

300615

25

2ej



**UNIVERSIDAD LA SALLE**

ESCUELA DE INGENIERIA  
INCORPORADA A LA U.N.A.M.

**APUNTES DE LA MATERIA DE SISTEMAS  
DE ALCANTARILLADO**

**TESIS PROFESIONAL**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
**INGENIERO CIVIL**  
P R E S E N T A :  
**FRANCISCO ZORRILLA RIZO**

DIRECTOR DE TESIS: ING. JOAQUIN CHAVEZ ZURIGA

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

MEXICO, D. F., MARZO 10 1993



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.

# INDICE

CAPITULO	Pág.
1. MATERIAL E INFORMACION NECESARIOS.....	1
1.1 Planos de la Región a Diversas Escalas Reconocimiento In Situ.....	2
1.2 Estimación de Caudales por Desalojar Gastos Aproximados de Aguas Negras, Efluentes Industriales.....	2
1.3 Elección del Sitio de Vertido.....	5
1.4 Posibilidades de Reuso.....	5
1.5 Tratamiento Recomendable.....	6
1.6 Definición del Tipo de Sistema Sanitario, Pluvial, Combinado.....	6
2. ESTUDIOS PREVIOS AL DISEÑO.....	8
2.1 Generalidades, Periodos Económicos.....	9
2.2 Topografía.....	11
2.3 Patrones de Configuración de los Sistemas.....	11

2.4 Nomenclatura de los Conductos.....	17
<b>3. SISTEMAS DE RECOLECCION DE AGUAS RESIDUALES.....</b>	<b>19</b>
3.1 Estimación de las Aportaciones.....	20
3.2 Cálculo de los Gastos Básicos de Diseño.....	28
3.3 Fórmulas y Coeficientes Experimentales de Variación. Harmon, Babbitt.....	32
3.4 Velocidades de Escurrimiento Permisibles Profundidades Mínimas Materiales y Diámetro Comerciales.....	37
3.5 Datos para un Proyecto.....	67
3.6 Elaboración de un Pequeño Proyecto para Red de Recolección de Aguas Negras.....	68
3.7 Características Generales de los Cárcamos de Bombeo de Aguas Residuales.....	79
3.8 Disposición.....	81
<b>4. SISTEMAS DE RECOLECCION DE AGUAS PLUVIALES.....</b>	<b>82</b>
4.1 Estimación de Gastos. Expresión Axiomática. Aplicación de Datos Pluviométricos y Pluviográficos.....	83
4.2 Coeficientes de Escurrimiento. Coeficientes de Imper- meabilidad: Constante y en Función de la Lluvia.....	86

4.3 Método Racional.....	88
4.4 Método Gráfico. Ejemplo de Aplicación.....	88
4.5 Otros Métodos. Fórmulas Empíricas y Racionales para Zonas Particulares.....	91
4.6 Selección de Intensidades Máximas con Diversas Duraciones.....	91
4.7 Estudio Estadístico de las Intensidades de Lluvia. Período de Recurrencia.....	92
4.8 Tipos de Ecuaciones de Intensidad de Lluvia. Su Obtención.....	95
4.9 Datos para un Proyecto.....	99
4.10 Elaboración del Proyecto de una Red de Alcantarillado Pluvial.....	101
<b>5. OBRAS ACCESORIAS, CONSTRUCCION.....</b>	<b>111</b>
5.1 Conexiones Domiciliarias. Pozos de Inspección y Limpieza. Pozos de Caída.....	112
5.2 Sifones. su Uso.....	118
5.3 Coladeras Pluviales, su Capacidad, Localización.....	118
5.4 Tuberías de Sección Circular. Tuberías Construidas In Situ.....	119
5.5 Trazo y Tendido de la Tubería. Junteo.....	122
5.6 Excavaciones. Ademes. Rellenos.....	124

<b>6. CONCEPTOS GENERALES SOBRE DISPOSICION Y TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.....</b>	<b>126</b>
6.1 Características de las Descargas.....	127
6.2 Legislación. Parámetros Básicos.....	127
6.3 Algunos Procesos de Tratamiento. Conceptos Generales.....	128
6.4 Tratamientos Adecuados a las Aguas Negras de Pequeñas Comunidades.....	129
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>130</b>
<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>132</b>

## **INTRODUCCION**

El objetivo de esta tesis es que el alumno tenga a su alcance toda la información necesaria para poder cursar la materia de sistemas de alcantarillado. Ya que en la actualidad cuando se cursan este tipo de materias el alumno tiene problemas para encontrar la bibliografía necesaria para su estudio ya que por lo general en un libro no se encuentra todo lo que el temario abarca, y es necesario consultar varios libros, los cuales son de alto costo y la mayoría están enfocados a problemas y situaciones diferentes a las necesidades de nuestro país.

En la presente tesis se le va guiando al alumno para proyectar y calcular un sistema de alcantarillado sanitario y un sistema de alcantarillado pluvial de una manera sencilla y clara, con la ventaja de que no será necesaria la consulta de otros libros, salvo que se desee profundizar en algún tema.

A continuación se muestran una serie de diferencias y semejanzas entre un sistema de alcantarillado y un sistema de abastecimiento de agua potable.

#### Diferencias.

#### Agua Potable

- Agua limpia.
- Flujo de agua hacia la población.
- Se emplean diámetros menores.
- Red de tuberías a presión (bombeo ó gravedad).



- Tuberías más usuales: Asbesto-Cemento y P.V.C.
- Unión de tuberías, deflexiones y cambios de diámetro mediante piezas especiales.
- La pendiente de la tubería no influye en nada en su funcionamiento.

### Sistemas de Alcantarillado

- Agua no tan limpia.
- Flujo de agua hacia afuera de la población.
- Se emplean diámetros mayores.
- Red de tuberías parcialmente llenas (sin presión, trabajan por gravedad).
- Tuberías más usuales:
  - 20 a 45 cm diámetro --> Concreto simple.
  - 61 cm de diámetro o mayores --> Concreto reforzado.
- Unión de tuberías, deflexiones y cambios de diámetro mediante pozos de visita.
- La pendiente de las tuberías determina su funcionamiento.

### Semejanzas

- Cálculo hidráulico: Fórmula de Manning y Ecuación de la Continuidad.
- La tubería que sirve para llevar el agua a la localidad o para llevar el agua lejos de la localidad puede funcionar por bombeo y/o gravedad.
- Las tuberías principales son las únicas que se calculan hidráulicamente.

## **1.- MATERIAL E INFORMACION NECESARIOS.**

## **1.1 Planos de la Región a Diversas Escalas, Reconocimiento Insitu.**

### **Planos de la Región.**

Es necesario contar con un plano topográfico actualizado de la localidad a una escala mayor, con curvas de nivel si es posible a cada 20 m (Planos de INEGI) con el fin de tener una primera idea de la solución que se dará.

### **Reconocimiento In Situ.**

La visita al lugar donde se va a realizar el proyecto es importante ya que así se podrá definir más la planeación, la clasificación del terreno e incluso llegar a definir el sitio de tratamiento y vertido.

## **1.2 Estimación de Caudales por Desalojar, Gastos Aproximados de Aguas Negras, Efluentes Industriales.**

### **Estimación de Caudales por Desalojar.**

Para el diseño de alcantarillados pluviales es necesario investigar la forma de ocurrencia de las lluvias. El dato de altura total llovida no es importante si no se relaciona con su integración al tiempo.

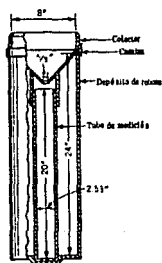
La precipitación se mide en términos de la altura de agua y se expresa comunmente en mm.

Los aparatos por su forma de medición se clasifican en pluviómetro y pluviógrafo.

### Pluviómetro.

Consiste en un recipiente cilíndrico de lámina, de aproximadamente 20 cm de diámetro y 60 cm de alto, la tapa del cilindro es un embudo receptor, el cual se comunica con una probeta de sección 10 veces menor que la de la tapa.

Esto permite medir la altura de la lluvia en la probeta con una aproximación hasta de décimos de mm. ya que cada cm medido en la probeta corresponde a un mm de altura de lluvia, para medirla se saca la probeta y se introduce una regla graduada con la cual se toma la lectura; generalmente se hace una lectura cada 24 horas.



### **Pluviógrafo.**

Por medio de éste aparato se lleva un registro de altura de lluvia contra tiempo, los más comunes son de forma cilíndrica, en el embudo receptor descansa un sistema de flotadores que originan el movimiento de una aguja, la cuál registra sobre un papel montado en un sistema de reloj las variaciones de lluvia con respecto al tiempo.

Como el papel registrador tiene un cierto rango en cuanto a la altura de registros, una vez que la aguja llega al borde superior por medio de un dispositivo de sifón regresa ésta al borde inferior y sigue registrando. Utilizando el pluviógrafo se conoce la intensidad media de la precipitación pluvial, y se define como la altura de precipitación entre el tiempo en que se originó.

### **Gastos Aproximados de Aguas Negras.**

La aportación de aguas negras en un sistema de alcantarillado es reflejo del servicio de agua potable con que cuente la localidad; por lo que se ha adoptado un criterio de aportación de aguas negras del 80% de la dotación de agua potable, ya que se considera el 20% restante como pérdidas antes de llegar a los conductos.

### **Effluentes Industriales.**

Se tiene dos categorías de desperdicios en las plantas industriales, uno debido a operaciones de proceso, y el otro al uso doméstico de los empleados.

Los desperdicios industriales también pueden llegar a las alcantarillas, pero siempre tratando de considerar la posibilidad de regular y tratar sus caudales dentro de las propias factorías, antes de conectar sus descargas a la red municipal; el volumen y carácter de tales desperdicios se pueden estimar mejor por un estudio de las industrias. Tanto del carácter como el volumen pueden afectar al proceso de tratamiento y ocasionalmente, al sistema de alcantarillado.

### 1.3 Elección del Sitio de Vertido.

La elección del sitio de vertido se realiza desde la planeación general del proyecto. El efluente puede ser vertido en una corriente natural previo tratamiento, sin causar daños, tratando de desalojar estas aguas residuales si es posible por gravedad, y si no lo es tratar de evitar los grandes bombeos.

### 1.4 Posibilidades de Reuso.

La aguas negras al recolectarse en corrientes, depósitos o pozos, es poco probable que sea utilizada, por lo cual se le debe someter a un tratamiento según el destino de su utilización, éste puede ser para riego, industrias e inclusive se le puede tratar para convertirla en agua potable, con el inconveniente de que el proceso es muy complicado y muy costoso.

### **1.5 Tratamiento Recomendable.**

El tratamiento de este tipo de aguas es necesario antes de que sean descargadas a una corriente. Aunque la materia orgánica en las aguas negras representa por volumen el uno o dos por ciento, ésta concentración es suficiente para convertir todo el volumen de aguas negras en un perjuicio y peligro para la salud.

Una planta de tratamiento toma como base las cargas orgánicas e hidráulicas que soportará, la habilidad para oxidar y el uso que va a tener el efluente de la planta.

El tratamiento más recomendable es el de láminas de oxidación, por ser el más económico, en los capítulos 6.3 y 6.4 se ampliará la información acerca de los diferentes tipos de tratamientos.

### **1.6 Definición del Tipo de Sistema Sanitario, Pluvial y Combinado**

#### **-Sistema Sanitario.**

Un sistema de alcantarillado sanitario tiene por objeto coleccionar las aguas residuales provenientes de casas, instituciones y edificios; tanto como las aguas residuales de las industrias.

**- Sistema Pluvial.**

La función de un sistema de alcantarillado pluvial es la remoción del agua de lluvia de las calles y otras áreas aledañas, y ésto se realiza cuando la población está ya capacitada económicamente. Su objetivo principal es el evitar los daños y molestias que ocasionan el escurrimiento superficial de las precipitaciones pluviales.

**- Sistema Combinado.**

Atendiendo a razones de índole económica es por lo que se dan los sistemas combinados, los cuales se encargan de coleccionar tanto las aguas residuales provenientes de casas, industrias etc., como la colección de aguas pluviales, pero independientemente de esto el proyecto se debe realizar planeando sistemas separados. Y una desventaja es que se tiene tuberías dobles.

De acuerdo con lo establecido por la Ley Federal de Aguas, las aguas sanitarias cuyos volúmenes son mayores deben someterse a un tratamiento, y las aguas pluviales únicamente deben ser desalojadas.



## **2.- ESTUDIOS PREVIOS AL DISEÑO.**

## **2.1 Generalidades. Periodos Económicos.**

### **Generalidades.**

Para efectuar los proyectos de las obras que integran el sistema de alcantarillado de localidades urbanas, se debe contar con la siguiente información.

- Nombre completo de la localidad, Municipio y Estado a que pertenece.
- Población del último censo oficial.
- Población actual estimada.
- Población de Proyecto.
- Clima.
- Dotación
- Aportación (80% de la Dotación).
- Comunicaciones.
- Economía.
- Aspecto de la localidad indicando el tipo de edificaciones con que cuenta.
- Localización en un plano de vías de comunicación.
- Plano mostrando la zona de la localidad que cuente con el servicio de agua potable.
- Longitud de la red.
- Naturaleza del sitio de vertido.
- Sistema de eliminación.
- Velocidades: Mínima y Máxima.
- Gastos: Mínimo, Medio, Máximo Instantáneo y Máximo Extraordinario.

