200 \times 0.04092 \times 17.22 \times 1.03}{76 \times 0.66} = 17.36 \text{ H.P.}$$

$P = 17.36 \text{ H.P.}$  (potencia requerida en el eje de la bomba)

Potencia del motor recomendado :

20 H.P.

Características de los equipos de bombeo :

Bomba centrífuga vertical inatascable, tipo cárcamo húmedo :

Marca	FAIRBANKS MORSE
Modelo	5412 K
Eficiencia mínima garantizada	66%
Velocidad de rotación	17 50 r.p.m.
Gasto de diseño	29.97 l/seg.
Carga de diseño	16.05 m.
Diámetro de la succión	102 mm
Diámetro de la descarga	102 mm
Diámetro del impulsor (1a. etapa)	228.60 mm
No. total de equipos	2 (dos)

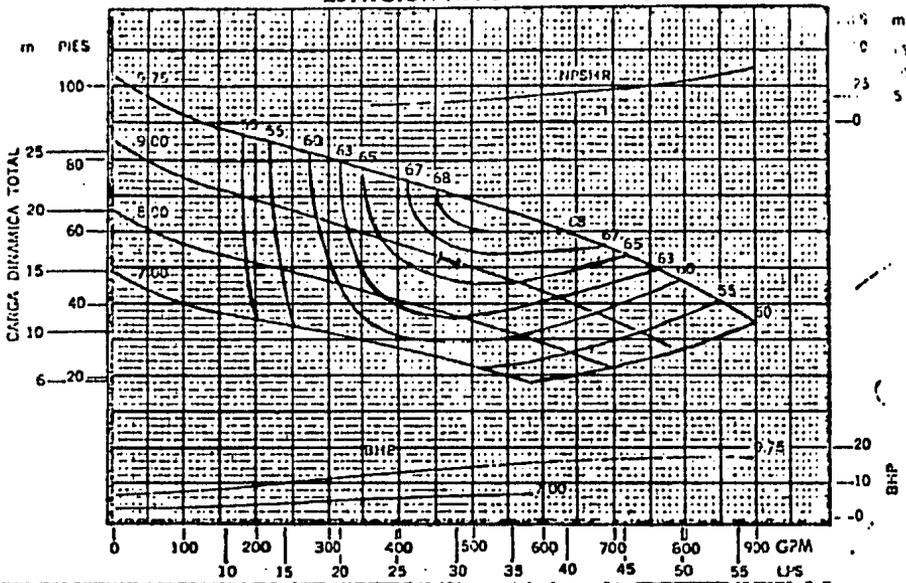


# MANUFACTURERA FAIRBANKS-MORSE, S. A.

## ESTACION No. 3 Primera Etapa

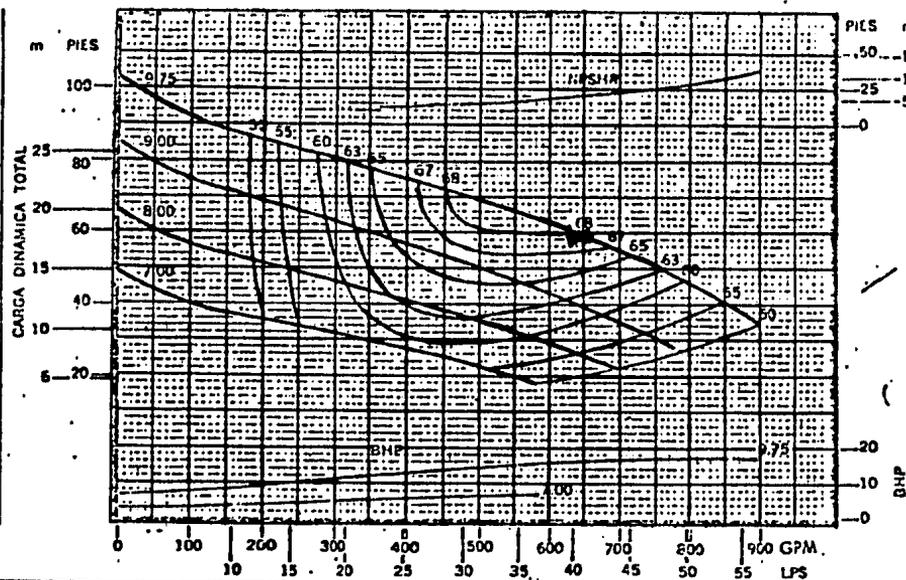
4"  
5412K  
1422K  
1750  
RPM

ESFERA  
3"  
SUCCION  
22K4"  
IMPULSOR  
1" BIAF  
C/O IMP.  
2.66 SQ. IN.  
ALABES  
1



4"  
5412K  
1422K  
1750  
RPM

ESFERA  
3"  
SUCCION  
22K4"  
IMPULSOR  
1" BIAF  
C/O IMP.  
2.66 SQ. IN.  
ALABES  
1



## ESTACION No. 3 Segunda Etapa

Diámetro del impulsor (2a. etapa) 247.65 mm.

Para las condiciones de la 2a. etapa deberá cambiarse el tamaño del impulsor como se indica.

V.4.4 ESTACION DE BOMBEO No. 4.-

La estación de bombeo número 4 se ubicará en la avenida - Costera. A continuación, se tiene el diseño de esta estación de bombeo.

V.4.4.1 DATOS DE PROYECTO.-

<u>GASTO</u>	<u>AÑO 1985</u>	<u>AÑO 1995</u>
Mínimo	11.21 l/seg.	16.23 l/seg.
Medio	22.43 l/seg.	32.49 l/seg.
Máximo	62.57 l/seg.	85.45 l/seg.
Nivel de terreno en la estación *.		1 832.55 m.
Nivel de plantilla de la tubería de llegada		1 828.50 m.
Diámetro de la tubería de llegada		305 mm
Nivel de la tubería de presión en la descarga		1 837.00 m.
Longitud del emisor a presión		404 m.
Diámetro del emisor a presión		254 mm
Material de la tubería de presión		asbesto-cemento
Clase		A-5

\* Esta elevación y las siguientes, están referidas al banco de nivel utilizado para el proyecto de alcantarillado sanitario elaborado por la CAVM.

V.4.4.2 NUMERO DE EQUIPOS DE BOMBEO.-

Para esta estación de bombeo se ha determinado utilizar dos equipos en funcionamiento y uno de reserva, ya que ésta resultó ser la más favorable.

V.4.4.3 CALCULO DE LA CARGA DINAMICA TOTAL (C.D.T.).-  
El valor de la carga dinámica total se obtiene mediante la siguiente expresión :

$$C.D.T.máx. = H_s + h_{f_{l.p.}} + h_{f_s} + h_v$$

Carga estática ( $H_s$ ).

De acuerdo con los datos de proyecto, cotas en la estación de bombeo y en la descarga se tendrá :

$$H_s = 1\ 837.00 - 1\ 828.50 = 8.50\ m.$$

Pérdidas por fricción en la línea a presión ( $h_{f_{l.p.}}$ ).

Para obtener el valor de las pérdidas por fricción en la línea a presión se utiliza la siguiente expresión :

$$h_{f_{l.p.}} = KLQ^2$$

De acuerdo a la tabla IV.2 tenemos :

$$K = 1.54 \quad L = 404\ m. \quad Q = 0.06257\ m^3/seg. \quad y \quad Q = 0.08545\ m^3/seg.$$

sustituyendo :

$$1a. \text{ etapa : } h_{f_{l.p.}} = 1.54 \times 404 \times (0.06257)^2 \times 1.2 = 2.92\ m.$$

$$2a. \text{ etapa : } h_{f_{l.p.}} = 1.54 \times 404 \times (0.08545)^2 \times 1.2 = 5.45\ m.$$

$$1.2 = 20.\% \text{ de } h_{f_{l.p.}} \text{ por cambios de dirección en la línea}$$

a presión.

Pérdidas por fricción en la succión ( $h_{f_s}$ ).

De acuerdo con el equipo seleccionado y por catálogo se tiene :

$$h_{f_s} = 0.05 \text{ m.}$$

Carga de Velocidad ( $h_v$ ).

De la ecuación de continuidad.

$$Q = AV; \quad V = \frac{Q}{A}; \quad A = \frac{\pi d^2}{4}$$

1a. etapa :

$$V = \frac{4 Q_2}{\pi d^2} = \frac{4 (0.06257)}{\pi (0.254)^2} = 1.235 \text{ m/seg.}$$

por lo tanto :

$$h_v = \frac{V^2}{2g} = \frac{(1.235)^2}{19.62} = 0.078 \text{ m.}$$

2a. etapa :

$$V = \frac{4 (0.08545)}{\pi (0.254)^2} = 1.686 \text{ m/seg.}$$

$$h_v = \frac{V^2}{2g} = \frac{(1.686)^2}{19.62} = 0.145 \text{ m.}$$

Tirante Util de Bombeo ( $h$ ).

Para determinar el tirante útil de bombeo (volumen necesario o de operación), así como el tiempo del número de arranques recomendados del equipo.

El dimensionamiento del cárcamo, se diseña básicamente bajo requerimientos hidráulicos de los equipos de bombeo.

Dimensiones del cárcamo.

Volumen necesario :

$$\text{Vol} = \frac{Q \cdot t}{4}$$

$$\text{Vol} = \frac{0.04272 \times 14 \times 60}{4} = 8.98 \text{ m}^3$$

también :

$$\text{Vol} = A \cdot h$$

$$h = \frac{\text{Vol}}{A}$$

donde :

$$A = 3 \times 2 = 6 \text{ m}^2.$$

por lo tanto :

$$h = \frac{8.98}{6} = 1.50 \text{ m.}$$

Entonces la carga dinámica total máxima será :

$$\text{1a. etapa : C.D.T.máx.} = 8.50 + 2.92 + 0.05 + 0.08 = 11.55 \text{ m.} = 37.89 \text{ ft.}$$

para un gasto (Q) de :

$$Q = 31.28 \text{ l/seg.} = 496 \text{ g.p.m.}$$

$$\text{2a. etapa : C.D.T.máx.} = 8.50 + 5.45 + 0.05 + 0.15 = 14.15 \text{ m.} = 46.42 \text{ ft.}$$

para un gasto (Q) de :

$$Q = 42.72 \text{ l/seg.} = 677.20 \text{ g.p.m.}$$

#### V.4.4.4. CALCULO DE LA POTENCIA REQUERIDA EN EL EJE DE - LA BOMBA Y LAS CARACTERISTICAS DE ESTA.

Para carga máxima :

$$P = \frac{7 \cdot Q \cdot C.D.T.máx. \cdot 1.03}{76 \eta_o}$$

1a. etapa :

$$P = \frac{1 \ 200 \times 0.03128 \times 11.55 \times 1.03}{76 \times 0.64} = 9.18 \text{ H.P.}$$

$$P = 9.18 \text{ H.P. (potencia requerida en el eje de la bomba).}$$

2a. etapa :

$$P = \frac{1 \ 200 \times 0.04272 \times 14.15 \times 1.03}{76 \times 0.65} = 14.15 \text{ H.P.}$$

$$P = 14.15 \text{ H.P. (potencia requerida en el eje de la bomba).}$$

Potencia del motor recomendada.

1a. etapa 10 H.P.

2a. etapa 15 H.P.

Características de los equipos de bombeo.

Bomba centrífuga horizontal inatascable, tipo cárcamo húmedo.

Marca	FAIRBANKS MORSE
Modelo	5412 K
Eficiencia mínima garantizada	64%
Velocidad de rotación	1 750 r.p.m.
Gasto de diseño	31.28 l/seg.
Carga de diseño	11.55 m.
Diámetro de la succión	102 mm.
Diámetro de la descarga	102 mm.
Diámetro del impulsor (1a. etapa)	228.6 mm.
No. total de equipos	3 (tres)
Diámetro del impulsor (2a. etapa)	247.65 mm.

#### V.4.5 ESTACION DE BOMBEO No. 5.-

A continuación, se tiene el diseño de la estación de bombeo número 5, la cual llevará por nombre "San Antonio" :

##### V.4.5.1 DATOS DE PROYECTO.-

<u>GASTOS</u>	<u>AÑO 1985</u>	<u>AÑO 1995</u>
Mínimo	12.59 l/seg.	18.23 l/seg.
Medio	25.18 l/seg.	36.46 l/seg.
Máximo	70.25 l/seg.	95.93 l/seg.

Nivel de terreno en la estación \*

1 778.33 m.

ESTACION Segunda Etapa

4"  
5412K  
5422K  
1750  
RPM

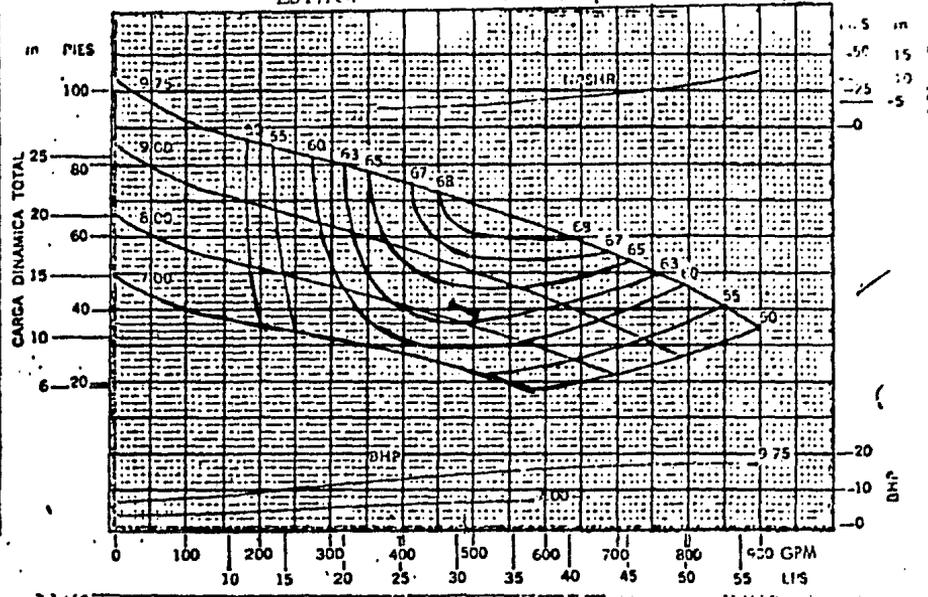
ESFERA  
3"

SUCCION  
122K-4"

IMPULSOR  
T-51AF

AREA OJO IMP.  
12.00 SQ. IN.

No. ALABES  
1



4"  
5412K  
5422K  
1750  
RPM

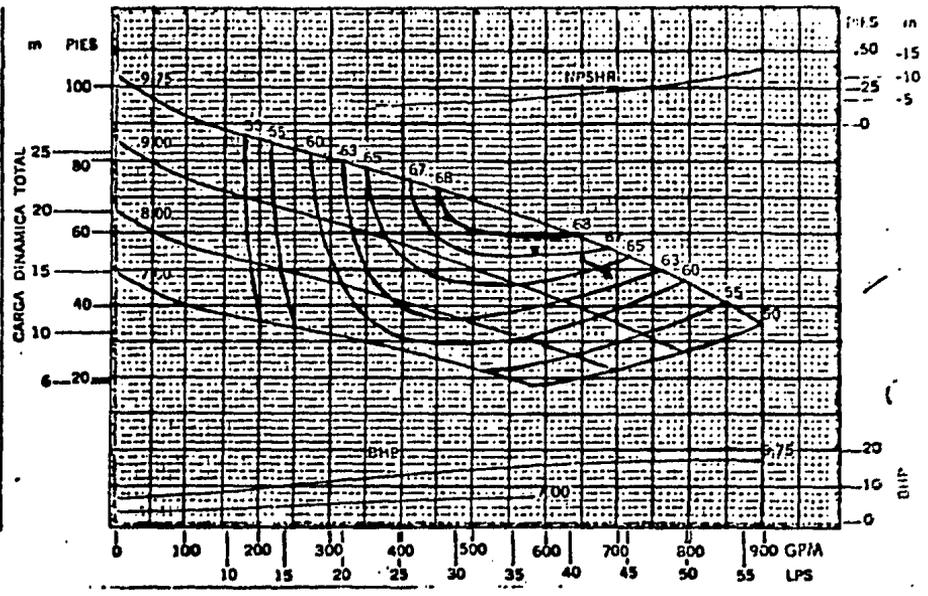
ESFERA  
3"

SUCCION  
5422K-4"

IMPULSOR  
T-51AF

AREA OJO IMP.  
12.50 SQ. IN.

