

36  
20je.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
" A R A G O N "

" PROYECTOS TIPO PARA ABASTECIMIENTO DE  
AGUA POTABLE EN PUERTOS INDUSTRIALES Y  
ZONAS HABITACIONALES "

TESIS PROFESIONAL  
PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A :  
JUAN CARLOS ORTIZ LEON

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

SAN JUAN DE ARAGON,

ABRIL 1994



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGÓN  
DIRECCION

JUAN CARLOS ORTIZ LEON  
P R E S E N T E.

En referencia a su atento escrito de fecha 29 de noviembre del año en curso, por la que se solicita Cambio de Asesor en su trabajo de Tesis intitulado "PROYECTOS TIPO PARA ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN PUERTOS INDUSTRIALES Y ZONAS HABITACIONALES", mismo que propone sea dirigido por el profesor, ING. GILBERTO GARCIA SANTAMARIA -- GONZALEZ, con fundamento en el punto 6 y siguientes del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted -- reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPAÑOL"  
San Juan de Aragón, Edo. de México, Noviembre 30, 1993.  
EL DIRECTOR

H. EN I. CLAUDIO C. HERRERA CASTRO



- c.c.p. Lic. Alberto Ibarra Rosas, Jefe de la Unidad Académica.
- c.c.p. Ing. José Paulo Mejorada Mota, Jefe de Carrera de Ingeniería Civil.
- c.c.p. Ing. Gilberto García Santamaría González, Asesor de Tesis.

CCMC\*AIR\*ua.

## **AGRADECIMIENTOS**

**AL QUE ME DIO EL SER**

**A MIS PADRES: " A MI PADRE MUERTO, POR SU EJEMPLO Y A MI MADRE  
POR SU FORTALEZA "**

**A TODOS MIS AMIGOS Y PERSONAS QUE ME RODEAN O ME RODEARON**

**A MIS PROFESORES: "A LOS BUENOS Y MENOS BUENOS"**

**ME HARIA FALTA OTRO TOMO PARA AGRADECER A CADA UNO QUE INFLUYO  
EN MI PARA LOGRAR ESTO.**

# INDICE

	<b>INTRODUCCION</b>	6
<b>1</b>	<b>GENERALIDADES</b>	8
1.1	ACTIVIDADES PRELIMINARES	8
1.1.1	DATOS HISTORICOS	8
1.1.2	CATEGORIA POLITICA	8
1.1.3	POSICION GEOGRAFICA	8
1.1.4	UBICACION	9
1.1.5	ESTUDIOS SOCIOECONOMICOS	9
1.1.6	ESTUDIOS DE FACTIBILIDAD	9
1.2	ESTUDIOS DE CAMPO	9
1.2.1	GEOHIDROLOGICOS	9
1.2.2	TOPOGRAFICOS	9
1.2.3	CLIMATOLOGICOS	10
1.2.4	TOMAS DE MUESTRA DE AGUA Y AFOROS	10
1.2.5	CLASIFICACION DE SUELOS	10
1.2.6	RESISTIVIDAD	10
1.2.7	CARACTERISTICAS DE LA INGENIERIA ELECTRICA Y PUNTO DE TOMA DE CORRIENTE	10
1.2.8	OBTENCION DE PLANOS	10
1.2.9	OTROS	10
1.3	ACTIVIDADES DE LABORATORIO. CALIDAD DEL AGUA	11
1.3.1	CONDICIONES DE POTABILIDAD	11
1.3.2	ANALISIS DE CARACTERISTICAS DEL AGUA	11
1.3.3	ANALISIS FISICO	11
1.3.4	ANALISIS QUIMICOS	12
1.3.5	ANALISIS MICROSCOPICOS	12
1.3.6	ANALISIS BACTERIOLOGICOS	12
1.3.7	ANALISIS RADIOLOGICOS	13
1.4	ACTIVIDADES DE OFICINA	14
1.4.1	ESTUDIOS DE DOTACION	14
1.4.2	CONSUMO DOMESTICO	14
1.4.3	CONSUMO PUBLICO	14
1.4.4	CONSUMO INDUSTRIAL	14
1.4.5	CONSUMO COMERCIAL	15
1.4.6	FUGAS Y DESPERDICIOS	15
1.4.7	VARIACIONES EN EL CONSUMO	16
1.4.8	GASTO MEDIO ANUAL	17
1.4.9	GASTO MAXIMO DIARIO	17
1.4.10	GASTO MAXIMO HORARIO	17

<b>2</b>	<b>CONSUMOS Y DOTACIONES</b>	<b>18</b>
2.1	USO DEL AGUA	18
2.2	CONSUMOS	18
2.3	DOTACION	21
2.4	VARIACIONES	21
2.5	POBLACION DE PROYECTO	23
2.5.1	METODO ARITMETICO	23
2.5.2	METODO GEOMETRICO	23
2.5.3	METODO DE INCREMENTOS DIFERENCIALES	25
2.5.4	METODO PARABOLICO	25
2.5.5	METODO DE EXTENSION BAJO LA CURVA A OJO	26
2.6	DETERMINACION DE LA POBLACION DE PROYECTO EN ZONAS HABITACIONALES NUEVAS	26
2.6.1	EN ZONA HABITACIONAL	26
2.6.1.1	UNIDAD CELULA	26
2.6.1.2	UNIDADES BARRIO	26
2.6.1.3	UNIDADES DISTRITO	26
2.6.1.4	UNIDADES SECCION	27
2.6.2	SERVICIOS MINIMOS	27
2.6.2.1	CELULA	27
2.6.2.2	BARRIO	27
2.6.2.3	DISTRITO	27
2.6.2.4	SECCION	27
2.6.2.5	AREA METROPOLITANA	27
2.6.3	ZONAS VERDES Y ESPACIOS ABIERTOS	27
2.7	ESTIMACION DE DEMANDAS	28
<b>3</b>	<b>CONDUCCION</b>	<b>30</b>
3.1	LINEAS DE CONDUCCION	30
3.2	CONDUCCIONES DESCUBIERTAS	30
3.3	CONDUCCIONES CUBIERTAS	30
3.3.1	TUBERIAS	31
3.4	CALCULO HIDRAULICO	31
3.4.1	SECUELA DE CALCULO	32
3.4.2	METODO GRAFICO PARA LA DETERMINACION DEL DIAMETRO ECONOMICO EN CONDUCCIONES POR GRAVEDAD	33
3.4.3	ESTRUCTURAS Y ACCESORIOS	33
3.5	CONDUCCION A BOMBEO	34
3.5.1	SELECCION DEL DIAMETRO ECONOMICO	35
3.5.2	ANALISIS SIMPLIFICADO	36
3.6	ESTACION DE BOMBEO	37

<b>4</b>	<b>REGULARIZACION</b>	<b>38</b>
4.1	TIPOS DE TANQUES Y SU FUNCIONAMIENTO	38
4.1.1	TANQUES SUPERFICIALES	38
4.1.2	COLUMNAS REGULADORAS	39
4.1.3	TANQUES ELEVADOS	40
4.2	CALCULO DEL VOLUMEN DEL TANQUE DE REGULARIZACION	40
4.2.1	CALCULO ANALITICO	43
<b>5</b>	<b>DISTRIBUCION</b>	<b>45</b>
5.1	RED DE DISTRIBUCION	45
5.1.1	TIPOS DE REDES	45
5.1.2	DIAMETROS Y MATERIALES DE LAS TUBERIAS	45
5.1.3	PIEZAS ESPECIALES	46
5.1.3.1	CRUCEROS DE LA RED	46
5.1.3.2	VALVULAS DE SECCIONAMIENTO (COMPUERTA)	46
5.1.4	PRESIONES DE LA RED	46
5.1.5	VELOCIDADES DE LA RED	46
5.1.6	METODO DE ANALISIS	47
5.1.6.1	METODO DE HARDY-CROSS	47
<b>6</b>	<b>EJEMPLO DE APLICACION "EL CASO DEL PUERTO INDUSTRIAL DE ALTAMIRA"</b>	<b>50</b>
6.1	ANTECEDENTES	50
6.1.1	UBICACION	50
6.1.2	SERVICIOS	55
6.1.3	COMUNICACIONES	55
6.1.4	DESCRIPCION DEL MEDIO AMBIENTE	55
6.1.4.1	AIRE	55
6.1.4.2	VIENTOS	55
6.1.4.3	PRECIPITACION	57
6.1.4.4	TEMPERATURAS	57
6.1.4.5	CICLONES	57
6.1.4.6	AGUA	57
6.1.4.7	SUELO	58
6.1.4.8	FACTORES BIOTICOS	58
6.2	DESCRIPCION DE LA ZONA	59
6.3	OBTENCION DE LOS DATOS DE DISEÑO PARA EL PROYECTO	59
6.3.1	DISTRIBUCION DE LA SUPERFICIE	59
6.3.2	OBTENCION DE LA POBLACION DE DISEÑO	59

6.3.3	GASTOS DE DISEÑO	60
6.3.3.1	ZONA HABITACIONAL	60
6.3.3.2	ZONA INDUSTRIAL	60
6.4	DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCION	61
6.5	DISEÑO DEL TANQUE DE REGULARIZACION	63
6.6	RED DE DISTRIBUCION	65
6.6.1	ZONA HABITACIONAL	65
6.6.2	ZONA INDUSTRIAL	72
6.7	PIEZAS ESPECIALES	79
6.7.1	LISTA DE PIEZAS ESPECIALES DE LA RED DE LA ZONA HABITACIONAL	79
6.7.2	LISTA DE PIEZAS ESPECIALES DE LA RED DE LA ZONA INDUSTRIAL	81
6.8	CANTIDADES DE OBRA	83
6.8.1	ZONA HABITACIONAL	83
6.8.2	ZONA INDUSTRIAL	84
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	85
7.1	CONCLUSIONES	85
7.2	RECOMENDACIONES	85
	PLANOS	87
	ANEXOS	92
	BIBLIOGRAFIA	101

## INTRODUCCIÓN

En el presente trabajo de tesis, el cual se denomina "PROYECTOS TIPO PARA ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN PUERTOS INDUSTRIALES Y ZONAS HABITACIONALES", se exponen algunas de las normas más importantes que se siguen en la elaboración de proyectos de abastecimiento de agua potable.

Se propone una secuencia lógica para la elaboración de cualquier proyecto de abastecimiento de agua potable. El primer capítulo presenta aspectos generales que se deben considerar de la población en estudio, destacando los; geográficos, climáticos, culturales, económicos, etc., de los cuales depende en gran medida la construcción de dicho sistema. Una adecuada y suficiente información obtenida sera garantía de un buen conocimiento de la zona en estudio, y con esta decidir, donde y como se proyectara el sistema.

En el segundo capítulo se presentan algunas de los métodos de predicción de poblaciones que podrán ser útiles cuando se cuente con los datos estadísticos suficientes, y para el caso en que no se cuente con estos datos, se presenta también un criterio con el cual se puede proponer una población para el diseño y con la ayuda de algunas herramientas como; tablas de consumos para diferentes usos, donde se podrían obtener los gastos de diseño, o sea, el agua que se debe suministrar a esa población.

En el capítulo tercero se muestra la secuela de cálculo para el diseño de la línea de conducción, que es la que llevara el agua de la fuente de abastecimiento al tanque de almacenamiento o a la red de distribución (según sea el caso), la cual puede ser diseñada, dependiendo de su topografía, por bombeo o por gravedad.

En el cuarto capítulo se muestra la forma general de diseñar un tanque de almacenamiento, aunque también se hace mención de otros sistemas de regularización y almacenaje de agua, donde su importancia es vital ya que si el diseño no es adecuado podría ser insuficiente el agua que se suministrara al sistema, o estar sobrado y por tal motivo resultaría antieconómico el almacenaje.

En el quinto capítulo se muestra el criterio de diseño de la red de distribución de agua potable, mencionando solo el método de HAZEN-WILLIAMS, ya que resulta uno de los más confiables para cualquier tipo de red .

El sexto capítulo es la aplicación practica de lo contenido en los capítulos anteriores, en donde se toma para el diseño de todo el sistema, una zona que resulta singular por los problemas que presenta para su diseño, pero que a la vez es muy educativa la forma de solucionar estos problemas. El problema principal es que se tienen que diseñar dos sistemas de distribución en un solo proyecto, por un lado la zona habitacional y por otra la zona industrial, pero con puntos comunes como es la línea de conducción y la regularización del sistema.

La separación de las redes de distribución se ve obligada por la misma ubicación de los predios con respecto al dren que divide a las dos zonas, y la diferencia de gastos que conducirán las tuberías.

Por último se hace mención a las recomendaciones, por los problemas que pudiera presentarse en la aplicación de algunos de los métodos utilizados en el ejemplo de aplicación.

# **1. GENERALIDADES**

Un sistema de abastecimiento de agua potable consta fundamentalmente de las siguientes partes: obra de captación, línea de conducción, tanque de regularización o de almacenamiento, línea de alimentación y red de distribución. Eventualmente este incluye planta potabilizadora y la planta de bombeo.

Un buen servicio de agua potable debe suministrar agua de buena calidad, en cantidad suficiente, a la presión necesaria, a toda hora y en todos los puntos de la red.

Para estos fines se llevan a cabo actividades que norman el criterio del ingeniero con relación al medio en que va a operar. Estas actividades se resumen en lo siguiente:

- 1) Actividades preliminares
- 2) Estudios de campo
- 3) Actividades de laboratorio. Calidad del agua
- 4) Actividades de oficina
- 5) Elaboración del proyecto

Dentro de cada una de las actividades mencionadas anteriormente consideraremos los siguientes puntos:

## **1.1 ACTIVIDADES PRELIMINARES**

### **1.1.1 DATOS HISTÓRICOS**

Fecha de fundación, nombre o nombres de fundadores, razón de la fundación, significado del nombre de la población, acontecimientos históricos importantes.

### **1.1.2 CATEGORÍA POLÍTICA**

Se refiere a que si la población es capital de Estado, cabecera de municipio, parte de municipio, villa, delegación, ranchería, etc., y el estado a que pertenece.

### **1.1.3 POSICIÓN GEOGRÁFICA**

Se refiere a las coordenadas geográficas, es decir longitud y altitud, así como su altitud con respecto al nivel del mar.

#### 1.1.4 UBICACIÓN

En que región de un Estado de la República se encuentra, en que kilometraje de una ruta, o que desviación existe para llegar y por que medios.

#### 1.1.5 ESTUDIO SOCIOECONÓMICOS

Se refiere al tipo de población, de calles, de casas, de costumbres generales de los habitantes, servicios de que disponen, como son: agua potable, alcantarillados, energía eléctrica, teléfonos, correos, centros de higiene y salud, hospitales y sanatorios, mercados, rastros, templos, cines, teatros, panteones, datos censales; deben observarse el modo de vestir, los alimentos básicos, población que trabaja, número de analfabetas, fuentes de trabajo, locales y regionales, materias primas o productos elaborados de la localidad, salario mínimo y otros que den idea de la vida social y económica.

#### 1.1.6 ESTUDIO DE FACTIBILIDAD

Nos determina la posibilidad de realización de la obra en función de la capacidad de endeudamiento de la población

### 1.2 ESTUDIOS DE CAMPO

#### 1.2.1 GEOHIDRÓLOGICOS

Se refiere a la localización de fuentes de abastecimiento, superficiales y subterráneas según lo indiquen los estudios hidrológicos o geológicos; según su procedencia, se puede prever la cantidad y calidad, forma de prever la contaminación, época en que se dispone de mayor o menor cantidad de agua, forma y manera de disponer de esas fuentes y todo lo que la hidrología y la geología puedan darnos respecto a la disponibilidad de agua para la localidad.

#### 1.2.2 TOPOGRÁFICOS

Se hará un reconocimiento de la o las zonas de captación, de las probables líneas de conducción, de sitios probables de emplazamiento de la planta potabilizadora o caseta de cloración, así como del o los tanques de regularización o de almacenamiento, de las líneas de alimentación y de la población. Después de estos reconocimientos se harán los levantamientos topográficos, con su respectivo perfil en los casos necesarios de los sitios mencionados. En el levantamiento topográfico de la población se tomarán en cada cruceo las elevaciones del terreno. Estos estudios o levantamientos deben partir de "Bancos de nivel" referidos al nivel medio del mar. En ahorro de tiempo se pueden aprovechar los bancos localizados por los ferrocarriles o por caminos, por la S.A.R.H. o por otras dependencias oficiales o privadas.

### 1.2.3 CLIMATOLÓGICOS

Estos estudios se refieren naturalmente al tipo de clima, recurriendo a los registros de temperatura, poniendo atención a las máximas, mínimas y medias, se refiere también a la dirección de los vientos dominantes, a los períodos de lluvias e intensidad de éstas.

### 1.2.4 TOMAS DE MUESTRAS DE AGUA Y AFOROS

Se refiere a tomar con recipientes adecuados, con especiales precauciones sanitarias que más adelante se detallarán y a profundidades convenientes, las muestras representativas de las fuentes. Estas muestras servirán para análisis de laboratorio. Se aforará la fuente para determinar el gasto que aportan. De esta manera sabremos la cantidad y posteriormente la calidad del agua de la fuente que se trate.

### 1.2.5 CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Esta actividad nos indica el tipo de suelos que se va excavar, si es tierra (material clase A), roca suelta (clase B), roca fija (clase C)

### 1.2.6 RESISTIVIDAD

Es un estudio que se hace para determinar el potencial eléctrico del suelo, con miras a proteger catódicamente a la tubería en caso de que ésta sea metálica o tenga refuerzo metálico.

### 1.2.7 CARACTERÍSTICAS DE LA INGENIERÍA ELÉCTRICA, Y PUNTO DE TOMA DE CORRIENTE

Esta actividad se desarrolla con el fin de conocer el voltaje, frecuencia, ciclo, etc., para determinar el tipo de instalaciones eléctricas posteriores y necesarios en el sistema. El punto de toma de corriente es necesario para saber en dónde se conectará la líneas que alimentará de energía eléctrica a las partes del sistema que lo requieran.

### 1.2.8 OBTENCIÓN DE PLANOS

Se obtendrán los planos indicados en el cuadro sinóptico, tales como: predial, de pavimentos, de agua potable si hay, de alcantarillado si hay, instalaciones eléctricas, telefónicas, de gas, etcétera.

### 1.2.9 OTROS

Ademas de las anteriores actividades debe tomarse nota de los materiales existentes, su costo, localización. Debe anotarse también las zonas de crecimiento futuro, etc.

## **1.3 ACTIVIDADES DE LABORATORIO. CALIDAD DEL AGUA**

### **1.3.1 CONDICIONES DE POTABILIDAD**

Para que las aguas sean ingeridas por el hombre de manera que beneficien a su salud, es necesario que lleven en solución ciertas sustancias que las hacen agradables y nutritivas, como el oxígeno y bióxido de carbono y sales minerales de potasio, sodio, calcio y magnesio en cantidades pequeñas; pues el exceso hace impropia el agua para el consumo. Debe estar exenta de materias perjudiciales a la salud, libre de olores, colores y gérmenes infecciosos.

Su temperatura debe fluctuar entre 10 y 15°C y debe de ser de sabor agradable. Las aguas que reúnen estas condiciones son llamadas "aguas potables".

### **1.3.2 ANALISIS DE CARACTERISTICAS DEL AGUA**

Para conocer las características del agua se realizan una serie de análisis de laboratorio que se clasifican en: físicas, químicas, bacteriológicas y microscópicas. En la actualidad debe aumentarse un análisis más: el radiológico.

### **1.3.3 ANÁLISIS FÍSICO**

Estos análisis consisten en determinar la turbiedad, color, olor, sabor y temperatura.

La turbiedad se debe a la materia orgánica en suspensión: arcilla, barro, materia orgánica, organismos microscópicos, etc. Se pueden hacer desaparecer por la sedimentación, filtración, coagulación.

Sanitariamente es inocua si es debida a arcilla o a otras sustancias minerales, pero es peligrosa si la turbiedad proviene de aguas calcáreas o residuos industriales. La turbiedad no debe exceder del grado 10 de la escala de sílice, pero es conveniente que no sea mayor de 5.

El color proviene generalmente de la descomposición de materia vegetal, aunque a veces también proviene de las sales de hierro. En realidad el color se debe a materias en estado coloidal y en solución. Se quita por coagulación y filtración y también por el uso del carbón activado. No debe exceder del grado 20 de la escala normal de cobalto pero es preferible se mantenga por debajo de 10.

El olor y el sabor son dos sensaciones que tienen una relación íntima y van casi siempre unidas; sin embargo, a veces puede haber sabor en el agua sin que se le aprecie olor alguno. No existe forma de medir el olor y el sabor, por lo tanto en los análisis sólo

se indica si éste es aromático, mohoso, rancio, de color, etc. El olor se quita por aireación, por filtración, por coagulación y por el carbón activado.

La temperatura de la muestra se mide con termómetros especiales u ordinarios; debe estar comprendida entre 7 y 18°C.

### 1.3.4 ANÁLISIS QUÍMICOS

El análisis químico tiene estos dos objetivos:

1° Averiguar la composición mineral del agua y su posibilidad de empleo para la bebida, los usos domésticos o industriales.

2° Averiguar los indicios sobre la contaminación por el contenido de cuerpos incompatibles con su origen geológico. Lo que químicamente se determina es: contenido de sólidos totales, presencia de cloruros, cantidad de oxígeno consumido: contenido de nitrógeno amoniacal, nitritos y nitratos, dureza y alcalinidad, acidez, gases disueltos, metales y metaloides. La manera de hacer estas determinaciones y las cantidades tolerables de estas sustancias en el agua se verá en las pruebas de laboratorio.