### **Período Económico del Proyecto.**

La construcción de ésta clase de obras origina fuertes inversiones, por lo cual deben proyectarse para servir eficientemente a un número de habitantes mayor que el existente cuando se elabore el proyecto.

Consecuencia de ello es que el lapso en que se proyecte proporcionar servicio eficiente sea amplio; pero no demasiado porque el costo de la obra aumentaría notablemente.

La determinación del tiempo durante el cual se proyecte proporcionar servicio eficiente, al cual suele llamarse período económico de la obra, debe hacerse también atendiendo a la vida útil de los materiales que se utilicen en la construcción del sistema.

La Comisión Nacional del Agua se auxilia del estudio de factibilidad técnica y económica que en cada caso particular se realiza, su valor queda generalmente comprendido entre los siguientes períodos.

Para poblaciones de 2,500 a 15,000 hab.: 6 a 15 años

Para poblaciones con más de 15,000 hab.: 15 a 20 años

Siempre se debe utilizar el mismo período económico usado en el proyecto de agua potable.

## 2.2 Topografía.

Se deberá hacer un levantamiento detallado del área por drenar y de las áreas adyacentes que en el futuro puedan contribuir al sistema. Los levantamientos deben ser lo suficientemente completos para mostrar la localización y elevación de todas las calles, corrientes, ferrocarriles, carreteras, parques y otras características que puedan alterar el proyecto. También debe mostrar la localización de la planta de tratamiento y planta de bombeo (en caso de que las lleve) y los accesos más apropiados.

Si se realiza un levantamiento aerofotogramétrico será necesario realizar un levantamiento terrestre por las tuberías principales de proyecto y de las existentes en su caso.

De preferencia tratar de tener el levantamiento topográfico en las siguientes escalas: 1:2000 ó 1:5000. Y para el emisor(es) tener un plano detallado de la localización de la(s) línea(s).

- En planta a escalas de 1:1000 a 1:500
- En perfil a escalas de 1:100 a 1:500

## 2.3 Patrones de Configuración de los Sistemas.

El tipo de sistema de alcantarillado dependerá fuertemente de la topografía del terreno, tratando siempre de aprovechar al máximo las pendientes, y ubicar las tuberías principales en canales de drenaje natural.

Los sistemas de alcantarillado se hacen para buscar la trayectoria más corta hacia los sitios de vertido.

- Modelo Perpendicular.

En el caso de una comunidad a lo largo de una corriente, con el terreno inclinándose suavemente hacia ella, lo mejor es colocar las tuberías secundarias perpendiculares a la corriente y si se requiere, que descarguen a un colector cercano a la corriente, como se muestra en las figuras 1.1 y 1.2.

- Modelo en abanico.

Este modelo concentra hacia el interior los flujos desde las orillas y origina una sola descarga. Sin embargo, sus drenajes más largos cruzan con frecuencia los distritos congestionados, en éste caso es difícil aumentar la capacidad del sistema, pero se pueden construir colectores de alivio cuando las comunidades crecen y aúnan su caudales. Ver figura 1.3.

- Modelo radial.

En éste modelo las aguas fluyen hacia afuera desde el corazón de la comunidad como si fuese a lo largo de los rayos de una rueda. Las líneas son relativamente pequeñas y cortas, pero pueden multiplicarse el número de obras de tratamiento. Ver figura 1.4.

- Modelo con sistemas a diferentes niveles.

En este modelo si la comunidad está construida en una serie de niveles, el proyecto se resuelve dividiendo el área de drenado en una serie de zonas más o menos paralelas de diferente elevación que se prestan a sí mismas para interceptarse separadamente. En estos casos pudiese llegar a ser necesaria una estación de bombeo en las zonas más bajas. Ver figura 1.5.

Todos estos modelos de alcantarillado funcionan como canal ya que las tuberías trabajan parcialmente llenas. Y en el caso del emisor que es el enlace del sistema con la planta de tratamiento y posteriormente con la obra de vertido, puede funcionar como canal, si es así, requiere de pozos de visita; pero. Cuando el flujo es bombeado, no requiere de pozos de visita y por lo general se utiliza tubería de asbesto-cemento. E incluso la tubería puede trabajar a presión sin que el flujo sea bombeado, esto ocurre cuando la tubería trabaja por gravedad a tubo lleno.

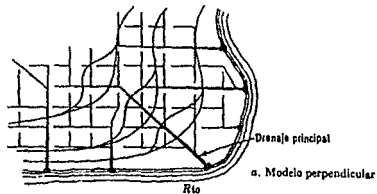


Fig. 1.1

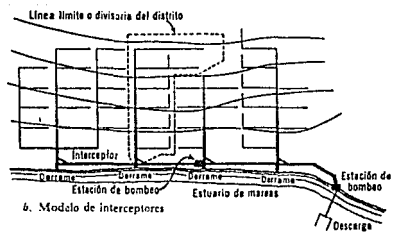


Fig. 1.2

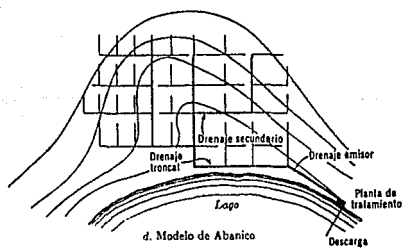


Fig. 1.3

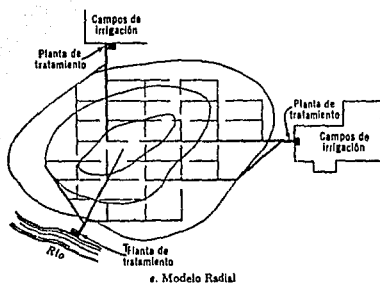


Fig. 1.4

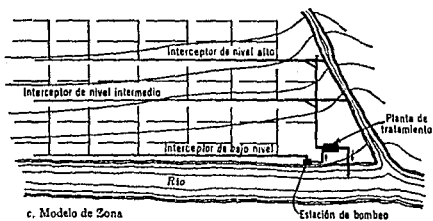
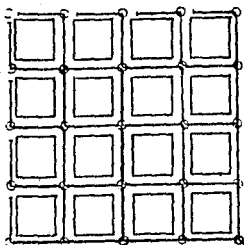


Fig. 1.5

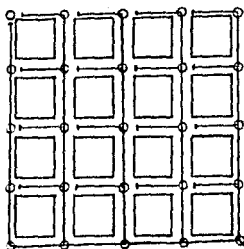


Independientemente del sistema que se utilice, la disposición de las atarjeas pueden ser en bayoneta o en peine. Ver figuras 1.6 y 1.7.



DISPOSICION EN BAYONETA

Fig. 1.6



DISPOSICION EN PEINE

Fig. 1.7

## 2.4 Nomenclatura de los Conductos.

La nomenclatura a utilizar se podrá ver en las figuras 1.8, 1.9, 1.10 y 1.11.

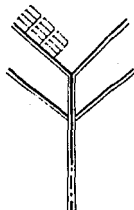


Fig. 1.8

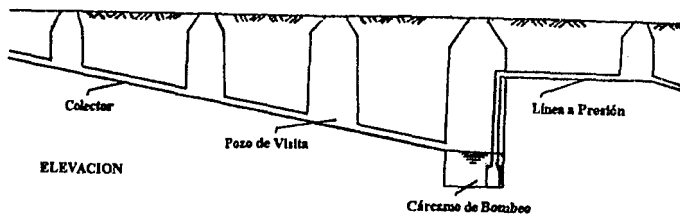


Fig. 1.9

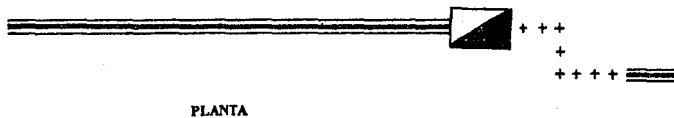


Fig. 1.10

P R O Y E C T O		
Emisor _____		_____
Colector _____		_____
Subcolector _____		_____
Atarjea _____		_____
Cabezo de atarjea _____		_____
Pozo de visita común _____		_____
Pozo de visita especial _____		_____
Pozo caja _____		_____
Pozo caja de unión _____		_____
Pozo caja de deflexión _____		_____
Pozo con caída _____		_____
Caída escalonada _____		_____
Caja de caída adosada a pozo de visita _____		_____
Estación de bombeo _____		_____
Línea a presión _____		.....
Elevación de terreno _____		28.33
Elevación de plantilla _____		26.33
Longitud - Pendiente - Diámetro _____ (m.-milés.-cm.)		100-2-45
Relleno _____		_____
C O N S T R U C C I O N		
	CONSTRUCCION FUTURA	CONSTRUIDO
Emisor _____		
Colector _____		
Subcolector _____		
Atarjea _____		
Estación de bombeo _____		

Fig. 1.11

### **3 . -SISTEMAS DE RECOLECCION DE AGUAS RESIDUALES.**

### 3.1 Estimación de las Aportaciones.

La aportación es la cantidad de aguas residuales que proporciona cada habitante al sistema diariamente en promedio durante el año, y ya que ésta aportación es reflejo del servicio de agua potable se considera del 75% al 80% de la dotación de agua potable. A lo largo del curso se considerará el 80%.

$$\text{Aportación} = (80\%) \text{ Dotación}$$

El periodo económico de un proyecto es el lapso en el cuál el sistema funciona en forma eficiente.

Otro factor importante es la predicción de población, la cuál esta basada en los censos, algunos métodos son los siguientes:

- Método Aritmético.
- Método Geométrico por Porcentajes.
- Método Geométrico por Incremento Medio Total.
- Método de Folwell.
- Método Exponencial.
- Tasa de Crecimiento Anual.

A continuación se muestra el desarrollo y resultado de cada uno de éstos métodos con un ejemplo.

Actualmente se acostumbra calcular 3 poblaciones:

- Condiciones inmediatas.
- Condiciones a corto plazo.
- Condiciones a largo plazo.

Nota: Este ejemplo esta hecho con las datos del censo de 1980 y no se calculan la tres poblaciones.

Localidad - Villahermosa, Tabasco.

Censos Oficiales:

Año	Población (hab.)
1940	25,114
1950	33,578
1960	52,262
1970	99,565
1980	164,594

- Método Aritmético.

$$P = P_0 + \Delta n$$

dónde:

P = Población en habitantes.

P<sub>0</sub> = Población inicial de habitantes.

$\Delta$  = Incremento anual de población.

n = Número de años.

Ej:

$$164,594 = 25,114 + ( \quad 40)$$

$$\Delta = 164,594 - (25,114/40)$$

$$\Delta = 3,487 \text{ hab/año}$$

Para el año 1990

$$P = 164,594 + 3,487(n) \quad \text{dónde } n=10$$

$$P_{1990} = 164,594 + 3,487(10)$$

$$P_{1990} = 199,464 \text{ hab}$$

Para el año 2005

$$n = 25 \quad \text{====>} \quad P_{2005} = 251,769$$

#### - Método Geométrico por Porcentajes.

Año (Hab)	Población	Incremento	%
1940	25,114		
1950	33,578	8,464	33.70
1960	52,262	18,684	55.64
1970	99,565	47,303	90.51
1980	164,594	65,029	65.31
			<hr/>
			245.16

$$\text{Promedio} = 245.16 / 4 \text{ décadas}$$

$$\text{Promedio} = 61.29 \% \text{ por década}$$

$$P_{1990} = 164,594 \times (1.6129) = 265,474 \text{ hab.}$$

$$P_{2000} = 265,474 \times (1.6129) = 428,182 \text{ hab.}$$

$$P_{2010} = 428,182 \times (1.6129) = 690,616 \text{ hab.}$$

$$P_{2005} = 428,182 + ((690,616 - 428,182) / 10) \times 5$$

$$P_{2005} = 559,399 \text{ hab.}$$

**- Método Geométrico por Incremento Medio Total.**

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

dónde:

P = Población en hab.

P<sub>0</sub> = Población inicial en hab.

r = Porcentaje de interés compuesto.

n = Número de años.

Ej:

Año	Población (Hab.)
1940	25,114
1980	164,594

Sustituyendo:

$$164,594 = 25,114 \times (1 + r)^{40}$$

$$1 + r = 164,594 / 25,114$$

$$1 + r = 1.0481$$



Por lo tanto:

$$P_{2005} = 164,594 \times (1.0481)^{25}$$

$$P_{2005} = 532,699 \text{ hab.}$$

- Método de Folwell.

$$P = A + B(X^C)$$

dónde:

A, B, C = Constantes.

P = Población.

X = Tiempo (decenios).