No. ALABES  
1



ESTACION No. 4 Segunda Etapa.

Nivel de plantilla de la tubería de llegada a la estación	1 774.96 m.
Diámetro de la tubería de llegada	203 mm.
Nivel de la tubería de presión en la descarga	1 965.71 m.
Longitud del emisor a presión	4 889.12 m.
Diámetro del emisor a presión	305 mm.
Material de la tubería de presión	acero

\* Las elevaciones están referidas al B.N. de la Comisión de Aguas del Valle de México, mojenera No. 256 elevación 1 746.613 ubicado-aguas abajo de la cortina de la presa de Valle de Bravo.

#### V.4.5.2 NUMERO DE EQUIPOS DE BOMBEO.-

Para esta estación de bombeo, se ha determinado utilizar dos equipos en funcionamiento y uno de reserva, ya que ésta resultó ser la más favorable.

#### V.4.5.3 CALCULO DE LA CARGA DINAMICA TOTAL (C.D.T.).-

El valor de la carga dinámica total se obtiene mediante la siguiente expresión.

$$C.D.T.máx. = H_s + h_{f_{l.p.}} + h_{f_s} + h_v$$

Carga estática ( $H_s$ ).

De acuerdo con los datos de proyecto, cotas en la estación de bombeo y en la descarga, se tiene :

$$H_s = 1\ 965.71 - 1\ 774.96 = 190.75\ m.$$

Pérdidas por fricción en la línea a presión ( $h_{f_{l.p.}}$ ).

Para obtener el valor de las pérdidas por fricción en la línea a presión se utiliza la siguiente expresión :

$$h_{f_{1,p.}} = KLQ^2$$

De acuerdo a la tabla IV. 2 tenemos :

$$K = 0.701 \quad L = 4\ 889.12 \text{ m.} \quad Q = 0.7025 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad Q_2 = 0.9593 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

sustituyendo :

$$1a. \text{ etapa : } h_{f_{1,p.}} = 0.701 \times 4\ 889.12 (0.07025)^2 \times 1.2 = 20.30 \text{ m.}$$

$$2a. \text{ etapa : } h_{f_{1,p.}} = 0.701 \times 4\ 889.23 (0.09593)^2 \times 1.2 = 37.85 \text{ m.}$$

Pérdidas por fricción en la succión ( $h_{f_s}$ ).

De acuerdo con el equipo seleccionado y por catálogo se tiene :

$$1a. \text{ etapa : } h_{f_s} = 0.15 \text{ m.}$$

$$2a. \text{ etapa : } h_{f_s} = 0.25 \text{ m.}$$

Carga de Velocidad ( $h_v$ ).

De la ecuación de continuidad :

$$Q = AV; \quad V = \frac{Q}{A} \quad A = \frac{\pi d^2}{4}$$

1a. etapa :

$$V = \frac{4 Q}{\pi d^2} = \frac{4 (0.07025)}{\pi (0.0305)^2} = 0.962 \text{ m/seg.}$$

por lo tanto :

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{(0.962)^2}{19.62} = 0.047 \text{ m.}$$

2a. etapa :

$$V = \frac{4 (0.09593)}{\pi (0.0305)^2} = 1.313 \text{ m/seg.}$$

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{(1.313)^2}{19.62} = 0.088 \text{ m.}$$

Tirante Util de Bombeo ( $h$ ).

Para determinar el tirante útil de bombeo, es condición necesaria-  
conocer las dimensiones del cárcamo de bombeo (volumen necesario o

de operación), así como el tiempo del número de arranques recomendados del equipo.

El dimensionamiento del cárcamo, se diseña básicamente, bajo requerimientos hidráulicos de los equipos de bombeo.

Dimensiones del cárcamo.

Volumen necesario :

$$Vol = \frac{Q \cdot t}{4}$$

$$Vol = \frac{0.04796 \times 30 \times 60}{4} = 21.58 \text{ m}^3$$

también :

$$Vol = A \cdot h$$

$$h = \frac{Vol}{A}$$

donde :

$$A = 3.0 \times 3.5 = 10.5 \text{ m}^2$$

por lo tanto :

$$h = \frac{21.58}{10.50} = 2.00 \text{ m.}$$

Entonces la carga dinámica total máxima será :

$$1a. \text{ etapa : } C.D.T.máx. = 190.75 + 20.30 + 0.15 + 0.047 = 211.25 \text{ m} = 693.07 \text{ ft.}$$

para un gasto (Q) de :

$$Q = 35.13 \text{ l/seg.} = 556.80 \text{ g.p.m.}$$

$$2a. \text{ etapa : } C.D.T.máx. = 190.75 + 37.85 + 0.25 + 0.088 = 228.94 \text{ m.} = 751.11 \text{ ft.}$$

para un gasto (Q) de :

$$Q = 47.96 \text{ l/seg.} = 760.16 \text{ g.p.m.}$$

V.4.5.4. CALCULO DE LA POTENCIA REQUERIDA EN EL EJE DE LA BOMBA Y LAS CARACTERISTICAS DE ESTA.-

para carga máxima :

$$P = \frac{\eta_{Q.C.D.T.}^{máx.} \cdot 1.03}{76 \eta_6}$$

1a. etapa :

$$P = \frac{1\ 200 \times 0.03513 \times 211.25 \times 1.03}{76 \times 0.53} = 227.72 \text{ H.P.}$$

$$P = 227.72 \text{ H.P. (potencia requerida en el eje de la bomba)}$$

2a. etapa :

$$P = \frac{1\ 200 \times 0.04796 \times 228.94 \times 1.03}{76 \times 0.69} = 258.79 \text{ H.P.}$$

$$P = 258.79 \text{ H.P. (potencia requerida en el eje de la bomba).}$$

Potencia del motor recomendado :

$$250 \text{ H.P.}$$

Características de los equipos de bombeo.

Bomba centrífuga horizontal inatascable, tipo cárcamo seco :

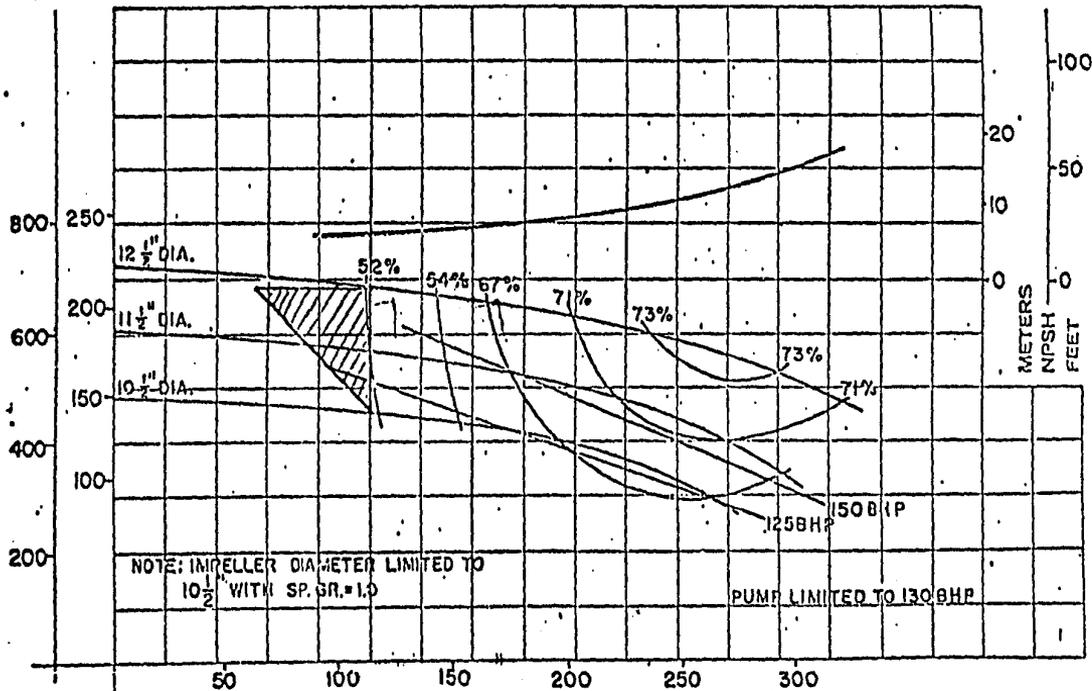
Marca	INGERSOLL-RAND
Modelo	4 x 3 x 13 HOC
Eficiencia mínima garantizada	53%
Velocidad de rotación	3 550r.p.m.
Gasto de diseño	35.13 l/seg.
Carga de diseño	199.98 m.
Diámetro de la succión	102 mm.
Diámetro de la descarga	76 mm.
Diámetro del impulsor	317.5 mm.
No. total de equipos	3 (tres)

#### V.4.6 ESTACION DE BOMBEO No. 6.-

A continuación, tenemos el diseño de la estación de bombeo número 6 :

CURVES ARE APPROXIMATE. PUMP IS GUARANTEED FOR THE SET OF CONDITIONS, CAPACITY, HEAD AND EFFICIENCY.

ANTEES ARE BASED ON SHOP TEST AND WHEN HANDLING CLEAN, COLD, FRESH WATER AT A TEMPERATURE OF NOT OVER 65°F.



FEET  
TOTAL HEAD  
METERS

50 100 150 200 250 300  
200 400 600 800 1000 1200 1400  
CU. METERS/HR.  
U.S. GPM  
IMP. GPM

IMPELLER 1129A30X12VA	RING CLR. DIA. .010	PACT # 	PUMP SIZE & TYPE 4 X 3 X 13 HOC	CURVE NO. P-13 HOC-T
MAX. SPHERE 5/8"	EYE AREA 20.1		3550 RPM	DATE 6-25-77



# Ingersoll-Rand, S.A. de C.V.

II SIGLO

AV. GUSTAVO BAZ No. 4001  
TLALNEPANTLA, EDO. DE MEXICO  
TEL 1 861-33-00 CON 19 LINEAS

CORREOS: APARTADO 01-115  
MEXICO 10, D. F.



Asunto: Bombas centrifugas

CIPESA

N/Ref.: MEX-3269-C  
Su Ref.: Telefónica

Muy señor(es) Nuestro(s):

Nos complace someter a su fina consideración el siguiente presupuesto por una(s) bomba(s) marca INGERSOLL-RAND.

		COLUMNA C		
BOMBA	Partida	cinco	Carcasa	FE.FO.
	No. de Unidades	una	Impulsor	FE.FO.
	Tipo	centrifuga	Flecha	ACERO
	Modelo	4x1x13HOC	Manga	ACERO
CONDICIONES Y OPERACION	Servicio		Estopero	FE.FO.
	Líquido a bombear	aguas negras	Anillos de desgaste	ACERO
	Temp. de Bombeo		Base	ACERO ESTRUCTURAL
	Grav. Esp. a T. de Bombeo			
	Viscosidad a T. de Bombeo			
	P. H.		Motor	ELECTRICO
	Pres. Vapor a Cond. a T. de B.		Tipo	TCCV
	U.S. g.p.m. a Cond a T. de B.	500GPM=31.5 lt/s	Marca	IEM
	Presión de Descarga		Potencia	200 HP
	Presión de Succión		r. p. m.	3600
Presión Diferencial		Volts/Fases/Ciclos	220-440-3-60	
NPSH Disponible				
Carga Dinámica Total	690ft=210 mts			
CARACTERÍSTICAS Y CONSTRUCCION	Curva No.	P-13HOC-T	Peso de la Bomba	270 kgs
	r.p.m.	3550	Peso del Motor	1165 kgs
	Eficiencia	52%	L. A. B.	Allentown, Pa
	B. H. P. Diseño/Máximo	167 - 248	Tiempo de Entrega	16 semanas
	Tipo de Impulsor	abierto	Precio de la Bomba	
	Número de Pasos	uno	Precio del Motor	
	NPSH Requerido	20 pies		
	Diám. Impulsor Diseño/Máx.	121/2"-121/2"	Precio Unitario Total	\$ c/u.
	Diám. Succión/Rango Conn.	4"-150#ASA	Precio Total	\$
	Diám. Descarga/Rango Conn.	3"-150#ASA		
Posición Succ./Descarga	Horiz/Vertical			
Sellamiento	empaque			
Conexiones Auxiliares	dren			
Acoplamiento	flexible			
Corte de la Carcasa	vertical			

Equipo Standard.

Atentamente

INGERSOLL-RAND, S. A. DE C. V.

ING. JORGE R. GONZALEZ M.

NOTA:

Si somos favorecidos con su pedido, favor de hacerlo a nombre de: INDUSTRIAS INGERSOLL-RAND, S. A. DE C. V.   
INGERSOLL-RAND, S. A. DE C. V.  INGERSOLL-RAND WESTERN HEMISPHERE TRADE CORP.

## V.4.6.1 DATOS DE PROYECTO.-

<u>GASTOS</u>	<u>AÑO 1985</u>	<u>AÑO 1995</u>
Mínimo	12.59 l/seg.	18.23 l/seg.
Medio	25.18 l/seg.	36.46 l/seg.
Máximo	70.25 l/seg.	95.93 l/seg.

Nivel de terreno en la estación *	1 966.61 m.
Nivel de plantilla de la tubería de llegada	1 963.86 m.
Diámetro de la tubería de llegada	305 mm.
Material de la tubería de llegada	acero
Nivel de la tubería de presión en la descarga	2 003 m.
Longitud del emisor	513 m.
Diámetro del emisor	305 mm.
Material de la tubería	acero

\* Las elevaciones están referidas al banco de nivel de la Comisión de Aguas del Valle de México, mojonera No. 256 elevación 1 746.613 ubicado aguas abajo de la cortina de la presa de Valle de Bravo.

De acuerdo al análisis económico de la línea de presión con una -- longitud de 513 m., se ha definido sea de acero, con un diámetro - de 305 mm. (12").

## V.4.6.2 NUMERO DE EQUIPOS DE BOMBEO.-

Para esta estación de bombeo, se ha determinado utilizar dos equipos, uno en funcionamiento y el otro de reserva.

## V.4.6.3 CALCULO DE LA CARGA DINAMICA TOTAL (C.D.T.).-

El valor de la carga dinámica total se obtiene mediante la siguiente expresión :

$$C.D.T.máx. = H_s + h_{f_{l.p.}} + h_{f_s} + hv$$

Carga estática ( $H_s$ ).

De acuerdo con los datos de proyecto, cotas en la estación de bombeo y en la descarga, se tiene :

$$H_s = 2\ 003.00 - 1\ 963.86 = 39.14\ m.$$

Pérdidas por fricción en la línea a presión ( $h_{f_{l.p.}}$ )

Para obtener el valor de las pérdidas por fricción en la línea a presión, se utiliza la siguiente expresión :

$$h_{f_{l.p.}} = KLQ^2$$

De acuerdo a la tabla IV.2 tenemos :

$$K = 0.701 \quad L = 513\ m. \quad Q = 0.07025\ m^3/seg. \text{ y } Q_2 = 0.09593\ m^3/seg.$$

sustituyendo :

$$1a. \text{ etapa : } h_{f_{l.p.}} = 0.701 \times 513 (0.07025)^2 \times 1.2 = 2.13\ m.$$

$$2a. \text{ etapa : } h_{f_{l.p.}} = 0.701 \times 513 (0.09593)^2 \times 1.2 = 3.97\ m.$$

Pérdidas por fricción en la succión ( $h_{f_s}$ ).

De acuerdo con el equipo seleccionado y por catálogo se tiene :

$$1a. \text{ etapa : } h_{f_s} = 0.15\ m.$$

$$2a. \text{ etapa : } h_{f_s} = 0.17\ m.$$

Carga de Velocidad ( $hv$ ).