### 1.3.5 ANÁLISIS MICROSCÓPICOS

Este análisis explica la presencia de olores y sabores inconvenientes, la obstrucción de filtros, el progreso en la autopurificación de corrientes, la presentación de un exceso de desechos industriales tóxicos, la presencia de aguas negras y por lo tanto, contaminación; ayuda en la interpretación de los análisis químicos; en el estudio de alimentos de peces, crustáceos y otros organismos acuáticos. En este examen generalmente se toman 500 c.c., que se filtran a través de arena fina; hecho esto, se lava la arena con una cantidad conocida de agua destilada y se toma 1 c.c. de ésta que en un portaobjeto se observa al microscopio. Se pueden encontrar: elementos inertes como arena, arcilla, restos vegetales, paja, polen, etc.; seres vivos, animales y vegetales cuya presencia no es peligrosa pero puede ser molesta porque son causa frecuente del mal sabor y olor del agua; elementos que indican contaminación por el hombre o por los animales, tales como restos textiles, elementos que provienen de materias fecales, parásitos intestinales; elementos que causan falta de filtración por el suelo o por falta de protección al captar el agua, restos de insectos, crustáceos o cadáveres completos de estos animales.

La mayor utilidad del análisis microscópico es encontrar las algas que producen el olor y el sabor.

### 1.3.6 ANÁLISIS BACTERIOLÓGICOS

Las bacterias son seres microscópicos de vida unicelular. Existen en diferentes lugares, pero por lo general cada tipo en su ámbito natural y su presencia en otro medio es

meramente accidental. La mayoría de las bacterias son inocuas y muchas de ellas son importantes en la ecología; unas cuantas son peligrosas y éstas son las patógenas o bacterias que causan enfermedad, otras no son siempre peligrosas por sí mismas pero están usualmente asociadas con formas patógenas. El bacilo Coli o B. Coli es un miembro de este grupo. El examen se hace para determinar el número de bacterias que pueden desarrollarse bajo condiciones comunes, así como detectar la presencia de bacterias del grupo intestinal, que en caso afirmativo, constituye un índice de que la contaminación es de origen fecal y sugiere la presencia de organismos patógenos. La ausencia de B. Coli indica la bondad del agua pues en este medio los gérmenes productores de enfermedades hídricas son menos resistentes que el B. Coli, por lo tanto, cuando la colimetría acusa resultados negativos no debe tomarse la presencia de otros gérmenes. La interpretación de los análisis está basada en las siguientes determinaciones:

1. Determinación del número de gérmenes (conteo de colonias) por  $\text{cm}^3$ , en gelatina a  $20^\circ\text{C}$  y en agua a  $37^\circ\text{C}$ .

2. Investigación de las bacterias del género *Escherichia*. Índice B. Coli.

Las bacterias desarrolladas en gelatina a  $20^\circ\text{C}$ , pueden incluir organismos dañinos o inocuos y su cuenta no debe exceder de 100 p.c.c., excepto en casos especiales como ríos muy turbios donde pueden llegar a 200 p.c.c., con la condición de que otros factores sean satisfactorios. La cuenta a  $37^\circ\text{C}$  interesa más que las anteriores y tiene más valor puesto que esta temperatura corresponde al cuerpo humano y las bacterias desarrolladas en esta prueba comprende aquellas que habitan en el cuerpo humano. La cuenta de bacterias indica la cantidad y no la calidad de la flora bacterial. En general su número no debe exceder de 100 p.c.c. en el agua potable y es deseable que no sea mayor que 10.

Con relación a la investigación de las bacterias del género *Escherichia* y el índice B. Coli, el reglamento para los análisis de potabilidad de las aguas de la República Mexicana, impone ciertos procedimientos que demandan pericia en actividades de laboratorio, por lo que la técnica e interpretación de resultados de estas pruebas se darán por personal de laboratorio debidamente preparados.

### 1.3.7 ANÁLISIS RADIOLÓGICOS

El avance de la ciencia y de la técnica ha impuesto el uso de elementos radiactivos que por lo mismo desechan las llamadas basuras radioactivas como consecuencia de actividades de investigaciones científicas en unos casos y como residuos de procesos industriales en otros.

Este análisis determina la radioactividad (neta, total, suspendida, disuelta); la presencia de estroncio total radioactivo, de estroncio total 90.

Las glándulas sexuales y los gametos son los tejidos más vulnerables y sobre los que la radioactividad ejerce mayor peligro. El material hereditario de las células productoras pueden experimentar modificaciones más o menos profundas (si no mortales para la célula) lo suficientemente intensas para modificar un gene.

## 1.4 ACTIVIDADES DE OFICINA

### 1.4.1 ESTUDIOS DE DOTACIÓN

Se entiende por dotación la cantidad de agua que se asigna a cada persona por día y se expresa en l/h/d (litros por habitante por día). Esta dotación es una consecuencia del estudio de las necesidades de agua de una población, quien la demanda para los usos siguientes: para saciar la sed, para preparación de alimentos, para el aseo personal, para el lavado de utensilios y vestido, para el aseo de la habitación, para el riego de las calles y jardines, protección contra incendios, para edificios o instalaciones públicas, para usos industriales, comerciales, etc. Los anteriores usos se resumen en: consumo doméstico, consumo público, consumo industrial, consumo comercial, fugas y desperdicios.

### 1.4.2 CONSUMO DOMESTICO

El consumo doméstico varía según los hábitos higiénicos de la población, nivel de vida, grado de desarrollo, abundancia y calidad del agua disponible, condiciones climáticas, usos y costumbres, etc. Es difícil establecer una cifra como puede apreciarse; sin embargo, en nuestro país puede estimarse entre 75 y 100 l/h/d, la cantidad básica para el consumo doméstico, que incluye necesidades fisiológicas, usos culinarios, lavado de ropa y utensilios, sistemas de calefacción y acondicionamiento de aire, riego de plantas y jardines privados, aseo de la vivienda y bienes inmuebles.

### 1.4.3 CONSUMO PÚBLICO

Este consumo se refiere al de los edificios e instalaciones públicas tales como: escuelas, mercados, hospitales, cuarteles, rastos, hidrantes, riego de calles, prados, jardines, servicios contra incendio, lavado de redes de alcantarillado. Este consumo es variable pero en nuestro país puede estimarse entre el 20 y 30% del consumo doméstico. El consumo público normalmente es excesivo debido a descuidos, pues el desperdicio en tales usos públicos se debe a daños en tuberías, llaves o accesorios cuya reparación inconscientemente se retarda. Para prevenir o atenuar estos desperdicios debe tratar de eliminarse los servicios gratuitos, pues en la sociedad impera la realidad de que lo es de todos está al cuidado de nadie.

### 1.4.4 CONSUMO INDUSTRIAL

Depende del grado de industrialización y del tipo de industrias, grandes o pequeñas. Las zonas industriales en muchos casos conducen a un desarrollo urbanístico que trae

como consecuencia un aumento en el consumo del agua. En el consumo industrial del agua, influye la cantidad disponible, precio y calidad, así como la profundidad de los mantos acuíferos que pueden ser explotados. En general las industrias de cierta magnitud se abastecen de forma particular de sus propios sistemas sin gravitar sobre el sistema general de la población.

#### 1.4.5 CONSUMO COMERCIAL

Depende del tipo y cantidad de comercio tanto en la localidad como en la región. Igual que las industrias, el comercio también conduce a una mayor concentración de la población; con la diferencia de que esta concentración es muy localizada por presentarse periódicamente; esta concentración demanda una mayor cantidad de agua.

#### 1.4.6 FUGAS Y DESPERDICIOS

Aunque las fugas y los desperdicios no constituyen un consumo, es un factor que debe ser considerado. En la vivienda influye en el consumo doméstico; pues es corriente contra filtraciones o fugas permanentes debido a desperfectos en las instalaciones domiciliarias. Estas pérdidas aunadas al mal uso de los consumos públicos y al irracional uso doméstico, conducen a incrementar el consumo general de agua. Las fugas y desperdicios que se presentan en todas las partes del sistema constituyen un porcentaje importante del consumo total. Estas pérdidas giran al rededor del 35% de la suma de los consumos antes citados.

Al determinar la cantidad que de cada uno de los conceptos anteriores requiere el individuo para la satisfacción de sus necesidades y reunirlos en una sola se tiene la "dotación".

En nuestro país no es común ni fácil hacer estos estudios, pero existe inquietud por realizarlos, pues la demanda cada vez mayor de los pueblos por gozar del servicio de agua potable está obligando a los técnicos a estudiar las necesidades de agua en cada población. Por ahora, la dotación se fija de acuerdo con el criterio del técnico, el que generalmente lo norma o guía la comparación con otra población, ya sea por el clima o por el grado de desarrollo. Una buena guía en estos casos es la siguiente tabla de consumos:

Consumo Doméstico .....	de 75 a 100 l/h/d
Consumo Público (20 a 30%) .....	de 20 a 25 l/h/d
Consumo Industrial (40 a 100%) .....	de 30 a 75 l/h/d
Consumo Comercial (15 a 50%) .....	de 10 a 40 l/h/d *

\* Porcentaje con relación al consumo doméstico.

A esta tabla se aumentará el 35% de la suma de los consumos, como fugas y desperdicios, quedando constituida de esta manera la "dotación normal".

A la anterior dotación se le incrementan otras cantidades que están en función del clima y de la población. Estos incrementos son:

Por influencia del clima:

Clima Tropical .....100 l/h/d

Clima Seco Caliente ..... 60 l/h/d

Clima Templado ..... 30 l/h/d

Por influencia de la magnitud:

de 25 000 a 30 000 .... habitantes ..... 30 l/h/d

de 50 000 a 100 000 .... habitantes ..... 50 l/h/d

de 100 000 a 200 000 .... habitantes ..... 70 l/h/d

de 200 000 en adelante habitantes ..... 100 l/h/d

La dotación que constituye la "dotación normal" es el mínimo que debe darse en una población.

La Secretaría de Desarrollo Social (SEDESOL) antes Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología (SEDUE), propone en sus "Normas de proyecto para Obras de Abastecimiento de Agua Potable en la República Mexicana", las siguientes dotaciones que están en función de la magnitud y el clima de las poblaciones.

	Habitantes	Cálido	Templado	Frío
de	2 500 a 15 000	150	125	100 l/h/d
de	15 000 a 30 000	200	150	125 l/h/d
de	30 000 a 70 000	250	200	175 l/h/d
de	70 000 a 150 000	300	250	200 l/h/d
de	150 000 en adelante	350	300	250 l/h/d

#### 1.4.7 VARIACIONES EN EL CONSUMO

Un sistema es eficiente cuando en su capacidad está prevista la máxima demanda de una localidad. Para diseñar las diferentes partes de un sistema se necesita conocer las variaciones mensuales, diarias y horarias del consumo. Interesan las demandas medias, las máximas diarias y las máximas horarias. Estas demandas que representan volumen de

agua en unidad de tiempo se llaman "gastos". Así tenemos el "gasto medio anual" (Qm.a.), el "gasto máximo diario" (Qm.d.), y el "gasto máximo horario" (Qm.h.).

#### 1.4.8 GASTO MEDIO ANUAL

Es el gasto que en término medio se consume en un día cualquiera del año; se obtiene de la siguiente manera:

$$Qm.a. = \frac{P \times D}{86\,400} \text{ (l.p.s.)}$$

P = Población

D = Dotación en l/h/d.

#### 1.4.9 GASTO MÁXIMO DIARIO

El consumo medio anual sufre variaciones en más y en menos, pues hay días que por la actividad, la temperatura u otra causa, se demanda un consumo mayor que el medio anual; este consumo en más se estima que fluctúa entre 120 y 180%, pero en poblados pequeños llega a 200%. En general en la República Mexicana el máximo consumo se registra entre mayo y julio. Al máximo consumo diario se le llama "gasto máximo diario" y el coeficiente con que se afecta al "gasto máximo anual", para obtener este "gasto máximo diario" se le llama "coeficiente de variación diaria". Este gasto es el que debe aportar como mínimo la fuente de abastecimiento, y es el que debe llevar la línea de conducción y con el que se calcula la capacidad de la planta potabilizadora y del tanque de regulación. Se representa por Qm.d. y se expresa en l.p.s.

#### 1.4.10 GASTO MÁXIMO HORARIO

A su vez el "gasto máximo horario" sufre variaciones en las distintas horas del día, por lo que en el día de mayor consumo lo que interesa es saber qué hora de las 24 se requiere mayor gasto. Se ha observado que en las horas de mayor actividad se alcanza hasta un 150% del "gasto máximo diario". A esta variación del consumo se le llama "gasto máximo horario" y al coeficiente con que se afecta al "gasto máximo diario" se le llama "coeficiente de variación horaria". Se representa por Qm.h. y se expresa en l.p.s.

## **2 CONSUMOS Y DOTACIONES**

### **2.1 USO DEL AGUA**

Generalmente, las aguas se clasifican, según el uso, en agua de uso doméstico, comercial, industrial, público y para la agricultura. En las de uso doméstico se incluye toda el agua gastada en las viviendas. La cantidad del consumo doméstico varía con el nivel de vida, pero es proporcional al número de habitantes. En las de uso comercial se incluye el agua gastada en los distritos o zonas comerciales o mercantiles, por personas que no habitan en ellas. El agua de uso comercial se utiliza en pequeñas manufacturas, y al mismo tiempo también en usos domésticos y; por consiguiente, el consumo no puede establecerse con arreglo al número de usuarios de la zona comercial. Tal gasto es mejor estimarlo con arreglo a la superficie del suelo de los edificios allí situados. El agua de uso industrial sirve para fines de fabricación y la cuantía de este uso no guarda relación alguna con la población o número de habitantes de una zona industrial. El agua de uso público o municipal sirve para limpiar calles y alcantarillas, riego de parques y jardines, combate de incendios, usos recreativos y de ornato así como también para edificios públicos o sin "medidor". A veces se clasifican como de uso público las pérdidas de agua por fugas en la red, las cuales representan frecuentemente una parte considerable del suministro total. El agua para la agricultura se utiliza para fines de riego pero es preferible que a este uso no le dé servicio el sistema de abastecimiento de agua potable de la población. En la figura 2.1 se muestra el uso que se le da al agua.

### **2.2 CONSUMOS**

Los consumos de agua varían con los países e incluso con las regiones, así, en las ciudades se consume mayor cantidad que en las zonas rurales. En efecto, las condiciones climatológicas e hidrológicas de la región considerada, las costumbres locales y el género de actividad de los habitantes tiene una influencia directa en las cantidades de agua consumida. Específicamente los factores que determinan el consumo son los que se describen a continuación:

a) Cantidad de agua disponible.

La dificultad para disponer de agua en las fuentes de abastecimiento limita en ocasiones la cantidad a distribuirse.

b) Tamaño de la población.

A medida que la población crece, aumenta sus necesidades de agua, destinada principalmente a usos públicos e industriales.

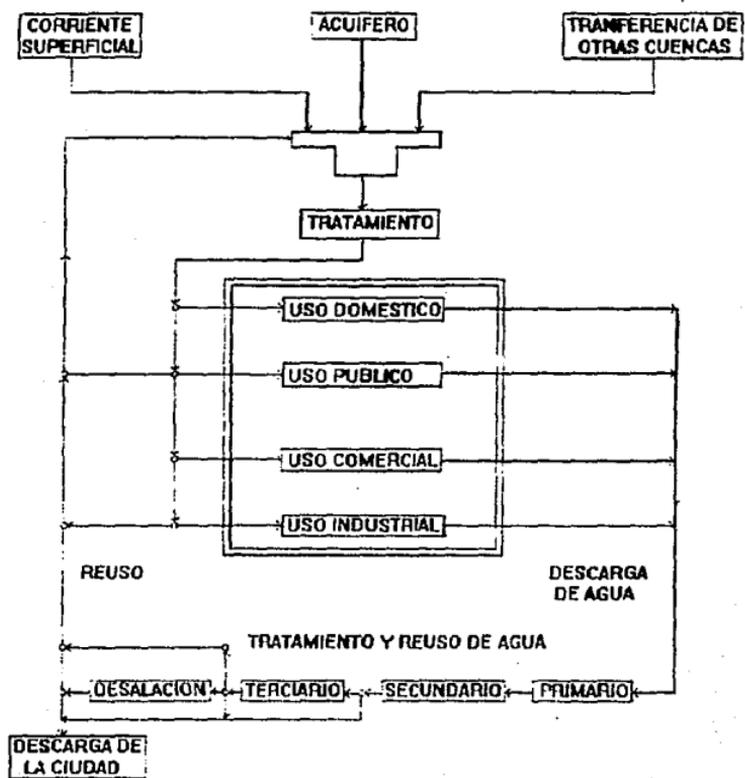


FIGURA 2.1 USOS DEL AGUA

c) Características de la población.

El consumo per-capita dependerá de la actividad básica y costumbres de la población, así como las características de dicha actividad.

d) Clima.

Los climas extremos son los que más influencia tienen en el consumo de agua, ya que elevan éste cuando el clima es cálido y lo disminuyen cuando es frío, aunque en este caso puede también incrementarse el consumo debido al uso de la calefacción y a la rotura de tuberías por la congelación de agua.

e) Nivel económico.

A medida que el nivel económico de una población mejora, aumentan las exigencias en el consumo de agua.

f) Existencia de alcantarillado.

Cuando una población cuenta con redes de alcantarillado a través de las cuales los materiales de desecho son fácilmente eliminables, el consumo de agua es más elevado que en poblaciones donde no se cuenta con tal servicio.

g) Clase de abastecimiento.

El consumo en poblaciones que cuentan con un sistema público de abastecimiento es mayor que en aquellas que tienen sólo un sistema rudimentario.

h) Calidad del agua.

El consumo de agua aumenta cuando su calidad es mejor debido a que diversifica sus usos.

i) Presión en la red.

La presión en la red afecta el consumo a través de los derroches y pérdidas. Una presión excesiva aumenta la cantidad de agua consumida debido a las pérdidas en las juntas y los derroches en las piezas defectuosas.

j) Control de consumo.

El uso de medidores provoca una disminución en el consumo de agua ya que el usuario tiene que pagar según el volumen empleado.

k) Costo de agua.

Al aumentar el costo del agua se observa una disminución en el consumo, pero pasado un tiempo tiende a los consumos anteriores; lo mismo sucede con la instalación de medidores.

l) Edad de la red.

Se observa que entre más antigua es una red, mayores fugas tiene. La cantidad de fugas dependerá también de los servicios de conservación dados a la red.

### 2.3 DOTACIÓN.

Se entiende por "dotación", la cantidad de agua que se asigna a cada habitante y que comprende todos los consumos de los servicios que se hacen en un día medio anual. Por supuesto que la dotación de agua potable, si el sistema de abastecimiento es eficiente y suficiente, es función del clima, del número de habitantes y sus costumbres, del costo de agua distribuida y de las medidas de control para evitar fugas, desperdicios y hacer uso racional de ella. Se considera para fines de proyecto ya sea la aplicación de los datos experimentales que se recaben en la población en cuestión, los que se adapten de otras en condiciones similares o, a falta de éstos se acaten normas de dotación media en función del número de habitantes y el clima.

### 2.4 VARIACIONES.

El consumo medio anual de agua en una población es el que resulta de multiplicar la dotación por el número de habitantes y por los 365 días del año:

$$V_{ma} = \frac{D \times P \times 365}{1000} \quad \text{donde:}$$

$V_{ma}$  = consumo medio anual  $m^3$

$D$  = es la dotación en l/hab/día

$P$  = número de habitantes

El consumo medio diario anual ( $V_{md}$ ) en  $m^3$  es por consiguiente:

$$V_{md} = \frac{D \times P}{1000}$$

y el gasto medio diario anual ( $Q_m$ ) en litros por segundo es:

$$Q_{m.a} = \frac{P \times D}{86400} \quad (\text{l.p.s.})$$

donde: 86 400 son los segundos que tiene un día

Las condiciones climáticas, los días de trabajo etc., tienden a causar amplias variaciones en el consumo de agua. Durante la semana el lunes se producirá el mayor consumo y el domingo el más bajo, En algunos meses se observara un promedio diario de consumo más alto que el promedio anual. Especialmente el tiempo caluroso producirá una semana de máximo consumo y ciertos días superaran a otros en cuanto a su demanda. También se producen puntas de demanda durante el día. Habrá una punta por la mañana al empezar la actividad del día y un mínimo hacia las cuatro de la madrugada.

El gasto máximo diario alcanzará probablemente el 120% del diario medio anual y puede llegar hasta el 150%, es decir

$$Q_{md} = Q_m \times CVD$$

donde:

$Q_{md}$  = es el gasto máximo diario en litros por segundo.

$Q_m$  = es el gasto medio diario anual en litros por segundo.

$CVD$  = es el coeficiente de variación horaria.

El gasto máximo horario será probablemente de alrededor del 150% del promedio para aquel día y puede llegar hasta el 200%, o sea

$$Q_{mh} = Q_m \times CVD \times CVH \quad \text{donde:}$$

$Q_{mh}$  = es el gasto máximo horario en litros por segundo.

$CVH$  = coeficiente de variación horaria

De acuerdo con las normas mexicanas, se tienen los siguientes valores de los coeficientes de variación:

$CVD$  1.2 a 1.5

$CVH$  1.5 a 2.0

Los valores comúnmente usados para proyecto en la República Mexicana son:

$CVD = 1.2$        $CVH = 1.5$

## 2.5 POBLACIÓN DE PROYECTO

En general, al diseñar un sistema de abastecimiento de agua potable, el ingeniero debe basarse en ciertos datos que proporcionará la población futura (de proyecto) con el fin de realizar un diseño adecuado para determinado tipo de población en un cierto tiempo estimado. Esta población, entonces, corresponde al número de habitantes que corresponde al que se tendrá el último día del período de diseño que se fijó.

El análisis de los métodos de diseño son el resultado de estudios, que en algunos casos sólo se adecúan a la predicción de poblaciones pero que originalmente estaban destinadas a otro fin, que en general son modelos matemáticos, utilización de porcentajes o incrementos y, en algunos otros, suposiciones geométricas o gráficas, que nos dan una idea aproximada de como se comportara el crecimiento de una población determinada en determinado lapso de tiempo. Pero por ser modelos teóricos en los cuales se utilizan fundamentalmente datos proporcionados por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI), los cuales no dejan de ser valiosos, se limitan a dar a conocer solo datos estadísticos que pudieran ser confiables en buena cantidad de ocasiones, pero no siempre ocurre así, ya que casi en todos los casos el crecimiento de la población no solo depende de un porcentaje anual de natalidad, y se registran cambios en el comportamiento de una población cualquiera, condicionada también por efectos sociales, económicos, políticos, culturales y en muchos casos hasta los medios de comunicación, que intervienen cada instante aun más en el comportamiento de los individuos, estos problemas que se les presentan a todas la poblaciones no pueden ser registrados estadísticamente, por lo cual el criterio del ingeniero debe ser el que decida cual es la mejor forma de suponer la población futura de alguna localidad.