Ej:

Se dá como origen 1960

dónde:  $X = 0$

Sustituyendo:

$$52,262 = A + B(0)^C$$

$$A = 52,262$$

En 1970  $X = 1$

$$99,565 = 52,262 + B(1)^C$$

$$B = 99,565 - 52,262$$

$$B = 47,303$$

En 1980

$$X = 2$$

$$164,594 = 52,262 + 47,303(2)^C$$

$$47,303(2)^C = 164,594 - 52,262$$

$$2^C = (164,594 - 52,262)/47,303$$

$$C = \log 2.3747 / \log 2$$

$$C = 1.2478$$

Entonces:

$$P = 52,262 + 47,303(X^{1.2478})$$

Para el año 1990

$$X = 3$$

$$P_{1990} = 52,262 + 47,303(3^{1.2478})$$

$$P_{1990} = 238,574 \text{ hab}$$

Para el año 2005

$$X = 4.5$$

$$P_{2005} = 52,262 + 47,303(4.5^{1.2478})$$

$$P_{2005} = 361,268 \text{ hab}$$

#### - Método Exponencial.

$$P(t) = P(i)e^{ct}$$

dónde:

$P(t)$  = Población deseada.

$t$  = # años posterior al año inicial.

$P(i)$  = Población inicial.

$c$  = Constante.

Ej:

1940                    25,114 hab

1980                    164,594 hab

$$t = 40$$

$$P(i) = 25,114$$

$$P(t) = 164,594$$

$$P(t) = P(i)e^{ct}$$

Sustituyendo:

$$164,594 = 25,114 e^{c(40)}$$

$$e^{40c} = 164,594/25,114$$

$$e^{40c} = 6.5539$$

$$40c = \ln 6.5539$$

$$40c = 1.88$$

$$c = 1.88/40$$

$$c = 0.047$$

Para el año 1990                     $t = 50$

$$P_{1990} = 25,114 e^{0.047(50)}$$

$$P_{1990} = 263,335 \text{ hab}$$

Para el año 2005                     $t = 65$

$$P_{2005} = 25,114 e^{0.047(65)}$$

$$P_{2005} = 532,949 \text{ hab}$$

**- Tasa de Crecimiento Anual.**

$$P = P_0(1 + (T/100))^n$$

Despejando T:

$$T = ((P/P_0)^{1/n} - 1)100$$

dónde:

P = Población final.

P<sub>0</sub> = Población inicial.

n = # de años del periodo.

Sustituyendo:

Para T1940-1950 = 2.95%

Para T1950-1960 = 4.52%

Para T1960-1970 = 6.66%

Para T1970-1980 = 5.16%

Para T1940-1980 = 4.81%

Total 24.10%

Incremento porcentual anual =  $24.10/5 = 4.82\%$

Sustituyendo en:

$$P = P_0(1 + (T/100))^n$$

Para el año 1990

P1990 = 263,545 hab

Para el año 2005

P2005 = 533,971 hab

### 3.2 Cálculo de los Gastos Básicos de Diseño.

A continuación se verá como calcular los diferentes tipos de gastos para un proyecto.

#### - Gasto Medio.

Es el gasto que aporta la población en la unidad de tiempo en promedio durante el año.

La expresión para calcular el gasto medio diario es la siguiente:

$$Q_m = P(A_p)/86.4$$

dónde:

$Q_m$  = Gasto Medio.

$A_p$  = Aportación de Aguas Negras en l/hab/día.

$P$  = Población en miles de habitantes.

86.4 = Cantidad de segundos en un día.

#### - Gasto Máximo Instantáneo.

La estimación para calcular el gasto máximo instantáneo es la siguiente:

$$Q_{mi} = M * Q_m$$

dónde:

$Q_{mi}$  = Gasto Máximo Instantáneo.

$Q_m$  = Gasto Medio.

M = Es un coeficiente que cuantifica la variación máxima instantánea, considerando el número máximo probable de descargas simultáneas

Nota: el cálculo de este coeficiente se verá en el capítulo 3.3.

**- Gasto Máximo Extraordinario.**

En este caso se considerará un margen de seguridad previendo los excesos de aportaciones que puede recibir la red debido a:

- Un evento explosivo demográfico Imprevisto.
- Aguas pluviales que caen en los patios particulares y que van a parar al sistema de alcantarillado sanitario.

Estos valores varían de 1.00 a 2.00 el cual es multiplicado por el Gasto \*Máximo Instantáneo. Para efectos de proyecto se considera el valor de 1.5, ya que las aguas pluviales deben eliminarse en un sistema por separado.

$$Q_{me} = 1.5 Q_{mi}$$

dónde:

$Q_{me}$  = Gasto Máximo Extraordinario

$Q_{mi}$  = Gasto Máximo Instantáneo

**- Gasto Mínimo.**

En un proyecto generalmente se considera gasto mínimo a la mitad del gasto medio

$$Q_{\min} = 0.5 Q_m$$

También existen datos de proyecto para cada tramo en función de DL (densidad de Población) y  $L_{acum}$  (longitud acumulada). A continuación se describen dichas fórmulas:

$$DL = \text{Población de Proyecto} / L_t$$

$$Q_m = (DL (L_{acum}) \text{ Aportación}) / 86,400$$

$$M = 1 + (14 / (4 + \sqrt{(DL(L_{acum})/1000)}))$$

dónde:

DL = Densidad de Población.

$L_t$  = Longitud Total de la Red.

$Q_m$  = Gasto Medio.

M = Coeficiente de Variación.

A continuación se muestra la tabla 3.1 obtenida de las normas de proyecto para obras de alcantarillado sanitario que toma en cuenta el número mínimo probable de descargas simultáneas.

DIAMETRO (cm)	# DESCARGAS SIMULTANEAS	APORTACION POR DESCARGA (l.p.s.)	GASTO MINIMO AGUAS NEGRAS (l.p.s.)
20	1	1.5	1.5
25	1	1.5	1.5
30	2	1.5	3
38	2	1.5	3
45	3	1.5	4.5
61	5	1.5	7.5
76	8	1.5	12
91	12	1.5	18
107	17	1.5	25.5
122	23	1.5	34.5
152	30	1.5	45
183	38	1.5	57
213	47	1.5	70.5
244	57	1.5	85.5

TABLA 3.1



### 3.3 Fórmulas y Coeficientes Experimentales de Variación.

#### - Coeficiente de Variación.

El coeficiente de variación es aquél que cuantifica la variación máxima instantánea de las aportaciones de aguas negras. Existen varios criterios para calcular éste coeficiente, pero el establecido por las normas vigentes es el coeficiente de Harmon, mediante la siguiente fórmula:

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

dónde:

M = Coeficiente de variación

P = Población servida en miles de habitantes

Ya que un sistema de alcantarillado de aguas negras es reflejo de la red de distribución de agua potable, se tiene que el gasto máximo horario necesario en un sistema de agua potable es:

$$Q_{mh} = (1.2)(1.5)Q_m$$

$$Q_{mh} = 1.8 Q_m$$

Equiparando ésta ecuación tenemos que  $M = 1.8$  y sustituyendo éste valor en la fórmula de Harmon obtenemos una población de 182,250 habitantes.

Por lo tanto:

- Para una población menor o igual a 182.250 habitantes se utilizará la ecuación de Hannon para obtener el coeficiente de variación.
- Para una población mayor o igual a 182.250 habitantes se tomará como coeficiente de variación el valor de 1.8.
- Para una Población menor a 1000 habitantes se tomará como valor de  $P = 1$  y por lo tanto el coeficiente de variación será de 3.8.

**- Coeficiente de Seguridad.**

Los valores de este coeficiente oscilan entre 1.00 y 2.00 como se vio en el inciso 3.2, y para proyectos se utiliza un valor de 1.5.

Este coeficiente de seguridad es utilizado para contemplar los siguientes eventos:

- Crecimiento demográfico inesperado ó explosivo.
- Por el gasto pluvial que cae en los patios particulares.

Ejemplos:

Calcular los datos de proyecto para los siguientes casos:

- 1) Población = 40,000 hab.  
Clima templado

Dotación = 200 lt/hab/día

Este valor fue obtenido de la tabla de dotación de agua potable de acuerdo a el clima y No. de habitantes.

Aportación = 0.80(200)

Aportación = 160 lt/hab/día

$Q_m = P(\text{Aportación})/86.4$

$Q_m = 40(160)/86.4$

$Q_m = 74.1 \text{ l.p.s.}$

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{40}}$$

$M = 2.356$

$Q_{mi} = M * Q_m$

$Q_{mi} = 2.356(74.1)$

$Q_{mi} = 174.5 \text{ l.p.s.}$

$Q_{me} = 1.5 Q_{mi}$

$Q_{me} = 1.5(174.5)$

$Q_{me} = 261.8 \text{ l.p.s.}$

$Q_{mín} = 0.5 Q_m$

$Q_{mín} = 0.5(74.1)$

$Q_{mín} = 37.0 \text{ l.p.s.}$

2) Población = 1'100,000 hab.

Clima cálido

Dotación = 350 lt/hab/día

Este valor fue obtenido de la tabla de dotación de agua potable de acuerdo a el clima y No. de habitantes.

Aportación = 0.80(350)

Aportación = 280 lt/hab/día

$Q_m = 1,100(280)/86.4$

$Q_m = 3565 \text{ l.p.s.}$

$M = 1.8$  por ser una población mayor a 182,250 hab.

$Q_{mi} = 1.8(3565)$

$Q_{mi} = 6417 \text{ l.p.s.}$

$Q_{me} = 1.5(6417)$

$Q_{me} = 9625 \text{ l.p.s.}$

$Q_{min} = 0.5(3565)$

$Q_{min} = 1782 \text{ l.p.s.}$

### Cálculo Hidráulico de Colectores y Subcolectores.

En un sistema de agua potable los gastos son proporcionales a la longitud acumulada, pero en un sistema de alcantarillado sanitario no lo son, ya que se tiene un coeficiente "N" que considera el número máximo probable de diagramas simultáneos.

Por lo tanto en cada tramo de tubería principal se deberán calcular gasto de proyecto.

Se debe contar con los siguientes datos:

- $L_t$  = Longitud total de la red.
- Población total de proyecto.
- Aportación.
- Longitud acumulada.

Y calcular los siguientes:

- $DL$  = Densidad de población (Hab/m).
- $DL = \text{Población Proyecto} / L_t$
- Población servida =  $(DL) (L_{acum})$
- $Q_m$  = Gasto medio.
- $M$  = Coeficiente de variación.
- $Q_{mi}$  = Gasto máximo instantáneo.
- $Q_{me}$  = Gasto máximo extraordinario.

- $Q_{\min}$  = Se considera la tabla 3.1 que toma en cuenta el número mínimo probable de descargas simultáneas.

### 3.4 Velocidades de escurrimiento permisibles, Profundidades mínimas, Materiales y diámetros comerciales.

#### Velocidades de Escurrimiento Permisibles.

Para calcular la velocidad del agua en las tuberías se empleará la Fórmula de Manning, utilizando las relaciones hidráulicas y geométricas de esos conductos.

$$V_t = \left( \frac{1}{n} \right) \left( \frac{D}{400} \right)^{2/3} \left( \frac{S}{1000} \right)^{1/2}$$

dónde:

$V_t$  = Velocidad media de escurrimiento del tubo (m/seg).

$n$  = Coeficiente de rugosidad.

$D$  = Diámetro interior (cm).

$S$  = Pendiente geométrica del conducto expresada en milésimas.

El valor de "n" para tubos de concreto prefabricados es de 0.013 y para tubos colados en el lugar de 0.016.

Para obtener directamente el gasto en L.P.S. se recomienda:

$$Q_t = \pi D^2/40 \cdot V_t$$

dónde:

$Q_t$  = Gasto de la tubería en L.P.S.

$\pi D^2/40$  = Área del tubo para L.P.S.

$V_t$  = Velocidad en la tubería en m/seg.

$D$  = Diámetro interior en cm.

A continuación se muestra mediante diagramas el procedimiento para calcular las velocidades.

Diagramas 3.2 y 3.3.

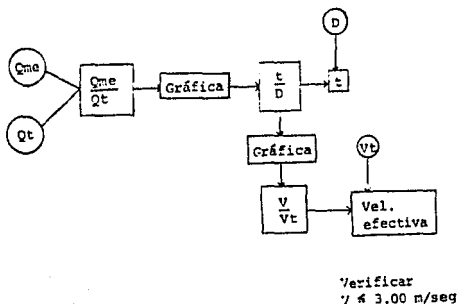


Diagrama 3.2

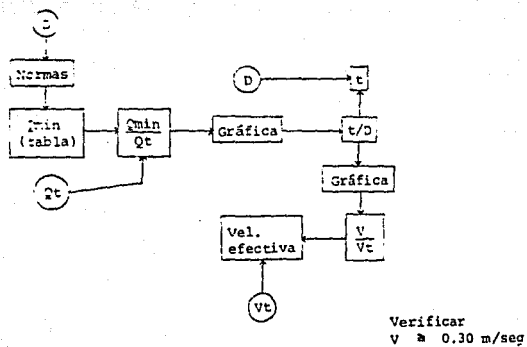


Diagrama 3.3.



### **Pendientes Límite. (S)**

Las pendientes de las tuberías deben ser tan semejantes como sea posible a las pendientes del terreno con el objeto de tener excavaciones mínimas.