De la ecuación de continuidad :

$$Q = AV ; \quad V = \frac{Q}{A} ; \quad A = \frac{\pi}{4} d^2$$

1a. etapa :

$$V = \frac{4 Q}{\pi d^2} = \frac{4 (0.07025)}{\pi (0.305)^2} = 0.96 \text{ m/seg.}$$

por lo tanto :

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{(0.96)^2}{19.62} = 0.047 \text{ m.}$$

2a. etapa :

$$V = \frac{4 (0.09593)}{\pi (0.305)^2} = 1.313 \text{ m/seg.}$$

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{(1.313)^2}{19.62} = 0.088 \text{ m.}$$

*Tirante Util de Bombeo (h)*

Para determinar el tirante útil de bombeo es condición necesaria - conocer las dimensiones del cárcamo de bombeo, (volumen necesario - o de operación), así como el tiempo del número de arranques recomendados del equipo.

El dimensionamiento del cárcamo se diseña básicamente, bajo requerimientos hidráulicos de los equipos de bombeo.

*Dimensiones del cárcamo.*

*Volumen necesario :*

$$Vol = \frac{Q \cdot t}{4}$$

$$Vol = \frac{0.09593 \times 15 \times 60}{4} = 15.82 \text{ m.}$$

*también :*

$$Vol = A \cdot h$$

$$h = \frac{Vol}{A}$$

donde :

$$A = 3.50 \times 3.00 = 10.5 \text{ m}^2$$

por lo tanto :

$$h = \frac{15.82}{10.50} \cdot 1.50 \text{ m.}$$

Entonces la carga dinámica total máxima será :

$$1a. \text{ etapa : } C.D.T.máx. = 39.14 + 2.13 + 0.15 + 0.047 = 41.47 \text{ m.} = 136.06 \text{ ft.}$$

para un gasto (Q) de :

$$Q = 70.25 \text{ l/seg.} = 1113.46 \text{ g.p.m.}$$

$$2a. \text{ etapa : } C.D.T.máx. = 39.14 + 3.97 + 0.17 + 0.088 = 43.37 \text{ m.} = 142.29 \text{ ft.}$$

para un gasto (Q) de :

$$Q = 95.93 \text{ l/seg.} = 1520.50 \text{ g.p.m.}$$

#### V.4.6.4 CALCULO DE LA POTENCIA REQUERIDA EN EL EJE DE LA BOMBA Y LAS CARACTERISTICAS DE ESTA.-

para carga máxima :

$$P = \frac{7 \cdot Q \cdot C.D.T.máx. \cdot 1.03}{76 \cdot \eta_b}$$

1a. etapa :

$$P = \frac{1200 \times 0.07025 \times 41.47 \times 1.03}{76 \times 0.64} = 74.03 \text{ H.P.}$$

$$P = 74.03 \text{ H.P. (potencia requerida en el eje de la bomba)}$$

2a. etapa :

$$P = \frac{1200 \times 0.09593 \times 43.37 \times 1.03}{76 \times 0.74} = 91.44 \text{ H.P.}$$

$$P = 91.44 \text{ H.P. (potencia requerida en el eje de la bomba)}$$

Potencia del motor recomendada :

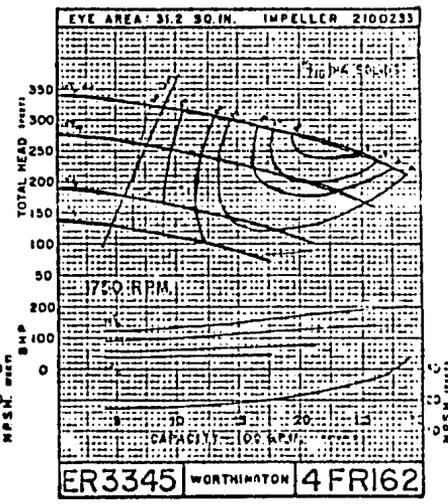
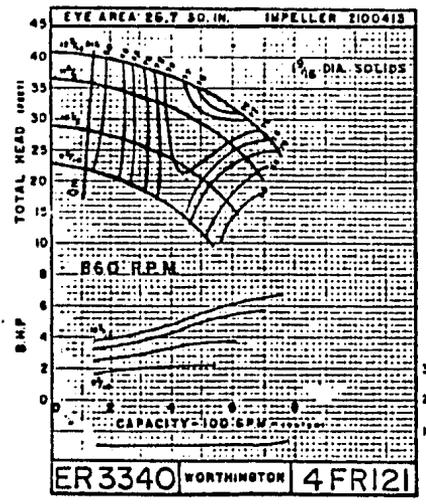
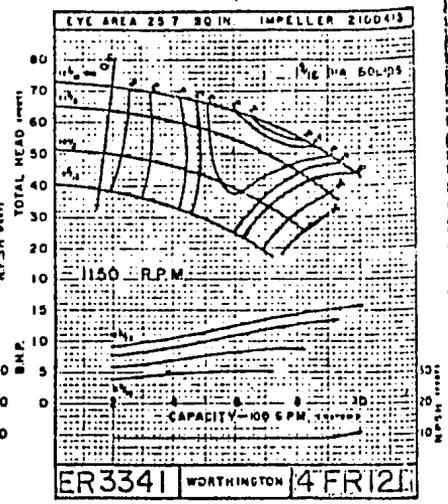
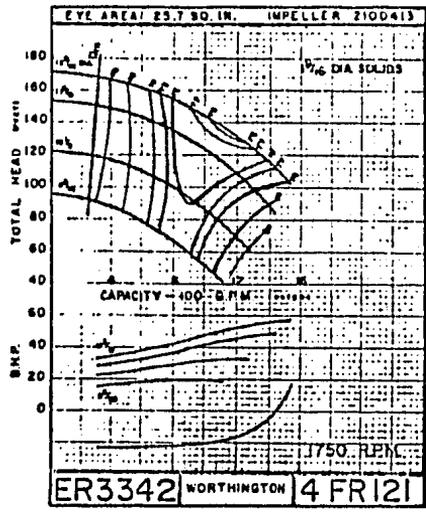
$$100 \text{ H.P.}$$

*Características de los equipos de bombeo :*

*Bomba centrífuga horizontal inatascable, tipo cárcamo seco.*

<i>Marca</i>	<i>WORTHINGTON</i>
<i>Modelo</i>	<i>4 FR - 162</i>
<i>Eficiencia mínima garantizada</i>	<i>64%</i>
<i>Velocidad de rotación</i>	<i>1 750 r.p.m.</i>
<i>Gasto de diseño</i>	<i>70.25 l/seg.</i>
<i>Carga de diseño</i>	<i>41.47 m.</i>
<i>Diámetro de la succión</i>	<i>254 mm.</i>
<i>Diámetro de la descarga</i>	<i>102 mm.</i>
<i>Diámetro del impulsor (1a. etapa)</i>	<i>395.28 mm.</i>
<i>No. total de equipos</i>	<i>2 (dos)</i>
<i>Diámetro del impulsor (2a. etapa)</i>	<i>395.28 mm.</i>
<i>La bomba será la misma para la. y 2a. etapa.</i>	

# paper stock and process pumps type FR



## C A P I T U L O VI

SISTEMA DE TRATAMIENTO

## VI.1 INTRODUCCION.-

Las aguas negras son las aguas de desecho originadas por la actividad vital de una población. En su composición figuran sólidos orgánicos disueltos y suspendidos, los cuales son putrescibles y por lo tanto sujetos a degradación.

Con el objeto de no perjudicar la corriente (río), o las zonas en donde se van a desalojar las aguas negras, éstas deben transformarse previamente; la naturaleza efectúa este cambio en forma lenta y el hombre lo activa por medio de sistemas que en general reciben el nombre de Plantas de Tratamiento.

Los objetivos que hay que tomar en consideración en el tratamiento de aguas negras incluyen :

1. La conservación de las fuentes de abastecimiento de agua para uso doméstico.
2. La prevención de enfermedades.
3. La prevención de molestias.
4. El mantenimiento de aguas limpias para el baño y otros propósitos recreativos.
5. Mantener limpias las aguas que se usan para la propagación y supervivencia de los peces.
6. Conservación del agua para usos industriales y agrícolas.
7. La prevención del azolve de los canales navegables.

Una planta de tratamiento de aguas negras se diseña para retirar de las aguas negras, las cantidades suficientes de sólidos orgánicos e inorgánicos que permiten su disposición, sin infringir los objetivos propuestos.

#### VI.I.I. METODOS DE TRATAMIENTO.-

Los métodos para el tratamiento de las aguas negras se dividen en físicos, biológicos y químicos.

##### VI.I.I.I. METODOS FISICOS.-

Con los métodos físicos se logra solamente la eliminación de la materia sólida-flotante y parte de la suspendida. Para ello, se hace pasar a las aguas por canales que interceptan su paso con rejas y cedazos que actúan como elementos coladores. Estos métodos, constituyen el llamado tratamiento primario de las aguas.

Mucha de la materia fina que logra pasar por las rejas y cedazos, se elimina por sedimentación en tanques como los "desarenadores", los "tanques de sedimentación simple", las "fosas sépticas" y los "tanques Imhoff".

##### 1. Desarenadores.-

Los desarenadores sirven para retener la arena y materia mineral pequeña que en ellos se deposita.

##### 2. Tanques de sedimentación simple.-

Estos son tanques cuya función principal,

consiste en separar los sólidos sedimentables de las aguas negras, mediante el proceso de sedimentación. Los sólidos asentados se substraen continuamente, o a intervalos frecuentes, para no dar tiempo a que se desarrolle la descomposición con formación de gases. Los sólidos pueden irse -- acumulando por gravedad, en una tolva o embudo o hacia un punto más bajo del fondo - del tanque, de donde se bombean o descargan por la acción de la presión hidrostática.

### 3. Fosas sépticas.-

Las fosas sépticas son tanques en los que se impide la ventilación del agua para que se active la vida de la bacterias anaerobias, cuya acción se efectúa en un medio - de putrefacción (séptico). Se emplean para pequeños caudales, como los provenientes de casas, escuelas y hoteles en forma - individual. No son aconsejables para uso municipal.

### 4. Tanques Imhoff.-

El Dr. Karl Imhoff fue el primero que diseñó el tanque de doble acción, que se conoce como tanque de Imhoff.

Este tanque se ideó para corregir los defectos principales del tanque séptico en la forma siguiente :

1. Impedir que los sólidos que se han separado de las aguas negras se mezclen nuevamente con ellas, permitiendo la retención de estos sólidos para su descomposición en la misma unidad.
2. Proporcionar un efluente adaptable a un tratamiento ulterior (en el tanque séptico tiene el problema de que debido a los largos periodos de retención y a la mezcla con los sólidos en descomposición, las aguas negras salen del tanque en una condición séptica que dificulta el tratamiento secundario).

El tanque Imhoff puede ser rectangular o circular y se divide en tres compartimientos o cámaras que son :

1. La sección superior que se conoce como cámara de derrame continuo o compartimiento de sedimentación; 2. La sección inferior que se conoce como cámara de digestión de lodos, y 3. El respiradero y cámara de natas.

#### VI.1.1.2 METODOS BIOLOGICOS.-

Estos métodos, cuando se requieren, siguen a -- los físicos y consisten en lograr que la materia orgánica, y entre ésta muchos microorganismos, sirvan de alimento a las bacterias que son las que intervienen en la transformación. Se provoca la oxidación del líquido para conseguir la proliferación de las bacterias aerobias, para evitar los malos olores que acompañan a la septicidad con las bacterias anaerobias. Estos métodos constituyen el llamado tratamiento secundario de las aguas.

La oxidación es el proceso por el cual la materia orgánica se convierte en estable o mineralizada, se puede efectuar la oxidación por filtración a través de medios porosos que permitan el contacto directo del aire con el agua o bien -- por inyección de aire.

Se pueden emplear los filtros intermitentes, -- los lechos de contacto o los filtros rociadores.

##### 1. Filtros intermitentes.-

El filtro intermitente consta de una capa natural o artificial de arena u otro material granular, por la cual se hace pasar -- en forma intermitente el agua negra para -- su filtrado.

2. Lechos de contacto.-

El lecho de contacto está formado por una cama artificial hecha con pedacería de - - "clinker", se opera de manera que se alterne la acción de llenado con la de rociado.

3. Filtros rociadores.-

El filtro rociador es semejante al lecho de contacto, con la diferencia de que se distribuye el agua con aspersores generalmente móviles para provocar una lluvia o "rociado".

Con estos tipos de filtros, se logra que se forme en la parte superior una capa gelatinosa rica en bacterias aerobias llamada zooglea; además, se hallan hongos y ciertas formas de vida superior.

4. Lodos activados.-

La oxidación de las aguas negras por aireación, consiste en inyectar aire a presión que se esparce por difusores, a un cierto volumen de agua contenida en tanques para este objeto.

Esta operación mantiene condiciones aerobias y con la agitación que se provoca - - hace la mezcla de las bacterias con la materia suspendida y coloidal; las bacterias,

al buscar su alimento forman flóculos que por aumentar de diámetro y peso, se sedimentan fácilmente en otros tanques favoreciendo así la operación.

Este proceso, recibe el nombre específico de "lodos activados" porque parte de los sedimentos se regresan a las aguas negras que apenas van a iniciar su aereación, para "activar" la formación de flóculos.

##### 5. Lagunas de estabilización.-

Otro procedimiento biológico para lograr la oxigenación de las aguas negras consiste en el aprovechamiento de la acción de los rayos solares, para mantener la vida de algas microscópicas y macroscópicas pequeñas, pues la acción fotosintética de estos vegetales efectúa la oxigenación de las aguas. Se practica en tanques formados en el terreno natural que reciben el nombre de "lagunas de oxidación o estabilización".

Las lagunas de oxidación deben proyectarse para zonas con tiempos prolongados de soleamiento, es decir con temporadas cortas de nublados. Con el objeto de que la iluminación del sol incremente la vida vegetal, el espesor del agua en las lagunas

entre 1.0 y 2.0 metros.

Para este tipo de tratamiento que resulta económico y eficiente, se necesitan terrenos amplios, más o menos planos y horizontales; pueden ser excavados o superficiales limitados por bordos. El volumen es el correspondiente para un tiempo de retención de 30 días o a veces más.

#### VI.1.1.3 METODOS QUIMICOS.-

Se aplican solamente a ciertas aguas que contienen sólidos finamente divididos y que no responden a la sedimentación gravitacional. Se emplean para neutralizar desperdicios ácidos o alcalinos y cuando hay necesidad de romper emulsiones de aceites.

#### VI.2 DESCRIPCION DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO SELECCIONADO.-

El sistema de tratamiento de aguas residuales será mediante unidades Imhoff considerando los siguientes aspectos :

1. La localización propuesta para la planta de tratamiento no requiere de un tratamiento más avanzado que el primario en base a tanques Imhoff.
2. Mediante el sistema de tratamiento en base a tanques Imhoff se obtiene agua residual tratada a nivel primario con la ventaja de que los lodos generados en el proceso prácticamente son digeridos en la misma unidad y por consiguiente no se requiere de unidades complementarias para el tratamiento de lodos.

3. El sistema de unidades Imhoff no requiere de energía eléctrica y por consiguiente los cargos por este concepto no se hacen necesarios.
4. Las variaciones horarias de caudal que se presentan en el tipo de poblaciones como Valle de Bravo, Estado de México, no perjudica el sistema de tratamiento en las unidades Imhoff por sus altos tiempos de retención.
5. El mantenimiento de las obras que incluye el tratamiento en base a unidades Imhoff resulta mínimo, considerando que carecen de equipo y que el acabado de las estructuras es aparente.
6. Los cultivos a regar son los correspondientes a los investigados directamente en la zona; maíz, haba y papa.

#### VI.2.1 NORMAS PARA EFLUENTES DE PLANTAS DE TRATAMIENTO PRIMARIO.-

De acuerdo a los reglamentos vigentes y propuestos como son : reglamentos propuestos por la CHCVM en el año de 1970, reglamento del Estado de California y el reglamento provisional U.R.S.S., se concluyen las siguientes normas :

1. Efluentes de planta de tratamiento primario pueden ser utilizados en el riego de forrajes, productos alimenticios que no se consumen crudos, jardines y plantas ornamentales con la excepción del Estado de California que requiere desinfección en el caso específico de campos de golf y jardines públicos.
2. Las aguas negras oxidadas y desinfectadas pueden ser utilizadas en el riego de otros productos agrícolas -

que se consumen crudos como son; zanahoria, rábano, etc.