A continuación se describen algunos métodos que podran ser útiles para la predicción de poblaciones futuras.

### 2.5.1 MÉTODO ARIMÉTICO

El método arimético tiene como característica un incremento de población constante para incrementos de tiempo iguales y, en consecuencia la velocidad de crecimiento, o sea la relación del incremento de habitantes y el período de tiempo es una constante, expresado como ecuación, se tiene

$$\frac{dP}{dt} = Ka \quad \text{o bien:}$$

$$dP = Ka dt \quad (1)$$

donde P es la población; t tiempo y Ka una constante que significa el incremento de población en la unidad de tiempo (año, decenio, etc.). Integrando (1)

$$\int_1^2 dP = K_a \int_1^2 dt$$

$$P_2 - P_1 = K_a (t_2 - t_1) \dots\dots (2)$$

de la ec. (2) se obtiene  $K_a$ :

$$K_a = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1} \quad (3)$$

Para el momento  $T$  cualquiera se tiene la ecuación lineal

$$P = P_2 + K_a (T - t_2) \dots (4)$$

donde el índice "2" se considera para los datos iniciales ( $P_2$ , población inicial en el tiempo  $t_2$ ).

### 2.5.2 MÉTODO GEOMÉTRICO

El método geométrico de crecimiento de población se caracteriza por tener una variedad de crecimiento de la población en cada instante de tiempo, o sea

$$\frac{dP}{dt} = K_G P$$

ó

$$\frac{dP}{P} = K_G dt \quad (5)$$

donde  $K_G$  es la velocidad de crecimiento cuando la población  $P$  es la unidad.

Integrando la ecuación (5)

$$\int_1^2 \frac{dP}{P} = K_G \int_1^2 dt$$

$$\ln P_2 - \ln P_1 = K_G (t_2 - t_1) \dots\dots\dots (6)$$

y de la ecuación (6)

$$K_G = \frac{\ln P_2 - \ln P_1}{t_2 - t_1} \quad (7)$$

Para un momento T cualquiera:

$$\ln P = \ln P_1 + K_G (T - t_1) \quad \dots\dots\dots (8)$$

Quando se pone un crecimiento en progresión geométrica, los valores que se obtienen para la población futura son mayores que los que se obtendrían si se supone un crecimiento en progresión aritmética.

La expresión (8) puede escribirse:

$$\ln P = \ln P_0 + K_G t \quad (8')$$

donde  $P_0$  es la población cuando  $t=0$ . Tomando antilogaritmos a (8') se obtiene:

$$P = P_0 e^{K_G t} \quad (9)$$

La ecuación (9) que es conocida como de capitalización con interés compuesto, es decir, el interés periódico se capitaliza aumentando el capital anterior y usualmente se presenta como  $(1+i)^t$ , donde  $i$  es la tasa de interés y la expresión de  $P$  quedará;

$$P = P_0 (1+i)^t \quad (10)$$

Ambas expresiones, la (8) y la (10) corresponden al modelo geométrico de crecimiento. Aunque comúnmente se ha aceptado el referirse a la expresión (10) como método de interés compuesto.

### 2.5.3 MÉTODO DE INCREMENTOS DIFERENCIALES

Este método consiste en considerar que la segunda diferencia entre los datos de población es constante lo cual equivale a ajustar los datos a los de una parábola de segundo grado. Se requiere que los datos sean equidistantes para la aplicación de este método.

### 2.5.4 MÉTODO PARABOLICO

Este método considera que la curva de crecimiento se aproxima a la de una parábola cúbica del tipo:

$$P = a + bx + cx^2 + dx^3 \quad \dots\dots\dots (11)$$

en donde  $x = \text{año}$ .

Para aplicar este método se requiere contar con al menos cuatro datos.

### 2.5.5 MÉTODO DE EXTENSIÓN BAJO LA CURVA A OJO.

Este método consiste en gráficar los datos de población en papel milimétrico. Se forma un par de ejes coordenados, el de las ordenadas para los datos de población y el de las abscisas para las fechas a que corresponden dichos datos.

Una vez que se tienen los puntos localizados, se unen por medio de una línea que será la curva representativa de la población. Esta curva se prolonga siguiendo la tendencia anterior, hasta el tiempo futuro deseado, encontrando así la población en el eje de las ordenadas.

## 2.6 DETERMINACIÓN DE LA POBLACIÓN DE PROYECTO EN ZONAS HABITACIONALES NUEVAS

También es necesario que el ingeniero tenga en consideración, que, puede suceder que no se cuente con los datos de los censos de alguna población (generalmente pequeñas) o que se desee construir una nueva localidad. Para estos casos se recomienda lo siguiente:

### 2.6.1 En zona habitacional.

Para la zona que será destinada para habitaciones "Interés Social" definidos por el FOVI, el cálculo general conviene hacerlo en el coeficiente medio de 250 habitantes por hectárea, o máximo de 300 H/ha.

De esta manera, para una nueva ciudad de 50 000 habitantes, el terreno necesario sería de 150 a 200 ha.

La distribución de las zonas habitacionales, de acuerdo con la tendencia urbanística, principalmente la norteamericana debe realizarse articulando en partes distintas, autónomas y al mismo tiempo interdependientes, los siguientes escalones comunitarios:

2.6.1.1 Unidades Células. Que son las unidades más pequeñas del organismo urbano, y cuya población aproximada debe ser de unos 1 560 habitantes.

2.6.1.2 Unidades Barrio. Compuestas cada una de 4 células residenciales como mínimo, con una población aproximada de 6 250 habitantes.

2.6.1.3 Unidades Distrito. Integradas como mínimo de 4 barrios, con una población aproximada de 25 999 habitantes.

2.6.1.4 Unidad Sección. Compuesta como mínimo de 2 distritos, con una población aproximada de 50 000 habitantes

2.6.2 Servicios Mínimos. Los servicios mínimos de cada escalón comunitario deben ser los siguientes:

2.6.2.1 Célula.- Un jardín de niños y tiendas de esquina, a no más de 200 m. de la habitación más alejada (en otros países se agrega una sala de juegos para niños y de educación para las madres; una instalación de cocina, una lavandería y una gasolinera).

2.6.2.2 Barrio.- Pequeño Centro cívico-comercial propio, a distancia no mayor de 1 km. de la habitación más alejada; escuela o escuelas elementales, con zona de recreo anexa que en algunas horas serviría para los niños de 6 a 15 años y a otras para los jóvenes; auditorio-gimnasio, restaurante, biblioteca, unidad de auxilios médicos, farmacia, abarrotes, lonchería, panadería, recaudería, etc.

2.6.2.3 Distrito.- Escuela secundaria, cinema, estación de policía y dispensario o centro sanitario (los tres últimos servicios podrían quedar en el Centro comercial de las Secciones).

2.6.2.4 Sección.- Escuela preparatoria, estadio, piscina, sala de exposiciones, museo teatro, tiendas, prisión, tribunal y comercios de todo tipo incluyendo los de lujo y oficinas públicas y privadas.

2.6.2.5 Area metropolitana.- Que se caracteriza por tener capacidad económica para sostener su universidad o un centro de estudios superiores semejante compuesta como mínimo, de dos secciones (100 000 habitantes).

### 2.6.3 Zonas Verdes y Espacios Abiertos.

Los coeficientes de las zonas destinadas a la habitación de interés social, son los siguientes:

Calles y vialidad tributaria	26 %
Estacionamientos	7 %
Lotificable para viviendas y comercios	44 %
Area verde (jardines, plazas y andadores).	23 %
Total	100 %

Además, en lotes para habitación el área cubierta, debe ser, como máximo el 64 % del total quedando abierta, por lo tanto, un 36 % y en los conjuntos de 4 ó más pisos, el área abierta debe ser de 50 %.

## **2.7 ESTIMACIÓN DE LAS DEMANDAS.**

Considerando solo el proyecto que comprende la zona industrial. El volumen de agua potable que consume en promedio anual una zona industrial se calcula en función de una cantidad de litros que se asignan por hectáreas vendibles y por segundo que se denomina dotación y que incluye la cantidad de agua que se emplea en la industria, así como su población.

En la tabla 2.1, se consignan los valores de las dotaciones para la zona industrial, valores que se equiparan con las demandas de las diferentes industrias.

La dotación que se da en esta tabla es la que se le asegura a los industriales las 24 horas del día; pero la red se diseña con una dotación de 1.5 lts/seg/ha., para así prever demandas adicionales y que en forma particular tendrán que solicitar los industriales.

El gasto por incendio no se considera por separado, ya que se considera que en caso de incendio se conducirá momentáneamente parte del agua destinada a las industrias hacia la caja o cajas de incendio que la necesiten.

**CIUDADES INDUSTRIALES  
DOTACIONES DE SERVICIOS**

**AGUA POTABLE**

ZONA	GASTO MEDIO (Lts/seg/ha)	GASTO DE DEMANDA MAXIMA	
		HORARIA (Lts/seg/ha)	MAXIMORUM (Lts/seg/ha)
Industria	1.0	1.20	1.5
Artesanal	0.5	0.75	1.3
Comercial	0.6	0.9	1.35
Oficinas	0.6	0.9	1.35
Hoteles y retaurantes	1.6	2.4	3.6
Habitacional	0.723	1.09	1.63
Residencial	0.723	1.25	2.25
Escolar	1.0	1.25	2.25
Deportiva	1.0	1.25	2.25
Granjas	1.5	1.7	2.0
Verde	0.1	0.15	0.30

TABLA 2.1

## **3 CONDUCCIÓN**

### **3.1 LÍNEAS DE CONDUCCIÓN.**

Se le denomina "Línea de Conducción" a la parte del sistema constituida por el conjunto de conductos, obras de arte y accesorios destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento, desde el lugar de la captación, hasta un punto en que puede ser un tanque de regularización, una planta potabilizadora, o el punto donde principia una línea de alimentación.

De las fuentes de abastecimiento, con sus respectivas obras de captación, se obtiene el agua que va a consumir la Ciudad Industrial para conducirla a una planta potabilizadora o de desinfección, y de allí a un cárcamo para una segunda conducción, y posteriormente a un tanque de regularización o a la red misma de distribución.

Para proyectar una línea de conducción se requiere de planos topográficos de conjunto y perfiles, desde el sitio inicial hasta el final, así como conocer el tipo de agua que transporta. Las curvas de nivel deben equidistar de 30 a 50cm. En cuanto a la escala del plano, esta deberá ser tal que muestre todos los puntos importantes de diseño, habiendo ocasiones en que sea necesario dibujar algunos detalles a otra escala.

Las conducciones pueden ser:

- Descubiertas.
- Cubiertas.

### **3.2 CONDUCCIONES DESCUBIERTAS.**

Las conducciones descubiertas consisten en canales revestidos o no, en los que el agua está sujeta a pérdidas por infiltración y evaporación, además de las fugas accidentales y extracciones para otros usos a los que está destinada.

Por estar el agua al descubierto, está expuesta a toda clase de contaminación y a permitir por insolación y reoxigenación, un aumento considerable en su contenido microbiano. Por esto, es aconsejable usar los canales como medios de conducción, únicamente cuando el agua sea abundante, barata y que todavía no posea calidad de potable.

### **3.3 CONDUCCIONES CUBIERTAS.**

Las conducciones cubiertas las constituyen todos los ductos totalmente cerrados, como las tuberías, pero también cualquier otro como túnel o sifón invertido; estos pueden trabajar a presión o como canal.

### 3.3.1 TUBERÍAS

La gran mayoría de las conducciones cubiertas para agua potable, están formadas por tuberías prefabricadas, solamente en casos especiales y para grandes caudales se fabrica en el sitio.

Según la presión a la que se conduce el agua, así es el tipo y material de la tubería seleccionada, en general se emplean tuberías de fierro fundido, concreto, asbesto-cemento, acero y polietileno. La tubería más usada es la de asbesto-cemento, por sus costos relativamente bajos, rápida y fácil colocación y mínima necesidad de conservación, además de presentar la ventaja de poderse cortar perfectamente con suma facilidad, no obstante su alta resistencia.

### 3.4 CÁLCULO HIDRÁULICO.

El cálculo hidráulico de la tubería trabajando como canal se hará empleando la fórmula de Manning.

$$V = \frac{1r^{2/3}}{n} S^{1/2}$$

V= Velocidad del agua, en m/s

n = Coeficiente de rugosidad.

r = Radio hidráulico, en m.

s = Pendiente

Los coeficientes de rugosidad que se recomiendan para el proyecto son los siguientes:

Asbesto cemento    n = 0.010

Acero galvanizado    n = 0.014

Plástico P.V.C.    n = 0.009

Cuando la tubería trabaje a presión, el cálculo hidráulico de la línea se llevará a cabo conforme a lo señalado por las Normas de Proyecto para Localidades Urbanas del País. Es decir, aprovechando la energía disponible entre el sitio de la captación y el final de la conducción, para vencer únicamente las pérdidas de carga debidas a la fricción, sin tomar en cuenta las pérdidas menores, por ser prácticamente despreciables.

Se aplicará la fórmula convencional:

$$hf = KLQ^2, \text{ en donde}$$

hf = Pérdidas por fricción, en m.

$$K = \frac{10.3n^2}{D^{16/3}}$$

L = Longitud de la conducción, en m.

Q = Gasto de conducción en m<sup>3</sup>/seg

n = Coeficiente de rugosidad.

D = Diámetro interior del tubo, en m.

Para la determinación del diámetro o diámetros que satisfagan la condición anterior (expresión 1), se recomienda aplicar las expresiones que a continuación se dan.

$$L_1 = \frac{H - L_T S_2'}{S_2 - S_1} \quad L_2 = \frac{H - L_T S_1'}{S_2 - S_1}$$

L<sub>1</sub> y L<sub>2</sub> = Longitud en metros de los diámetros Ø<sup>1</sup> y Ø<sup>2</sup> buscados.

H = Energía disponible en metros, que resulta de restar a la elevación piezométrica del agua a la salida de la captación, la elevación de la descarga a la llegada en el tanque, o elevación piezométrica al final de la línea, cuando conecte directamente a una red.

L<sub>T</sub> = Longitud total de la conducción, deducida del perfil topográfico, en metros.

S<sub>1</sub> y S<sub>2</sub> = Pendientes de los gradientes hidráulicos, en los tramos L<sub>1</sub> y L<sub>2</sub> de diámetro Ø<sup>1</sup> y Ø<sup>2</sup>, respectivamente.

En los casos que resulte un valor para L<sub>2</sub> muy pequeño, será preferible uniformizar toda la conducción con un solo diámetro; (él que resulte para L<sub>1</sub>).

### 3.4.1 SECUELA DE CÁLCULO

1.- Si se parte del principio de que el diámetro más económico es aquel cuya pendiente de su gradiente hidráulico, sigue la pendiente topográfica sin clavarse en el terreno y sin alejarse demasiado del mismo, se puede establecer:

$$S = \frac{H}{L} \quad (\text{valores conocidos}) \text{ y } S = KQ^2$$

$$K = \frac{S}{Q^2}$$

El valor de K calculado, puede corresponder o no a un diámetro comercial, para lo cual se debe recurrir a los anexos V:C.1920 y 1932, donde ya se tienen tabulados los valores de K para diferentes diámetros y condiciones de rugosidad. Al buscar en ésta el valor calculado y si coincide con uno de la tabla, el diámetro se tendrá como único. En caso contrario, deberán adoptarse los valores inmediatos superior e inferior que correspondan a otros tantos diámetros, continuando con el proceso para determinar  $L_1$  y  $L_2$ .

2.- Con los valores de  $K_1$  y  $K_2$ , encontrados en la tabla respectiva, se determinan:

$$S_1 = K_1 Q^2$$

$$S_2 = K_2 Q^2$$

3.- Finalmente se aplican las expresiones  $L_1$  y  $L_2$ .

Una vez definidos los diámetros  $\emptyset^1$  y  $\emptyset^2$ , deberán revisarse las velocidades de acuerdo a los valores mínimos y máximos establecidos.

### 3.4.2 MÉTODO GRÁFICO PARA LA DETERMINACIÓN DE DIÁMETROS ECONÓMICOS EN CONDUCCIONES POR GRAVEDAD

Dado que por lo general se manejan en este tipo de proyectos diámetros pequeños, se sugiere que el análisis se lleve a cabo mediante un planteamiento gráfico que se resume en lo siguiente:

1.- Sobre el plano topográfico, en el perfil, se traza para una longitud cualquiera (1-100, 500, 1000 m.), un polígono que represente la pérdida de carga por fricción para diferentes diámetros (a criterio del proyectista). Esto apoyado en las escalas horizontal y vertical a que esté dibujado el propio perfil.

2.- Con un juego de escuadras, se llevan paralelas a las pendientes de los gradientes hidráulicos resultantes, hasta el perfil, de tal manera que se adopte aquel o aquellos que se juzguen, siguiendo aproximadamente la pendiente topográfica del terreno.

### 3.4.3 ESTRUCTURAS Y ACCESORIOS

Cuando las conducciones por gravedad presentan desniveles topográficos grandes, es recomendable emplear una o varias cajas rompedoras de presión, con lo cual se consigue al "bajar escalonadamente el agua", no tener presiones internas exageradas en los

conductos, pudiendo emplearse tuberías de asbesto cemento y P.V.C., cuyas características de presiones, garantizadas por fabricantes se dan a continuación:

#### TUBERÍA P.V.C.

	Norma Inglesa		Norma Métrica
R.D. 26	11.2 kg/cm <sup>2</sup>	Clase A-5	5 kg/cm <sup>2</sup>
R.D. 32.5	9.0 kg/cm <sup>2</sup>	Clase A-7	7 kg/cm <sup>2</sup>
R.D. 41.0	7.1 kg/cm <sup>2</sup>	Clase A-10	10 kg/cm <sup>2</sup>
		Clase A-14	14 kg/cm <sup>2</sup>

Los accesorios más comúnmente empleados en las conducciones son:

a) Válvulas de aire.- Estas válvulas sirven para eliminar el aire que se acumula principalmente, en forma más marcada en los puntos altos de la conducción, dado que su proximidad en relación con la línea piezométrica, se acentúa notablemente, teniéndose en consecuencia disminuciones de presión en el interior de los conductos con lo cual existe la tendencia a "desprenderse" el aire contenido en el agua.

Esto puede afectar la circulación de la misma formando burbujas de aire en esos puntos. En los casos de conducciones en los que la topografía es sensiblemente plana, el riesgo anteriormente citado de todas maneras se corre, recomendándose la colocación de estos accesorios a distancias no mayores de 2.5 km. y, naturalmente en los puntos más altos del perfil, provocando con las mismas tuberías la formación de la burbuja de aire. Por supuesto cuando la línea de topografía es accidentada, las válvulas deberán localizarse en los sitios más elevados del perfil.

En los casos en los que el gradiente hidráulico coincida prácticamente con el perfil del terreno, se recomienda sustituir las válvulas de aire por simples "jarros de aire", los cuales deberán tener una altura sobre el terreno entre 1.50 y 2.50 m., según convenga.

b) Desagües.- Tienen la finalidad de drenar las tuberías a través de los puntos bajos de la conducción. El número deberá buscarse que sea el mínimo; el diámetro podrá oscilar entre 1/2 y 1/3 del que la tubería de conducción. Se podrán formar invariablemente mediante una T con una tapa ciega atornillada.

### 3.5 CONDUCCIÓN A BOMBEO

Básicamente una conducción requiere bombeo cuando la disposición de la obra de captación con relación al sitio donde termina la línea se encuentra topográficamente más

abajo, es decir, se tiene en contraposición el caso de gravedad, un desnivel desfavorable el cual es necesario vencer.

Para el diseño de la tubería de conducción por gravedad de deberá disponer de planos ya anotados en el caso de gravedad.

### 3.5.1 SELECCIÓN DEL DIÁMETRO ECONÓMICO

En toda la línea de conducción por bombeo se deberá realizar el estudio de diámetro económico. Esto es, un diámetro es económico cuando la suma de su costo o cargo anual de bombeo ( consumo de energía eléctrica o combustible) más su cargo de amortización (capital inicial más intereses), conocidos como costo total de bombeo para operación de 365 días; resulta menor en comparación con el que arroja cualquier otro diámetro, menor o mayor que él. Esto nos hace pensar en la necesidad de que practicar dicho estudio de "diámetro económico" en tres diámetros para que cuando el intermedio cumpla con la condición estemos seguros que no habrá otro que pueda ser más económico.

Si al hacer el análisis resulta más económico cualquiera otro de los diámetros de los extremos el menor o el mayor, se hará indispensable estudiar un cuarto diámetro, más pequeño o grande, según el caso, de manera que quede perfectamente bien demostrado que entre las tres tuberías de diámetros consecutivos, el intermedio arroja un costo total de bombeo para operación de 365 días, más bajo.

Para proponer los diámetros por analizar, se puede aplicar la fórmula de Dupuit.

$$\varnothing = 1.5\sqrt{Q}$$

$\varnothing$  = diámetro tentativo en pulgadas

Q = gasto de conducción en l.p.s. (generalmente igual al gasto máximo diario)

El factor de 1.5 se puede considerar constante en todos los casos, en virtud de los gastos que se manejarán en este tipo de obras.

Con la aplicación de esta expresión, se estará deduciendo solamente uno de los tres diámetros, y para completar la terna se deberán proponer los inmediatos inferior y superior, respectivamente.

Los cálculos se deben presentar como se indica en el anexo V.C. 1921, en el que se toma en cuenta la sobrepresión producida por el golpe de ariete. Al respecto en el anexo se deben determinar las pérdidas de carga totales, debidas a la fricción, en la conducción (hf) o sea la suma de las pérdidas en las tuberías (pérdidas mayores hf), más las pérdidas por cambios de dirección, entrada, salida, válvulas, etc. (pérdidas menores) que para fines prácticos se pueden adoptar  $\pm 5\%hf$ .