Si la pendiente es muy grande se tienen problemas de erosión y desgaste de la tubería debido a la gran velocidad del flujo.

Si la pendiente es escasa se tienen problemas de asoles excesivos que pueden llegar a tapar la tubería debido a la poca velocidad del flujo.

Las fórmulas a utilizar para el cálculo de pendientes son las siguientes:

- Fórmula de Manning.

$$- S = ((V/n) / R^{2/3})^2$$

- **Caso Normal.**

#### **Mínima Normal.**

Se acepta como pendiente mínima aquella que produce una velocidad de 0.60 m/scg a tubo lleno.

#### **Máxima Normal.**

Se acepta como pendiente máxima aquella que produce una velocidad de 3.00 m/scg a tubo lleno.

- Caso Excepcional.

Mínima Excepcional.

La pendiente mínima del tubo debe ser la que produce con el  $Q_{\min}$  de la tabla 3.1 una velocidad de 0.30 m/seg con un tirante igual ó mayor de 1.5 cm. Diagrama 3.4.

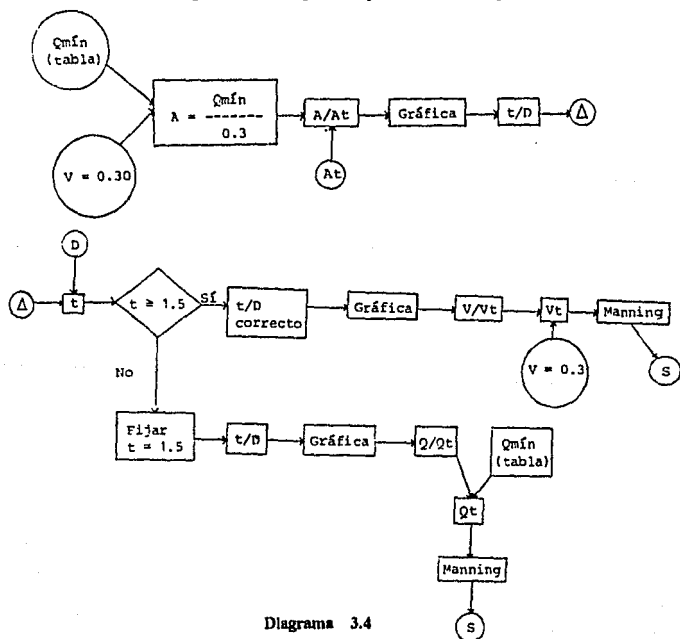
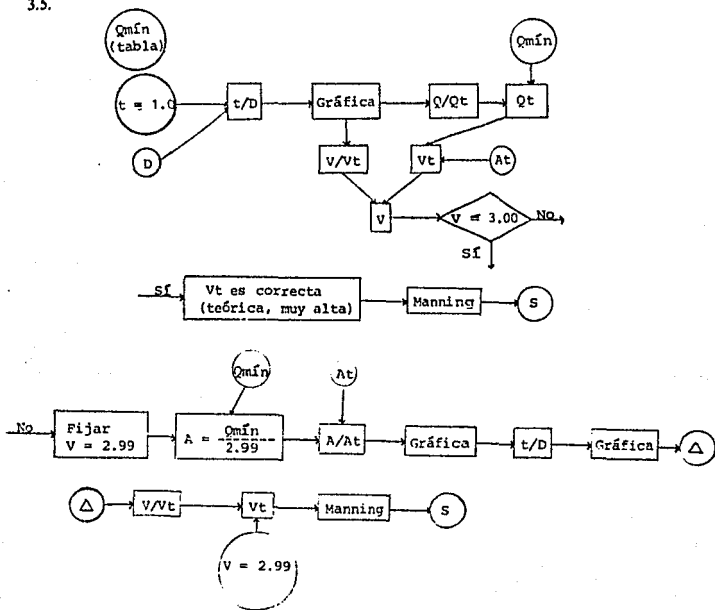


Diagrama 3.4

**Máxima Excepcional.**

La pendiente máxima debe ser la que produzca con  $Q_{\min}$  de la tabla 3.1 una velocidad siempre menor que 3.00 m/seg con un tirante igual ó mayor de 1 cm. Diagrama 3.5.



**Diagrama 3.5**

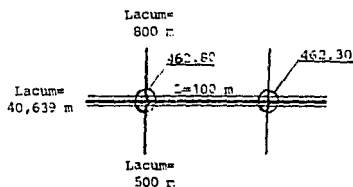
Ejemplo:

Efectuar el cálculo hidráulico del siguiente tramo de colector.

Pob. proy. = 225,000 hab.

LT = 150,335 m.

Aport. = 240 l/hab/día



$$DL = 225,000/150,335$$

$$DL = 1.4967 \text{ hab/m}$$

$$Lacum = 40,639 + 100 + 500 + 800$$

$$Lacum = 42,039 \text{ m}$$

$$\text{Pob. servida} = (DL)(Lacum)$$

$$\text{Pob. servida} = (1.4967)(42,039)$$

$$\text{Pob. servida} = 62,920 \text{ hab}$$

$$Q_m = (DL)(Lacum)(Aport)/86,400$$

$$Q_m = (1.4967)(42,039)(240)/86,400$$

$$Q_m = 174.8 \text{ l.p.s.}$$

$$M = 1 + (14/4 + ((DL)(Lacum))/1000)^{1/2}$$

$$M = 1 + (14/4 + ((1.4967)(42,039))/1000)^{1/2}$$

$$M = 2.1733$$

$$Q_{mi} = M * Q_m$$

$$Q_{mi} = 2.1733(174.78)$$

$$Q_{mi} = 379.9 \text{ l.p.s.}$$

$$Q_{me} = 1.5Q_{mi}$$

$$Q_{me} = 1.5(379.85)$$

$$Q_{me} = 569.8 \text{ l.p.s.}$$

**Pendiente:**

Para una mayor economía se adopta la pendiente del terreno para así evitar sobreexcavaciones.

$$S = (462.80 - 462.30)/100$$

$$S = 0.005$$

$$S = 5 \text{ milésimas}$$

**De la fórmula:**

$$S = k * Q^2$$

$$k = S/Q^2$$

$$k = 0.005/(0.5698)^2$$

$$k = 0.0154$$

Con éste valor de k su busca en la tabla de constantes para atarjeas, subcolectores y colectores en tubería prefabricada (Tabla A) una tubería que cumpla con ésta constante.

y obtenemos una  $k = 0.0074135$

Por lo tanto:

$$D_{nom} = 76 \text{ cm}$$

$$D_{int} = 76.2 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.456037 \text{ m}^2$$

$$K(\text{prefabricada}) = 0.00741356$$

Utilizando la Fórmula de Manning:

$$V_t = (1/0.013) \times (76.2/400)^{2/3} \times (5/1000)^{1/2}$$

$$V_t = 1.80 \text{ m/s}$$

$$Q_t = A_t \times V_t$$

$$Q_t = (0.456037) \times (1.80)$$

$$Q_t = 0.8212 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_t = 821.2 \text{ l.p.s.}$$

$$Q/Q_t = 569.8/821.2$$

$$Q/Q_t = 0.6938$$

De la gráfica de  $v/D$  tenemos que con  $Q/Q_t = 0.6938$ :

$$v/D = 0.62$$

entonces:

$$v = 0.62(76.2)$$

$$t = 47.2 \text{ cm}$$

y

$$V/V_t = 1.08$$

entonces:

$$V = 1.08(1.8)$$

$$V = 1.94 \text{ m/s}$$

cómo

$$1.94 \text{ m/s} < 3.00 \text{ m/s}$$

Esta velocidad es aceptable

- Para verificar la velocidad mínima:

Consultando tabla 3.1

Tenemos que para un Diámetro de 76 cm un  $Q_{\min} = 12.0 \text{ l.p.s.}$

Por lo tanto :

$$Q_{\min}/Q_t = 12/821.2$$

$$Q_{\min}/Q_t = 0.0146$$

De la gráfica  $t/D$  tenemos que con  $Q_{\min}/Q_t = 0.0146$

$$t/D = 0.0844$$

entonces:

$$t = 0.0844(76.2)$$

$$t = 6.4 \text{ cm} = 1.5 \text{ cm (tirante mínimo)}$$

y

$$V/V_t = 0.3602$$

entonces:

$$V = 0.3602(1.80)$$

$$V = 0.65 \text{ m/s} = 0.30 \text{ m/s (velocidad mínima)}$$

Las tuberías pueden llegar a trabajar en cualquiera de las siguientes formas:

- Funcionamiento con el gasto máximo extraordinario
- Funcionamiento con el gasto mínimo.
- Funcionamiento a tubo lleno (el cuál es poco probable más bien es un funcionamiento teórico para simplificar el cálculo).

En la mayoría de los casos las tuberías no llegan a funcionar a tubo lleno, ya que representa un gasto mayor que  $Q_{me}$  y más bien funcionan con gastos entre  $Q_{mín}$  y  $Q_{me}$ .

#### Funcionamiento a Tubo Lleno.

En éste caso el cálculo se realiza de la siguiente manera:

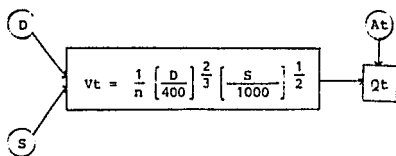


Diagrama 3.6



## Funcionamiento con el Gasto Máximo que se Puede Conducir.

- Caso Normal.

Pendiente Mínima Normal.

$$La V_t \ll 3.00 \text{ m/seg}$$

$V/V_t$  puede tener cualquier valor sin que  $V_{efectiva} > 3.00 \text{ m/seg}$ .

En este caso:

- Se tendrá un tirante cercano al tubo lleno.
- El área hidráulica es prácticamente igual a la del tubo lleno.
- El perímetro mojado si es considerablemente menor que el del tubo lleno.

De la gráfica  $t/D$

$$\text{Para } t/D = 0.937 \quad \implies \quad t = 0.937D$$

$$(Q/Q_t)_{\text{máx}} = 1.0757 \quad \implies \quad Q_{\text{máx}} = 1.0757Q_t$$

$$(V/V_t) = 1.105 \quad \implies \quad V = 1.105V_t$$

Pendiente Máxima Normal.

$$La V_t = 3.00 \text{ m/seg}$$

Si se resuelve semejante al caso anterior se tiene que:

$$La V > 3.00 \text{ m/seg} \quad (\text{fuera de normas}).$$

Por lo tanto el gasto máximo que se puede conducir en éste caso, es el correspondiente a tubo lleno.

$$t = D$$

$$V = V_t$$

$$Q_{\text{máx}} = Q_t$$

- Caso Excepcional.

**Pendiente Mínima Excepcional.**

$$La V_t \ll 3.00 \text{ m/seg}$$

Caso idéntico al de la pendiente mínima normal.

**Pendiente Máxima Excepcional.**

En éste caso:

- La tubería no puede trabajar a tubo lleno.
- El gasto máximo que se puede conducir es aquél que nos produce una velocidad de 3.00 m/seg.

Y se calcula de la siguiente forma:

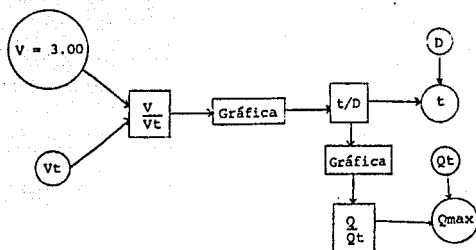


Diagrama 3.7

**Funcionamiento con el Gasto Mínimo que se Puede Conducir.**

En éste tipo de funcionamiento los cuatro casos se calculan como se indica en el diagrama 3.8.

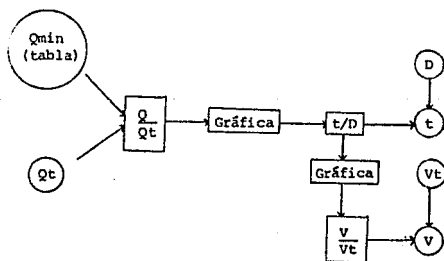


Diagrama 3.8

Pero siempre respetando las especificaciones indicadas por las normas.

**- Caso Normal.**

**Pendiente Mínima Normal.**

$$La Vt == 0.60 \text{ m/seg.}$$

**Pendiente Máxima Normal.**

$$La Vt == 3.00 \text{ m/seg.}$$

**- Caso Excepcional.**

**Pendiente Mínima Excepcional.**

$$t \geq 1.5 \text{ cm} \quad V = 0.30 \text{ m/seg}$$

ó

$$t = 1.5 \text{ cm} \quad V \geq 0.30 \text{ m/seg (con Q mínimo)}$$

**Pendiente Máxima Excepcional.**

$$t \geq 1.00 \text{ cm} \quad V < 3.00 \text{ m/seg (con Q mínimo)}$$

ó

$$V = 3.00 \text{ m/seg (con Q máximo)}$$

En todas las pendientes se tiene que verificar lo siguiente para tuberías de concreto:

$$0.30 \text{ m/seg} \leq V_{\text{efectiva}} \leq 3.00 \text{ m/seg}$$

$$t \geq 1.0 \text{ cm} \quad \text{para } S_{\text{máx.}}$$

$$t \geq 1.5 \text{ cm} \quad \text{para } S_{\text{mín.}}$$

**Pendientes Límite para Atarjeas de 20 cm de Diámetro.**

**Pendiente Mínima Normal.**

Se tiene que:

$$D = 20.3 \text{ cm}$$

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

$$n = 0.013$$

Utilizando la fórmula de Manning:

$$0.6 = (1/0.013) \times (20.3/400)^{2/3} \times ((S/1000)^{1/2})$$

Despejando S:

$$S = \left( \frac{(1000^{1/2}) \times (0.6) \times (0.013)}{(20.3/400)^{2/3}} \right)^2$$

$$S = 3.2 \text{ milésimas} \approx 4 \text{ milésimas}$$

Este ajuste de  $S = 4$  milésimas se hace para lograr un mejor funcionamiento hidráulico.