3. Las aportaciones de nitrógeno en formas no aprovechables por el cultivo (nitrógeno orgánico) constituyen una gran reserva de nitratos mediante oxidación bacteriana favoreciendo el incremento de productividad de cultivos con alto requerimiento de nutrientes como el maíz, jitomate y alfalfa.

Los límites permisibles en aguas de riego para coliformes fecales y totales son respectivamente 1 000 y 5 000/100 ml. N.M.P. (número más probable).

4. No se dispone de una norma específica para el contenido máximo de coliformes en cultivos, sin embargo, estudios experimentales en el país, indican para el cultivo de tomate, determinaciones de 900 coliformes/gramo de cultivo como N.M.P. y de 1 a 5 coliformes por 100 gramos como N.M.P. para tomates regados con agua residual con una concentración de 30 mg/l de D.B.O. (la cantidad de oxígeno que se requiere para la oxidación aerobia biológica de los sólidos orgánicos de las aguas negras o desechos, es la demanda bioquímica de oxígeno (D.B.O.). Se determina mediante una prueba de laboratorio).

El tratamiento primario requerido es factible de llevarse a cabo mediante los siguientes sistemas de tratamiento : lagunas de estabilización, unidades Imhoff y sedimentadores primarios. Un tratamiento de los -

lodos producidos, podrían ser el secado a cielo abierto en lechos con objeto de reducir el contenido de humedad y hacerlos manejables.

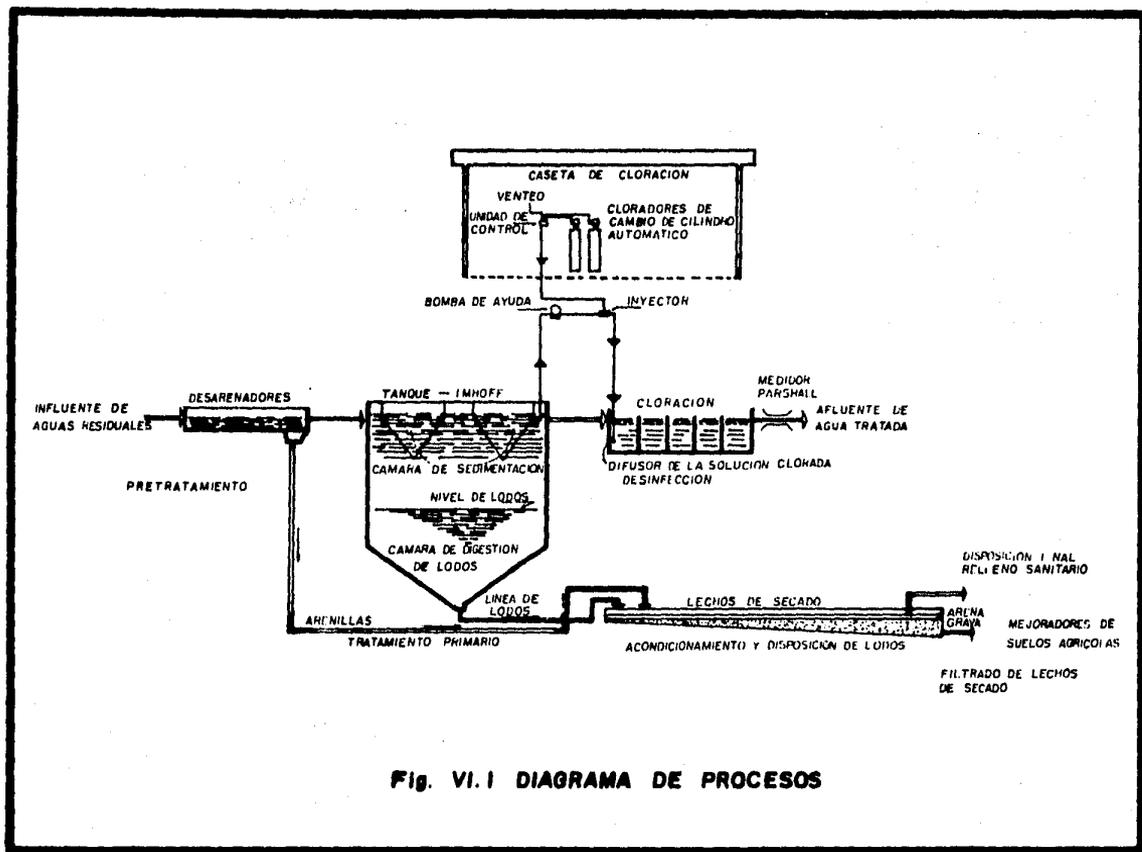
De acuerdo a lo anterior, el proceso seleccionado para el tratamiento de las aguas residuales es el de unidades Imhoff complementado con lechos de secado para la disposición de los lodos a generarse efectuado bajo el siguiente tren de procesos : desarenación, tanques Imhoff, cloración y lechos de secado. A continuación, se hace una breve descripción de los procesos indicados. (Fig. VI.1).

#### Desarenación.-

Las aguas negras contienen, por lo general, cantidades relativamente grandes de sólidos inorgánicos como arena, cenizas y grava, a los que generalmente se les llama arena. La cantidad es muy variable y depende de muchos factores; pero principalmente de si el alcantarillado colector es del tipo sanitario o combinado. Los desarenadores se diseñan generalmente en forma de grandes canales o tanques. En estos la velocidad disminuye lo suficiente para que se depositen los sólidos inorgánicos pesados, manteniéndose en suspensión el material orgánico.

#### Tanque Imhoff.-

Tratamiento que incluye en un tanque de dos pisos: el proceso de sedimentación (en la parte superior) y digestión de lodos (en la parte inferior, formando -



**Fig. VI.1 DIAGRAMA DE PROCESOS**

con esta disposición, dos compartimientos conectados por medio de una abertura en la separación entre ellos). Un deflector, colocado entre ambos compartimientos desvía el paso hacia abajo de las partículas que se sedimentan desde el compartimiento superior al inferior, pero impide la ascensión de gases al compartimiento de sedimentación, desviando los gases a un compartimiento para espumas desde donde escapan al aire. En sí, incluye tres cámaras : de sedimentación, de espumas y de digestión. Estas unidades producen a veces malos olores aún cuando se haga funcionar debidamente. También tienen tendencia a estimular la formación de espumas.

#### Cloración.-

Ninguno de los métodos primario o secundario de tratamiento de aguas negras puede eliminar completamente de ellas a las bacterias patógenas que siempre están presentes potencialmente. Cuando las aguas negras o los efluentes de sus tratamientos se descargan en masas de agua que van a usarse, o que pueden ser usadas como fuente de abastecimiento público, o para propósitos recreativos, o en riego, se requiere un tratamiento para destruir los organismos patógenos, a fin de que sean mínimos los peligros para la salud debido a la contaminación de tales aguas receptoras.

#### Lechos de secado.-

Los lechos de secado sirven para la deshidratación -

de los lodos producidos en otros procesos de tratamiento tales como sedimentadores primarios, fosas sépticas o digestores de lodos biológicos. Como su nombre lo indica, los lechos de secado son camas de arena y grava graduada; el proceso de deshidratación tiene lugar por la evaporación solar y la infiltración de agua. Los lechos de secado se operan generalmente en forma intermitente, es decir el lecho se llena con una carga de lodos, se dejan secar por 1, 2 ó 4 semanas dependiendo de las condiciones de filtración y evaporación, y los lodos secos se remueven en forma manual para su disposición final como relleno. Generalmente, la eficiencia de remoción de agua es del orden de 70%.

### VI.3 DATOS DE DISEÑO.-

#### V.3.1 DATOS GENERALES.-

##### 1. Población a servir.-

Año 1985            14,505 habitantes

Año 1995            21,000 habitantes

##### 2. Aportaciones.-

150 l/hab. día.

##### 3. Caudal de agua residual.-

Año 1985 :

$Q_m = 25.18 \text{ l/seg.}$

$Q_{m\acute{a}x.} = 70.25 \text{ l/seg.}$

Año 1995 :

$$Q_m = 36.46 \text{ l/seg.}$$

$$Q_{\text{máx.}} = 95.93 \text{ l/seg.}$$

4. Características de las aguas residuales.-

D.B.O. = 54 gr/hab. día (demanda bioquímica de oxígeno).

S.S.T. = 70 gr/hab. día (sólidos suspendidos totales).

5. Usos del agua residual.-

Riego agrícola de los siguientes cultivos en orden de importancia : maíz, papa y haba.

6. Características de la localidad.-

Altitud 1975 m.s.n.m.

Precipitación media anual 903.1 mm. (promedio de los últimos 18 años).

Temperatura media anual 18.3°C (promedio de los últimos 18 años).

Temperatura media mes más frío 6.8°C (enero) promedio de los últimos 18 años.

Temperatura media mes más caluroso 30.3°C (mayo) promedio de los últimos 18 años.

VI.3.2 ESPECIFICACIONES PARA LAS UNIDADES DE PROCESO.-

1. Desarenación.-

- Remoción de partículas de 0.21 mm. de diámetro o mayores con gravedad específica de 2.65 a 15.5.

- Velocidad a través de la unidad 0.3 m/seg.

- Carga hidráulica superficial 1 350 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> día.

## 2. Tanques Imhoff.

- Remoción de D.B.O. de 20 a 35% (D.B.O. demanda bioquímica de oxígeno).
- Remoción de S.S.T. de 40 a 60% (S.S.T. sólidos suspendidos totales).

### a) Cámara de sedimentación :

- Carga hidráulica superficial (c.h.s.)  $22.5 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ día}$ .
- Tiempo de retención (tr) 2.1866 horas.
- Carga hidráulica sobre el vertedor (c.h.v.)- menor o igual a  $150 \text{ m}^3/\text{m} \text{ día}$  (metros cúbicos por metro lineal del vertedor).
- Pendiente de las tolvas 4:5 (horizontal-vertical).
- Relación largo ancho (l:w) 3:1.
- Abertura de la ranura de comunicación entre la cámara de sedimentación y la cámara de digestión 0.2 m.
- Traslape de la tolva 0.3 m.

### b) Cámara de digestión de lodos :

- Aportación por habitantes 1.5 l/hab. día.
- Tiempo de retención de acuerdo a las condiciones climatológicas de la localidad (tr) = 40 días.
- Relación pendiente de las tolvas de la cámara de digestión (2:1.4) horizontal-vertical.

### c) Cámara de espumas y respiración :

- Contará con una área de 25% o mayor al área-  
ocupada por las cámaras de sedimentación.

### 3. Cloración.-

- Dosis de cloro de 8 a 15 mg/l.
- Cloro residual de 0.3 a 0.5 mg/l.
- Tiempo de retención (contacto) 30 minutos.
- Deberá proveerse de mamparas interiores en el tan-  
que de contacto.

### 4. Lechos de secado.-

- Carga de lodos 0.3 m. de espesor.
- Concentración de los lodos (aprox.) 5%.
- Concentración después del filtrado 15 a 20%.
- Concentración posterior a la evaporación de agua y  
lluvia 55%.
- Tiempo de retención de acuerdo a las condiciones -  
climatológicas de la localidad es de 76 días.
- Espesor del medio filtrante de los lechos.
  - 0.15 m. grava (3/4 a 2 1/2 pulgadas)
  - 0.3 m. grava (1/4 a 1 1/2 pulgadas)
  - 0.23 m. arena (0.3 a 0.75 mm.)

## VI.4 DISEÑO DE PROCESOS.-

De acuerdo al diagrama de procesos seleccionado en la sección VI.2.1,  
a continuación se presenta el diseño de los procesos unitarios :

### VI.4.1 DESARENACION.-

Los caudales a manejar en las dos etapas de proyecto, --  
mostrados en el cuadro IV.1 y resumidos en la sección de

datos de diseño (VI.3) requieren dos unidades de desarenación para manejar las variaciones horarias de caudal.

Los cálculos están efectuados con la nomenclatura incluida al final de la tesis y de acuerdo a las especificaciones mostradas en la sección VI.3.2.

Se requieren dos unidades con capacidad para manejar los caudales que se presentan en el periodo de proyecto, del tipo canal y control de velocidad por vertedores proporcionales. Además, debido al bajo caudal serán de limpieza manual y uso alternado por lo que deberán contar con espacio para almacenamiento de arenas. (Fig. VI.1 y VI.2).

De acuerdo a los datos de diseño presentados anteriormente, a continuación se presenta el dimensionamiento para este proceso :

$$At = \frac{Qm}{V} = \frac{0.03646 \text{ m}^3/\text{seg.}}{0.3 \text{ m/seg.}} \quad (At: \text{área transversal})$$

$$At = 0.12 \text{ m}^2$$

también :

$$At = w \cdot h$$

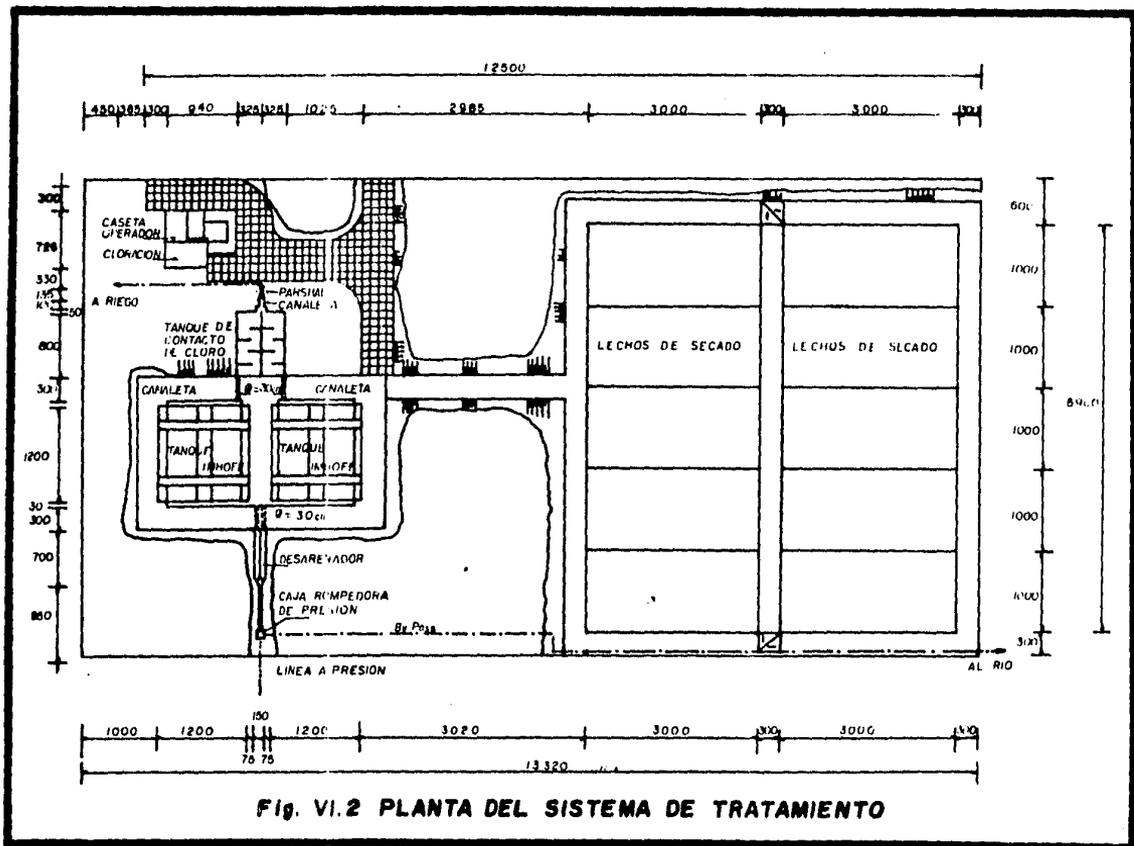
si :

$$w = 0.6 \text{ m.}$$

$$h = \frac{At}{w} = \frac{0.12 \text{ m}^2}{0.6 \text{ m.}}$$

$$h = 0.202 \text{ m.}$$

$$As = \frac{Qm}{chs} = \frac{(0.036 \text{ m}^3/\text{seg.}) (86 \text{ 400 seg/día})}{1 \text{ 350 m}^3/\text{m}^2/\text{día}} \quad (As: \text{área superficial})$$



**Fig. VI.2 PLANTA DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO**

$$As = 2.304 \text{ m}^2$$

$$l = \frac{As}{w} = \frac{2.304 \text{ m}^2}{0.6 \text{ m.}}$$

$$l = 3.84 \text{ m.} \approx 4 \text{ m.}$$

Las dimensiones resultantes son de 4 m. de longitud, - -  
0.6 m. de ancho y una profundidad mínima de 1 m. con ob-  
jeto de absorber los gastos máximos que se presentan.