De la sobrepresión debida al golpe de ariete,  $h = 145$

$$\sqrt{1} + EaD$$

Etc

el 80% deberá ser absorbido por válvulas aliviadoras de presión; el 20% restante deberá absorberse por medio de la propia tubería de conducción seleccionando la clase correspondiente, de manera que la presión total actuando sobre la tubería (carga normal de operación + 20%h) no sobrepase la presión de trabajo de la tubería garantizada por los fabricantes.

En el perfil de la conducción se hará el trazo de los gradientes correspondientes a la línea piezométrica de trabajo normal y de presiones totales que incluye el 20% del golpe de ariete. Las clases de tuberías deberán deducirse sobre este último trazo con relación al perfil del terreno.

### 3.5.2 ANÁLISIS SIMPLIFICADO

Quando se trate de conducciones por las cuales se tengan gastos mínimos, menores a 10 l.p.s., no será necesario determinar con extrema precisión el diámetro más económico, en vista de que la variación que se tendrá entre diámetros no afectará substancialmente los costos iniciales de construcción de la obra y operacionales al quedar establecida.

Así entonces, basados en la experiencia se puede tener gran seguridad en la determinación del diámetro recomendable para una conducción de acuerdo a lo siguiente:

Buscar un diámetro que de acuerdo al gasto por conducir, arroje en principio una velocidad que esté comprendida entre 1.0 y 1.5 m/s, y que la pérdida de carga por fricción oscile entre 2.5 y 4.0 m/km/.

Hecho esto, únicamente se procederá a determinar el valor del 20% por golpe de ariete, que deberá cargarse a la capacidad de trabajo de la tubería, procediendo a dibujar los planos de construcción en la forma tradicional.

Lo señalado sobre los accesorios en el inciso de conducciones a gravedad es válido para conductos a bombeo, con excepción de las cajas rompedoras de presión, las que en forma opuesta en su función como disposición corresponden a las estaciones de rebombeo.

Si se considera conveniente utilizar tuberías de acero galvanizado, los signos convencionales para conexiones de fierro maleable, serán los mostrados en el plano V.C. 2009.

### 3.6 ESTACIÓN DE BOMBEO

No obstante la diversidad de casos, es conveniente estandarizar equipos lo más posible, teniendo ciertos ámbitos cuyos extremos desde luego no serán los más indicados, pero su eficiencia debe ser aceptable.

Siendo a la vez imposible conocer todos los datos de las captaciones que se tendrían, se supondrán características lo más apegada a la realidad que sea posible. Por lo tanto, en el caso de pozos, viendo el plano EL-7 se ha elaborado la tabla "Constantes y Especificaciones para Equipo de Bombeo", considerando niveles dinámicos desde 20m. hasta 100m., con una presión de 30m.c.a., la cual dará cargas totales de la suma de ambas, más 2.00m.c.a. que se han agregado por pérdidas de piezas especiales. Siendo el equipo mínimo, que se puede comercialmente obtener, para estas cargas el de 5 l.p.s., será éste, con bombeo de minutos, el que abarque la mayoría de poblaciones pequeñas cuya dotación y gasto lo permitan.

Como se observa en esta tabla, se indican las especificaciones necesarias para la instalación de la bomba, que son:

Gasto, Carga Total, Longitud, Columna, Diámetro del Tazón y Diámetro de la Flecha; se incluye también, la potencia y el voltaje necesarios, así como la capacidad adecuada de la subestación eléctrica.

La columna que dice "Horas", indica el tiempo de bombeo necesario para cubrir la dotación de determinada población en un día.

Aparte de la tabla arriba mencionada, se han agregado los planos siguientes:

Subestación Eléctrica Tipo, Instalación de un equipo de bombeo, indicando las piezas necesarias.

Como es factible que se presenten casos en que haya que bombear de un cárcamo, se presenta la tabla EL-7 en la que se fijan las especificaciones para equipos de bombeo de función de los gastos requeridos, incluyendo Potencia y Subestación Eléctrica adecuada, así como dimensiones del cárcamo necesario del cual se anexa un plano estructural en este capítulo.

## **4 REGULARIZACIÓN**

El tanque de regularización (y de almacenamiento en algunos casos) es la parte del sistema de abastecimiento que permite enviar un gasto constante desde la fuente de abastecimiento y satisfacer las demandas variables de la población. Se acumula agua en el tanque cuando la demanda en la población es menor que el gasto de llegada; el agua acumulada se utilizará cuando la demanda sea mayor. Generalmente esta regularización se hace por períodos de 24 horas.

Cuando además de la regularización se proporciona un volumen adicional para almacenar agua en el tanque, se dispone entonces de una cantidad como reserva con el objeto de no suspender el servicio en caso de desperfectos en la captación o en la conducción, así como satisfacer demandas extraordinarias como es el combate de incendios.

A continuación se presentan los diferentes tipos de dispositivos que se utilizan en los sistemas de abastecimiento.

### **4.1 TIPOS DE TANQUES Y SU FUNCIONAMIENTO**

Las principales características de los depósitos de almacenamiento son:

- a) Tanques superficiales
- b) Columnas reguladoras y
- c) Tanques elevados

#### **4.1.1 TANQUES SUPERFICIALES**

Estos depósitos se construyen bajo el nivel del suelo o balanceado cortes y rellenos. Sus paredes pueden construirse con mampostería de piedra o con concreto reforzado, revistiéndolas en ambos casos con gunita o un impermeabilizante integral al concreto.

Los pisos son, preferentemente de concreto reforzado, proporción 1:3:6. Cuando se desplante el depósito sobre el tepetate o roca fisurada, se calcula una losa de 10 cm de espesor con varillas de 1/2 pulgada de diámetro en malla de 30 cm en dos direcciones. Si se hace el desplante del depósito sobre tierra, se coloca sobre la losa anterior una cubierta de yute o similar, colando encima otra losa de 5 cm con varillas de 3/8 de pulgada a cada 30 cm.

En roca firme se elimina la losa de concreto, haciendo el revestimiento con gunita descargada con un chiflón o pistola sobre un armado de varillas.

Los tanques deben techarse empleando para ello losas de concreto reforzado armadas en el lugar, o materiales precontruidos (por ejemplo vigueta y bovedilla). No deben cubrirse las losas con tierra producto de la excavación; es mejor recubrir con 5 cm de ladrillo con pendiente mínima de 1% para que el agua no entre al tanque. Estas losas de techo tendrán uno o más registros de inspección formados por un marco con bordes que sobresalgan unos 10 cm y una tapa con soleras que cubran el marco de fierro ángulo.

Se deben instalar en el interior escaleras con peldaños de varilla (tipo marino), con el fin de poder entrar al tanque para inspección y limpieza.

Se proporciona ventilación a los tanques por medio de tubos verticales u horizontales, que atraviesan el techo o la pared, según sea.

Existe también sistemas de ventilación tales como: rejas en las paredes del tanque, tubo con colador, tubos de demasías. Y para su limpieza se coloca un tubo de desagüe en el fondo, pero esta tubería no debe descargar directamente a una alcantarilla, sino que debe descargar libremente en recipiente abierto desde una altura no menor de dos veces el diámetro del tubo sobre la corona del recipiente.

El diseño estructural se hace con las siguientes condiciones de carga:

1. Con agua y sin empuje de tierra
2. Con empuje de tierra y vacío
3. Con agua y con empuje de tierra

Los tanques superficiales tienen las siguientes capacidades típicas: 10, 20, 30, 50, 100, 150, 200, 250, 300, 400, 500, 600, 800, 1 000, 1 500, 2 000, 2 500, 3 000, 4 000 y 5 000 m<sup>3</sup>. con alturas variables.

#### 4.1.2 COLUMNAS REGULADORAS

Estos depósitos se emplean en donde la construcción de los tanques superficiales no proporcionan suficiente carga. Las columnas consisten de un tanque cilíndrico alto cuyo volumen de almacenamiento incluye una porción superior que es el volumen útil por encontrarse arriba de la tubería de alimentación a la red y un volumen inferior que es soporte y que proporcionará a la carga requerida.

El volumen de soporte se puede aprovechar con bombeo de refuerzo para controlar incendios u otras emergencias. No son económicas columnas de más de 15 m de altura; ésta, por cierto, es considerable más grande que su diámetro.

Las columnas se construyen normalmente de acero o concreto reforzado. El acero es más favorecido, sobre todo en columnas de gran altura, aunque el concreto requiere menores costos de mantenimiento y se adapta mejor a la concepción arquitectónica. El acero se adapta mejor a altas cargas y las fugas en estas estructuras se pueden controlar mejor. Las columnas de acero se deterioran con facilidad, a menos que se pinten regularmente, protegiéndolas contra la corrosión.

Las capacidades usuales en columnas reguladoras de acero son: 200, 250, 300, 400, 500, 750, 1000, 1500, 2000, 3000, 4000, 6000, 8000, 10 000, 12 000 y 16 000 m<sup>3</sup>.

#### 4.1.3 TANQUES ELEVADOS

Los tanques elevados se emplean cuando no es posible construir un tanque superficial, por no tener en la proximidad de la zona a que servirá, una elevación natural adecuada. El "tanque elevado" se refiere a la estructura integral que consiste de; el tanque, la torre y la tubería elevadora.

Los más comunes se construyen de acero, aunque los hay también de concreto reforzado, tanto el tanque como la torre.

Se construyen tanques elevados de las siguientes capacidades: 20, 40, 60, 80, 100, 120, 160, 200, 240, 300, 400, 600, 800, 1000, 1200, 1600, 2000, 3000, 4000, 6000, 8000 y 10 000 m<sup>3</sup>. Las alturas de torre son de 10, 15 o 20 m y la profundidad de los tanques varía entre 6 y 7.5m.

Para tener un máximo beneficio, los tanques elevados se localizan cerca del centro de uso, pero en grandes áreas se localizan varios tanques en diversos puntos. La localización central decrece las pérdidas por fricción y es importante también para poder equilibrar las presiones lo más posible.

#### 4.2 CÁLCULO DEL VOLUMEN DEL TANQUE DE REGULARIZACIÓN.

Generalmente la regularización se hace por períodos de 24 horas (1 día) y básicamente el cálculo del volumen del tanque consiste en conciliar las leyes de suministro o de entrada y de demanda o de salida de los gastos que se estén considerando en un problema dado. Estas leyes pueden ser de tipo uniforme o variable y se representan gráficamente por medio de los hidrogramas correspondientes. La ley de demanda que representa el consumo de agua de las poblaciones en la República Mexicana expresada como porcentajes horarios del volumen o gasto horario del volumen en el día de máximo consumo, fue determinado estadísticamente por el Banco Nacional de Obras y Servicios Públicos, S.A. y es la mostrada en la columna 2 (poblados pequeños) del cuadro 4.1. Tomando en cuenta esta ley, se construyó el hidrograma de consumo de una población cualquiera, como se muestra en la fig. 4.2.

LEY DE DEMANDAS HORARIAS

Variaciones del consumo, expresadas como porcentajes  
horarios del gasto máximo diario en algunas poblaciones

Horas	Poblaciones pequeñas	Irapuato	Torreón	Cd. México
0- 1	45	50	53	61
1- 2	45	50	49	62
2- 3	45	50	44	60
3- 4	45	50	44	57
4- 5	45	50	45	57
5- 6	60	50	56	56
6- 7	90	120	126	78
7- 8	135	180	190	138
8- 9	150	170	171	152
9-10	150	160	144	152
10-11	150	140	143	141
11-12	140	140	127	138
12-13	120	130	121	138
13-14	140	130	109	138
14-15	140	130	105	138
15-16	130	140	110	141
16-17	130	140	120	114
17-18	120	120	129	106
18-19	100	90	146	102
19-20	100	80	115	91
20-21	90	70	75	79
21-22	90	60	65	73
22-23	80	50	60	71
23-24	60	50	53	57

Cuadro 41

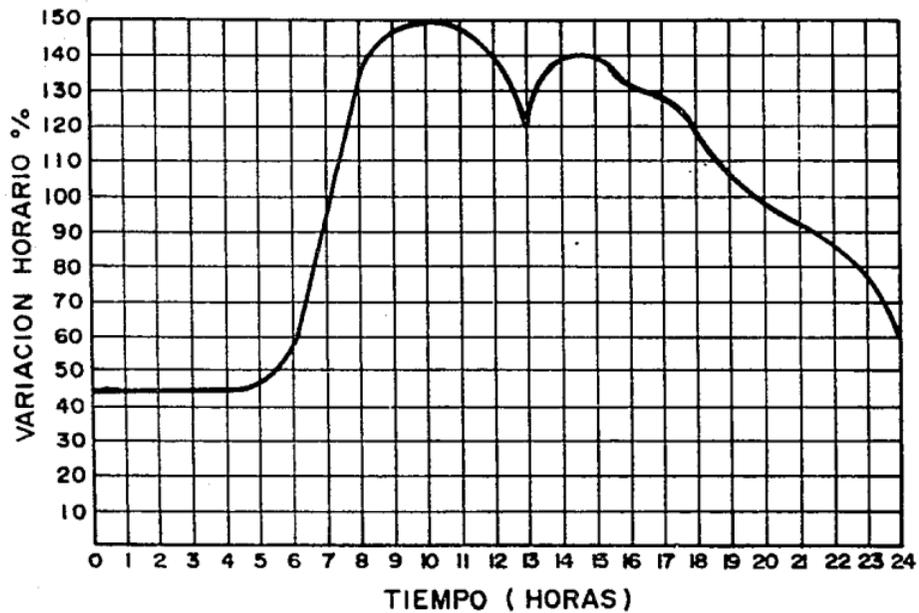


FIG. 4.1 HIDROGRAMA DE CONSUMO DE UNA POBLACION PEQUEÑA

El cálculo de volumen del tanque de regularización puede hacerse en forma analítica o en forma gráfica.

#### 4.2.1 CÁLCULO ANALÍTICO.

El cálculo se hace mediante una tabla, que contiene en orden las siguientes columnas: Horas, Q de bombeo, Demanda horaria, Diferencias y Diferencias acumuladas. Esta tabla se utiliza para facilitar el trabajo, ya que como la ley de demandas (o salida) la conocemos en función de porcentajes horarios del gasto máximo diario, y en esta forma se expresa la ley de entrada.

En dicho cuadro se aprecia que, para cualquier volumen de agua, se obtendrá el volumen del tanque de regularización si se suman los valores absolutos del máximo excedente (+) y máximo déficit (-), de la columna de las diferencias acumuladas. Las diferencias acumuladas sirven entonces para explicar el hecho de porque, en ciertas horas del día, entra más agua de la que sale, y en este caso obtendremos un porcentaje de acumulación máximo. Por el contrario cuando sale más agua de la que entra al tanque se tiene que hacer uso de la que se tenía acumulada, situación que prevalece hasta que las diferencias de porcentajes llegan a cambiar de signo o se reducen al mínimo, y cuando ocurre un cambio de signo y se incrementa su valor hasta un máximo absoluto, encontramos en éste un máximo déficit, para finalizar a las 24 hrs. con la suma igual a cero. Puede ocurrir el caso en que en la suma de las diferencias acumuladas ocurran varios cambios de signo, dependiendo de la Q de bombeo y de la ley de demandas.

Quando la alimentación se efectúa sólo durante unas cuantas horas del día, se tendrá que aumentar los caudales de entrada para conservar las horas en que no hay alimentación y tener el final del día un porcentaje total que corresponda al 2 400 por ciento (100% durante las 24 hrs.).

Se observa también que cuando de la fuente al tanque hay un tiempo de bombeo diferente a 24 horas, el porcentaje total (2 400%) se dividirá entre el número de horas de bombeo. Así tenemos que:

$$\% \text{ de Bombeo} = \frac{2\ 400}{\text{no. de horas de bombeo}}$$

y el porcentaje de bombeo se distribuye en cada hora que darán servicio las bombas.

Los tiempos de bombeo más comunes son: 24, 20, 16, 12 y 8 horas.

Para hacer el cálculo de un tanque, del tipo que mejor convenga, y que se mencionaron anteriormente, es necesario considerar:

## 1.- CAPACIDAD

Tomando en cuenta las poblaciones por servir y los gastos que se requieren para ellas, se consideraron tanques con capacidad desde 10 m<sup>3</sup> hasta 100 m<sup>3</sup> variando de 10 en 10 m<sup>3</sup>.

Se elaboraron diferentes diseños a fin de que se usen los adecuados para los materiales de más fácil adquisición en el lugar de que se trata.

## 2.- TANQUES SUPERFICIALES

Se presentan 2 alternativas: con muros de tabique y con muros de mampostería de piedra, de estas alternativas se incluyendo los planos respectivos.

Estos muros están calculados para trabajar con y sin empuje de tierra. Para base se consideró el terreno firme o sea aproximadamente 1kg/cm<sup>2</sup> de fatiga de trabajo a la compresión.

Conviene hacer notar que para cualquiera de las alternativas, el techo deberá ser de concreto reforzado, ya que cualquier otro material es fácil de ser dañado.

Dada la forma en que están calculados estos muros pueden variarse la geometría de la planta para adecuarla en caso de que fuera necesario, al terreno de que se disponga.

## 3.- TANQUES ELEVADOS

Estos tanque elevados se consideran como se dijo antes con capacidad de 10 hasta 100 m<sup>3</sup> y altura de 10 m., con depósito de concreto reforzado sobre; torre para pequeñas capacidades con muros de tabique reforzado, dadas y castillos; para ciertas capacidades mayores sobre torre de estructura de concreto reforzado.

Debido a la importancia de la fuerza sísmica en los tanques elevados, ya que los superficiales de este caso no vale la pena considerar, se ha convenido en adoptar únicamente dos de las zonas sísmicas recomendadas por el Manual de Diseño de la Comisión Federal de Electricidad, las cuales son: I y III, abarcando así todas: 0, I, II y III.

## **5.- DISTRIBUCIÓN**

### **5.1.- RED DE DISTRIBUCIÓN.**

La distribución del agua en una población se hace con tubería que reparta el agua proveniente del tanque o de la fuente directamente, para hacerla llegar a tomas públicas llamadas "hidrantes públicos" o a cada uno de los lotes con las denominadas "tomas domiciliarias". Las redes están construidas por tuberías principales, secundarias y de relleno; las principales alimentan a las secundarias y de relleno que son finalmente las que distribuyen el agua en toda la ciudad. Una red se clasifica y se calcula tomando en cuenta solamente las tuberías principales.

#### **5.1.1.- TIPOS DE REDES.**

Las redes pueden ser abiertas, cerradas o una combinación de ambas.

- La abierta está formada por una tubería principal con ramificaciones aisladas. Este tipo de red se usa únicamente en caso de tenerse zonas que tengan forma alargada y que aprovechando su forma se diseña una red de este tipo que es más económica

Su cálculo se hará usando la fórmula de HAZEN-WILLIAMS.

- La cerrada está formada por circuitos intercomunicados. Siempre se tienen grandes ventajas formando circuitos, ya que la circulación del agua puede cambiar en casos necesarios aún cuando hidráulicamente no funcione de acuerdo con los cálculos iniciales.

Su método de análisis se ve en el inciso 5.1.6.

En la red deberán instalarse las piezas especiales necesarias, los atraques adecuados y las válvulas de seccionamiento en ciertos cruces o tramos.

Toda la tubería y los accesorios de la red de distribución van internadas a profundidades que aseguren protección contra las cargas exteriores y los cambios de temperatura.

#### **5.1.2.- DIÁMETRO Y MATERIALES DE LAS TUBERÍAS.**

El material más empleado es el asbesto-cemento clase A-5, pudiendo ser también de acero, concreto reforzado o fierro fundido, cuando técnica y económicamente la justifique.

El diámetro mínimo que se recomienda usar es de 102 mm. (6"). La tubería de Policloruro de Vinilo (PVC) se recomienda en tomas domiciliarias.

### 5.1.3.- PIEZAS ESPECIALES.

Son generalmente aquellas que se utilizan para guiar y controlar en forma eficiente el flujo del agua en las conducciones, entre estas se hallan las válvulas, los codos, las reducciones, las tees, las cruces, las tapas y otras.

#### 5.1.3.1.- CRUCEROS DE LA RED.

Se usan piezas especiales de fierro fundido con bridas, de asbesto cemento y de PVC. Los codos, tees, cruces y tapas ciegas llevan atraques de concreto.

#### 5.1.3.2.- VÁLVULAS DE SECCIONAMIENTO (Compuerta).

En las tuberías primarias o de circuitos se localizarán para poder derivar en un momento dado mayor caudal en un ramal determinado ( en caso de incendio), para cortar el flujo en caso de reparación o de ampliación de la red.

Las válvulas siempre deberán colocarse dentro de "cajas" con el objetivo de tener fácil acceso a ellas para su uso, mantenimiento y conservación.

#### 5.1.4.- PRESIONES DE LA RED.

El funcionamiento de un sistema de distribución se juzga en base a las presiones disponibles para un gasto especificado. Las presiones deberán ser lo suficientemente altas para cubrir las necesidades de los usuarios y por otro lado no deberán ser excesivas, para no elevar los costos. Además cuando la presión aumenta se incrementan las fugas, lo que implica un costo no recuperable.

En el proyecto, las presiones resultantes se calculan con relación al nivel de la calle en cada cruce de las tuberías de circuito. La presión mínima será de 15 m. y la máxima de 30 m. de columna de agua. Para el cálculo de la presión mínima se partirá de la elevación de plantilla del tanque regulador y para la máxima, de la elevación máxima del agua del tanque.

En zonas donde concurren cambios bruscos en la topografía, es práctica común dividir el sistema de distribución en dos o más zonas de servicio (Presión alta y presión baja) con el fin de controlar la presión en cada zona.

#### 5.1.5.- VELOCIDADES DE LA RED.

Para diseño se recomiendan velocidades no mayores de 1.5 m/seg tratando siempre de diseñar con velocidades mínimas.