### **Pendiente Máxima Normal.**

Utilizando la fórmula de Manning:

$$S = (((1000^{1/2} \times 3.0 \times 0.013) / ((20.3/400)^{2/3}))^2)$$

$$S = 81 \text{ milésimas}$$

La condición más desfavorable en este caso es de  $S = 4$  milésimas en cuanto al gasto conducido.

### **- Funcionamiento a Tubo Lleno.**

Utilizando la fórmula de Manning:

$$V_t = (1/0.013) \times (20.3/400)^{2/3} \times (4/1000)^{1/2}$$

$$V_t = 0.67 \text{ m/scg}$$

Entonces:

$$Q = V \times A$$

$$Q = 0.67(0.032365)$$

$$Q = 0.02168 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 21.6 \text{ l.p.s.}$$

### **- Funcionamiento con el Gasto Máximo.**

El gasto máximo que se puede conducir en estas condiciones:

$$Q_{\text{máx}} = 1.0757(21.6)$$

$$Q_{\text{máx}} = 23.2 \text{ l.p.s.}$$

Cuando  $Q_{\text{me}} \leq 23.2$  l.p.s. tenemos la seguridad de que se trata de tubería de 20 cm de diámetro.

Por lo tanto cuando  $Q_{\text{me}} > 23.2$  l.p.s. se realizará el cálculo hidráulico:

- Si resulta aún de 20 cm ya no será necesario concluir el cálculo hidráulico.
- Si se requiere un diámetro mayor se deberá concluir el cálculo hidráulico.

Es necesario conocer la población que indudablemente se puede servir con una tubería de 20 cm de diámetro.

Hay dos métodos para el cálculo de la población servida:

- Tanteos suponiendo la población (diagrama 3.9).
- Suponiendo un valor de "M" (diagrama 3.10).

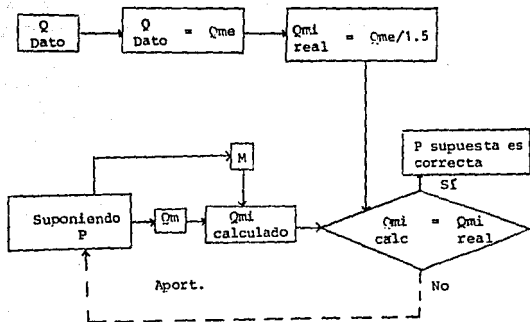


Diagrama 3.9



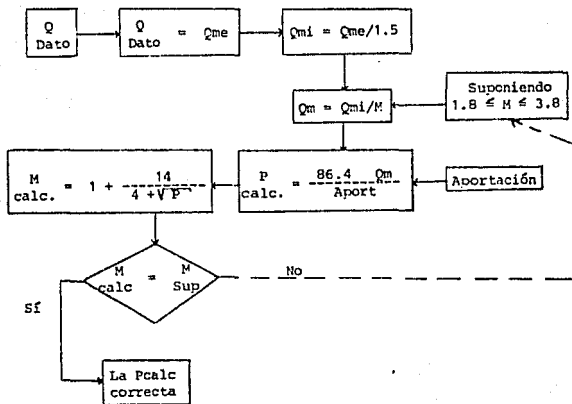


Diagrama 3.10

A continuación tenemos las tablas para las diferentes pendientes, con sus distintos diámetros y con cada uno de sus funcionamientos.

PENDIENTES MAXIMAS "CASO NORMAL" n = 0.013										
DIAMETRO NOMINAL	NOMINAL INTERIOR	PENDIENTES (MIL)	FUNCIONAMIENTO A TUBO LLENO		FUNCIONAMIENTO CON GASTO MAXIMO			FUNCIONAMIENTO CON GASTO MINIMO		
			VT(m/s)	QT(lps)	l(cm)	V(m/s)	Q(lps)	l(cm)	V(m/s)	Q(lps)
20	20.3	81.0	3.00	97.1	20.3	3.00	97.1	1.8	1.10	1.5
25	25.4	60.0	3.00	152.0	25.4	3.00	152.0	1.8	0.96	1.5
30	30.5	47.0	3.00	219.1	30.5	3.00	219.1	2.5	1.06	3.0
38	38.1	35.0	3.00	342.2	38.1	3.00	242.2	2.5	0.93	3.0
45	45.7	27.0	2.98	488.2	45.7	3.00	492.1	3.1	0.93	4.5
61	61.0	18.7	3.00	877.5	61.0	3.00	877.5	4.0	0.92	7.5
76	76.2	13.9	3.00	1369.0	76.2	3.00	1369.0	5.1	0.93	12.0
91	91.4	10.9	3.00	1969.0	91.4	3.00	1969.0	6.2	0.94	18.0
107	106.7	8.8	2.99	2674.0	106.7	3.00	2683.0	7.4	0.95	25.5
122	121.9	7.4	3.00	3497.0	121.9	3.00	3497.0	8.5	0.96	34.5
152	152.4	5.5	3.00	5469.0	152.4	3.00	5469.0	9.8	0.91	45.0
163	162.9	4.3	2.99	7866.0	162.9	3.00	7882.0	11.1	0.87	57.0
213	213.4	3.5	2.99	10707.0	213.4	3.00	10730.0	12.4	0.85	70.5
244	243.8	2.9	2.98	13902.0	243.8	3.00	14005.0	13.7	0.82	85.5

ESPECIFICACIONES			
NORMAS S.A.H.O.P.			
LIMITANTES	3.00	Vmax = 3.00 m/s	# MINIMO DE DESCARGAS
		PARA TUBO CONCRETO	SIMULTANEAS
			(1.5 LPS / WC)
CALCULO : ING JOAQUIN CHAVEZ ZUÑIGA			

PENDIENTES MINIMAS "CASO NORMAL" n = 0.013										
DIAMETRO NOMINAL	NOMINAL INTERIOR	PENDIENTE S (MIL)	FUNCIONAMIENTO TUBO TIENO		FUNCIONAMIENTO CAJITO CON MAXIMO			FUNCIONAMIENTO CAJITO CON MINIMO		
			VT(m/s)	QT(lps)	t(cm)	V(m/s)	Q(lps)	t(cm)	V(m/s)	Q(lps)
20	20.3	3.2	0.60	19.3	19.0	0.66	20.8	3.8	0.35	1.5
25	25.4	2.4	0.60	30.4	23.6	0.66	32.7	3.6	0.31	1.5
30	30.5	1.9	0.60	44.1	28.6	0.67	47.4	5.4	0.34	3.0
38	38.1	1.4	0.60	68.4	35.7	0.66	73.6	5.4	0.30	3.0
45	45.7	1.1	0.60	98.5	42.9	0.66	106.0	6.7	0.30	4.5
61	61.0	0.8	0.62	181.5	57.2	0.69	195.2	8.5	0.31	7.5
76	76.2	0.6	0.62	284.5	71.5	0.69	306.0	10.7	0.31	12.0
91	91.4	0.5	0.64	421.8	85.8	0.71	453.7	12.9	0.32	18.0
107	106.7	0.4	0.64	570.0	100.1	0.70	613.2	15.4	0.32	25.5
122	121.9	0.3	0.60	704.2	114.4	0.67	757.5	18.4	0.31	34.5
152	152.4	0.3	0.70	1277.0	143.0	0.77	1374.0	19.6	0.33	45.0
183	182.9	0.2	0.65	1696.0	171.6	0.71	1825.0	23.0	0.30	57.0
213	213.4	0.2	0.72	2559.0	200.2	0.79	2753.0	24.4	0.31	70.5
244	243.8	0.2	0.78	3651.0	228.7	0.86	3927.0	25.8	0.32	85.5
ESPECIFICACIONES NORMAS S.A.H.O.P.			0.60		CAPACIDAD MAXIMA 1/D = 0.9382			# MINIMO DE DESCARGAS SIMULTANEAS (1.5 LPS/WC)		
LIMITANTES					TUBERIA PARA (Q/Q) <sub>max</sub> = 1.0757					
CALCULO : ING. JOAQUIN CHAVEZ ZUÑIGA										

PENDIENTES MAXIMAS "CASO EXCEPCIONAL" n = 0.013										
DIAMETRO NOMINAL	NOMINAL INTERIOR	PENDIENTES (MIL)	FUNCIONAMIENTO TUBO LLENO		FUNCIONAMIENTO CON GASTO MAXIMO			FUNCIONAMIENTO CON GASTO MINIMO		
			VT(m/s)	QT(lps)	t(cm)	V(m/s)	Q(lps)	t(cm)	V(m/s)	Q(lps)
20	20.3	893.0	9.96	322.5	1.3	3.00	2.6	1.0	2.54	1.5
25	25.4	705.0	10.28	520.9	1.5	3.00	3.6	1.0	2.76	1.5
30	30.5	928.0	13.32	973.5	1.2	3.00	3.0	1.2	2.99	3.0
38	38.1	1021.0	16.21	1848.0	1.2	3.00	3.0	1.1	2.99	3.0
45	45.7	772.0	15.91	2610.0	1.4	3.00	4.5	1.4	2.99	4.5
61	61.0	557.0	16.39	4789.0	1.8	3.00	7.6	1.8	2.99	7.5
76	76.2	405.0	16.21	7391.0	2.3	3.00	12.1	2.3	2.99	12.0
91	91.4	306.0	15.90	10430.0	2.8	3.00	18.2	2.8	2.99	18.0
107	106.7	241.0	15.65	13990.0	3.4	3.00	25.8	3.4	2.99	25.5
122	121.9	195.0	15.38	17950.0	4.0	3.00	35.0	4.0	2.99	34.5
152	152.4	170.0	16.67	30410.0	4.4	3.00	45.5	4.4	2.99	45.0
183	182.9	149.0	17.62	46300.0	4.9	3.00	57.8	4.8	2.99	57.0
213	213.4	132.0	18.38	65750.0	5.3	3.00	71.5	5.3	2.99	70.5
244	243.8	118.0	19.00	88680.0	5.8	3.00	86.7	5.8	2.99	85.5

ESPECIFICACIONES  
 NORMAS S.A.H.O.P.  
 LIMITANTES  
 CALCULO : ING. JOAQUIN CHAVEZ ZUÑIGA

0.60  
 Vmax = 3.00 m/s PARA  
 TUBERIA DE CONCRETO

mayor o menor a  
 igual a 1.0 3.00  
 Qmin  
 TABLA  
 # MINIMO DE DESCARGAS  
 SIMULTANEAS  
 (15 LPS/W.C)

PENDIENTES MINIMAS "CASO EXCEPCIONAL" n=0.013										
DIAMETRO NOMINAL	NOMINAL INTERIOR	PENDIENTES (MIL)	FUNCIONAMIENTO TUBO LLENO		FUNCIONAMIENTO CON GASTO MAXIMO			FUNCIONAMIENTO CON GASTO MINIMO		
			VT(m/s)	QT(lps)	t(cm)	V(m/s)	Q(lps)	t(cm)	V(m/s)	Q(lps)
20	20.3	2.0	0.47	15.3	19.0	0.52	16.4	4.3	0.30	1.5
25	25.4	2.2	0.57	29.1	23.8	0.63	31.3	3.9	0.30	1.5
30	30.5	1.3	0.50	36.4	28.6	0.55	39.2	5.9	0.30	3.0
38	38.1	1.4	0.60	68.4	35.7	0.66	73.6	5.4	0.30	3.0
45	45.7	1.1	0.60	98.5	42.9	0.66	106.0	6.7	0.30	4.5
61	61.0	0.8	0.62	181.5	57.2	0.69	195.2	8.5	0.31	7.5
76	76.2	0.6	0.62	284.5	71.5	0.69	306.0	10.7	0.31	12.0
91	91.4	0.4	0.58	377.3	85.8	0.63	408.8	13.6	0.30	18.0
107	106.7	0.4	0.64	570.0	100.1	0.70	613.2	15.4	0.32	25.5
122	121.9	0.3	0.60	704.2	114.4	0.67	757.5	18.4	0.31	34.5
152	152.4	0.3	0.70	1277.0	143.0	0.77	1374.0	19.6	0.33	45.0
183	182.9	0.2	0.65	1696.0	171.6	0.71	1825.0	23.0	0.30	57.0
213	213.4	0.2	0.72	2559.0	200.2	0.79	2753.0	24.4	0.31	70.5
244	243.8	0.2	0.78	3651.0	228.7	0.86	3927.0	25.8	0.32	85.5

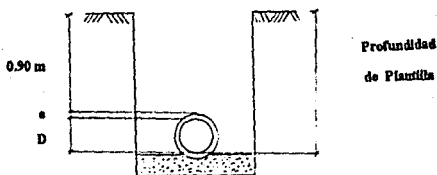
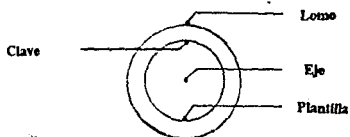
  

ESPECIFICACIONES NORMAS S.A.H.O.P.	0.60	CAPACIDAD MAXIMA 1/D = 0.9382 TUBERIA PARA (Q/V)max = 1.0757	mayor o menor a igual a 1.5    0.30	Qmin TABLA
LIMITANTES			# MINIMO DE DESCARGAS SIMULTANEAS (1.5 LPS/W.C.)	
CALCULO : ING JOAQUIN CHAVEZ ZUNIGA				

### Profundidades Míminas.

El cálculo geométrico de atarjeas consiste en verificar:

Que el colchón necesario para evitar rupturas del conducto ocasionadas por cargas vivas sea de por lo menos 90 cm para diámetros de hasta 45 cm y de 1.00 a 1.50 m para diámetros mayores. Y para la correcta conexión de las descargas domiciliarias al sistema de alcantarillado aceptando que ese albañal exterior, tendrá como *mínimo* una pendiente geométrica de 1% y que el registro interior más próximo al paramento del predio, tenga una profundidad mínima de 60 cm.