Cálculo del vertedor proporcional :

Aplicando la fórmula siguiente :

$$Q = b \sqrt{2ag} (h + 2/3a).$$

donde :

Q gasto en  $\text{m}^3/\text{seg.}$       g gravedad

b ancho del vertedor      a sección rectangular

h altura

Suponiendo un coeficiente de vertedor de 0.61 y una altu-  
ra de sección de 53.30 cm. (h) y de sección rectangular-  
igual a 60 cm. (a), a fin de resolver la ecuación ante-  
rior se tiene :

$$b = \frac{Q}{\sqrt{2ag} (h + 2/3a)} \times \frac{1}{0.61}$$

Sustituyendo y considerando que serán 2 unidades tenemos:

$$\frac{Q}{2} = \frac{95.93}{2} = 47.97 \text{ l.p.s.}$$

$$b = \frac{0.48}{\sqrt{2 \times 0.60 \times 9.81} (0.533 + 2/3 \times 0.60)} \times \frac{1}{0.61} = 0.25 \text{ m.}$$

Las coordenadas de la sección curva del vertedor presentadas en la tabla VI.1 se obtuvieron, de acuerdo a la siguiente fórmula :

$$\frac{x}{b} = 1 - \frac{2}{\pi} \text{arc. tan.} \sqrt{\frac{y}{a}} \quad \text{donde : } \pi = 180^\circ$$

#### VI. 4.2 TANQUES IMHOFF (UNIDADES DE 25 l/seg.).-

Considerando las variaciones de caudal, ( $Q_{\text{máx.}}$  a segunda etapa igual a 95.93 l/seg.), se diseñarán dos unidades - con capacidad de 25 l/seg. cada uno, a construir en dos etapas.

##### VI.4.2.1 CAMARA DE SEDIMENTACION.-

A continuación se tiene el dimensionamiento de la cámara de sedimentación. De acuerdo a los datos y especificaciones correspondientes (sección VI.3) :

$$\text{Vol} = \text{tr.} \cdot Q$$

$$\text{Vol} = 2.186 \text{ hrs.} \times 1 \text{ día}/24 \text{ horas} \times 0.025 \text{ m}^3/\text{seg.} \times 86 \ 400 \text{ seg/día.}$$

$$\text{Vol} = 196.8 \text{ m}^3$$

Se dimensionarán dos cámaras de sedimentación para 98.4- $\text{m}^3$  cada una evitando así, profundidades excesivas en la cámara de digestión.

$$\text{As} = \frac{Q}{\text{chs}} = \frac{0.0125 \text{ m}^3/\text{seg} \times 86 \ 400 \text{ seg/día}}{22.5 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ día}}$$

$$\text{As} = 48 \text{ m}^2$$

$y$ m	$y/a$ m/m	$\sqrt{y/a}$	$\text{arc.tan}$ $\sqrt{y/a}$	$X/b$	$X$ m	$2X$ m
0.02	0.033	0.183	10.35	0.885	0.22	0.44
0.04	0.067	0.258	14.48	0.839	0.21	0.42
0.06	0.100	0.316	17.548	0.805	0.20	0.40
0.08	0.133	0.365	20.060	0.777	0.19	0.38
0.10	0.167	0.408	22.208	0.753	0.188	0.377
0.15	0.250	0.500	26.565	0.705	0.176	0.352
0.20	0.333	0.577	30.000	0.667	0.167	0.334
0.25	0.417	0.645	32.842	0.635	0.159	0.318
0.30	0.500	0.707	35.264	0.608	0.152	0.304
0.35	0.583	0.764	37.371	0.585	0.146	0.292
0.40	0.667	0.816	39.231	0.564	0.141	0.282
0.45	0.750	0.866	40.893	0.546	0.136	0.273
0.50	0.833	0.913	42.392	0.529	0.132	0.264
0.55	0.917	0.957	43.754	0.514	0.128	0.257

Tabla VI.1 Coordenadas de la sección curva del vertedor.

Relación largo ancho (l:w) 3:1.

si :

$$l = 12 \text{ m.}$$

entonces :

$$w = 4 \text{ m.}$$

Relación pendiente de las paredes de las tolvas en la cámara de sedimentación 4:5 (horizontal-vertical).

como :

$$W = 4 \text{ m.}$$

$$h = \frac{W}{2} \times \frac{5}{4} = 2.5 \text{ m.}$$

$$h = 2.5 \text{ m.}$$

$$\text{Vol} = \frac{b \cdot h \cdot l}{2} \times 1$$

$$\text{Vol} = \frac{4 \times 2.5 \times 12}{2}$$

$$\text{Vol} = 60 \text{ m}^3$$

Tirante mínimo sobre la cámara de sedimentación :

si :

$$h = 0.8 \text{ m.}$$

$$\text{Vol} = 12 \times 4 \times 0.8$$

$$\text{Vol} = 38.4 \text{ m}^3$$

bordo libre 0.4 m. mínimo.

Revisión del tiempo de retención :

tenemos que :

$$\text{Volumen total de la cámara} = 38.4 \text{ m}^3 + 60 \text{ m}^3 = 98.4 \text{ m}^3.$$

$$\text{tr} = \frac{\text{Vol}}{Q}$$

sustituyendo :

$$\text{tr} = \frac{98.4 \text{ m}^3}{0.0125 \text{ m}^3/\text{seg.}} \times \frac{1 \text{ hora}}{3600 \text{ seg.}}$$

$$tr = 2.186 \text{ hrs.}$$

Longitud del vertedor :

$$l = \frac{Q}{C_{hv}} \quad (C_{hv}: \text{carga hidráulica sobre el vertedor}).$$

$$l = \frac{0.0125 \text{ m}^3/\text{seg.}}{150 \text{ m}^2/\text{m día}} \times \frac{86\,400 \text{ seg.}}{1 \text{ día}}$$

$$l = 7.2 \text{ m. (metros lineales del vertedor).}$$

la longitud del vertedor será mayor o igual a 7.2 m.

La cámara de sedimentación deberá de contar con dos mámparas que impidan líneas de flujo superficial e inhiban los efectos del viento, así como también, impidan la salida de materia flotante en el efluente.

También, deberá de proveerse de una caja de entrada que uniformice el flujo hacia la cámara de sedimentación.

#### VI.4.2.2 CAMARA DE DIGESTION.-

A continuación, se tiene el dimensionamiento de la cámara de digestión el cual se llevó a cabo de acuerdo con los datos y especificaciones correspondientes (sección VI.3).

$$Vol = Q.tr$$

$$Vol = \frac{25 \text{ l/seg.} \times 86\,400 \text{ seg/día}}{150 \text{ l/hab/día}} \times 1.5 \text{ l/hab/día} \times 40 \text{ días}$$

$$Vol = 864 \text{ m}^3$$

El área superficial de la cámara de digestión incrementada un 50% para respiración y acumulación de natas será - de :

$$As = (48 \text{ m}^2 \times 2) + 50\%$$

$$A_s = 144 \text{ m}^2$$

si tenemos que :

$$l = 12 \text{ m.}$$

por lo tanto :

$$w = 12 \text{ m.}$$

la relación pendiente de las tolvas de la cámara de digestión es de 2:1.4 (horizontal-vertical).

como :

$$w = 12$$

$$h = 6 \times \frac{1.4}{2} = 4.2 \text{ m.}$$

por lo tanto, el volumen de las tolvas es :

$$\text{Vol} = \frac{w \cdot h \cdot l}{2}$$

$$\text{Vol} = \frac{12 \times 4.2 \cdot (12)}{2}$$

$$\text{Vol} = 302.4 \text{ m}^3$$

La altura requerida para la cámara de digestión será :

$$h = \frac{\text{Volumen de la cámara} - \text{Volumen de las tolvas}}{\text{área superficial}}$$

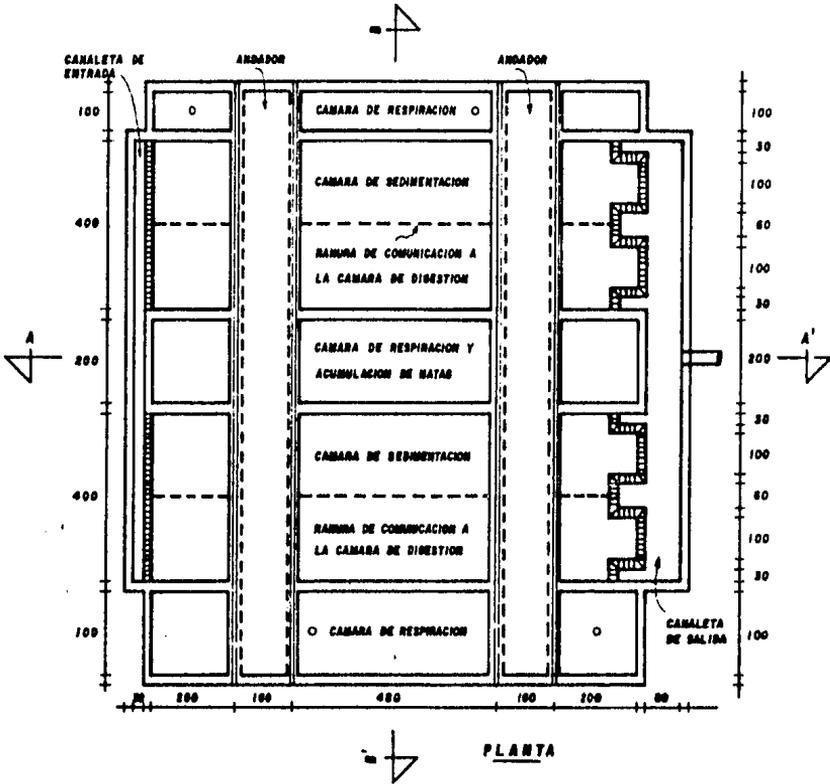
$$h = \frac{864 \text{ m}^3 - 302.4 \text{ m}^3}{144 \text{ m}^2}$$

$$h = 3.9 \text{ m.}$$

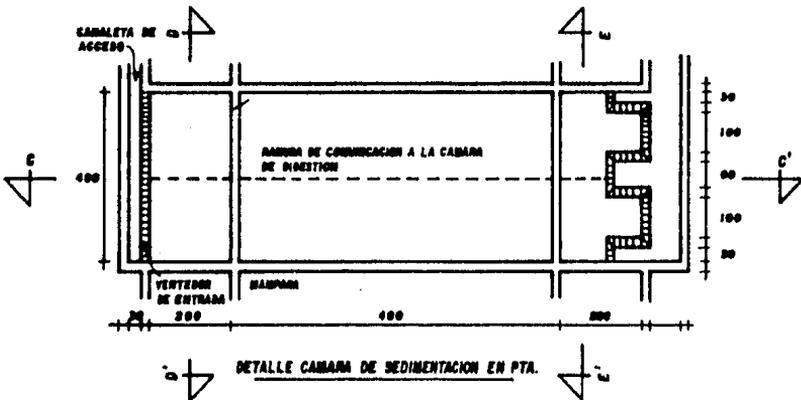
Revisión del tiempo de retención en la cámara de digestión.

El tiempo de retención requerido para llevar los lodos - hasta una digestión aproximada del 90% varía con la temperatura de la siguiente forma :

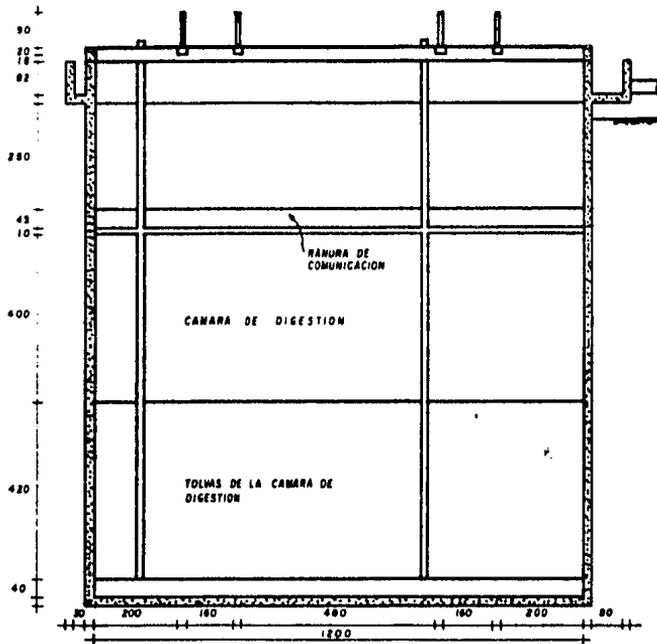
# TANQUE IMHOFF



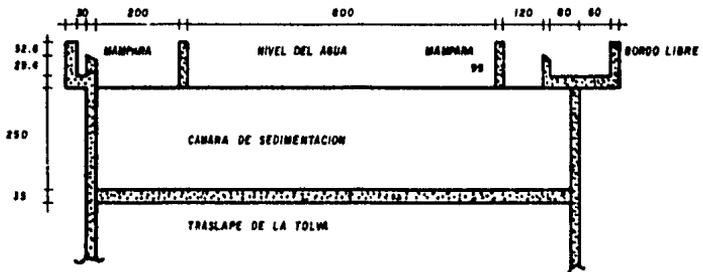
PLANTA



DETALLE CAMARA DE SEDIMENTACION EN PTA.



**CORTE A-A'**



**CORTE C-C'**

**FIG. XI-4**

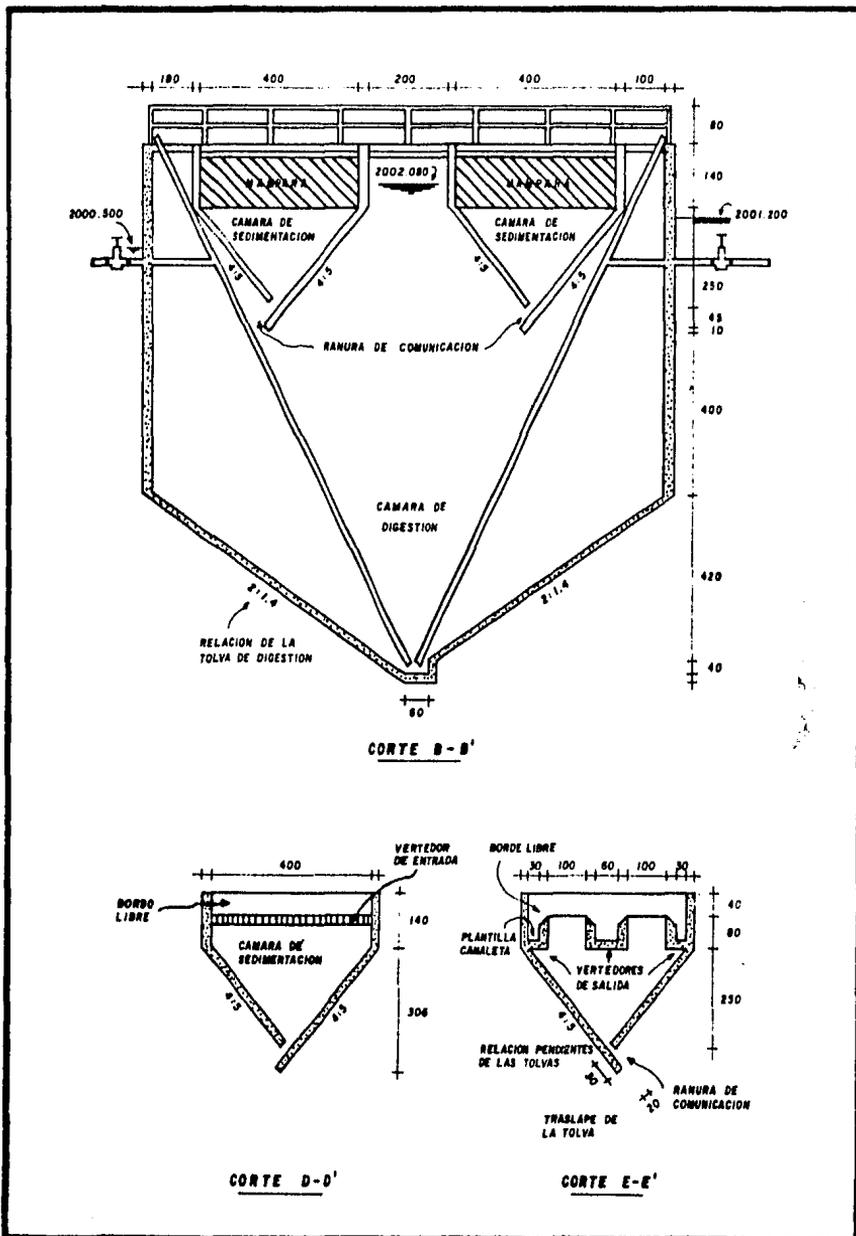


FIG. XI-5

<u>TEMPERATURA</u>	<u>TIEMPO DE RETENCION (tr)</u>
12 a 13°C	55 días
24°C	35 días
30°C	26 días

#### VI.4.3 CLORACION.-

El efluente de los tanques Imhoff requiere de un sistema de cloración antes de su disposición final al riego, evitando así los riesgos inherentes a este tipo de efluentes.