El diseño de la red se hará tratando de equilibrar la velocidad con el diámetro de la tubería de tal manera que, del tanque al punto más alejado de la red las pérdidas de carga no sean mayores que 10 m. de columna de agua.

### 5.1.6.- MÉTODO DE ANÁLISIS.

Los métodos más usados en el cálculo de una red de distribución son los siguientes:

- Método de HARDY CROSS o de iteraciones sucesivas
- Método de Secciones
- Método de Tuberías Equivalentes

En los tres métodos anteriores se aplica la formula para flujo de HAZEN-WILLIAMS para encontrar las pérdidas en las tuberías. Se recomienda solucionar las redes por medio de analogía eléctrica y computadoras digitales.

El método más usado para la solución de una red cerrada es el de HARDY-CROSS, por lo que enseguida se describe.

#### 5.1.6.1 MÉTODO DE HARDY-CROSS.

El método de HARDY-CROSS, consiste en suponer unos caudales en todas las ramas de la red y a continuación hacer un balance de las pérdidas de cargas calculadas. En el lazo o circuito único, mostrado en la Fig. 5.1.6.1, para que los caudales en cada rama del lazo sean los correctos se habrá de verificar.

$$(H_1)_{abc} = (H_1)_{adc} \text{ o } (H_1)_{abc} - (H_1)_{adc} = 0 \quad (1)$$

Para aplicar esta expresión, la pérdida de carga en función del caudal ha de ponerse en la forma  $H_1 = kq^n$ . En el caso de utilizar la fórmula de Hazen-Williams, la expresión anterior toma la forma  $H_1 = kq^{1.85}$ .

Como se suponen unos caudales  $q_0$ , el caudal verdadero  $q$  en una tubería cualquiera de la red puede expresarse  $q = q_0 + \Delta$ , donde  $\Delta$  es la corrección que ha de aplicarse a  $q_0$ . Entonces, mediante el desarrollo del binomio.

$$kq^{1.85} = k(q_0 + \Delta)^{1.85} = k(q_0^{1.85} - 1.85q_0^{1.85-1}\Delta + \dots)$$

Se desprecian los términos a partir del segundo por ser pequeño comparando con  $q_0$ .

Para el lazo o circuito mostrando en la figura, al sustituir en la ecuación (1) se obtiene:

$$k(q_0^{1.85} + 1.85q_0^{1.85} \Delta) - k(q_0^{1.85} + 1.85q_0^{1.85} \Delta) = 0$$

$$k(q_0^{1.85} - q_0^{1.85}) + 1.85k(q_0^{0.85} - q_0^{0.85}) \Delta = 0$$

$$\text{Despejando } \Delta = - \frac{k(q_0^{1.85} - q_0^{1.85})}{1.85k(q_0^{0.85} - q_0^{1.85})}$$

En general, para una circuito más complicado, se tiene:

$$\Delta = - \frac{kq_0^{1.85}}{1.85 \sum kq_0^{1.85}}$$

Pero  $kq_0^{1.85} = H_1$  y  $kq_0^{0.85} = H_1/q_0$  portanto,

$$\Delta = - \frac{(H_1)}{1.85 \sum (H_1/q_0)} \text{ para cada lazo de la red (4)}$$

Al utilizar la fórmula (4) debe ponerse cuidado en el signo del numerador. La expresión (1) pone de manifiesto que los caudales que coinciden con el giro de la agujas del reloj producen caídas de carga también en sentido contrario. Es decir, el signo menos se asigna a todas las magnitudes hidráulicas cuyo sentido sea contrario al de las agujas del reloj, o, lo que es lo mismo, al caudal  $q$  y a las pérdidas de carga  $H_1$ . Para evitar errores en los cálculos debe observarse siempre esta convención de signos. Por otra parte, el denominador de (4) tiene siempre signo positivo.

Al ejecutar los cálculos, conviene ayudarse de una tabla en la que se consignen por columnas los siguientes datos:

- Numero de circuito (circuito)
- Tramo en estudio (tramo)
- Diámetro del tubo en cm. ( $\emptyset$ )
- Longitud del tramo en m. (lona.)
- Caudal inicial en lts/seg con su signo ( $Q_0$ )
- Pérdida de carga en m. con su signo ( $H_0$ )
- Relación de  $H_0/Q_0$  ( $H_0/Q_0$ )

- Corrección del gasto con su signo ( $q_0$ )
- Caudal corregido con su signo
- La nueva pérdida de carga ( $H_1$ ) con su signo. ( $Q_1$ )
- Relación  $H_1/Q_1(H_1/Q_1)$
- Segunda corrección ( $q_1$ )
- Caudal corregido ( $Q_2$ )
- Pérdidas de carga en función del último valor para el gasto.
- Cota piezométrica en el final del tramo, que se obtiene restando de la presión estática, la pérdida de carga final en el tramo.

En los tubos comunes a dos circuitos, cuando se consideran pertenecientes solo a uno de ellos, tendrán ciertos valores de  $Q$  y de  $H$ ; al calcular el circuito afectado con ella a todos los gastos pertenecientes al mismo, los tramos comunes tendrán dos correcciones, una por cada circuito, debiendo consignarse con los signos que le correspondan. Se respeta el signo de la corrección en el circuito que se estudia pero a la correspondiente al circuito vecino se le cambia, porque proviene de gastos y pérdidas de carga con signos contrarios.

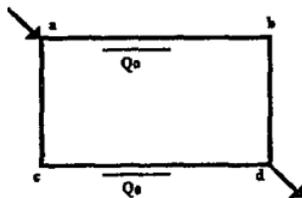


Fig. 6.1.

## **6. EJEMPLO DE APLICACIÓN**

### **" EL CASO DEL PUERTO INDUSTRIAL DE ALTAMIRA "**

#### **6.1 ANTECEDENTES**

Como resultado de los estudios emprendidos por el Gobierno Federal se seleccionaron varios sitios para localizar diversos puertos industriales que en una primera etapa incluyeron a Lázaro Cárdenas, Mich., El Ostión, Ver. y Altamira, Tamps., mismos que fueron seguidos por Salina Cruz, Oax., y Dos Bocas, Tab. actualmente en desarrollo como puertos petroleros petroquímicos, correspondiendo al Fondo Nacional para los Desarrollos Portuarios FONDEPORT la responsabilidad en todos los aspectos relacionados con la planeación de los Distritos Portuario-Industriales.

El puerto Industrial de Altamira Tamps., del cual se ocupa este estudio, se encuentra en la zona que comprende la desembocadura del Río Pánuco. Esta es una región del país que cuenta con los requisitos necesarios para la instalación del Puerto Industrial como son: cantidad suficiente de agua para uso industrial, doméstico y agrícola; la cercanía a grandes concentraciones del Centro y Norte del País así como la proximidad a la frontera de los Estados Unidos de Norteamérica; energía y combustible suficientes, mano de obra calificada, servicios y una infraestructura adecuada.

Considerando todos los factores antes mencionados, el sitio presenta todas las ventajas para crear un desarrollo industrial de gran importancia.

#### **6.1.1 UBICACIÓN**

Se encuentra en la porción sureste del estado de Tamaulipas dentro de la subregión Tampico Núm. 07. El municipio cuenta con una extensión territorial de 1 361.7 kilómetros cuadrados, que representa el 1.7 por ciento de la extensión total del estado.

La cabecera municipal se localiza a los 22°23' de latitud norte y a los 97°56' longitud oeste, a una altitud de 26 metros sobre el nivel del mar. El municipio colinda al norte con el de Aldama; al sur con los de Madero y Tampico, así como con el estado de Veracruz; al este con el Golfo de México y el oeste con el municipio de González. Esta integrado por 148 localidades, de las cuales las más importantes son: Altamira (cabecera municipal), Ejido Altamira, El Fuente, Benito Juárez, Lomas del Real, Enteros, Aquiles Serdán y Congregación Cuauhtémoc.

El "PARQUE DE PEQUEÑA Y MEDIANA INDUSTRIA" se ubica en la parte sur del puerto industrial de Altamira, localizado en el norte del país, a 20 kms. al norte de Tampico y a 400 kms. de la frontera con Estados Unidos en el litoral del Golfo de México. Su desarrollo ha sido programado en tres etapas; la primera de ellas comprende 33 hectáreas.

## UBICACION DE TAMAULIPAS

-----  
 UBICACION DE LAS CABECERAS MUNICIPALES  
 DEL ESTADO DE TAMAULIPAS  
 -----

LOCALIDAD	LATITUD
AMSOLO	24 04.0
ALDAMA	26 56.0
ALTAMIRA	22 24.0
ANTIGUO MORELOS	23 33.0
BURGOS	24 57.0
BUSTAMANTE	23 25.0
CASAS	23 35.0
CIUDAD CAMARGO	26 18.0
CIUDAD MADERO	22 00/22 30
CIUDAD MANTE	22 45.0
CIUDAD MIGUEL ALEMAN	26 26.0
CIUDAD RIO BRAVO	25 59.0
CIUDAD VICTORIA	23 44.0
CRUILLAS	24 45.0
DIAZ ORDAZ, SN MIGUEL CAMARGO	26 09.0
GONZALEZ	24 48.0
GUINEZ	25 56.0
HEROICA MATAMOROS	25 30/26 00
HIDALGO	24 15.0
JAUMAVA	23 25.0
LLERA DE CANALES	25 19.0
LOMA ALTA DE GOMEZ FARIAS	23 00/23 30
MENDEZ	25 07.0
MIER	26 00/26 30
MICHUJANA	25 25.0
NUEVA CIUDAD GUERRERO	26 34.0
NUEVA LAREDO	27 29.0
NUEVO MORELOS	22 33.0
OCAMPO	22 51.0
PADILLA	24 00.0
PALMILLAS	25 18.0
REYNOSA	26 06.0
SAN CARLOS	24 35.0
SAN FERNANDO	24 51.0
SAN NICOLAS	24 40.0
SANTANDER JIMENEZ	24 00/24 30
SOTO LA MARINA	23 46.0
TAMPICO	22 14.0
TULA	23 06.0
VALLE HERMOSO	25 30/26 00
VILLA HAINERO	24 34.0
VILLAGRAN	24 00.0
XICOTENCUIL	22 00.0

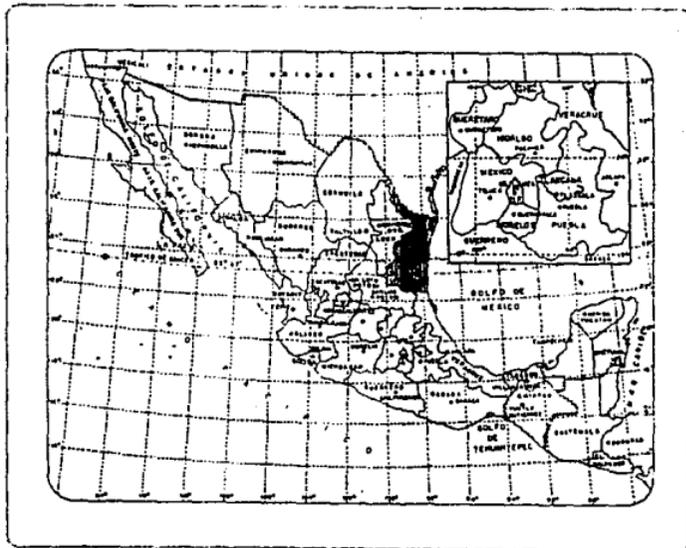


FIGURA 6.1

# TAMAULIPAS

UBICACION DEL MUNICIPIO  
DE ALTAMIRA

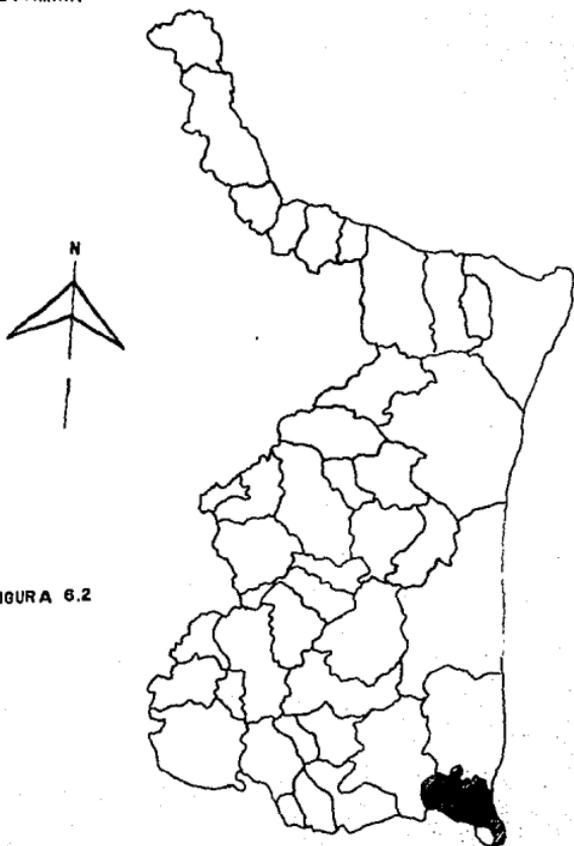


FIGURA 6.2

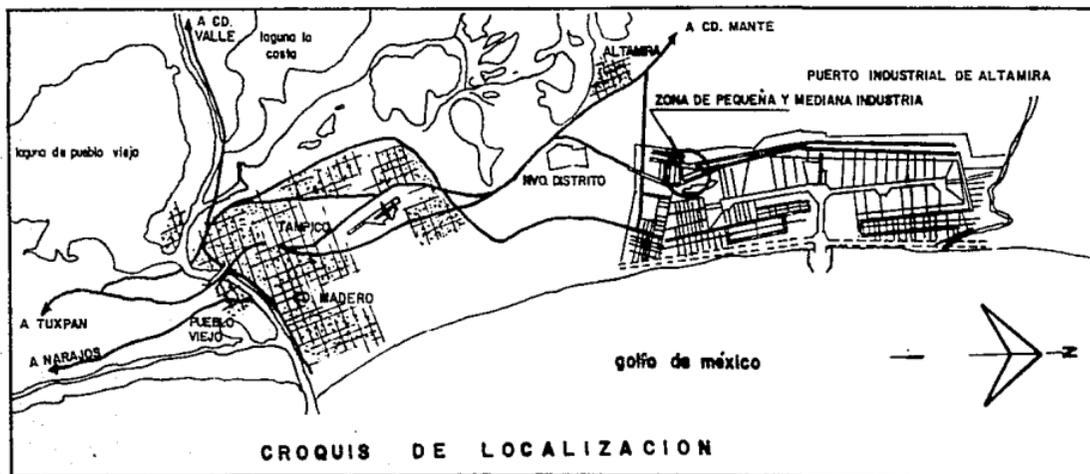


FIGURA 6.3

# PLANTA GENERAL "TOPOGRAFIA"

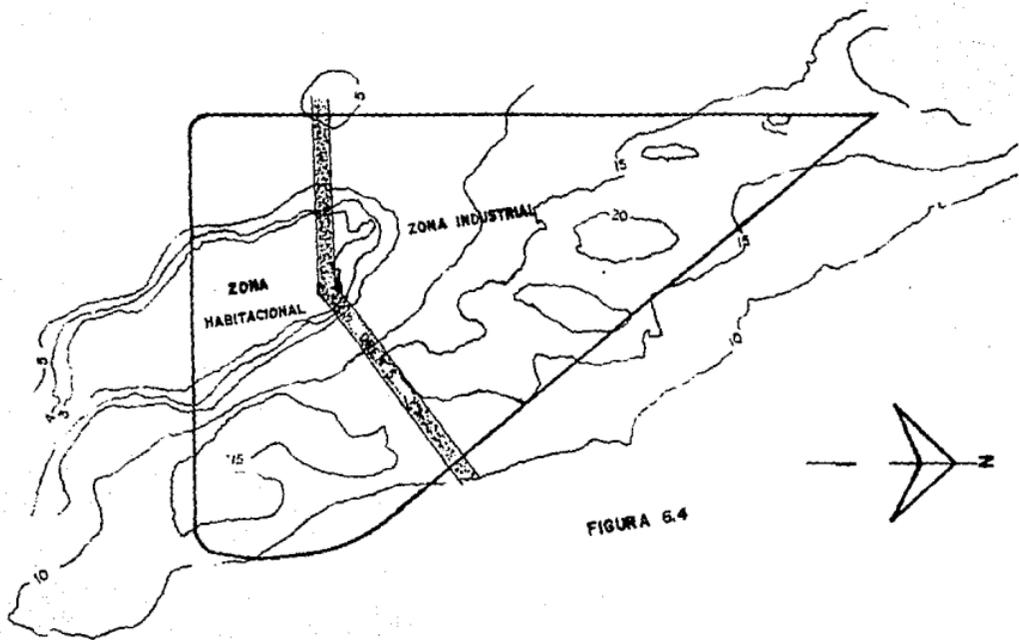


FIGURA 6.4

## 6.1.2 SERVICIOS

El parque contara con accesos, vialidades internas y servicios de agua potable, drenaje sanitario-industrial y pluvial, guarniciones, electrificación y alumbrado público.

## 6.1.3 COMUNICACIONES

Las redes de comunicación con que cuenta el puerto, le permite el acceso directo por mar al oriente de los Estados Unidos, al Caribe y a Europa; e indirectamente vía Canal de Panamá, al occidente de los Estados Unidos y Asia.

Cuenta ya con eficientes enlaces ferroviarios y carreteros al interior del país y Estados Unidos.

## 6.1.4 DESCRIPCION DEL MEDIO AMBIENTE

### 6.1.4.1 AIRE

El recurso aire en la zona se encuentra poco alterado en el presente, por lo que la descripción meteorológica de la zona del puerto corresponde al área específica del proyecto.

El clima predominante en la región según la clasificación es del tipo Awo (w) (e) designado como clima de sabana que corresponde al clima cálido subhúmedo con lluvias en verano y dos épocas secas, una en invierno y la otra en verano que determina dos períodos de lluvias en el verano este clima está considerado como el más seco de los subhúmedos.

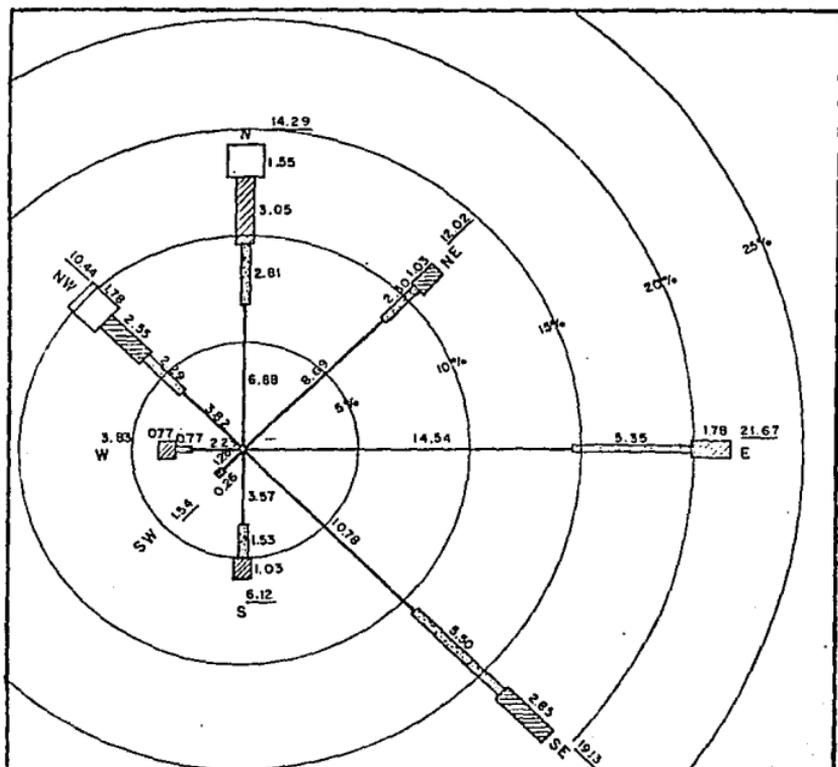
### 6.1.4.2 VIENTOS

Las características principales de los vientos para Altamira se indican en la figura 6.1 en la que se observa que los vientos reinantes proceden del Este y Sureste y los dominantes del Noreste y Norte. Los vientos se presentan de junio a octubre y con mayor frecuencia entre agosto y septiembre.

Las velocidades medias máximas presentadas en la zona son de 9.5 m/s., mientras que la velocidad máxima para vientos del Norte es de 36.7 m/s.

En verano dominan los vientos del Sur, Sureste, Oeste y Noreste. Periódicamente se presentan vientos de origen ciclónicos con velocidades superiores a 100 km/h., a fines del verano. En otoño el viento dominante en Sureste y Este con velocidades medias de 10 m/s. En invierno y primavera se presentan los vientos del Norte con velocidades de 17 m/s.

FIGURA 6.5



CALMAS : 10.99%

RANGOS DE VELOCIDADES

PORCENTAJES

— 2 - 5.4 m/seg

▨ 5.4 - 8.5 m/seg.

▩ 5.4 - 8.5 m/seg.

□ 14.2 - 19.6 m/seg.

ESCALA DE PORCENTAJES  
0 1 2 3 4 5 10%

FRECUENCIAS Y DIRECCIONES DE LOS VIENTOS EN ALTAMIRA, TAMPS.

### 6.1.4.3 PRECIPITACION

En la zona las precipitaciones se presentan de junio a septiembre con vientos alisios y circulaciones ciclónicas que provocan lluvias abundantes con un promedio mensual de más de 200 mm.

En el invierno, los nortes son los más frecuentes, razón por lo cual se originan lluvias frontales. La precipitación media anual registrada es de 1,050mm. y la del mes más húmedo de 288 mm.

### 6.1.4.4 TEMPERATURAS

La temperatura media anual es de 24.3°. La temperatura máxima extrema ocurre en abril y alcanza hasta 42°; la temperatura mínima extrema que baja a 0.0° ocurre durante el mes de enero, observándose una temperatura media de 28° en el mes de julio. Las temperaturas máxima y mínima promedio anual observan una variación de 8.1° y toman valores de 28° y 19.9° respectivamente.