Para  $D = 20 \text{ cm}$

$e = 1.9 \text{ cm}$

Profundidad de plantilla =  $0.90 \text{ cm} + D + e$

Profundidad de plantilla =  $1.12 \text{ cm}$ .

En la práctica se acostumbra para tuberías de 20 cm de diámetro una profundidad mínima de 1.20 m y para pozos de visita cabeceros de 1.50 m.

- Que se cumpla con las pendientes límite.
- Verificar que la separación máxima entre pozos de visita sea:

Diam. Tub. (cm)	Separación Máxima (*) (m)
20 a 60	125
76 a 122	150
152 a 244	155

(\*) Existiendo una tolerancia de un 10 % más.

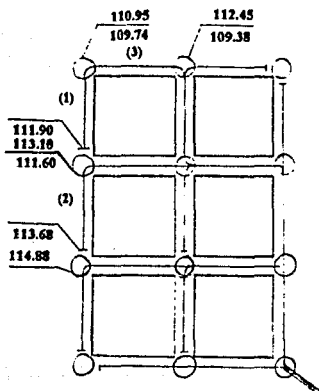
### Materiales y Diámetro Comerciales.

En la Tabla "A" se podrán apreciar los materiales y diámetros más utilizados en los sistemas de alcantarillado, con su respectivas profundidades mínimas de plantilla.

CONSTANTES PARA ATARJEAS SUBCOLECTORES Y COLECTORES							
TUBERIA DE CONCRETO	DIAMETRO (cm)		ESPESOR PARED (cm)	AREA INTERIOR (m <sup>2</sup> )	CONSTANTES DE MANNING "K"		PROFUNDIDAD DE PLANTILLA (m)
	NOMINAL	INTERIOR			TUB. PREFAB N=0.013	COLADA IN SITU H=0.016	
S	20	20.3	1.9	0.0323650	8.5863400	13.0065000	1.12
I	25	25.4	2.2	0.0506710	2.5982100	3.9367500	1.18
M	30	30.5	2.5	0.0730620	0.9791620	1.4832300	1.23
P	38	38.1	3.2	0.1140030	0.2388960	0.4527660	1.31
L	45	45.7	3.8	0.1640300	0.1133070	0.1711280	1.40
E							
R	61	61.0	6.4	0.2922470	0.0242863	0.0367987	1.57
E	75	76.2	7.0	0.4560370	0.0074136	0.0112300	1.73
F	91	91.4	7.6	0.6561180	0.0028102	0.0042569	1.89
O	107	106.7	8.9	0.8941670	0.0012310	0.0018647	2.06
R	122	121.9	10.2	1.1671000	0.0006050	0.0003165	2.22
Z	152	152.4	12.7	1.8241000	0.0001839	0.0002785	2.55
A	183	182.9	15.2	2.6273000	0.0000695	0.0001053	2.88
D	213	213.4	17.8	3.5767000	0.0000305	0.0000462	3.21
O	244	243.8	20.3	4.6683000	0.0000150	0.0000227	3.54



A continuación tenemos un ejemplo para calcular profundidades de plantilla.



(1)

Considerando una tubería de 20 cm de diámetro y una profundidad mínima de 1.20 m.

Longitud del tramo = 80 m

Para que "S" nos dé en milésimas utilizaremos la longitud del tramo = 0.080.

$S = (113.10 - 110.95) / 0.080$

$S = 26.80$  milésimas  $\approx 27$  milésimas

$CP1 = 113.10 - 1.20$

$CP1 = 111.90$

$CP2 = 111.90 - 0.027(80)$

$CP2 = 109.74$

Por lo tanto:

$Prof2 = 110.95 - 109.74$

$Prof2 = 1.21$  m

(2)

Considerando una tubería de 20 cm de diámetro y una profundidad mínima de 1.20 m.

$CP1 = 114.88 - 1.20$

$$CP1 = 113.68$$

Ya que se trata de un pozo cabecero se tomara como profundidad mínima 1.50 m.

$$CP2 = 113.10 - 1.50$$

$$CP2 = 111.60$$

$$S = (113.68 - 111.60)/0.080$$

$$S = 26 \text{ mil.}$$

(3)

Este tramo está en contrapendiente, y ya que se trata de una tubería de 20 cm de diámetro se tomará  $S = 4$  milésimas que es la pendiente mínima para este tipo de tubería.

$$CP1 = 109.74$$

$$CP2 = 109.74 - (0.004(90))$$

$$CP2 = 109.38$$

$$ProfZ = 112.45 - 109.31$$

$$ProfZ = 3.01 \text{ m}$$

### 3.5 Datos para un Proyecto.

Los datos necesarios para la elaboración de un proyecto de alcantarillado sanitarios son los siguientes:

Población del último censo oficial	Hab
Población actual estimada	Hab
Población de proyecto	Hab
Dotación	L/hab/día
Aportación	L/hab/día
Fórmulas empleadas	Harmon Manning
Longitud total de la red	m
Naturaleza del sitio de vertido	
Sistema de eliminación	Gravedad y/o bombeo
Coefficiente de previsión	1.5
Velocidad mínima	m/seg
Velocidad máxima	m/seg
Gasto mínimo	L.P.S.
Gasto medio	L.P.S.
Gasto máximo instantáneo	L.P.S.
Gasto máximo extraordinario	L.P.S.

### 3.6 Elaboración de un Pequeño Proyecto para la Red de Recolección de Aguas Negras.

#### Memoria Descriptiva:

El objetivo de la memoria descriptiva es tener toda la información necesaria de la localidad donde se va a realizar el proyecto.

A continuación se realizará un pequeño proyecto ficticio para la recolección de Aguas Negras.

#### Generalidades.

El fraccionamiento "LAS ARBOLEDAS" se proyectó debido a las necesidades de vivienda y descentralización de la vida urbana, en particular, del Distrito Federal.

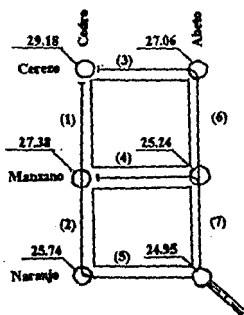
Se encuentra ubicado al sur de la población de Cuautla, en el estado de Morelos. Se puede llegar por carretera únicamente, viniendo de Cuernavaca, que se encuentra al noroeste; por el sureste viniendo de Atlxco, o bien, por el suroeste viniendo de Iguala. El tipo de clima de la región es cálido (24-32 ° C aprox.), en la mayor parte del año.

Este fraccionamiento se proyectó para una población de 11,500 habitantes. El tipo de vivienda es de interés social. El tipo de personas que lo habitarán es de clase económica media.

Contará con todos los servicios: agua potable, drenaje, alcantarillado, energía eléctrica, calles pavimentadas, etc.

En lo que respecta a la población más cercana, que es Cuautla (a 5 km.), esta cuenta con la mayoría de los servicios. Sus calles están pavimentadas en un 60% aprox. Esta ciudad es famosa por sus balnearios de aguas termales sulfurosas, siendo esta la principal atracción para los visitantes y una buena fuente de ingresos para sus habitantes.

A continuación se muestra el croquis del proyecto. Las cotas siempre deberán ir referidas en m.s.n.m. (metros sobre el nivel del mar). En éste ejemplo como es ficticio se tomarán las siguientes cotas.



### Datos de Proyecto.

Población de proyecto (2003)	11,500 hab
Dotación de agua potable (*)	150 L/H/D
Aportación (80% Dotación de Agua Potable)	120 L/H/D
Gasto medio	16.0 LPS
Gasto máximo instantáneo	46.2 LPS
Gasto máximo extraordinario	69.2 LPS
Gasto mínimo	8.0 LPS
Fórmulas empleadas	Harmon y Manning
Coefficiente de previsión	1.5

(\*) De la tabla de dotación de agua potable.

### Memoria de Cálculo.

#### Cálculo de Gastos de Proyecto:

- Dotación de agua Potable.

Clima cálido 150 L/H/D

- Aportación.

$A_{port} = 150(0.8)$

$A_{port} = 120 \text{ L/H/D}$

- Gasto medio.

$Q_m = \text{Pob}(A_{port})/86,400$

$Q_m = 11,500(120)/86,400$

$Q_m = 15.97 \approx 16.0 \text{ LPS}$

- Coeficiente de Harmon.

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

$$M = 1 + 14/(4 + \sqrt{11.5})$$

$$M = 2.89$$

- Gasto Máximo Instantáneo.

$$Q_{mi} = M * Q_m$$

$$Q_{mi} = 2.89(16.0)$$

$$Q_{mi} = 46.24 \text{ LPS} \approx 46.2 \text{ LPS}$$

- Gasto Máximo Extraordinario.

$$Q_{me} = 1.5 Q_{mi}$$

$$Q_{me} = 1.5 (46.2)$$

$$Q_{me} = 69.3 \text{ LPS} \approx 69.3 \text{ LPS}$$

- Gasto Mínimo.

$$Q_{min} = 0.5 Q_m$$

$$Q_{min} = 0.5(16.0)$$

$$Q_{min} = 8.0 \text{ LPS}$$

- Otros datos.

- Densidad de Población

$$DL = \text{Pob. Proy./Lt}$$

$$DL = 11,500/840$$

$$DL = 13.6905$$



A continuación se llena la tabla P-1 de la siguiente forma:

- La columna (1) indica el tramo en estudio.
- La columna (2) es la longitud propia del tramo (m).
- La columna (3) es la longitud tributaria en el cruce en estudio (m).
- La columna (4) es la longitud acumulada para el tramo (m).
- La columna (5) es la población servida (hab) la cuál es obtenida de la siguiente forma:

$$\text{Pob. servida} = (DL)(L_{\text{acum}})$$

- La columna (6) es el gasto mínimo que va a conducir la Tubería (LPS).

Según Tabla 3.1

- La columna (7) es el gasto medio (LPS) obtenido con la fórmula:

$$Q_m = \text{Pob}(\text{Aport})/86,400$$

- la columna (8) es el coeficiente de Harmon obtenido con la fórmula:

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

- La columna (9) es el gasto máximo (LPS) obtenido con la fórmula:

$$Q_{\text{máx}} = M * Q_m$$

- La columna (10) es el gasto máximo extraordinario (LPS) obtenido con la fórmula:

$$Q_{\text{me}} = 1.5 Q_{\text{máx}}$$

- La columna (11) es la pendiente del tramo en cuestión (milésimas).
- La columna (12) es el diámetro de la tubería a utilizar obtenido con la siguiente fórmula:

$$K = S/Q^2$$

- La columna (13) es la velocidad a tubo lleno (m/s) calculada con la fórmula de Manning.
- La columna (14) es el gasto a tubo lleno (LPS) calculado con la fórmula:  

$$Q_t = A_t V_t$$
- La columna (15) es la relación del gasto mínimo entre el gasto a tubo lleno  $Q/Q_t$ .
- La columna (16) es la relación del tirante entre el diámetro obtenida de la gráfica de elementos de una atarjea parcialmente llena con el valor de  $Q/Q_t$  min.
- La columna (17) es la relación de  $V/V_t$  obtenida de la gráfica de elementos de una atarjea parcialmente llena con el valor de  $t/d$  mín.
- La columna (18) es la relación del gasto máximo extraordinario entre el gasto a tubo lleno  $Q/Q_t$ .
- La columna (19) es la relación del tirante entre el diámetro obtenida de la gráfica de elementos de una atarjea parcialmente llena con el valor de  $Q/Q_t$  max.
- La columna (20) es la relación de  $V/V_t$  obtenida de la gráfica de elementos de una atarjea parcialmente llena con el valor de  $t/d$  máx.
- La columna (21) es el tirante mínimo de la tubería (cm) obtenido de multiplicar el valor de  $t/d$  mín. por el diámetro interior de la tubería.
- La columna (22) es el tirante máximo de la tubería (cm) obtenido de multiplicar el valor de  $t/d$  máx. por el diámetro interior de la tubería.
- La columna (23) es la velocidad efectiva mínima de la tubería (m/s) obtenida de multiplicar el valor de  $V/V_t$  mín. por la velocidad a tubo lleno.