Dicho sistema de cloración constará básicamente de las siguientes unidades : caseta de cloración para la dosificación de gas cloro desde cilindros de 150 libras y tanques de contacto de cloro donde se intensifica el contacto del cloro con los compuestos orgánicos presentes (Fig.VI.1). Los pormenores del sistema son presentados a continuación, de acuerdo con los datos y especificaciones mostrados en la sección VI.3.

#### Requerimientos de cloro.-

requerimiento de cloro =  $Q \times$  dosis de cloro.

$$= 36.5 \text{ l/seg.} \times 15 \text{ mg/l} \times \frac{86\,400 \text{ seg/día}}{1\,000,000 \text{ mg/kg.}}$$

$$= 47.304 \text{ kg/día}$$

$$= 104.19 \text{ lb/día}$$

Para estas cantidades, el instituto de cloro recomienda una dotación de cilindros de 150 lb. de acuerdo -

al siguiente cuadro :

<u>En servicio</u>	<u>En reserva</u>	<u>En almacén</u>	<u>Tiempo de duración</u>
4	4	10 a 15	27 a 34 días

Dimensiones de los cilindros :

Altura 1.4 m.

Diámetro 0.3 m.

También deberá de contarse con un dispositivo para la detección de fugas de gas cloro.

El dispositivo de dosificación podrá ser por medio de cloradores, que van colocados directamente sobre el cilindro en la válvula y fijos con una conexión tipo yugo algunos de ellos cuentan con un medidor del gas cloro e indicadores de falla en el suministro.

Los equipos de cloración, bombas de ayuda, cloradores, básculas, etc., están a la disponibilidad de los proveedores siendo las especificaciones únicas, los requerimientos de cloro descritos en el cuadro anterior.

Las unidades de contacto de cloro requeridas de acuerdo a los efluentes de los tanques Imhoff, serán dos, cada una para 18.3 l/seg., las especificaciones de diseño de estas unidades proveen una relación largo-ancho de 2:1 con mámparas transversales para evitar cortos circuitos, además de ser provistas de

bypass y válvulas de purga para remover periódicamente los sólidos que se depositen en estas unidades.

El dimensionamiento de las unidades generalmente, es para un tiempo de retención de 30 minutos, tomando el caudal medio y de 15 minutos si se toma el máximo.

$$Vol = tr \cdot Q$$

$$Vol = 30 \text{ min.} \times 0.0183 \text{ m}^3/\text{seg.} \times 60 \text{ seg/min.}$$

$$Vol = 32.94 \text{ m}^3$$

Si :

$$h = 1.5 \text{ m.}$$

entonces :

$$As = 22.0 \text{ m}^3$$

la relación largo-ancho es 2:1

por lo tanto :

$$w = 3.32$$

y :

$$l = 6.64$$

Cada tanque contará con 4 mámparas como se puede apreciar en los diagramas de procesos que se muestran en las figuras VI.1 y VI.2, así como los detalles dimensionales al arreglo de tuberías de interconexión y equipo requerido.

#### VI.4.4 LECHOS DE SECADO.-

Los lodos digeridos, serán dispuestos al secado en lechos con objeto de aumentar su concentración y hacerlos-

manejables para su disposición final. En el diseño de los lechos de secado se ha considerado primordialmente los datos de precipitación pluvial y evaporación de los últimos 18 años.

La concentración media de sólidos y el volumen de lodos generados son estimados a continuación, de acuerdo a los datos y especificaciones de la sección VI.3 :

Concentración de sólidos = sólidos suspendidos totales x número de habitantes.

$$= 0.07 \text{ kg/hab/día} \times 14.505 \text{ hab.} (0.6)$$

$$= 609.21 \text{ kg/día}$$

Considerando una reducción de sólidos del 50% en la digestión de los lodos se tiene :

$$609.21 \text{ kg/día} \times 0.50 \times 40 \text{ días} = 12,184 \text{ kg.}$$

de donde :

$$\frac{\text{total de sólidos}}{\text{volumen de la cámara de digestión}} = \frac{12,184 \text{ kg.}}{864 (0.75)\text{m}^3} = 18.80 \text{ kg/m}^3$$

$$18.80 \text{ kg/m}^3 = 18.80 \text{ gr/l}$$

por lo tanto, la concentración media de sólidos en la cámara de digestión será de 1.88%.

El caudal esperado en los lechos de secado, asumiendo -- una concentración del 5% en los estratos inferiores de la cámara de digestión será de :

$$\frac{12,184 \times 365 \text{ días/año}}{40 \text{ días}} = 111,179 \text{ kg/año}$$

$$\frac{111,179 \text{ kg/año}}{50 \text{ kg/m}^3} = 2,223.58 \text{ m}^3/\text{año}$$

Los requerimientos de área para los lechos con un espesor de 0.3 m será de :

$$\frac{2,223,58 \text{ m}^3/\text{año}}{0.3 \text{ m.}} = 7\,411.9 \text{ m}^2$$

Basándose en los datos de precipitación y evaporación correspondientes a los últimos 18 años, mismos que se presentan en la tabla I.3 como promedios mensuales.

El total de lodos aplicados por metro cuadrado de lechos de secado es de 0.3 m. con una concentración de 5%, se tienen  $15 \text{ kg/m}^2$ , asumiendo una reducción después del drenado del 16% en los lechos de secado y una reducción posterior al 55% después de la evaporación se tiene :

$$\frac{15 \text{ kg/m}^2}{0.16} = 93.75 \text{ kg/m}^2$$

al llegar a un 55% se tendrá :

$$\frac{15 \text{ kg/m}^2}{0.55} = 27.27 \text{ kg/m}^2$$

por lo tanto, el agua a evaporar =  $93.75 - 27.27 = 66.5 \text{ Kg/m}^2$

$$66.5 \text{ kg/m}^2 \times \frac{1}{1000 \text{ kg/m}^3} = 0.0665 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

$0.0665 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times 1\,000 = 66.5 \text{ mm.}$  de agua a ser evaporada.

El periodo requerido en el lecho para evaporar la lluvia y los 66.5 mm. de agua en el mes más crítico (septiembre) deducido de la tabla I.3 corresponde a 76 días.

De donde el numero de veces que pueden ser llenados los lechos en un año resulta ser de :

$$\frac{365 \text{ días/año}}{76 \text{ días}} = 4.8 \text{ veces al año}$$

De donde el área neta requerida de lechos corresponde a:

área neta = requerimientos de área/número de veces que -

pueden ser llenados

$$= \frac{7\,411.9 \text{ m}^2}{4.8} = 1\,544 \text{ m}^2$$

suponiendo una purga de lodos cada 15 días, se tiene un volumen de purga de :

$$\frac{2\,223.58 \text{ m}^3/\text{año}}{365 \text{ días/año}} = 6.092 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

$$6.092 \text{ m}^3/\text{día} \times 15 \text{ días} = 91.38 \text{ m}^3 \approx 90 \text{ m}^3 \text{ de purga}$$

Por lo tanto, las dimensiones de los lechos de secado serán de :

$$\frac{90 \text{ m}^3/\text{purga}}{0.3 \text{ m}} = 3\,000. \text{ m}^2$$

el número de lechos de secado será de :

$$\frac{1\,544 \text{ m}^2}{300.0 \text{ m}^2} = 5.15 \approx 5 \text{ lechos de secado para la etapa}$$

con las siguientes dimensiones :

ancho 10.00 m.

largo 30.00 m. (Fig. VI.2)

Los rangos recomendados para lechos de secado en la bibliografía van desde  $0.09 \text{ m}^2/\text{hab.}$  hasta  $0.12 \text{ m}^2/\text{hab.}$

por lo que :

$$\frac{1\,544 \text{ m}^2}{14\,505 \text{ hab.}} = 0.1064 \text{ m}^2/\text{hab}$$

## 5.5 DISEÑO HIDRAULICO.-

El influente a la planta de tratamiento consiste en una tubería - de 305 mm. (12") de diámetro a presión que conducirá el agua residual a generarse en Valle de Bravo, Estado de México. Esta tu-

bería descargará a una caja de concreto (rompedora de presión), - la cual presenta dos salidos :

1. Un ByPass en tubería de asbesto-cemento clase A-7 con diámetro de 30 cm. (12") que descargará al río Amanalco el caudal en caso de estar fuera de servicio el sistema de tratamiento.
2. El influente a la estructura de desarenación, conduciendo el agua por una tubería de asbesto-cemento clase A-7 de 30 cm.- (12") de diámetro.

La estructura de desarenación se comunicará con los tanques Imhoff a través de las canaletas de acceso y una tubería de asbesto-cemento clase A-7 de 30 cm. de diámetro.

Los tanques Imhoff presentan dos efluentes.

1. Aguas tratadas.-salida de los tanques por vertedores rectangulares a una canaleta recolectora.
2. Lodos digeridos.-Se expulsan de la cámara de digestión por medio de una tubería de asbesto-cemento (Fig. VI.1) la que se conecta a tuberías de concreto simple y a través de éstas se depositarán los lodos en los lechos de secado.

La canaleta recolectora del efluente de los tanques Imhoff - (Fig. VI.2) se conectará a una tubería de 30 cm. de diámetro, la cual descargará al tanque de contacto de cloro.

El efluente del tanque de contacto de cloro consistirá en dos vertedores rectangulares con una contracción, y a su vez descargarán al canal de acceso del medidor Parshall. A partir de éste, el agua tratada se dispondrá al riego agrícola.

El sobrenadante de lodos depositado en los lechos de secado,

drenará hacia la tubería (BYPass). A continuación, se presenta el cálculo de las pérdidas de carga.

VI.5.1 PERDIDAS EN LA CONEXION DEL DESARENADOR Y EL CANAL DE ACCESO AL TANQUE IMHOFF.-

Datos :

$$Q_{\text{máx.}} = 95.93 \text{ l/seg.}$$

$$V = 0.3 \text{ m/seg. (en el desarenador)}$$

$$d_d = 0.533 \text{ m. (tirante en el desarenador)}$$

El sistema presenta una serie de pérdidas de carga de las llamadas locales; la primera de ellas se presenta en la comunicación del desarenador con el ducto de 30 cms., de diámetro.

Pérdidas de carga a la entrada del ducto.

Para calcular las pérdidas a la entrada del ducto, calcularemos primero la velocidad :

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$V = \frac{0.09593 (4)}{\pi(0.30)^2}$$

$$V = 1.357 \text{ m/seg.}$$

A continuación, calculamos la pérdida de carga de acuerdo a la fórmula general :

$$hf = \frac{KV^2}{2g}$$

donde :

$$K = 0.5 \text{ (Ref. 3)}$$

sustituyendo :

$$h_{f1} = \frac{0.5 \times 1.357^2}{19.62}$$

$$h_{f1} = 0.047 \text{ m.}$$

Pérdidas de carga en el ducto.

Para calcular las pérdidas de carga en el ducto, utilizamos la fórmula Universal, o de Chezy modificada por Darcy :

$$h_f = f \frac{L}{\phi} \times \frac{V^2}{2g}$$

en donde :

$f$  coeficiente de rugosidad; para asbesto-cemento = 0.01

$$h_{f2} = 0.01 \times \frac{1.00}{0.30} \times \frac{1.357^2}{19.62} = 0.003 \text{ m.}$$

Pérdidas de carga a la salida del ducto.

Aplicando la fórmula general, en donde en este caso el valor de  $K = 0.38$  (Ref. 4), aplicando la fórmula y haciendo operaciones tenemos que :

$$h_{f3} = 0.38 \times \frac{1.357^2}{19.62} = 0.036 \text{ m.}$$

La pérdida de carga total en la conexión de la estructura de sarenadora y el canal de acceso a los tanques Imhoff será la suma de  $h_{f1}$ ,  $h_{f2}$  y  $h_{f3}$  calculados anteriormente. Por lo tanto, tenemos que :

$$H_{f1} = h_{f1} + h_{f2} + h_{f3}$$

$$H_{f1} = 0.047 + 0.003 + 0.036$$

$$H_{f1} = 0.086 \text{ m.}$$

#### VI.5.2 PERDIDAS EN EL TANQUE IMHOFF.-

La unidad de tratamiento del agua, denominada Tanque - - Imhoff, tiene como estructura de acceso un canal rectan-

gular con los siguientes datos hidráulicos :

$$b = 0.30 \text{ m.}$$

$$V = 0.60 \text{ m/seg.}$$

$$Q_{\text{máx.}} = 0.048 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{Bordo libre} = 0.20 \text{ m.}$$

Con estos valores, calculamos el tirante en el canal mediante la siguiente expresión :

$$y = \frac{Q}{V.b.}$$

donde :

$y$  tirante en el canal

$b$  ancho

$V$  velocidad

$Q$  gasto

sustituyendo :

$$y = \frac{0.048}{0.60 \times 0.30} = 0.27 \text{ m.}$$

En el paso por la unidad de tratamiento (Imhoff) no se registran pérdidas de carga locales.

La canaleta del efluente del tanque Imhoff se diseñó con los siguientes datos :

$$Q = 0.048 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$V = 0.60 \text{ m/seg.}$$

$$b = 0.80 \text{ m.}$$

sustituyendo estos valores, en la expresión anterior.

tenemos :

$$y = \frac{Q}{V.b}$$

$$y = \frac{0.048}{0.60 \times 0.80} = 0.10 \text{ m.}$$

Las pérdidas locales en la canaleta se consideran nulas.

VI.5.3 PERDIDAS EN LA CONEXION DE LA CANALETA DE SALIDA Y LA TUBERIA DE CONDUCCION AL TANQUE DE CONTACTO DE CLORO.-

Pérdidas de entrada; no hay pérdidas por no trabajar - - ahogado el ducto.

$$h_{f_{3.1}} = 0$$

Pérdidas por fricción en el tramo horizontal.- Se calculó primeramente la velocidad en el ducto utilizando la ecuación de continuidad.

$$Q = AV$$

para :

$$Q = 0.048 \text{ m/seg.}$$

$$\phi = 0.30 \text{ m.}$$

tenemos que :

$$V = \frac{Q}{A} \text{ donde } A = 0.020 \text{ m}^2 \text{ (Ref. 5 )}$$

sustituyendo :

$$V = \frac{0.048}{0.020} = 2.4 \text{ m/seg.}$$

Con la fórmula Universal o de Chezy calculamos las pérdidas por fricción :

$$h_{f_{3.2}} = f \frac{L}{\phi} \times \frac{V^2}{2g}$$

$$h_{f_{3.2}} = 0.01 \times \frac{3}{0.30} \times \frac{2.40^2}{19.62} = 0.029 = 0.03 \text{ m.}$$

Total de pérdidas :

$$H_{f_3} = 0.03 \text{ m.}$$

VI.5.4 VERTEDEDOR DE SALIDA DEL TANQUE DE CONTACTO DE CLORO .-

Para calcularlo utilizamos la fórmula de Francis :

$$Q = 1.84 (L - 0.1 n h) h^{3/2}$$

donde :

$Q$  gasto

$L$  longitud de la cresta del vertedor

$h$  carga del vertedor

$n$  número de contracciones laterales

para el vertedor tenemos los siguientes datos :

$$Q = 0.048 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$L = 0.50 \text{ m.}$$

$$n = 1$$

sustituyendo estos valores, en la fórmula y por tanteos, llegamos

a :

$$h = 0.143 \text{ m.}$$

En el vertedor del tanque de cloro por simplicidad, se consi  
deran las pérdidas locales igual a cero.