### 6.1.4.5 CICLONES

En el año de 1955 se presentó uno de los ciclones más fuertes propiciando lluvias intensas y causando cuantiosos daños, provocando que entre septiembre y octubre el Pánuco descargará al mar 24 mil millones de m<sup>3</sup>, equivalentes a un gasto de 7,500m<sup>3</sup>/s.

Los huracanes más importantes que se han presentado en la zona son los siguientes.

Huracán	Fecha	Velocidad Máxima
Igno	6-XI-61	160 km/h
Inés	9-X-66	230 km/h
Fern	4-X-67	140 km/h
Ella	2-IX-70	185 km/h

### 6.1.4.6 AGUA

El área de estudio se localiza en la Región Hidrológica No.26, en la que se encuentra el Río Pánuco y la del Río Tamesí. Existe un sistema lagunar que tiene una capacidad total de 1,335x10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>.

En el caso específico del proyecto, la Laguna del Conejo provee de agua para uso doméstico a los ejidos cercanos y las descargas son generadas en los ejidos aledaños por el uso antes mencionado.

#### 6.1.4.7 SUELO

En la zona del puerto de Altamira, predomina la formación

Mesón que se depositó entre el Oligoceno y el Oligoceno Superior, formada por areniscas, delgadas capas de calizas y margas arenosas, y algunas lutitas. El espesor de estas capas fluctúa entre 110 y 175 m., actualmente en dirección a la costa del Golfo de México.

El Cuaternario antiguo está presente en formaciones de aluviones fluvio-marinos y eólicos, constituyendo el cordón litoral, con antiguas bermas y dunas en orientación Noreste.

Del Cuaternario reciente y Holoceno se detectan dos diferentes tiempos de sedimentos: los de origen fluvial que ocupan los confines de las lagunas y lechos fluviales constituidos por aluviones arcillo-limo-arenosos en porción variable. El otro tipo de sedimento es el actual origen marino, totalmente arenoso que forma la línea de costa. Ya que la costa es de emersión, la extensión de las dunas se orienta en el sentido de los vientos dominantes del Noreste.

En el área donde se proyecta construir el Puerto Industrial de Altamira, Tamps., se pueden definir dos zonas en las que las condiciones estratigráficas son notablemente diferentes: la zona "Alta" que corresponde a los lomeríos en los que se ubica el gasoducto Cactus-Reynosa, así como los terrenos ubicados al poniente de aquellos, y la zona "Baja" o de marismas ubicada hacia el oriente de los lomeríos mencionados.

La zona "Baja" o de marismas se caracteriza por la presencia de una capa superficial formada por suelos arcillosos blandos, con espesor de 6 a 15 m., a los que subyacen formaciones semejantes a las de la zona alta; por la baja capacidad de carga y la alta compresibilidad de los suelos arcillosos blandos arriba mencionados, las estructuras que se construyan en esta zona deberán tener cimentación profunda, mediante pila o pilotes apoyadas en los suelos subyacentes.

#### 6.1.4.8 FACTORES BIOTICOS

La vegetación silvícolas en la zona de estudio están representadas básicamente por bosque de caducifolias, manglares y vegetación de dunas.

La composición florística en la playa de las marismas de Altamira y en los alrededores de los cuerpos de aguas costeros (El conejo, Armenta y Javre), esta constituida por pequeños manchones de plantas suculentas rastreras, de unos cuantos centímetros de altura o por árboles que pueden estar formando las agrupaciones conocidas como manglares.

## 6.2 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA

El puerto esta dividido de acuerdo con la importancia económica, facilidad de estibaje, tamaño de la industria o utilidad de la superficie. Para elaborar el proyecto de abastecimiento de agua potable se ha visto la conveniencia de estudiar y proyectar la zona de pequeña y mediana industria ya que es la única que posee un predio lo suficientemente grande y seguro para la construcción de una zona habitacional.

El predio que comprende la zona de pequeña y mediana industria tiene una superficie total de 78.2 hectáreas de las cuales 44.5 hectárea esta destinada solo para la industria y 33.7 hectáreas para la habitación.

## 6.3 OBTENCIÓN DE LOS DATOS DE DISEÑO PARA EL PROYECTO

Como ya se ha descrito anteriormente, en el puerto Industrial de Altamira en la zona de pequeña y mediana industria, se localiza una zona habitacional con una superficie que no puede ser aumentada; debido a condiciones que el mismo puerto en el proyecto plantea. Por ello se tiene la necesidad de hechar mano de lo descrito en el inciso 2.6 "DETERMINACIÓN DE LA POBLACIÓN DE PROYECTO EN ZONAS HABITACIONALES NUEVAS", en su apartado 2.6.3. En el cual nos recomienda la siguiente aplicación:

Área total 33.7 hectárea

### 6.3.1 DISTRIBUCIÓN DE LA SUPERFICIE

Calles y vialidades	$0.26 \times 33.7 =$	8.76 hectáreas
Estacionamientos	$0.07 \times 33.7 =$	2.36 hectáreas
Lotificable para vivienda	$0.44 \times 33.7 =$	14.83 hectáreas
Área verde	$0.23 \times 33.7 =$	7.75 hectáreas
Área total		33.70 hectáreas

### 6.3.2 OBTENCIÓN DE LA POBLACIÓN DE DISEÑO

Ahora, de acuerdo con el inciso 2.6.1, consideramos una densidad de población de 300 hab/ha, de donde obtenemos:

$$\begin{aligned} \text{Población de proyecto} &= 14.83 \times 300 \\ &= 4\,448 \text{ habitantes} \end{aligned}$$

### 6.3.3 GASTOS DE DISEÑO

Para obtener los gastos de diseño se utilizará una dotación a la zona habitacional de 150 lts/hab/día y en la zona industrial se utilizará lo descrito en la tabla número 2.1 "dotaciones en zonas industriales", y utilizaremos el gasto máximo maximorum. de 1.5 lts/seg/ha de esta manera obtendremos los siguientes resultados:

#### 6.3.3.1 ZONA HABITACIONAL

$$Q_{m.d.} = \frac{4448 \times 150}{86\,400}$$

$$Q_{m.d.} = 7.72 \text{ lts/seg.}$$

donde utilizaremos los coeficientes recomendables de:

$$C.V.D. = 1.2$$

$$C.V.H. = 1.5$$

Debemos considerar también un gasto en área verde de 0.1 lts/seg/ha que deberemos sumar al antes calculado por concepto de la población.

$$Q_{\text{ÁREA VERDE}} = 7.75 \times 0.1 = 0.775 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{m.d.TOTAL} = Q_{m.d.} + Q_{\text{ÁREA VERDE}}$$

$$Q_{m.d.T} = 8.723 + 0.775 = 8.498 \text{ lts/seg}$$

Por lo tanto:

$$Q_{M.D.} = 8.498 \times 1.2 = 10.147 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{M.H.} = 10.147 \times 1.5 = 15.296 \text{ lts/seg}$$

#### 6.3.3.2 ZONA INDUSTRIAL

$$\text{Área total} = 44.5 \text{ hectáreas}$$

$$\text{Dotación} = 1.5 \text{ lts/seg/ha}$$

Gastos de diseño.

$$Q_{m.d.} = 1.5 \times 44.5 = 66.76 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{M.D.} = 1.2 \times 66.76 = 80.11 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{M.H.} = 1.5 \times 80.11 = 120.16 \text{ lts/seg}$$

#### 6.4 DISEÑO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN.

Para el diseño de la línea de conducción consideraremos el gasto de diseño acumulado de la zona habitacional y de la zona industrial, ya que solo se diseñará una línea para suministrar agua a las dos zonas. Contamos con los siguientes datos:

Longitud de la línea = 2 400 m.

Cota inicial = 28.00 m.

Cota ultima = 14.10 m.

Desnivel = 13.90 m.

Gasto = 90.16 lts/seg

Tiempo de suministro = 12 hrs.

Cálculo del diámetro

$$\begin{aligned} Q &= \frac{24}{12} \text{ (Q.M.D.)} \\ &= 2 \times 90.16 \\ &= 180.32 \end{aligned}$$

El gradiente hidráulico es:

$$S = \frac{H}{L} = \frac{13.9}{2400} = .005792$$

De la formula de HAZEN WILLIAMS

$$Q = 35.834 \times 10^{-7} C D^{2.63} S^{0.54}$$

$$C = 140$$

Despejando D:

$$D = \left( \frac{180.32}{35.834 \times 10^{-7} (140)(.0058)^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}}$$

$$D = 372 \text{ mm.} = .372 \text{ m.}$$

$$D = 16''$$

Calculando el gradiente corregido:

$$S = \left( \frac{Q}{35.834 \times 10^{-7} C D^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}}$$

$$S = \left( \frac{180.32}{35.834 \times 10^{-7} (140)(400)^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}}$$

$$S = .0041$$

$$\text{como } S = \frac{H}{L}$$

$$H = S \times L = 0.0041 \times 2\,400 = 9.89 \text{ m.}$$

## 6.5 DISEÑO DEL TANQUE DE REGULARIZACIÓN

La regularización se realizará por un período de 24 horas, para variaciones de consumo en poblaciones pequeñas del país y con un gasto de diseño de 90.16 lts/seg.

Por lo que tenemos que el volumen de diseño será:

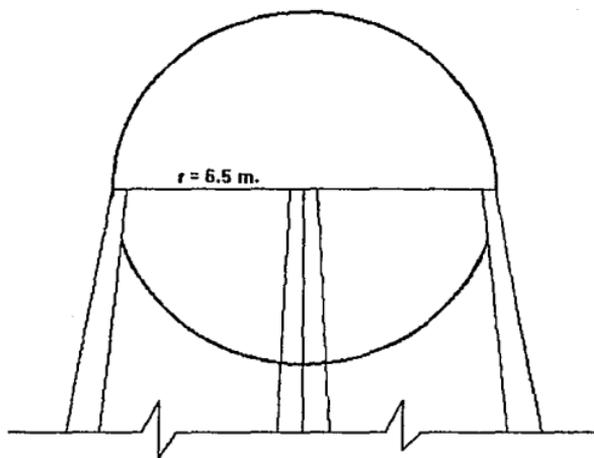
$$C = 14.58 \times Q.M.D$$

donde  $C$  = capacidad del tanque en  $m^3$

$Q.M.D.$  = Gasto máximo diario en lts/seg

$$C = 14.58 \times 90.16$$

$$C = 1314.5 \text{ m}^3$$



El tanque se ubicó según la conveniencia topográfica y mejor distribución del agua hacia todos los puntos de la red de la zona industrial a habitacional, lo cual quiere decir que dará abasto a la dos redes, esto principalmente por economía del proyecto.

## LISTA DE PIEZAS ESPECIALES PARA TANQUE DE 1 100 m<sup>3</sup> DE CAPACIDAD

No	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
1	CODO DE Fo.Fo. DE 90° DE 16" ( 400 mm. )	PZA.	5
2	CODO DE Fo.Fo. DE 90° DE 12" ( 300 mm. )	PZA.	2
3	CRUZ DE Fo.Fo. DE 16" X 16" ( 400 X 400 mm.)	PZA.	1
4	REDUCCION DE Fo.Fo. DE 16" X 12" ( 400 X 300 mm.)	PZA.	3
5	CARRETE LARGO DE 16" ( 400 mm.) L=150	PZA.	9
6	VALVULA DE COMPUERTA DE 12" ( 300 mm.)	PZA.	6
7	VALVULA DE COMPUERTA DE 16" ( 400 mm.)	PZA.	2
8	VALVULA DE FLOTADOR DE 6" ( 152 mm.)	PZA	1
9	CODO DE Fo.Go. DE FLOTADOR DE 90° DE 1" ( 24.5 mm.)	PZA	4
<b>TUBERIA DE ACERO:</b>			
10	16" ( 400 mm.) L = 1.00 mts.	PZA.	1
11	12" ( 300 mm.) L = 0.50 mts.	PZA.	3
12	16" ( 400 mm.) L = 3.50 mts.	PZA	1
13	16" ( 400 mm.) L = 0.60 mts.	PZA	2
14	16" ( 400 mm.) L= 0.50 mts.	PZA	1
<b>EMPAQUES DE PLOMO PARA DIAMETROS DE</b>			
15	12" ( 300 mm.)	PZA	14
16	16" ( 400 mm.)	PZA	21
<b>TORNILLOS CON CABEZA HEXAGONAL PARA TUBERIA DE:</b>			
17	( 3/4" X 3" ) 19.1 X 76.2 mm.	PZA	112
18	( 3/4" X 3 1/2" ) 19.1 X 88.9 mm.	PZA	160

## 6.6 RED DE DISTRIBUCIÓN

A continuación se presentará el diseño de las redes habitacional e industrial, cada una con sus características propias, separadas como proyectos diferentes, pero con una misma fuente de regularización.

### 6.6.1 ZONA HABITACIONAL

La red de distribución en la zona habitacional consta de tres circuitos principales y tubería de relleno, para poder llevar a todos los puntos de la red la suficiente agua con la presión adecuada.

Cálculo del gasto unitario.

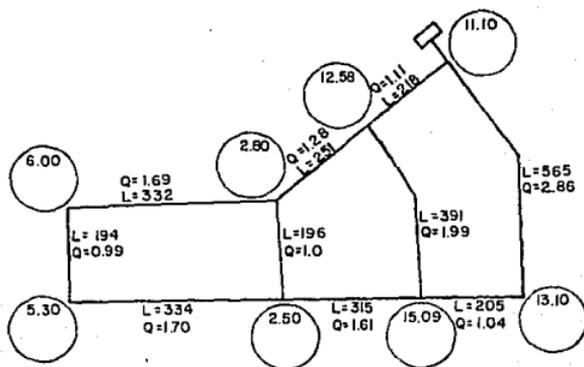
$$q_{\text{unit}} = \frac{\text{Gasto total}}{\text{Longitud total}}$$

donde  $q_{\text{unit}}$  = Gasto unitario

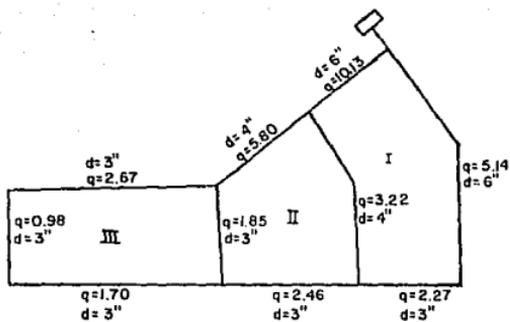
L = Longitud total de la red principal

entonces tenemos:

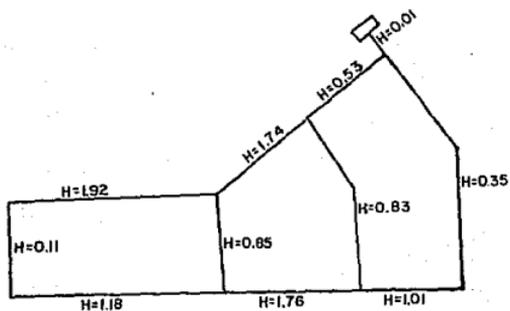
$$q_{\text{unit}} = \frac{15.296}{3001} = 0.005097$$



L = longitud del tramo  
Q = gasto del tramo  
12.58 = cota del terreno



q = gasto acumulado  
d = diámetro de la tubería



Resumen de pérdidas compensadas



**TABLA DE CÁLCULO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN "ZONA HABITACIONAL"**

CIRCUITO		TRAMO	LONG. m.	GASTO l.p.s.	DIAM. m.m.	H0 m.	H0/Q0	CORRE
PROPIO	COMUN							
I		A-B	563	5,14	150	0,35386	0,06884	-0,01913
I		B-D	205	2,27	75	1,01686	0,44796	-0,01913
I	II	C-D	391	-3,22	100	-0,80922	0,25131	-0,01913
I		A-C	218	-10,13	150	-0,53219	0,05254	-0,01913
						0,02931	0,82062	
II	I	C-D	391	3,22	100	0,80923	0,25131	-0,10336
II		D-F	218	2,46	75	1,835	0,74593	-0,10336
II	III	E-F	196	-1,85	75	-0,64574	0,34905	-0,10336
II		C-E	251	-5,8	100	-1,68543	0,29059	-0,10336
						0,31306	1,63718	
III	II	E-F	196	1,85	75	0,64574	0,34905	0,24699
III		F-H	334	1,7	75	0,92918	0,54658	0,24699
III		G-H	194	-0,98	75	-0,17935	0,18301	0,24699
III		E-G	332	-2,67	75	-2,27832	0,8533	0,24699
						-0,88275	1,93194	

ACCION	Q1	H1	H1/Q1	CORRECCION	Q2	H2	H2/Q2	
	5,12069	0,3512	0,06858	-0,02748	5,09321	0,34744	0,06822	
	2,25069	0,99963	0,44414	-0,02748	2,22321	0,97537	0,43872	
0,10336	-3,13595	-0,76753	0,24475	-0,02748	-0,07679	-3,24022	-0,81942	0,25289
	-10,14931	-0,53422	0,05264	-0,02748	-10,17679	-0,53712	0,05278	
		0,04908	0,81011			0,03373	0,81261	
0,01913	3,13595	0,76753	0,24475	0,07679	0,02748	3,24022	0,81942	0,25289
	2,35664	1,68404	0,71459	0,07679		2,43343	1,79557	0,73788
-0,24699	-2,20035	-0,91347	0,41515	0,07679	0,04308	-2,08048	-0,81665	0,39253
	-5,95336	-1,77574	0,29826	0,07679		-5,87657	-1,73023	0,29443
		-0,23764	1,67275				0,06811	1,67773
0,10339	2,20035	0,91347	0,41515	-0,04308	-0,07679	2,08248	0,81665	0,39253
	1,94699	1,21879	0,62599	-0,04308		1,90391	1,16545	0,31213
	-0,73301	-0,10034	0,13689	-0,04308		-0,77609	-0,11248	0,14493
	-2,42301	-10,8763	0,77437	-0,04308		-2,46609	-1,94362	0,78814
		0,155621	1,9524				0,074	1,93773

CORRECCION		Q3	H3	H3/Q3	CORRECCION		Q4	H4
-0,02244		5,07077	0,34439	0,06792	0,03946		5,11023	0,34977
-0,02244		2,20077	0,95578	0,43429	0,03946		2,24023	0,99036
-0,02244	0,02194	-3,24072	-0,81967	0,25293	0,03946	0,00717	-3,27301	-0,83609
-0,02244		-10,19923	-0,53949	0,05289	0,03946		-10,15977	-0,53533
			-0,05899	0,80803				0,03429
-0,02194	0,02244	3,24072	0,81967	0,25293	-0,00717	-0,03946	3,27301	0,83609
-0,02194		2,41149	1,76334	0,73122	-0,00717		2,40432	1,75287
-0,02194	0,02064	-2,08178	-0,81767	0,39278	-0,00717	-0,03809	-2,13704	-0,85362
-0,02194		-5,89851	-1,74317	0,29552	-0,00717		-5,90568	-1,74741
			0,02217	1,67245				-0,01207
-0,02064	0,02194	2,08178	0,81767	0,39278	0,03809	0,00717	2,12704	0,85362
-0,02064		1,88327	1,14032	0,6055	0,03809		1,92136	1,18691
-0,02064		-0,79673	-0,11854	0,14879	0,03809		-0,75864	-0,10748
-0,02064		-2,48673	-1,97628	0,79473	0,03809		-2,44864	-1,91621
			-0,13683	1,9418				

H4/Q4	CORRECCION		Q5	H5	H	COTAS		CARGA
					COMP.	PIEZOME.	TERRENO	DISP.
0,06844	0,02066		5,13089	0,3526	0,3526	34,09	11,1	22,99
0,44208	0,02066		2,26089	1,00871	1,00871	33,74	13,1	20,64
0,25545	0,02066	-0,00388	-3,25623	-0,82754	-0,82754	32,73	15,09	17,64
0,05269	0,02066		-10,13911	-0,53315	-0,53315	33,56	12,58	20,98
0,81866				0,00062				
0,25545	0,00388	-0,02066	3,25623	0,82754	0,82754	33,56	12,58	20,98
0,72905	0,00388		2,4082	1,75853	1,75853	32,73	15,09	17,64
0,40132	0,00388	0,00468	-2,11848	-0,84676	-0,84676	30,97	2,5	28,47
0,29589	0,00388		-5,9018	-1,74512	-1,74512	31,81	2,8	29,01
1,68471				-0,00581				
0,40132	-0,00468	-0,00388	2,11848	0,84676	0,84676	31,81	2,8	29,01
0,61775	-0,00468		1,91668	1,18114	1,18114	30,97	2,5	28,47
0,14167	-0,00468		-0,76332	-0,10881	-0,10881	29,79	5,3	24,49
0,78256	-0,00468		-2,45332	-1,92354	-1,92354	29,89	6,6	23,89
1,9433				-0,00445				

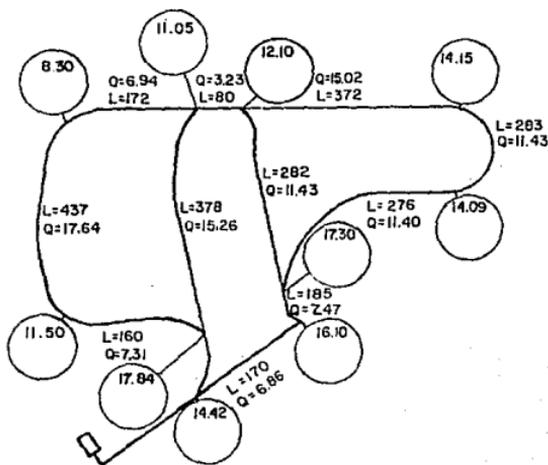
## 6.6.2 ZONA INDUSTRIAL

La red de distribución de la zona de pequeña y mediana industria consta de tres circuitos principales, donde no se han considerado tuberías de relleno, porque la mayor parte de los predios tienen fácil acceso a la red principal.