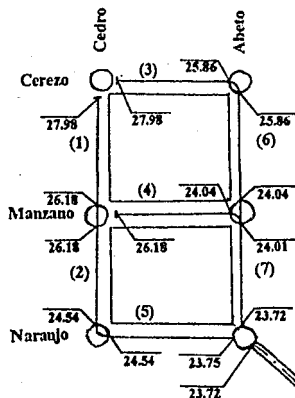
- La columna (24) es la velocidad efectiva máxima de la tubería (m/s) obtenida de multiplicar el valor de  $V/Vt$  máx. por la velocidad a tubo lleno.
- La columna (25) es la cota de terreno (M.S.N.M.).
- La columna (26) es la cota de entrada de la plantilla del pozo en estudio.(M.S.N.M.).
- La columna (27) es la cota de salida de la plantilla del pozo en estudio.(M.S.N.M.).
- La columna (28) es el desnivel entre el pozo (1) y el pozo (2) (m).
- La columna (29) es la profundidad de la plantilla en el pozo (1) (m).
- La columna (30) es la profundidad de la plantilla en el pozo (2) (m).

CRUCEOS CALLES	TRAMO	LONGITUD (M)			POBL SERV	GASTOS DE AGUAS RESIDUALES					S	D
		PROPIA DEL TRAMO	TRIBUTARIA EN EL CRUCERO	ACUMULADA PARA EL TRAMO		MINIMO	MEDIO	COEF. HARMON	MAXIMO	MAXIMO EXTRA		
1	1'	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
CEDRO - CEREZO			0									
	1	120		120	1643	1.5	2.3	3.651	8.4	12.6	15	20
MANZANO			120									
	2	120		240	3286	1.5	4.6	3.409	15.7	23.6	14	20
NARANJO												
CEREZO - CEDRO			0									
	3	120		120	1643	1.5	2.3	3.651	8.4	12.6	18	20
ABETO												
MANZANO - CEDRO			0									
	4	120		120	1643	1.5	2.3	3.651	8.4	12.6	18	20
ABETO												
NARANJO - CEDRO			240									
	5	120		360	4929	1.5	6.8	3.251	22.1	33.2	7	25
ABETO												
ABETO - CEREZO			120									
	6	120		240	3286	1.5	4.6	3.409	15.7	23.6	15	20
MANZANO			360									
	7	120		480	6571	3.0	9.1	3.133	28.5	42.8	2	30
NARANJO												

FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO											
TUBO LLENO		ELEMENTOS DE LA TUBERIA PARCIALMENTE LLENA A GASTO						TIRANTE A GASTO		VELOCIDAD EFECTIVA	
V	Q	MINIMO			MAXIMO			MIN	MAX	A GASTO	
		Q/QT	1/D	V/VT	Q/QT	1/D	V/VT			MIN	MAX
13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
1.29	41.8	0.036	0.130	0.475	0.301	0.375	0.873	2.6	7.6	0.61	1.13
1.25	40.5	0.037	0.130	0.477	0.583	0.548	1.038	2.6	11.1	0.60	1.30
1.42	46.0	0.033	0.125	0.465	0.274	0.360	0.855	2.5	7.3	0.66	1.21
1.42	46.0	0.033	0.125	0.465	0.274	0.360	0.855	2.5	7.3	0.66	1.21
1.02	51.7	0.029	0.120	0.450	0.642	0.583	1.063	3.1	14.6	0.46	1.08
1.29	41.8	0.035	0.130	0.475	0.465	0.540	1.033	2.6	11.0	0.61	1.33
0.62	45.3	0.066	0.175	0.565	0.944	0.775	1.138	5.3	23.6	0.35	0.71

CALCULO GEOMETRICO					
COTAS EN M.S.N.M.			DESNIVEL	PROFUNDIDAD	
TERRENO	PLANTILLA			1	2
	1	2		1	2
25	26	27	28	29	30
29.18	--	27.98		--	1.20
			1.80		
27.38	26.18	26.18		1.20	1.20
			1.64		
25.74	24.54	--		1.20	--
29.18	--	27.98		--	1.20
			2.12		
27.06	25.86	--		1.20	--
27.38	--	26.18		--	1.20
			2.14		
25.24	24.04	--		1.20	--
25.74	--	24.54		--	1.20
			0.95		
24.95	23.75	--		1.20	--
27.06	--	25.86		--	1.20
			1.82		
25.24	24.04	24.01		--	1.20
			0.29		
24.95	23.72	23.72		1.23	1.23

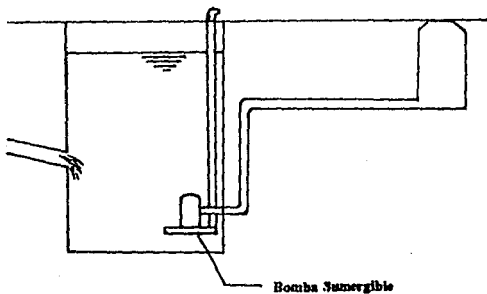
A continuación se muestra el croquis del proyectos con las cotas definitivas de la plantilla de los pozos.



### 3.7 Características Generales de los Cárcamos de Bombeo de Aguas Negras.

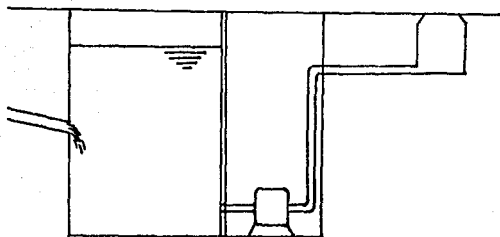
En el proyecto de un sistema de alcantarillado de aguas negras se tratará siempre de evitar la construcción de estaciones de bombeo para aguas negras, procurando que éstas aguas escurran por gravedad hasta su sitio final de disposición; sin embargo, de acuerdo con las condiciones topográficas de la localidad de que se trate, habrá ocasiones en que sea obligado el bombeo.

Los tipos de cárcamos de bombeo se clasifican en húmedos y secos. A continuación se muestra una figura de dichos cárcamos.



**Cárcamo Húmedo**

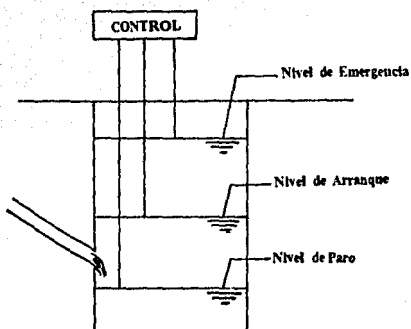




### Cárcamo Seco

Actualmente la mayor parte del bombeo de aguas negras se efectúa mediante bombas sumergibles, bombas centrifugas ó bombas de hélice. Estas se operan normalmente mediante motores eléctricos y con frecuencia máquinas de combustión interna, o turbinas hidráulicas.

Las bombas deberán arrancarse y pararse mediante controles automáticos llamados electróniveles. Estos controles pueden arreglarse de modo que seleccionen la bomba de acuerdo con el flujo de entrada, que aumenten otra bomba si la capacidad de bombeo no es suficiente para manejar al flujo, y que alternen las bombas cuando se tengan dos bombas de la misma capacidad.

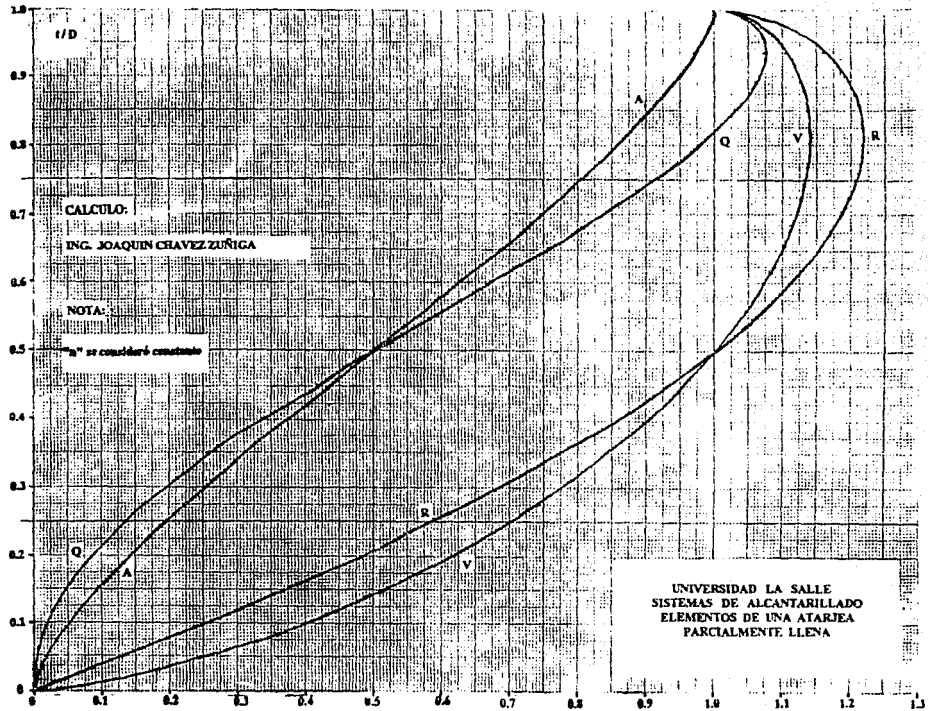


Electroniveles

### 3.8 Disposición.

Para la disposición final o vertido de las aguas negras, se requiere la construcción de una estructura cuyas características dependerán del lugar elegido, del gasto por entregar, etc.

Los vertidos pueden hacerse a ríos, lagos, al mar, a pozos de absorción, a riego previo tratamiento.



#### **4.- Sistemas de Recolección de Aguas Pluviales**

#### 4.1 Estimación de Gastos, Expresión Axiomática, Aplicación de Datos

##### Pluviométricos y Pluviográficos.

A continuación se verán dos métodos para la estimación de alturas medias de precipitación y cómo aplicar los datos pluviométricos y pluviográficos mediante diferentes expresiones según el método.

##### - Método de Thiessen.

En este método se requiere limitar la zona de influencia de cada estación dentro del conjunto, para determinarla, primero se trazan líneas que ligan las estaciones más próximas entre sí. A continuación se trazan líneas bisectoras perpendiculares a líneas que ligan las estaciones, las cuales forman una serie de polígonos; en el cuál cada uno de ellos contiene una estación.

Cada polígono es el área tributaria de cada estación, entonces la altura de precipitación media es:

$$h_{pm} = (\sum_{i=1}^n h_{pi} * A_i) / A$$

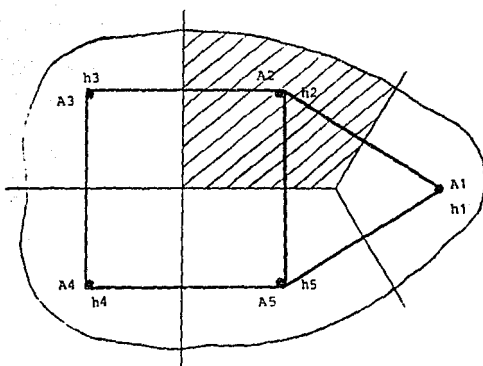
dónde:

A = Área de la zona en km<sup>2</sup>.

A<sub>i</sub> = Área tributaria de la estación "i" en km<sup>2</sup>.

h<sub>pi</sub> = Altura de precipitación registrada en la estación "i",  
en mm.

$h_{pm}$  = Altura de precipitación media de la zona en estudio  
en mm.



Ejemplo:

Estación	Altura precip. (mm)	Area polig. (Km <sup>2</sup> )	$h_{pi}A_i$ (mmkm <sup>2</sup> )
Bárbara	54	1,244	67,176
Vicente	53	837	44,361
Taxco	43	995	42,785
Llano	64	1,888	120,832
Estocamina	102	1,444	152,388
Parota	144	887	127,728
<b>Sumatoria</b>		<b>7,345</b>	<b>555,270</b>

Por lo tanto:

$$h_{pm} = 555,270 / 7,345$$

$$h_{pm} = 75.6 \text{ mm}$$

- Promedio Aritmético.

En este método como su nombre lo indica, se hace un promedio de todas las altura de precipitación pluvial, para así obtener la precipitación media.

$$h_{pm} = \left( \sum_{i=1}^n h_{pi} \right) / n$$

dónde:

$h_{pm}$  = Altura de precipitación media.

$h_{pi}$  = Altura de precipitación registrada en la estación "i".

n = Número de registros.