#### VI.5.5 CANAL DE ACCESO AL MEDIDOR PARSHALL.-

Sus datos hidráulicos son :

$$Q = 0.096 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$b = 0.40 \text{ m.}$$

$$y = 0.427 \text{ m.}$$

Para calcular la velocidad, utilizamos la ecuación de conti-  
nuidad :

$$Q = AV$$

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$V = \frac{0.096}{0.40 \times 0.427} = 0.56 \text{ m/seg.}$$

**VI.5.6 LAS PERDIDAS EN EL MEDIDOR PARSHALL.-**

Se determina primero el tirante de llegada al medidor.

Con  $Q = 0.96 \times 22.827 = 21.9 \text{ M.G.D.}$ ; con este valor entramos a la figura 27 (Ref. 4) y obtenemos un valor de -  
 $H_a = 1.4 \text{ ft.}$

si :

$$H_a = 0.427 \text{ m.}$$

y :

$$H_b/H_a = 0.6$$

por lo tanto :

$$H_b = 0.6 \times 0.427 = 0.256 \text{ m.}$$

Por lo tanto, tenemos que las pérdidas totales en el Parshall serán :

$$H_{f_6} = H_a - H_b$$

sustituyendo :

$$H_{f_6} = 0.427 - 0.256$$

$$H_{f_6} = 0.171 \text{ m.}$$

**VI.5.7 LAS PERDIDAS DE CARGA TOTALES EN EL SISTEMA SON :**

$$H_f = H_{f_1} + H_{f_3} + H_{f_6}$$

sustituyendo :

$$H_f = 0.086 + 0.03 + 0.171$$

$$H_f = 0.287 \text{ m.}$$

## VI.6 OPERACION Y MANTENIMIENTO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO.-

La planta de tratamiento consta de las siguientes unidades : desarenador, tanques Imhoff, cloración, medidor parsall y lechos de secado. Para cada una de ellas se describe a continuación -- las recomendaciones a considerar para su operación y mantenimiento.

### VI.6.1 DESARENADORES.-

#### Operación.-

Las cámaras desarenadoras han sido diseñadas para operar alternadamente y con remoción manual de las arenas depositadas en el espacio de almacenamiento. En condiciones normales de trabajo, estos desarenadores deberán limpiarse cuando las arenas depositadas lleven un 50 a 60% del espacio de almacenamiento. Lo cual debe vigilarse cuando menos una vez por semana.

La operación alterna del desarenador se realizará, -- abriendo o cerrando las compuertas que se encuentran -- al inicio del canal desarenador. La limpieza de éstos se hará manualmente con palas y botes o carretillas, -- las arenas deberán ser dispuestas a los lechos de secado, si éstas presentan un marcado olor deberán ser enterradas para eliminar molestias.

#### Mantenimiento.-

Las paredes de los desarenadores, compuertas y los vertedores proporcionales requieren de limpieza frecuen--

te, dependiendo de las condiciones que éstos presenten, normalmente esta limpieza se hace con rastrillos de mango largo, y por medio de chorros de agua.

Dependiendo de las propiedades corrosivas del agua, cada seis meses deberán recubrirse las paredes anteriores del canal, así como las compuertas y vertedores -- proporcionales en contacto con el agua, con pinturas asfálticas, de hule clorado o de cloruro de polivinilo evitándose con esto, problemas de corrosión.

Los programas de lubricación y mantenimiento de las -- compuertas deberán de hacerse de acuerdo con la información suministrada por el fabricante.

#### VI.6.2 TANQUES IMHOFF.-

##### Operación.-

Las actividades relacionadas con la operación de un -- tanque Imhoff, pueden ser agrupadas bajo tres conceptos o rubros diferentes, de acuerdo a las actividades -- por realizar y su periodicidad: (1) Arranque del sistema; (2) Operación normal y (3) Mantenimiento periódico.

##### Arranque del Sistema.-

Una vez que se ha terminado con la construcción total -- del sistema formado por tanque Imhoff, sistema de drenado de lodos y lechos de secado, es conveniente probar el funcionamiento total del sistema, verificando -- que cada una de las partes constitutivas funcionen sin

*contratiempo.*

*Aún después de la prueba operacional, debe dejarse el tanque Imhoff lleno de agua por dos o tres días, con-objeto de observar la existencia de fugas internas, -- las cuales de existir, deberán de ser solucionadas de inmediato, ya que una fuga de este tipo durante la operación normal del sistema, puede agrandarse y contaminar el subsuelo al infiltrarse el agua negra, además - de provocar un mal funcionamiento del tanque como sistema de tratamiento.*

*Una vez comprobado que el sellado del tanque no permite fugas de líquido, se deberá proceder a aclimatar o inocular el contenido del tanque, agregándose una cantidad considerable de lodo digerido procedente de otro -- tanque o bien de estiércol fermentado si no existe en las zonas cercanas otro tanque.*

*Es recomendable iniciar la operación del tanque Imhoff en la primavera o a principios del verano, cuando la temperatura es más favorable para promover una digestión rápida.*

*El agregar estiércol fermentado o lodo digerido, sirve para acelerar la estabilización completa del proceso de tratamiento del tanque Imhoff, ya que de otra manera la mencionada estabilización se llevaría a cabo en un periodo de tiempo muy largo (4 a 6 meses), hasta --*

que la propia sedimentación del agua negra haya generado una cantidad suficiente de lodo, y en cuyo caso es recomendable el control del PH por arriba de 6.8 para prevenir condiciones acidas desfavorables. Esto se logra mediante la adición de lechadas de cal en la cámara de natas, cuidando de no agregar gran cantidad en un corto tiempo, lo que también afectaría la digestión adecuada.

Las actividades mencionadas anteriormente, se efectuarán además de en el arranque del sistema, después de cada lavado del tanque o bien, después de que se tenga que suspender su funcionamiento y se haya tenido que limpiar completamente, vaciando inclusive, el contenido de lodos.

#### Operación normal.-

Aunque teóricamente, cualquier sistema de tratamiento es capaz de proporcionar una eficiencia en la remoción de material y sustancias que provocan la degradación de la calidad del agua en cualquier cuerpo receptor, en la práctica, para poder lograr que la eficiencia teórica se cumpla es necesario por principio de cuentas, -- cumplir con todas las restricciones de diseño y construcción y lo que es tanto o más importante, es necesario efectuar las actividades relacionadas con la operación del sistema de la manera más cuidadosa y poniendo énfasis en la correcta realización de todas y cada una

de ellas, ya que el menor descuido puede provocar un -  
daño al proceso interno con graves consecuencias en --  
las características del efluente, o bién retardar o nu  
lificar el proceso de digestión de lodos regresándolo  
a la etapa de aclimatación o arranque del sistema.

#### 1.- Operación de la cámara de sedimentación.-

Diariamente se deberá mover con un desnatador, to  
do el material flotante (incluyendo grasas) que se  
encuentre tanto en las placas deflectoras, como en  
el espacio entre ellas y el vertedor de entrada y  
salida, cuidando de no provocar turbulencias que -  
arrastren este material hacia la caja de salida de  
la cámara de sedimentación. Es recomendable que -  
las natas o materia flotante removidas se sepulten  
en el terreno adyacente al tanque Imhoff, ya que -  
cualquier otro medio de disposición puede crear fo  
cos de infección o bien, generar olores desagrada  
bles.

Diariamente se deben inspeccionar las canaletas de  
entrada y salida, cuidando que no presenten un - -  
exceso de partículas sedimentadas dentro de ellas  
y que no exista ninguna obstrucción en los vertedo  
res, ya que deben estar completamente despejadas -  
para cumplir eficientemente con su finalidad.

Tres veces por semana deben raspase las paredes -  
de la cámara de sedimentación. El raspado deberá-

efectuarse tanto en las paredés verticales de la cámara, como en las inclinadas que forman parte de la tolva.

Dos veces por semana deberá verificarse que no exista alguna obstrucción en la ranura del fondo de la tolva por donde salen los lodos sedimentados hacia la cámara de digestión.

Como recomendación general, es importante no alterar el paso tranquilo del agua negra a través de la cámara de sedimentación al efectuar cualquiera de las actividades mencionadas, ya que de provocar alguna turbulencia se disminuye la eficiencia de la cámara en lo referente a la remoción de sólidos.

## 2.-Operación de la cámara de digestión.-

La periodicidad en la ejecución de las actividades relacionadas con la operación de la cámara de digestión es mucho menor a la que se tiene en el caso de la cámara de sedimentación, debido a las características propias del tratamiento de lodos. Las siguientes recomendaciones deben tomarse muy en cuenta, ya que de ello depende en gran parte que los lodos periódicamente extraídos del tanque, estén totalmente digeridos y no provoquen molestias adicionales.

El nivel de lodos dentro del tanque, deberá siem--

pre conservarse por abajo de 45 centímetros medidos a partir de la ranura en la cámara de sedimentación. Para cumplir con esta recomendación, se deberá utilizar una sonda, la cual se hace descender lentamente a través de la ventila de gases hasta que se aprecia que la lámina de la sonda sienta sobre la capa de lodos. La medición del nivel de lodos debe efectuarse una vez por semana.

La extracción de lodos debe realizarse una vez cada quince días. Esta recomendación debe tomarse con carácter tentativo ya que podrá modificarse -- para obtener siempre lodos bien digeridos. Como base para modificaciones en el periodo de extracción de lodos, debe tenerse presente que la digestión de ellos se hace más lenta en los climas fríos, por lo que si este es el caso, conviene espaciar un poco más las extracciones.

La operación de extracción de lodos debe efectuarse lentamente para evitar que éstos se apilen en los lechos de secado a los que se transportan, ya que debe hacerse una distribución uniforme sobre los mencionados lechos según se indica en la sección correspondiente.

La extracción de lodos debe suspenderse cuando se empiece a observar cambios en su color, esto es, -

cuando comiencen a presentarse estrías de color -- gris o café, lo que indica que los lodos no han al canzado su completa maduración. Por norma general, un lodo bien digerido, es de textura granular, de color negruzco, con un olor alquitranoso y tiene - la propiedad de deshidratarse rápidamente, lo que se advierte al separarse rápidamente los lodos del agua en la que se encuentran suspendidos.

Por ningún motivo debe extraerse más de la mitad - de los lodos almacenados durante la operación normal del tanque Imhoff, ya que se corre el riesgo - de eliminar el origen de la digestión para los lodos que tienen poco tiempo de haberse sedimentado.

Cuando se llegue a tapar la línea que conduce los lodos hasta los lechos de secado, se debe desprender inmediatamente el tapón formado mediante el -- uso de una vara larga o garrocha. Normalmente este tipo de problemas se presenta en la rama ascendente de la tubería y en la curva de salida, por - lo que en la mayoría de los casos un aditamento co mo el mencionado será altamente útil.

Para evitar que se formen tapones de lodo seco den tro de la tubería, al terminar el vaciado de lodos debe lavarse la línea de extracción con un chorro de agua a presión.

Las ventilas de la cámara de digestión, o sea los espacios libres que se encuentran libres de natas o sólidos flotantes que hayan sido arrastrados a la superficie por las burbujas de gas desprendidas por los lodos. Es conveniente que cada quince días se revisen las ventilas y en caso de que se encuentre materia flotante en ellas, se deberán extraer con el desnatador y sepultarlas inmediatamente.

Cuando se observe la formación de espumas en las ventilas para gas, es conveniente agregar una suspensión de cal hidratada a razón de 5Kg., por cada 1,000 habitantes servidos, mezclándola suavemente con la nata y la espuma sobrenadantes en las ventilas de gas. Este procedimiento debe repetirse periódicamente hasta que ya no se observe la formación de espumas en las ventilas, pues este fenómeno es indicativo de un mal funcionamiento de la digestión de lodos, que se corrige agregando cal hidratada en la proporción antes indicada.

#### Mantenimiento.-

Cuando menos una vez por semana debe limpiarse la cubierta del tanque por regado con manguera a presión y fregado con cepillo si esto fuera necesario.

Los alrededores del tanque deben conservarse despeja--

dos de arbustos o hierbas, ya que es importante que -- las instalaciones en un sistema de tratamiento den un -- aspecto agradable. De ser posible, los alrededores -- del tanque deben mantenerse cubiertos de pasto bien -- cuidado.

Una vez por semana, deberá verificarse el correcto funcionamiento del equipo mecánico que forma parte del -- sistema de tratamiento, ya que cualquier falla repercu -- tirá directamente sobre la eficiencia de los procesos -- de tratamiento llevados a cabo en el tanque Imhoff.

Las actividades relacionadas con el mantenimiento del -- tanque Imhoff.

Las actividades relacionadas con el mantenimiento del -- tanque Imhoff no se reducen sólo a la verifica -- ción de equipos o conservación de las unidades en con -- diciones adecuadas, ya que para su correcto funciona -- miento se requiere que :

- Una vez por semana se mida el caudal que está saliendo del tanque y se compruebe que está dentro de los -- rangos de diseño.
- Dos veces por semana se debe verificar el contenido -- de sólidos sedimentables en el efluente del tanque.

### VI.6.3 CLORACION.-

El uso del cloro en el sistema de desinfección, implica el co -- nocimiento profundo de la operación, mantenimiento y control --

para obtener los resultados esperados de este proceso. Es conveniente familiarizar al operador con los diagramas de flujo, las normas de seguridad y toda la información que para tal propósito presente el distribuidor del equipo.

#### Operación y Mantenimiento.-

Cada fabricante del equipo requerido en el sistema de cloración provee al consumidor de las instrucciones de operación y mantenimiento necesarias para su óptimo funcionamiento, las cuales deberán ser analizadas y llevadas a cabo con estricto apego y regularidad, como así lo indiquen.

En general, el cloro gaseoso en la atmósfera es sumamente tóxico e irritante, ya que reacciona con la humedad presente en la atmósfera formando ácido clorhídrico (HCL), que es sumamente corrosivo causando averías en los cloradores, cilindros, en el equipo eléctrico o mecánico que se encuentre cerca de la fuga de cloro. Chéquense todos los días las posibles fugas de cloro, ya que éstas al ser grandes, son localizadas por el olor pero las pequeñas no son notadas hasta que resultan los daños. Un depósito verdusco o rojizo sobre el metal indica un escape de cloro.

Siempre tape los extremos de cualquier conexión abierta para prevenir que la humedad penetre en las líneas. Nunca vierta agua sobre una fuga de cloro, ya que esto solo agravará el problema (cloro + agua → ácido clorhídrico).

La presencia de una fuga pequeña de gas cloro, puede localizar

se fácilmente mantenido una esponja o estropajo empapados con amoníaco, colocándolo cerca, pero no en el lugar de la fuga. -- El amoníaco produce vapores blancos en presencia de gas cloro. A intervalos regulares, es conveniente practicar esta prueba - en las juntas de la tubería, en la entrada y salida, así como - en las válvulas del clorador.

Cuando se efectúe una limpieza general del clorador, algunas - piezas se limpiarán primero con agua para remover la materia - soluble en agua, después con alcohol de caña o madera, seguida de un secado. Algunas piezas deberán limpiarse nada más con - agua y otras con alcohol. En ocasiones cuando un clorador se - tapa, es necesario limpiarlo con ácido clorhídico diluido, se - guido de un lavado con agua. Cada fabricante de cloradores, -- provee el mantenimiento adecuado del clorador y además de las - instrucciones de operación.

#### VI.6.4 MEDIDOR PARSHALL.-

El medidor Parshall, ha sido implementado ante la necesidad de contador con mediciones continuas de flujo de las aguas de de- secho.