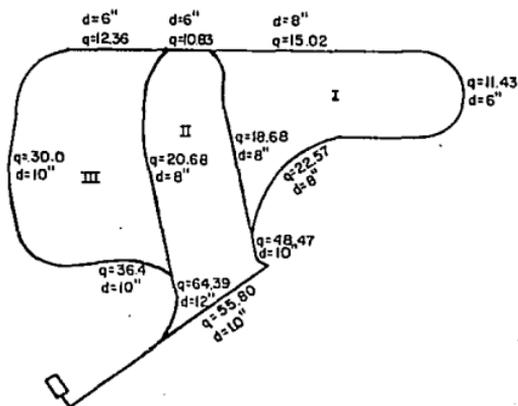
En el proyecto, como se puede observar, no se cuenta con algún hidrante contra incendios, aun y cuando la zona es de regular tamaño, y la razón es que, cada industria debe tener su propio equipo contra incendios y por lo tanto absorber el gasto que requiera para tal caso.

Cálculo del gasto unitario:

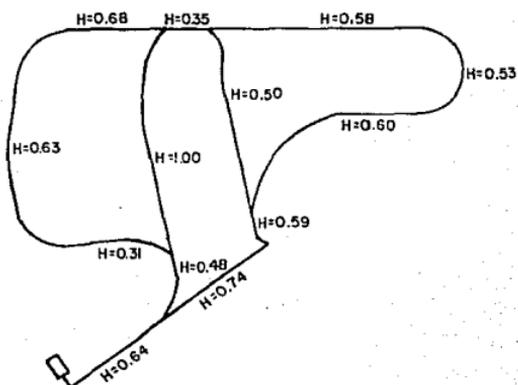
$$q_{\text{unít.}} = \frac{120.16}{2976} = .04038$$



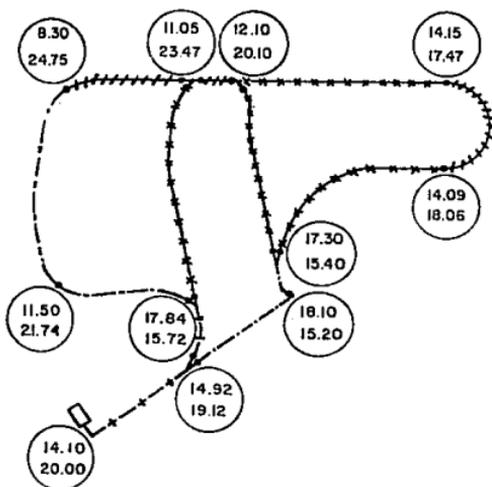
L = longitud del tramo  
Q = gasto del tramo  
12.58 = cota del terreno



$q$  = gasto acumulado  
 $d$  = diámetro de la tubería



Resumen de pérdidas compensadas



Diámetros definitivos  
8.30 cota del terreno  
24.75 carga disponible

## S I M B O L O G I A

TUBERIA DE ASBESTO CEMENTO DE:

400 mm. (16")	---◆---◆---◆---◆---◆---
300 mm. (12")	-----
250 mm. (10")	-----
200 mm. ( 8")	---x---x---x---x---x---
150 mm. ( 6")	---/---/---/---/---/---
100 mm. ( 4")	=====
75 mm. ( 3")	-----

**TABLA DE CALCULO DE LA RED DE DISTRIBUCION "ZONA INDUSTRIAL"**

CIRCUITO PROPIO	CIRCUITO COMUN	TRAMO	LONG.	GASTO	DIAM.	H0	H0/Q0	CORREI
			m.	l.p.s.	m.m.	m.		
I		A-B	283	11,43	150	0,87958	0,07693	-2,16437
I		B-D	276	22,57	200	0,71282	0,03158	-2,16437
I	II	C-D	282	-18,9	200	-0,51072	0,02702	-2,16437
I		A-C	372	-15,02	200	-0,42549	0,02833	-2,16437
						0,65619	0,16388	2,16437
II	I	C-D	282	18,9	200	0,51072	5,02702	-2,2706
II		D-E	185	48,47	250	0,66932	0,01381	-2,2706
II		E-H	170	55,8	250	0,81515	0,01461	-2,2706
II		G-H	181	-6439	300	-0,43788	0,0068	-2,2706
II	III	F-G	378	-20,68	200	-0,8196	0,03963	-2,2706
II		C-F	80	-10,83	150	-0,22322	0,020611	-2,2706
						0,51449	0,12248	2,2706
III	II	F-G	378	20,68	200	0,8196	0,03963	0,0962
III		G-J	160	36,4	250	0,32647	0,00497	0,0962
III		I-J	437	-30	250	-0,60568	0,02019	0,0962
III		E-J	172	-12,36	150	-0,62511	0,05058	0,0962
						-0,08472	0,47604	0,0962

CCION	Q1	H1	H1/Q1	CORRECCION	Q2	H2	H2/Q2	
	9,26563	0,578	0,06238	-0,35539	8,91024	0,53451	0,05999	
	20,40563	0,58266	0,02855	-0,35539	20,05024	0,56254	0,02806	
2,2706	-18,79377	-0,50499	0,02687	-0,35539	0,13972	-19,00944	-0,51665	0,02718
	-17,18437	-0,55691	0,03241	-0,35539		-17,53976	-0,58022	0,03308
		0,09876	0,15021				0,00018	0,14828
2,16437	18,79377	0,50499	0,02687	-0,13972	0,35539	19,00944	0,51665	0,02718
	46,1994	0,060809	0,013162	-0,13972		46,05968	0,60441	0,01312
	53,5294	0,75016	0,01404	-0,13972		53,38968	0,74625	0,01398
	-66,6606	-0,46931	0,0704	-0,13972		-66,80032	-0,47128	0,00706
0,0962	-23,0468	-1,01794	0,041682	-0,13972	0,56444	-22,62208	-0,98076	0,04335
	-13,1006	-0,32664	0,02493	-0,13972		-13,24032	-0,33364	0,0252
		0,04939	0,019108	0,13972			0,08163	0,12989
2,2706	23,0468	1,01794	0,04417	-0,56444	0,13972	22,62208	0,98076	0,04335
	36,4962	0,3282	0,00899	-0,56444		35,93176	0,31812	0,00885
	-29,9038	-0,6018	0,02012	-0,56444		-30,46824	-0,62474	0,0205
	-12,2638	-0,61542	0,05018	-0,56444		12,82824	-0,67338	0,05249
		0,12892	0,12346	0,56444		0,00076	0,00076	0,12519

CORRECCION		Q3	H3	H3/Q3	CORRECCION		Q4	H4
-0,00066		8,90958	0,53444	0,05998	-0,06692		8,83766	0,52584
-0,00066		20,64958	0,56251	0,02806	-0,06692		19,98266	0,55876
-0,00066	0,33971	-18,67039	-0,49838	0,02669	-0,06692	-0,027	-18,76431	-0,50341
-0,00066		-17,54042	-0,58027	0,03308	-0,06692		-17,60734	-0,58471
			0,0183	0,14781				-0,00352
-0,33971	0,00066	18,67039	0,49838	0,02669	0,027	0,06692	18,76431	0,50341
-0,33971		45,71997	0,59553	0,013026	0,027		45,74697	0,59632
-0,33971		53,04997	0,73678	0,01389	0,027		53,07697	0,73753
-0,33971		-67,14003	-0,47608	0,00709	0,027		-67,11303	-0,4757
-0,33971	0,00328	-22,95851	-1,01015	0,044	0,027	0,12724	-22,80427	-0,99663
-0,33971		-13,58003	-0,35098	0,02585	0,027		-13,55303	-0,34959
			-0,00652	0,13055				0,01525
-0,00328	0,33971	22,95851	1,01015	0,044	-0,12724	-0,027	22,80427	0,99663
-0,00328		35,92848	0,31807	0,00885	-0,12724		35,80124	0,31582
-0,00328		-30,47152	-0,62487	0,02051	-0,12724		-30,59876	-0,6301
-0,00328		-2,83152	-0,67372	0,05251	-0,12724		-12,95876	-0,68714
			0,02963	0,12587				-0,00479

H4/Q4	CORRECCION		Q5	H5	H	COTAS		CARGA
					COMP.	PIEZOME.	TERRENO	DISP.
0,0595	0,0129		8,85056	0,52738	0,52738	31,62	14,15	17,47
0,02796	0,0129		19,99556	0,55948	0,55948	32,62	14,09	18,06
0,02683	0,0129	0,06324	-18,68817	-0,49933	-0,49933	32,71	17,3	15,4
0,03321	0,0129		-17,59444	-0,58385	-0,58685	32,2	12,1	20,1
0,14756				0,00368				
0,02683	-0,06324	-0,0129	18,68817	0,49933	0,49933	32,2	12,1	20,1
0,01303	-0,06324		45,68373	0,59459	0,59459	32,71	17,3	15,4
0,0139	-0,06324		53,01373	0,73578	0,73578	33,3	18,1	15,2
0,000709	-0,06324		-67,17627	-0,4766	-0,4766	34,04	14,92	19,12
0,0437	-0,06324	-0,02053	-22,88804	-1,00396	-1,00369	33,56	17,84	15,72
0,02579	-0,06324		13,61627	-0,35286	0,35286	34,52	11,05	23,47
0,13034				-0,00372				
0,0437	0,2053	0,06324	22,88804	1,00396	1,00396	34,52	11,05	23,47
0,00882	0,2053		35,82177	0,31618	0,31618	33,56	17,84	15,72
0,02059	0,2053		-30,57823	-0,62926	-0,62926	33,88	11,5	21,74
0,05303	0,2053		-12,92823	-0,68497	-0,68497	33,25	8,5	24,75
0,12614				0,00591				

## 6.7 LISTA DE PIEZAS ESPECIALES

### 6.7.1 LISTA DE PIEZAS ESPECIALES DE LA RED DE LA ZONA HABITACIONAL LISTA DE PIEZAS ESPECIALES

SIMBOLO	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
⊥	Cruz de fo.fo. con brida de: 100 x 75 mm. (4" x 3") 75 x 75 mm. (3" x 3")	Pza.	2
		Pza.	1
T	Tee de fo.fo. con brida de: 150 x 150 mm. (6" x 6") 150 x 100 mm. (6" x 4") 150 x 75 mm. (6" x 3") 100 x 100 mm. (4" x 4") 100 x 75 mm. (4" x 3") 75 x 75 mm. (3" x 3")	Pza.	1
		Pza.	1
		Pza.	2
		Pza.	1
		Pza.	1
		Pza.	7
┌	Codo de 90° de fo.fo. con brida de: 150 mm. (6") 75 mm. (3")	Pza.	1
		Pza.	2
└	Codo de 45° de fo.fo. con brida de: 150 mm. (6") 100 mm. (4") 75 mm. (3")	Pza.	1
		Pza.	2
		Pza.	3
▽	Reducción de fo.fo. con brida de: 150 x 100 mm. (6" x 4") 150 x 75 mm. (6" x 3") 100 x 75 mm. (4" x 3")	Pza.	1
		Pza.	1
		Pza.	3
└	Extremidad de fo.fo con brida de: 150 mm. (6") 100 mm. (4") 75 mm. (3")	Pza.	11
		Pza.	12
		Pza.	38
⊖	Junta gibault completa de: 150 mm. (6") 100 mm. (4") 75 mm. (3")	Pza.	11
		Pza.	12
		Pza.	38

**Válvula de seccionamiento con brida de:**

150 mm. (6")	Pza.	4
100 mm. (4")	Pza.	5
75 mm. (3")	Pza.	24

**Empaques de plomo de:**

150 mm. (6")	Pza.	18
100 mm. (4")	Pza.	20
75 mm. (3")	Pza.	70

**Tornillos de cabeza y tuerca hexagonal de:**

25.4 x 114.3 mm. (1" x 4½")	Pza.	32
22.2 x 101.6 mm. (7/8" x 4")	Pza.	84
22.2 x 88.9 mm. (7/8" x 3½")	Pza.	288
19.1 x 88.9 mm. (3/4" x 3½")	Pza.	315
19.1 x 76.2 mm. (3/4" x 3")	Pza.	336

**Cajas para válvulas:**

Tipo 2	caja	4
Tipo 5	caja	5
Tipo 9	caja	7
Tipo 12	caja	2

## 6.7.2 LISTA DE PIEZAS ESPECIALES DE LA RED DE LA ZONA INDUSTRIAL

### LISTA DE PIEZAS ESPECIALES

SIMBOLO	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
T	Tee de fo.fo. con brida de:		
	400 x 300 mm. (16" x 12")	Pza.	1
	300 x 250 mm. (12" x 10")	Pza.	1
	200 x 200 mm. (8" x 8")	Pza.	2
	150 x 150 mm. (6" x 6")	Pza.	1
┌	Codo de 90° de fo.fo. con brida de:		
	250 mm. (10")	Pza.	1
└	Codo de 45° de fo.fo. con brida de:		
	300 mm. (12")	Pza.	2
	250 mm. (10")	Pza.	1
	200 mm. (8")	Pza.	3
┘	Codo de 22°30' de fo.fo. con brida de:		
	300 mm. (12")	Pza.	2
	250 mm. (10")	Pza.	13
	200 mm. (8")	Pza.	11
	150 mm. (6")	Pza.	16
▽	Reducción de fo.fo. con brida de:		
	400 x 250 mm. (16" x 10")	Pza.	1
	300 x 200 mm. (12" x 10")	Pza.	1
	250 x 200 mm. (10" x 8")	Pza.	1
	250 x 150 mm. (10" x 6")	Pza.	1
	200 x 150 mm. (8" x 6")	Pza.	3
I	Extremidades de fo.fo. con brida de:		
	400 mm. (16")	Pza.	1
	300 mm. (12")	Pza.	8
	250 mm. (10")	Pza.	34
	200 mm. (8")	Pza.	30
	150 mm. (6")	Pza.	32
⊕	Junta gibault completa de:		
	400 mm. (16")	Pza.	1

300 mm. (12")	Pza.	8
250 mm. (10")	Pza.	34
200 mm. (8")	Pza.	30
150 mm. (6")	Pza.	32



Válvula seccionamiento tipo compuerta de:

300 mm. (12")	Pza.	1
250 mm. (10")	Pza.	4
200 mm. (8")	Pza.	4
150 mm. (6")	Pza.	6

Empaques de plomo de:

400 mm. (16")	Pza.	2
300 mm. (12")	Pza.	10
250 mm. (10")	Pza.	40
200 mm. (8")	Pza.	40
150 mm. (6")	Pza.	49

Tornillos de cabeza y tuerca hexagonal de:

19.1 x 76.2 mm. (3/4" x 3")	Pza.	136
15.9 x 76.2 mm. (5/8" x 3")	Pza.	132
15.9 x 63.5 mm. (5/8" x 2½")	Pza.	252

Cajas para válvulas:

Tipo 2	caja	2
Tipo 3	caja	2
Tipo 5	caja	1
Tipo 10	caja	3
Tipo 11	caja	1

## 6.8 CANTIDADES DE OBRA

### 6.8.1 CANTIDADES DE OBRA EN LA ZONA HABITACIONAL

#### CANTIDADES DE OBRA

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
EXCAVACION EN ZONA "A" DE MATERIAL TIPO I	M <sup>3</sup>	2 643
RELLENO COMPACTADO AL 90% PROCTOR	M <sup>3</sup>	2 255
CAMA DE ARENA	M <sup>3</sup>	227
ACARREO DE MATERIAL FUERA DE LA OBRA	M <sup>3</sup>	388
CONCRETO $f_c = 150 \text{ kgs/cm}^2$ PARA ATRAQUES	M <sup>3</sup>	2.92

#### CANTIDADES DE TUBERIA

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
TUBERIA DE ASBESTO CEMENTO CLASE A-7 DE		
300 mm. (12")	m.l.	181
250 mm. (10")	m.l.	952
200 mm. (8")	m.l.	1308
150 mm. (6")	m.l.	535

## 6.8.2 CANTIDADES DE OBRA DE LA ZONA INDUSTRIAL

### CANTIDADES DE OBRA

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
EXCAVACION EN ZONA "A" DE MATERIAL TIPO I	M <sup>3</sup>	1816
RELLENO COMPACTADO AL 90% PROCTOR	M <sup>3</sup>	1586
CAMA DE ARENA	M <sup>3</sup>	176
ACARREO DE MATERIAL FUERA DE LA OBRA	M <sup>3</sup>	229.5
CONCRETO $f_c = 150$ kgs/cm <sup>2</sup> PARA ATRAQUES	M <sup>3</sup>	0.26

### CANTIDADES DE TUBERIA

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
TUBERIA DE ASBESTO CEMENTO CLASE A-7		
150 mm. (6")	m.l.	783
100 mm. (4")	m.l.	642
75 mm. (3")	m.l.	1380

## **7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

El trabajo expuesto anteriormente es una recopilación de información de diferentes fuentes, en donde se indican algunos de los métodos, para el diseño de redes de agua potable, ya conocidos, y también se incluyen algunos no muy usuales, sobre todo en los proyectos que son motivo de estudio en las materias que se imparten en el plan de estudios de ingeniería civil.

Hojeando otras tesis que tratan sobre el abastecimiento de agua potable, se puede observar una cierta similitud con este trabajo, pero resulta sustancialmente diferente en la medida en que se aplican los métodos de diseño para puertos industriales en los cuales se incluye una zona habitacional, aunque en general los métodos pueden ser aplicables a cualquier otro proyecto, respetando las características propias de cada uno.

### **7.1 CONCLUSIONES**

Podemos concluir por lo tanto; que en proyectos de agua potable, cualquiera que sea su característica propia, se tiene que recurrir a la mayor cantidad de información posible, ya que es la que podrá definir él o los métodos que se utilizarán en el diseño de todo el sistema, y por otro lado, tener a la mano las suficientes herramientas para poder encontrar una solución óptima a cada tipo de problema.

Para este proyecto en especial se utilizaron ciertos criterios que pudieran parecer no muy convencionales, pero que para efectos de este que aquí se presenta, la solución es lo suficientemente apegada a la realidad que nos presenta el caso.

La principal aportación del presente trabajo es el criterio de diseño en zonas industriales de nueva creación y donde se incluye también zonas habitacionales, cuando es necesario considerar un diseño diferente a los diseños convencionales, sobre todo, la diferencia radica en la forma de obtener los gastos de diseño para el sistema.

El hecho de no contar con datos estadísticos que nos permitan realizar predicciones de la población, para obtención de gastos de diseño, no debe limitar la acción del ingeniero, que será el encargado de investigar algunos otros métodos que sirvan para la determinación de los datos básicos del proyecto.

### **7.2 RECOMENDACIONES**

Se debe tener siempre en cuenta que para obtener resultados; es necesario consultar, y en su caso aplicar, otro tipo de métodos de diseño para poder decidir, según el criterio del ingeniero, cual es el que se apega más a la realidad.

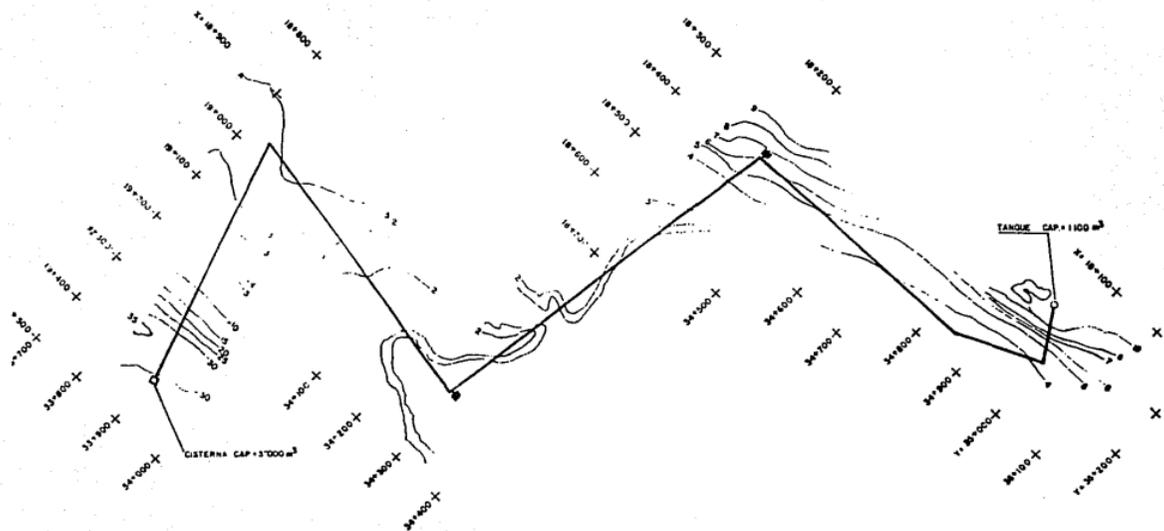
Este trabajo no se debe de tomar como un criterio general sino más bien como una aportación para visualizar otro tipo de soluciones diferentes a las convencionales o comunes, que se ven limitadas en proyectos de este tipo.

Es recomendable, en caso de ser necesario, recurrir a otros proyectos semejantes para buscar una solución en base a la experiencia adquirida por otros ingenieros , y que sería valiosa para retomar algunos conceptos importantes; que los llevaron a la solución deseada y que ayude a otros a tomar criterios de soluciones semejantes.