##### Operación.-

La operación del medidor Parshall se limita a la toma de lectu- ras en los pozos y a la conversión de éstas en mediciones de - caudal. Para lo cual es recomendable tener una tabla de conver- siones adecuada, donde se obtengan mediciones directas.

##### Mantenimiento.-

El mantenimiento de la unidad se minimiza por su inherente ca-

pacidad para eliminar los sólidos que frecuentemente se acumulan en otras unidades de medición. La medición de los caudales, están basadas en las lecturas de las cargas (tirantes) en los pozos del medidor, por lo que deberán limpiarse frecuentemente las líneas de intercomunicación entre el pozo y el canal re moviendo todos los depósitos o acumulaciones que se encuentren presentes.

En el canal deberán limpiarse las paredes que tengan contacto con las aguas, esta operación se puede realizar con un cepillo, además deberá revisarse la estructura y el material de recubri miento cuando menos una vez al año, con el fin de mantenerlo en condiciones favorables.

#### VI.6.5 LECHOS DE SECADO.-

La generación de material sólido en la gran mayoría de los pro cesos de tratamiento de aguas residuales, ha provocado la con tinuación del tratamiento que se les da a los desechos domésti cos sobre los lodos que se generan. La implementación de le chos de secado, como complemento de los tanques Imhoff para dis minuir el volumen de los lodos, retirandoles la mayor canti dad posible del agua que contienen, mediante evaporación y as asentamiento del líquido, viene a satisfacer esta etapa del tratamiento. Haciendo así más eficiente el mane jo de los lo dos para el traslado hasta el sitio seleccionado para su dispo sición final.

#### Operación.-

Los lechos de secado se operan generalmente en forma intermi--

tente, ésto es, el lecho se llena con una carga de lodos, se dejan secar por 1, 2 o hasta 4 semanas dependiendo de las condiciones de filtración y evaporación y los lodos secos se remueven en forma manual para su disposición final.

Mantenimiento.-

El mantenimiento se limita a la revisión y reacondicionamiento del medio poroso, así como a la limpieza periódica de las unidades.

## C A P I T U L O VII

CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

*Este proyecto es importante pues cumple doble finalidad; una es la de sanear la Presa de Valle de Bravo, lo cual es de suma importancia ya que esta servirá para proveer de agua a la Ciudad de México y además se beneficiarán las tierras de cultivo de Santa María Pipioltepec al convertirlas en zonas de riego continuo lo cual significa un incremento en la productividad del campo.*

*Es importante hacer notar que para determinar la ubicación tanto de las plantas de bombeo, así como la planta de tratamiento se llevó a cabo un análisis detallado de los datos proporcionados por DETENAL, el Servicio Meteorológico y la CAVM. Así también cabe mencionar que la Presa Valle de Bravo formaba parte de la hidroeléctrica Miguel Alemán.*

*Para elegir el tipo de tratamiento que se utilizaría fue necesario conocer las condiciones topográficas de la zona elegida para ubicar la Planta de Tratamiento, y tener en cuenta que ésta no debe causar molestias ni enfermedades, así como tampoco provocar contaminación a las fuentes de abastecimiento de agua para uso doméstico.*

*Teniendo en cuenta las consideraciones expuestas en el párrafo anterior, así como la localización propuesta para ubicar la planta de tratamiento y considerando que el agua será utilizada en riego se llegó a la conclusión de que no se requiere un tratamiento más avanzado que el primario en base a Tanques Imhoff, debido a que en estos tanques se obtiene agua residual tratada a nivel primario, con la ventaja de que los lodos generales en el*

proceso prácticamente son digeridos en la misma unidad. El sistema de unidades Imhoff, no requiere de energía eléctrica y las variaciones horarias de caudal que se presentan en la población de Valle de Bravo no perjudican las unidades por su alto tiempo de retención, y el mantenimiento resulta mínimo considerando que carecen de equipo y que el acabado de las estructuras es aparente.

La corrección de todos los defectos encontrados aún durante el funcionamiento normal del tanque Imhoff deben de ser corregidos de inmediato, ya que de no ser así, se generaría un foco de infección, y la construcción del sistema de tratamiento se convertiría en una inversión inútil y probablemente con efectos contrarios a los esperados.

Un punto importante es la carga de bombeo, ya que las bombas utilizadas para éste proyecto son fabricadas en el extranjero, lo que significa que al adquirirlas provocará un costo mayor debido a la continua devaluación de la moneda nacional, podría optarse por hacer un análisis comparativo con bombas fabricadas en el país, lo cual en primera instancia redundaría en el número de estaciones de bombeo ya que tendría que aumentarse el número de éstas para dar la potencia requerida, por lo que se tendrían probablemente que incluir las siguientes plantas de bombeo: 2A, 5A, 5B y 5C, siempre que la topografía del terreno lo permitiese.

Otra opción sería, que se suprimiese parte del objetivo, esto es en lo referente a dotar de agua para riego a la zona de Santa María Pipioltepec. Esta solución consistiría en reubicar la planta de bombeo No. 6 y colocar la planta de tratamiento aguas abajo de la Presa de Valle de Bravo y una vez tratada el agua se mandaría a el río Tilostoc.

Es importante mencionar que una vez puesto en operación todo el Sistema - Cutzamala consumirá 1650  $\bar{M}$  de Kw.h anuales y por otro lado se dejaron de producir 1800  $\bar{M}$  de Kw.h al año, los cuales generaba la hidroeléctrica Miguel Alemán.

## NOMENCLATURA

A      área,  $m^2$   
As     área superficial,  $m^2$   
At     área transversal,  $m^2$   
P      potencia,  $kg\ m/s$ , H.P.  
Q      gasto,  $m^3/s$ , l/s, g.p.m.  
V      velocidad,  $m/s$   
Vol.   volumen,  $m^3$

chs    carga hidráulica superficial, m.  
chv    carga hidráulica sobre el vertedor, m.  
h      altura, m.  
hf     pérdidas, m.  
t      tiempo, s.  
tr     tiempo de retención, s.  
y      tirante hidráulico, m

$\gamma$     peso específico,  $Kg/m^3$   
 $\eta$     eficiencia, %

## REFERENCIAS

- 1.- SARH "Normas de Proyecto para obras de Alcantarillado Sanitario en - Localidades Urbanas de la República Mexicana"
- 2.- Plan de desarrollo integral del Estado de México.
- 3.- Simón Andrew L., Hidráulica Básica. Ed. Limusa Mex. 1982.
- 4.- C.V. Davis and K.E. Sorensen, Handbook of Applied Hydraulics, Ed. Mc. Graw-Hill, Third Edition 1969.
- 5.- Trueba Coronel S. Hidráulica, Ed. C.E.C.S.A. vigésima primera edición 1982.

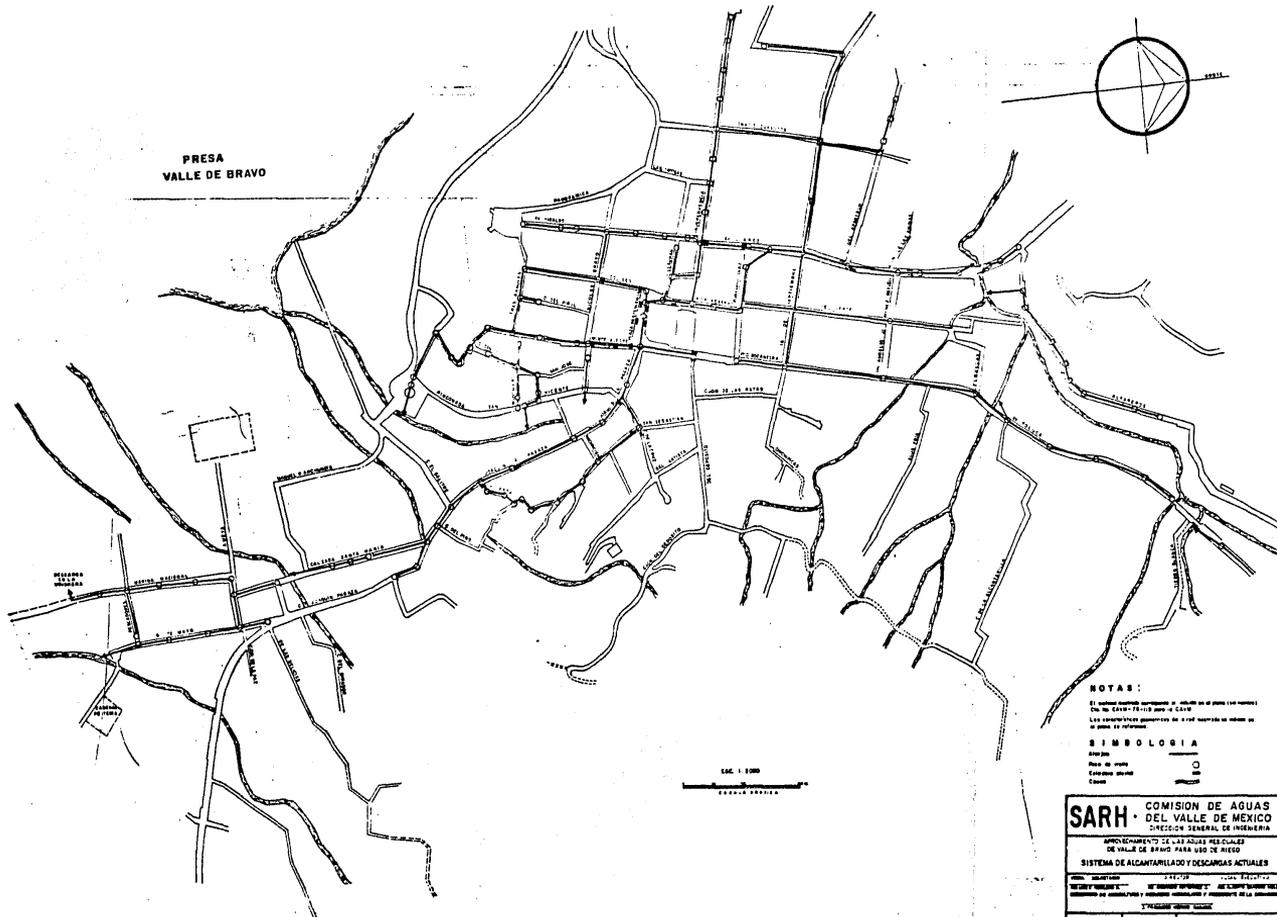
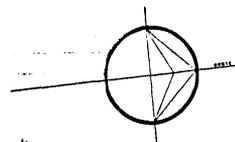
## BIBLIOGRAFIA

- 1.- Azevedo Netto, J.M. Manual de Hidráulica, México: HARLA, 1976.
- 2.- Karl Imhoff W.J. Muller and D.K.B. Thistlethwayte Disposal of Sewage and other Water-borne Wastes. London Butterworths second edition 1971
- 3.- H.E. Babbit, E.R. Baumann. Alcantarillado y Tratamiento de Aguas Negras Editorial Continental, S. A. Octava edición 1983.
- 4.- Departamento de Sanidad de New York. Manual de Tratamiento de Aguas Negras Ed. Limusa Wiley, S. A. Séptima edición 1983.
- 5.- E. Murguía Vaca. Ingeniería Sanitaria (Apuntes Facultad de Ingeniería UNAM) México 1974.
- 6.- Brian L. Goodman Disegn Hanbook of Waste Water Systems Technomic -- Publishing Co., Inc. 1971.
- 7.- Manual de Cloro, Instituto del Cloro, Cuarta Edición 1969.

*A P E N D I C E*



PRESA  
VALLE DE BRAVO



**NOTAS:**

El presente sistema comprende el canal de la Parra (ver plano CA-D-15-3255) y el canal de la Parra (ver plano CA-D-15-3256).  
La línea punteada representa el canal de la Parra (ver plano CA-D-15-3255).

**SIMBOLOGIA**

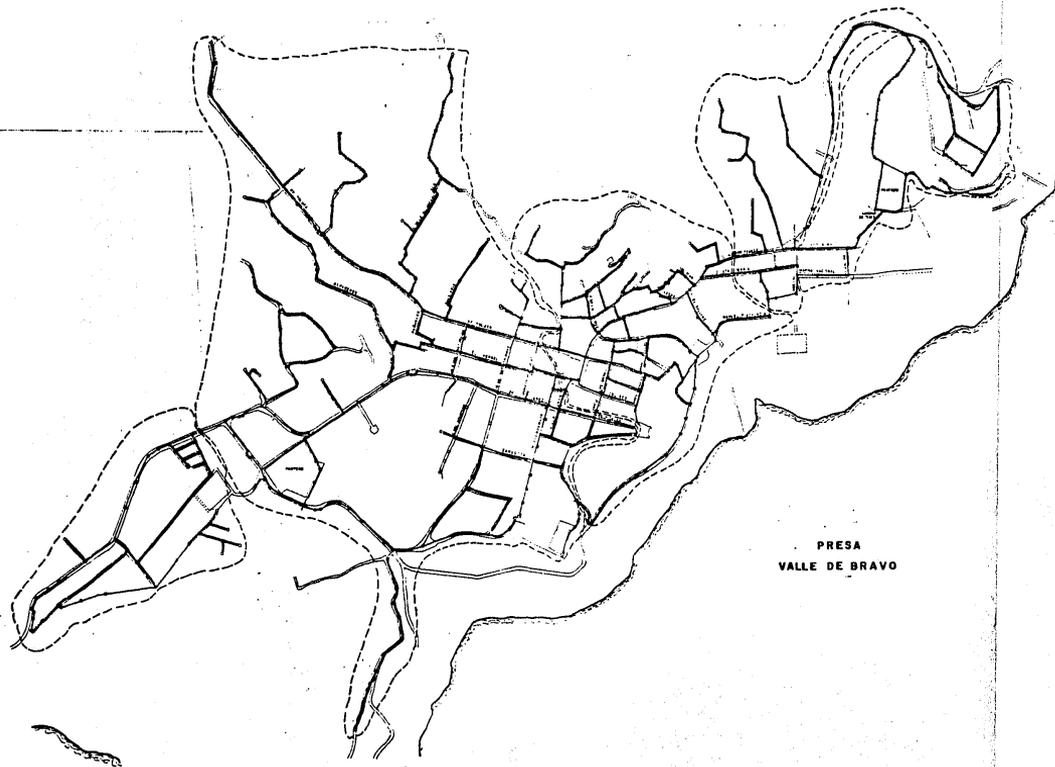
- Alto de agua
- Canal de agua
- Canal de riego
- Canal

**SARH** COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO  
DIRECCION GENERAL DE INGENIERIA DE VALLE DE BRAVO PARA USO DE RIEGO  
MANEJO DE LAS AGUAS RESERVAZADAS  
SISTEMA DE ALGANTARILLADO Y DESCARGAS ACTUALES

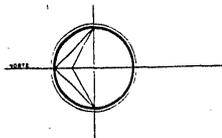
Elaborado por: INGENIERO EN AGUAS  
Revisado por: INGENIERO EN AGUAS  
Aprobado por: INGENIERO EN AGUAS

Escala: 1:5000

PLANO 2 | CA-D-15-3255



PRESA  
VALLE DE BRAVO

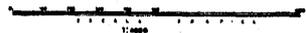


**NOTA:**

El presente croquis de asentamiento urbano se elaboró de acuerdo al CATU y se construyeron pautas de parcelación de lotes.

**SIMBOLOGIA**

Par de drenaje   
 Camino de superficie 



**SARH** COMISION DE AGUAS  
 DEL VALLE DE MEXICO  
 DISTRITO GENERAL DE INGENIERIA  
 DEPARTAMENTO DE LAS AGUAS DEL VALLE  
 DE VALLE DE BRAVO PARA LAS DE REJOS  
 PROYECTO DE RECONSTRUCCION Y AMPLIACION DE LA RED DE AGUAS ENTUBADAS  
 CUERPOS DE ABASTECIMIENTO

SECCION: "REJOS" CANTON: "REJOS"  
 "REJOS REJOS" - "REJOS REJOS" - "REJOS REJOS"  
 DISTRITO DE AGUAS Y REJOS REJOS Y REJOS DE LA COMARCA  
 "REJOS REJOS"  
 ABRIL 1974 PLANO 1 CA-O-13-3257