## PLANOS







Universidad Nacional Autónoma de México  
Escuela Nacional de Estudios Profesionales  
**ARACÓN**

Tesis Profesional de: **Juan Carlos Ortiz López**

**PLANTA DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN**

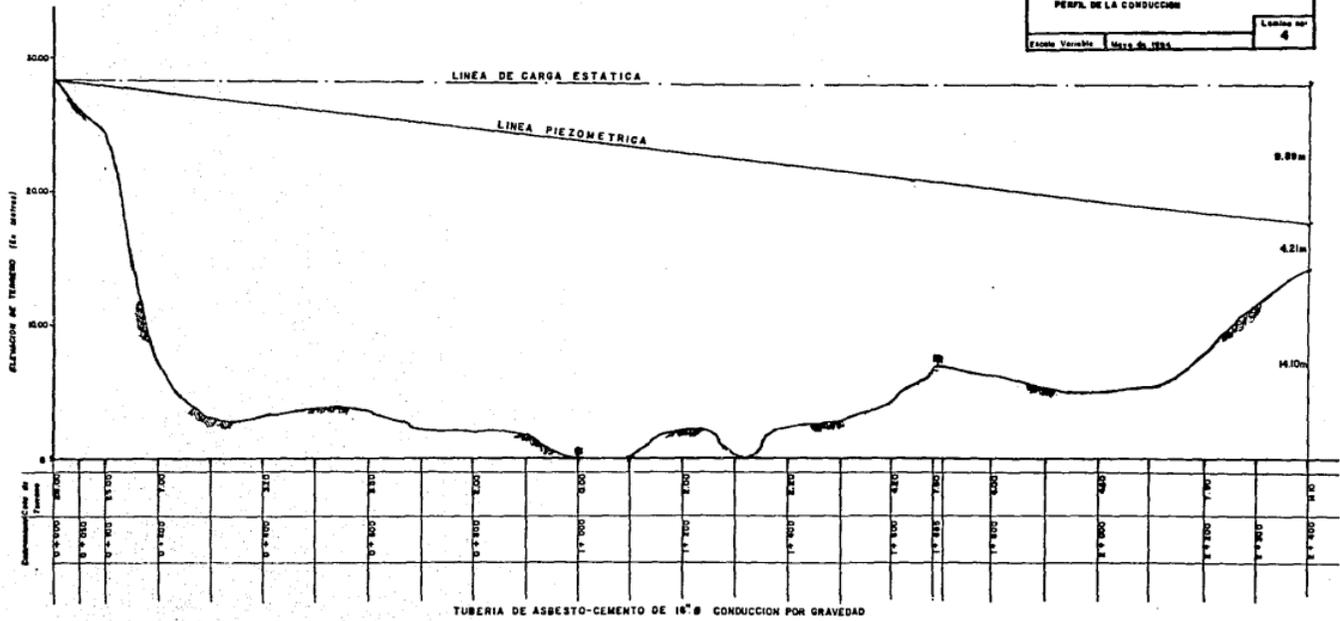
Curvas de nivel

Escala: 1:5000 Fecha: 1994

Lamina nº:

2

Universidad Nacional Autónoma de México Escuela Nacional de Estudios Profesionales <b>ARAGÓN</b>	
Tesis Profesional de: <b>Juan Carlos Ortiz Lugo</b>	
<b>PERFIL DE LA CONDUCCION</b>	
Fecha Variable: <b>Mayo de 1984</b>	Lámina no: <b>4</b>



TUBERIA DE ASBESTO-CEMENTO DE 16" CONDUCCION POR GRAVEDAD

## **ANEXOS**

FORMULA UTILIZADA : MANNING

DIAMETRO		F.V.U	Asb-Cem.	Al. - P.V. (1922)							
		n=0.009	n=0.010	n=0.011	n=0.012	n=0.013	n=0.014	n=0.015	n=0.016		
Pulg	m	K	K	K	K	K	K	K	K	K	K
1/2	.013	9 553264.60	11798196.33	14318447.35	16957035.50	19931217.48	23338662.52	26575208.64	30240549.81		
3/4	.019	1 261724.66	1558245.08	1891074.11	2239031.77	2631375.18	3055935.28	3509833.50	3993844.56		
1	.025	202621.58	316031.53	430586.45	539299.25	630239.82	708721.71	811843.86	926315.29		
1 1/4	.032	77942.93	96261.68	116822.43	138317.26	162616.82	186282.43	216822.43	246728.97		
1 1/2	.033	31351.38	38721.80	46792.48	55639.10	65411.51	75939.88	87218.05	99248.17		
2	.05	6515.63	8046.89	9765.63	11562.50	13521.25	15701.25	18125.28	20625.00		
2 1/2	.054	3954.09	4800.91	5811.78	6849.88	8055.94	9378.53	10877.93	12513.83		
3	.073	279.44	342.52	416.72	496.72	586.71	687.85	801.22	926.28		
4	.102	161.63	199.61	242.22	286.82	337.21	391.41	449.61	511.63		
5	.127	50.24	62.05	75.22	89.16	104.92	121.69	139.76	159.04		
6	.152	19.28	23.79	28.93	34.18	40.18	46.65	53.98	60.97		
8	.203	4.11	5.07	6.16	7.29	8.57	9.95	11.43	13.00		
10	.254	1.28	1.54	1.80	2.21	2.60	3.01	3.46	3.94		
12	.305	.6954	.8359	.9925	1.166	1.357	1.55	1.76	1.98		
14	.356	.4039	.4832	.5784	.6841	.7977	.9187	.1047	.1185		
16	.406	.2020	.2410	.2830	.3300	.3815	.4375	.4980	.5630		
18	.457	.0516	.0628	.0751	.0881	.1019	.1165	.1319	.1480		
20	.508	.0308	.0361	.0423	.0490	.0564	.0644	.0731	.0824		
24	.610	.0165	.0197	.0236	.0281	.0330	.0384	.0443	.0507		
30	.762	.0035	.0042	.0051	.0061	.0072	.0084	.0098	.0113		
36	.914	.0013	.0016	.0019	.0023	.0027	.0032	.0037	.0042		
42	1.067	.0005	.0006	.0008	.0010	.0012	.0014	.0016	.0018		
48	1.219	.0002	.0003	.0004	.0005	.0006	.0007	.0008	.0009		
54	1.371	.0001	.0002	.0003	.0004	.0005	.0006	.0007	.0008		

FORMULAS

$$Q = \frac{A}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

$$S = 10.293 \cdot \left(\frac{Q}{K}\right)^3 \cdot n^3$$

$$h_f = K L Q^2$$

Pérdida por fricción en metros \_\_\_\_\_  $h_f$   
 Constante \_\_\_\_\_  $K$   
 Longitud en metros \_\_\_\_\_  $L$   
 Gasto en  $m^3/seg$  \_\_\_\_\_  $Q$

NOTA: Los valores de K corresponden a los diámetros indicados en la tabla en el sistema métrico decimal

CALCULO

ING. SAHUEL LUGO M

ESTE PLANO ANULA Y SUSTITUYE AL V.C 1623

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS  
 SUBSECRETARIA DE BIENES INMUEBLES Y OBRAS URBANAS  
 DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADOS  
 SUBDIRECCION DE PROYECTOS

AGUA POTABLE  
 CONSTANTES PARA PERDIDAS POR  
 FRICCION

Moisés C. Morán - 75  
 V.C. 1920

## S. A. H. O. P.

DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADOS  
SUBDIRECCION DE PROYECTOSCONSTANTES "K" PARA PERDIDAS POR FRICCION  
FORMULA DE MANNING

n=0.009 y n=0.010

Tuberías de plástico P. V. C.					Tuberías de asbesto cemento	
Diámetro Nominat en mm.	RD Norma E-20-68	Presión de trabajo Kg/cm <sup>2</sup>	Diámetro interior en mm.	K n=0.009	Diámetro nominal en mm.	K n=0.010
13 (1/2")	13.5	22.4	14.1	1.634 000	50 (2")	8.066.88
19 (3/4")	13.5	22.4	18.1	406 000	64 (2 1/2")	2 400.93
25 (1")	26	11.2	23.5	102 800	76 (3")	962.62
32 (1 1/4")	26	11.2	30.4	27 240	100 (4")	199.61
38 (1 1/2")	26	11.2	39.0	13 160		
50 (2")	26	11.2	44.7	4 069	150 (6")	23.79
60 (2 1/2")	26	11.2	55.7	1 472	200 (8")	5.07
60 (2 1/2")	32.5	9.0	67.4	1 341	250 (10")	1.54
75 (3")	26	11.2	68.6	514.5	300 (12")	.58350
75 (3")	32.5	9.0	82.1	469.8	350 (14")	.25432
90 (3 1/2")	26	11.2	93.8	252.7	400 (16")	.12610
90 (3 1/2")	41	7.1	96.6	215.9	450 (18")	.06688
100 (4")	26	11.2	105.5	134.9	500 (20")	.01815
100 (4")	32.5	9.0	107.3	123.3	510 (20")	.01439
100 (4")	41	7.1	108.7	115.0	760 (30")	.00439
125 (5")	26	11.2	130.5	42.48	910 (36")	.00166
125 (5")	32.5	9.0	132.7	39.71		
125 (5")	41	7.1	134.3	37.35		
150 (6")	26	11.2	155.3	17.18		
150 (6")	32.5	9.0	157.9	15.81		
150 (6")	41	7.1	160.1	14.60		
200 (8")	26	11.2	202.3	4.291		
200 (8")	41	7.1	207.9	3.621		
200 (8")	64	4.5	211.8	3.283		
250 (10")	26	11.2	250.8	1.645		
250 (10")	32.5	9.0	255.2	1.499		

$$h_f = 10.3 \frac{n^2 L Q^2}{D^{16/3}}$$

$$h_f = K L Q^2$$

$$K = \frac{10.3 n^2}{D^{16/3}}$$

$h_f$  = pérdida por fricción en m.

L = longitud, en m.

Q = gasto en m<sup>3</sup>/seg.

## ZANJAS PARA TUBERIA DE ASBESTO-CEMENTO Y P.V.C.

### ANCHO. - (FIG. 1)

El ancho de la zanja deberá ser de 50 cm más el diámetro exterior del tubo para tuberías con diámetro exterior igual o menor de 50 cm. Cuando este sea mayor de 50 cm el ancho de la zanja será de 60 cm más dicho diámetro. En la tabla mostrada abajo, se indica el ancho mínimo de zanjas en función de la profundidad, debiéndose usar este en caso de que el ancho calculado en función de diámetro exterior, sea menor.

### PROFUNDIDAD. - (FIG. 1)

La profundidad de la excavación será la fijada en el proyecto. Si no se hace así, la profundidad mínima será de 90 cm más el diámetro exterior de la tubería por instalar, cuando se trata de tuberías con diámetro exterior igual o menor de 90 cm, y será el doble de dicho diámetro para tuberías de diámetro exterior mayor de 90 cm. Para tuberías menores de 5 cm la profundidad mínima será de 70 cm.

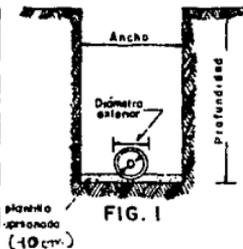
### FONDO. -

Deberán excavarlos cuidadosamente a mano las cavidades anchas (Fig. 2, 3 y 4) para apoyar la campana sobre los puntos de los tubos a fin de permitir que la tubería apoye entera su longitud sobre el fondo de la zanja a la plantilla apisonada. El espesor de esta será de 10 cm.

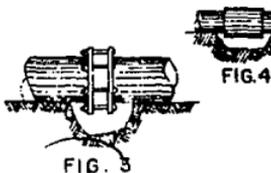
### RELLENO. -

Se utilizará el material extraído de las excavaciones, pero hasta 30 cm arriba del tope del tubo se usará tierra suelta de plátano. Este mismo será apisonado y alisado a vallo. En zonas urbanas con pavimento, el relleno será apisonado.

DIÁMETRO NOMINAL		Ancho		Profundidad		Volumen por metro lineal
en milímetros	en pulgadas	en cm.	en cm.	en cm.	en cm.	
25.4	1	50	70	0.35	m <sup>3</sup>	
50.8	2	53	70	0.39	"	
61.1	2.5	60	100	0.60	"	
76.2	3	60	100	0.60	"	
101.6	4	60	100	0.60	"	
152.4	6	70	110	0.77	"	
203.2	8	75	115	0.88	"	
254.0	10	83	120	1.06	"	
304.8	12	85	125	1.06	"	
355.6	14	90	130	1.17	"	
406.4	16	100	140	1.40	"	
457.2	18	115	145	1.67	"	
508.0	20	120	150	1.80	"	
609.6	24	130	165	2.15	"	
762.0	30	150	185	2.78	"	
914.4	36	170	220	3.74	"	



Este plano anula y sustituye al V.C. 112B



Proyecto: ING. LAURENTE MORALES Dibujo: CARLIN V.  
 Revisó: Jefe Depto. Agua Potable  
ING. RICARDO PACCHIANO y ING. LAURENTE MORALES

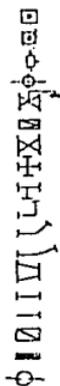
SECRETARÍA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PÚBLICAS  
 SUBSECRETARÍA DE BIENES INMUEBLES Y OBRAS URBANAS  
 DIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO  
 SUBDIRECCIÓN DE PROYECTOS

**ZANJAS PARA TUBERIA DE ASBESTO-CEMENTO Y P.V.C.**

Elaborado por: Jefe de Proyecto y Subjefe de Proyecto  
 Director: Subjefe de Proyecto  
 REVISADO POR: Subjefe de Proyecto

MEXICO, D.F. ENERO 1978 VC 1022

Válvula reductora de presión  
 Válvula de altitud  
 Válvula aliviadora de presión  
 Válvula para expulsión de aire  
 Válvula de flotador  
 Válvula de retención (check) de f.f. con brida  
 Válvula de seccionamiento de f.f. con brida  
 Cruz de f.f. con brida  
 Te de f.f. con brida  
 Codo de 90° de f.f. con brida  
 Codo de 45° de f.f. con brida  
 Codo de 22°30' de f.f. con brida  
 Reducción de f.f. con brida  
 Carrete de i.f. con brida (corto y largo)  
 Extremidad de f.f. con brida  
 Tapa con cuerda  
 Tapa ciega de f.f.  
 Junta Gibault



#### PIEZAS ESPECIALES G.P.B.

Válvula vólflex J.J. (con 2 juntas universales G.P.B.)  
 Válvula vólflex B.J. (con una brida y una junta universal)  
 Válvula reducción vólflex B.J. (con una brida y una junta universal)  
 Junta universal G.P.B.  
 Terminal G.P.B.  
 Reducción G.P.B.-B.B. (con 2 bridas planas)  
 Reducción G.P.B.-B.J. (con una brida y una junta universal)

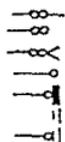


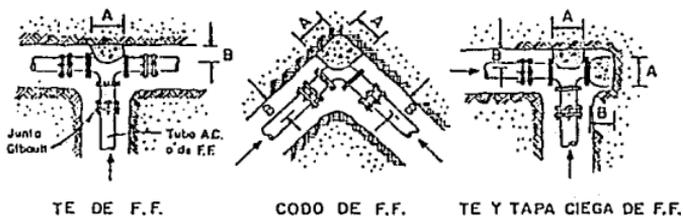
FIG. B.10. SIGNOS CONVENCIONALES DE PIEZAS ESPECIALES PARA CONEXIONES



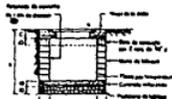
**DIMENSIONES DE LOS ATRAQUES DE CONCRETO  
PARA LAS PIEZAS ESPECIALES DE F.F.**

DIAM. NOMINAL DE LA PIEZA ESP.		ALTURA	LADO "A"	LADO "B"	VOL. POR ATRAGUE
MILIMETROS	PULGADAS	EN cm.	EN cm.	EN cm.	EN m <sup>3</sup>
≤ 76	≤ 3"	30	30	30	0.027
102	4"	35	30	30	0.032
152	6"	40	30	30	0.036
203	8"	45	35	35	0.055
254	10"	50	40	35	0.070
305	12"	55	45	35	0.087
356	14"	60	50	35	0.105
406	16"	65	55	40	0.143
457	18"	70	60	40	0.168
508	20"	75	65	45	0.219
610	24"	85	75	50	0.319
762	30"	100	90	55	0.495
914	36"	115	105	60	0.725
1067	42"	130	120	65	1.014
1219	48"	145	130	70	1.320

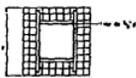
**DIRECCION DE LOS EMPUJES Y FORMA DE COLOCAR LOS ATRAQUES**



**ATRAQUES AGUA POTABLE**



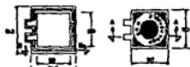
ELEVACION



LOSA Y CONTRAMARCO



1 PLANTA



MARCO DE F.F.

TAPA DE F.F.

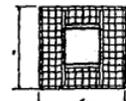
ESTE 81-10

ESTE 6-4

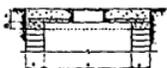
PARA INSTALAR EN EL MARCO Y TAPA UNA PLANTA DE CILINDRO



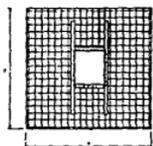
2



2



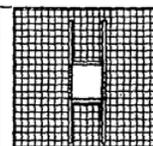
3



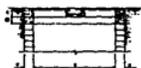
3



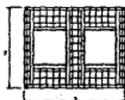
4



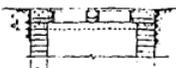
4



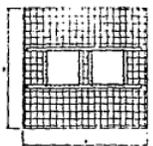
5



5



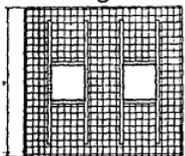
6



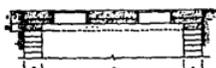
6



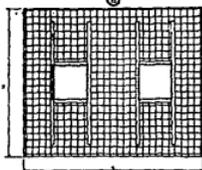
7



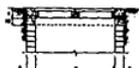
7



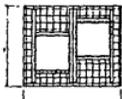
8



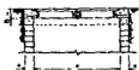
8



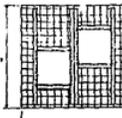
9



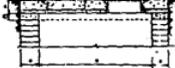
9



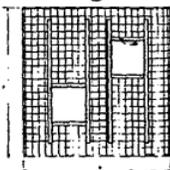
10



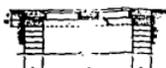
10



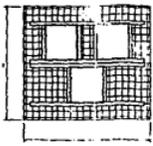
11



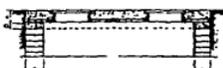
11



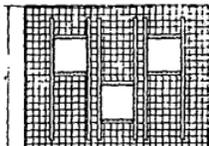
12



12



13



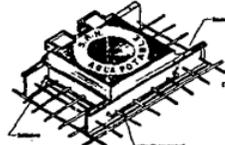
13

DATOS PARA CAJAS DE VALVULAS

VALVULAS	LARGO	ANCHO	ALTO	CONTRAMARCO		LARGO		ANCHO		ALTO	
				EXTERNO	INTERNO	EXTERNO	INTERNO	EXTERNO	INTERNO		
1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150
3	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200
4	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250
5	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
6	350	350	350	350	350	350	350	350	350	350	350
7	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
8	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450
9	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
10	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
11	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600
12	650	650	650	650	650	650	650	650	650	650	650
13	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700

NOTAS

1. Estas son las medidas de las válvulas, según se muestran en el dibujo. Las medidas "A", "B" y "C" son las medidas de las válvulas en el momento de la fabricación. Las medidas "D", "E" y "F" son las medidas de las válvulas en el momento de la instalación. Las medidas "G", "H" y "I" son las medidas de las válvulas en el momento de la operación.
2. El espacio entre las válvulas debe ser de 10 mm. El espacio entre las válvulas y el borde del marco debe ser de 10 mm. El espacio entre las válvulas y el borde de la tapa debe ser de 10 mm.
3. El espacio entre las válvulas y el borde del marco debe ser de 10 mm. El espacio entre las válvulas y el borde de la tapa debe ser de 10 mm.
4. El espacio entre las válvulas y el borde del marco debe ser de 10 mm. El espacio entre las válvulas y el borde de la tapa debe ser de 10 mm.
5. El espacio entre las válvulas y el borde del marco debe ser de 10 mm. El espacio entre las válvulas y el borde de la tapa debe ser de 10 mm.
6. El espacio entre las válvulas y el borde del marco debe ser de 10 mm. El espacio entre las válvulas y el borde de la tapa debe ser de 10 mm.
7. El espacio entre las válvulas y el borde del marco debe ser de 10 mm. El espacio entre las válvulas y el borde de la tapa debe ser de 10 mm.
8. El espacio entre las válvulas y el borde del marco debe ser de 10 mm. El espacio entre las válvulas y el borde de la tapa debe ser de 10 mm.
9. El espacio entre las válvulas y el borde del marco debe ser de 10 mm. El espacio entre las válvulas y el borde de la tapa debe ser de 10 mm.
10. El espacio entre las válvulas y el borde del marco debe ser de 10 mm. El espacio entre las válvulas y el borde de la tapa debe ser de 10 mm.
11. El espacio entre las válvulas y el borde del marco debe ser de 10 mm. El espacio entre las válvulas y el borde de la tapa debe ser de 10 mm.
12. El espacio entre las válvulas y el borde del marco debe ser de 10 mm. El espacio entre las válvulas y el borde de la tapa debe ser de 10 mm.
13. El espacio entre las válvulas y el borde del marco debe ser de 10 mm. El espacio entre las válvulas y el borde de la tapa debe ser de 10 mm.



REPRESENTACION DEL EQUIPO  
 Tipo de caja: 10 x 10 x 10  
 Tipo de válvula: 10 x 10  
 Tipo de tapa: 10 x 10

ESTE PLANO TIENE SU DISTRIBUCION EN V.C. 1000

REPRESENTACION DEL EQUIPO

Indicaciones que indican la forma de unir a la construcción. Como las medidas de la tapa por medio de una varilla de 1/2" (12.7) y el método perimetral, sobre el contramarco.

CAJAS TIPO

PARA OPERACION DE VALVULAS

REPRESENTACION DEL EQUIPO

## **BIBLIOGRAFIA**

- ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE  
ENRIQUE CESAR VALDEZ  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M., 1991
- HIDRAULICA GENERAL  
GILBERTO SOTELO AVILA  
ED. LIMUSA
- ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y DISPOSICION Y ELIMINACION  
DE EXCRETAS  
PEDRO LOPEZ ALEGRIA  
INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL, MEXICO 1990
- MANUAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS DE CIUDADES INDUSTRIALES  
SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS, 1976
- MANUAL DE NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE  
APROVISIONAMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOCALIDADES  
DE LA REPUBLICA MEXICANA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M., 1979
- MANUAL DE ESTUDIOS DE PROYECTOS PARA DESARROLLOS  
INDUSTRIALES VOL. I Y II  
SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS
- LOS MUNICIPIOS DE MEXICO, ESTADO DE TAMAULIPAS  
INSTITUTO NACIONAL DE ESTADISTICA, GEOGRAFIA  
E INFORMATICA, 1992