Ejemplo:

Estación	Altura de Precip. (mm)
Bárbara	54
Vicente	53
Taxco	43
Llano	64
Estocama	102
Parota	144
Sumatoria	460

Por lo tanto:

$$h_{pm} = 460/6$$

$$h_{pm} = 76.6 \text{ mm}$$

#### 4.2 Coeficientes de Escurrimiento, Coeficientes de Impermeabilidad: Constante y en Función del Tiempo de Duración de la Lluvia.

No todo el gasto pluvial que escurre sobre la superficie del suelo va a pasar al sistema de alcantarillado ya que hay pérdidas por infiltración, evaporación y encharcamiento; después éste gasto pasa a la red de alcantarillado hasta llegar a su destino final. Su efecto existirá sólo e inmediatamente después de la tormenta.

Existen diversos criterios para establecer los coeficientes de escurrimiento, considerando que ni aún los techos y las avenidas son absolutamente impermeables, y respecto a las áreas con pasto ó jardines éstos pueden retener bastante la precipitación. Otros factores que afectan el flujo son el área, la pendiente y la vegetación.

Las calles, aceras y techos retienen muy poco la lluvia que cae sobre ellos, y la cantidad de escurrimiento es alta. Las superficies de terrenos permeables están relativamente secas, al principio de la tormenta absorberán humedad hasta saturarse, aunque algo de agua se infiltrará en las primeras etapas de una tormenta severa, y el escurrimiento aumentará a medida que el terreno se satura; después de la saturación la relación entre escurrimiento y precipitación permanece prácticamente constante. Por lo tanto, el mayor escurrimiento ocurrirá cuando la precipitación más fuerte llegue una vez que el terreno está empapado.

En el proyecto de un sistema de alcantarillado pluvial, se debe considerar lo siguiente:



- 1) La condición del área en estudio al fin del periodo de proyecto; el número y espaciamiento de las casas y el área de sus superficies impermeables, tales como techos, avenidas y aceras, así como el área pavimentada.
- 2) La cantidad de precipitación que se tiene en el área en estudio.
- 3) El escurrimiento basado en condiciones finales del proyecto.
- 4) El tiempo de concentración, que es el tiempo necesario para que el agua fluya por tierra desde que cae en el punto más desfavorable del área que se va a desaguar, hasta llegar al pozo de visita. Dicho tiempo debe de ser:

$$5 \text{ min} \leq t \text{ concentración} \leq 20 \text{ min}$$

En la práctica los coeficientes de escurrimiento se pueden considerar según se muestra en la siguiente tabla:

Zonas con gran densidad de edificios	0.70 a 0.90
Zonas bien edificadas	0.50 a 0.70
Colonias residenciales con casas aisladas	0.25 a 0.50
Regiones suburbanas con pocos edificios	0.10 a 0.25
Áreas verdes, jardines y prados	0.05 a 0.25

#### 4.3 Método Racional.

En este método si la intensidad media de la precipitación, el área por drenarse y el coeficiente de escurrimiento son conocidos, el gasto del agua pluvial que va al alcantarillado se puede calcular mediante la siguiente fórmula:

$$Q = AIR/3,600$$

dónde:

Q = Gasto de proyecto del tramo de tubería del alcantarillado pluvial (l.p.s.).

A = Área que se va a desaguar (m<sup>2</sup>).

I = Coeficiente de escurrimiento ó escorrentía.

R = Intensidad media de la precipitación (mm/hr).

3600 = segundos por hora.

La intensidad de precipitación para proyecto será influida por el tiempo de concentración. El cual será sustituido en la ecuación de la lluvia la cuál se verá en el capítulo 4.8.

#### 4.4 Método Gráfico. Ejemplo de Aplicación.

Siempre que sea posible se deberá representar por medio de una curva suave la relación entre la duración de una tormenta y la cantidad de lluvia correspondiente.

En las figuras 4.1 y 4.2 se muestran curvas de precipitación de diferentes lugares, las cuáles se preparan graficando las cantidades de lluvia obtenidas de los registros pluviométricos para períodos de 5, 10, 20, 30, 45, 60, y quizá 90 y 120 min. Estas cantidades de lluvia se convierten después en mm/hr y se traza la curva que representa la cantidad máxima que puede esperarse una vez en el período.

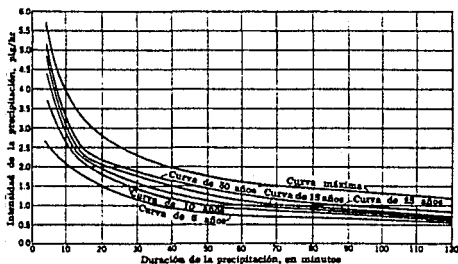
Para ilustrar el uso de las curvas de precipitación se utilizará una tormenta que pueda ocurrir en 25 años suponiendo que el tiempo de concentración es de 20 min.

- Para la gráfica 4.1:

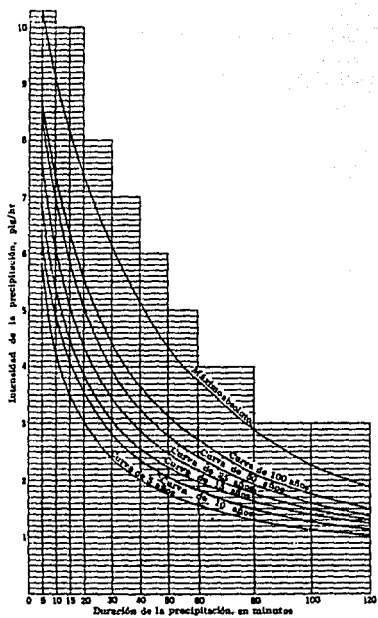
Se tiene que el punto dónde se intersecta la curva de 25 años con una duración de 20 min. nos da como resultado una intensidad de precipitación de 4.4 plg/hr = 112 mm/hr.

- Para la gráfica 4.2:

Se tiene una intensidad de precipitación de 2.05 plg/hr. = 52 mm/hr.



Gráfica 4.2



Gráfica 4.1

#### 4.5 Otros Métodos. Fórmulas Empíricas y Racionales para Zonas Particulares.

Otro método para el cálculo del gasto de proyecto es mediante la fórmula empírica de McMath:

$$Q = C1 i \sqrt[3]{s A^3}$$

dónde:

Q = Gasto de proyecto del tramo de tubería de alcantarillado pluvial (L.P.S.).

C1 = Coeficiente de escurrimiento estimado.

i = Intensidad de lluvia (mm/hr).

s = Pendiente promedio a lo largo de la línea del colector (milésimas).

A = Área tributaria (m<sup>2</sup>).

El valor de C1 varía desde 0.05 para áreas verdes hasta 0.90 en áreas bien edificadas.

#### 4.6 Selección de Intensidades Máximas con Diversas Duraciones.

La cantidad y duración de la precipitación durante grandes tormentas son elementos esenciales en el proyecto de sistemas de alcantarillado pluvial.

La cantidad promedio de la lluvia que cae en una tormenta, encontrada al dividir el volumen total de lluvia precipitada entre el tiempo de duración de la tormenta, no proporciona la información necesaria para proyectar obras de alcantarillado pluvial. Es necesario considerar la intensidad media de la tormenta, que es la cantidad media de lluvia en mm/hr durante un tiempo relativamente corto.

Cuanto mayor es la intensidad de las tormentas, más rara es su ocurrencia ó menor su frecuencia. Y para el cálculo del tiempo medio entre dos precipitaciones se utilizara el período de recurrencia (Cap 4.7).

Con ayuda de los pluviómetros los cuales se usan para medir la intensidad de la lluvia y de los pluviógrafos para registrar la relación entre la lluvia y el tiempo, se pueden realizar las gráficas de curvas de precipitación dónde aparecen las intensidades máximas de precipitación en diversas duraciones. Ver gráfica 4.1 y 4.2 en el capítulo 4.4.

#### 4.7 Estudio Estadístico de las Intensidades de Lluvia. Período de Recurrencia.

La precipitación anual no es ni siquiera aproximadamente constante de año en año. Por ejemplo en un período de 100 años la precipitación anual máxima en Boston ha sido de 153% del promedio y la mínima de 62% del promedio; si la precipitación promedio se supone de 114 mm, la máxima probable será de  $114(1.53) = 174$  mm y la probable mínima será de  $114(0.62) = 71$  mm.

El análisis de los registros de precipitación pluvial en relación con sus tendencias y ciclos, nos servirán para calcular de inmediato períodos de recurrencia y seleccionar la lluvia de proyecto. Siempre y cuando los registros sean lo suficientemente extensos para permitir una distinción entre las variaciones periódicas y las ocasionales.

Según estudios realizados se puede confiar en unos buenos registros que cubran 35 años en una aproximación de 2%. Para 20, 15, 10 y 5 años las desviaciones probables de la precipitación media será de alrededor de 3.25, 4.75, 8.25 y 15% respectivamente. Los registros que cubren períodos más cortos son de poca confianza, pero pueden usarse para hacer comparaciones con registro de mayor duración de una área cercana y generalmente similar.

#### **Período de Recurrencia.**

Es el tiempo medio en años entre dos precipitaciones iguales ó mayores que la estudiada, para su cálculo se utiliza la siguiente fórmula:

$$T = n/(m-0.5)$$

dónde:

T = Período de retorno ó recurrencia.

n = Número de datos.

m = Número de orden de magnitud.

Ejemplo:

Se tienen los siguientes registros:

ANO	PRECIPITACION PLUVIAL (mm)	ORDEN MAGNITUD	PRECIPITACION PLUVIAL (mm)	T (años)
1971	150	1	240	40.0
1972	110	2	225	13.3
1973	115	3	220	8.0
1974	115	4	205	5.7
1975	123	5	200	4.4
1976	150	6	200	3.6
1977	180	7	190	3.1
1978	200	8	190	2.7
1979	190	9	180	2.4
1980	110	10	180	2.1
1981	140	11	180	1.9
1982	220	12	150	1.7
1983	200	13	150	1.6
1984	240	14	140	1.5
1985	180	15	140	1.4
1986	225	16	123	1.3
1987	205	17	115	1.2
1988	180	18	115	1.1
1989	190	19	115	1.1
1990	140	20	110	1.0



Encontrar la precipitación pluvial para períodos de retorno de 2, 5 y 10 años.

- Para 2 años:

Se tiene que para 1.9 años una precipitación pluvial de 180 mm y para 2.1 años también una de 180 mm.

Por lo tanto para 2 años se tiene una precipitación pluvial de 180 mm.

- Para 5 años:

Se tiene que para 5.7 años = 205 mm y para 4.4 años = 200 mm.

Interpolando:

$$P = 200 + ((205 - 200)(5 - 4.4)/(5.7 - 4.4))$$

$$P = 202 \text{ mm}$$

- Para 10 años:

Se tiene que para 13.3 años = 225 mm y para 8 años = 220 mm.

Interpolando:

$$P = 220 + ((225 - 220)(10 - 8)/(13.3 - 8))$$

$$P = 222 \text{ mm}$$

#### 4.8 Tipos de Ecuaciones de Intensidad de Lluvia. Su Obtención.

Como anteriormente se vió la ecuación de la lluvia más utilizada es la de la forma:

$$R = A/(t + B)$$

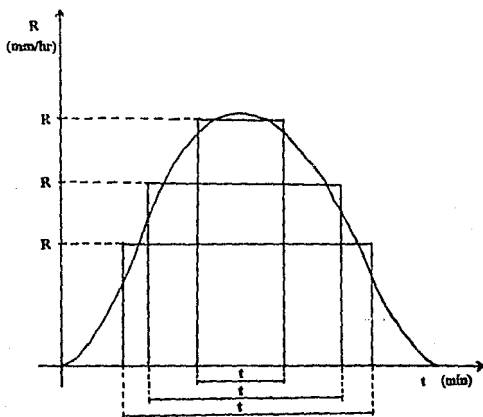
dónde:

$R$  = Intensidad media de la precipitación pluvial (mm/hr).

$t$  = Tiempo de observación (min).

$A$  y  $B$  = Constantes (redondear a enteros).

$R$  y  $t$  son datos conocidos mediante el estudio estadístico de las intensidades de lluvia, (ver gráfica siguiente).



En cambio A y B son constantes que dependen de las condiciones del lugar. Según los registros con que se cuenten.

Para la obtención de dichas constantes hay varios métodos pero los más utilizados son dos, el método de ecuaciones simultáneas y el método de regresión lineal.

**- Método de Ecuaciones Simultáneas.**

Se tiene los datos:

t (min)	t1	t2.....tn
R (mm/hr)	R1	R2.....Rn

De la fórmula:

$$R = A/(t + B)$$

Se despeja A:

$$A = (R)(t + B).....(1)$$

Se tiene que:

$$A = A$$

Entonces se tiene que:

$$R1(t1 + B) = R2(t2 + B) \implies B$$

$$R2(t2 + B) = R3(t3 + B) \implies B$$

.....

.....

$$Rn(tn + B) = R1(t1 + B) \implies B$$

Y se obtiene la B promedio.

Se sustituye la B promedio en (1):

$$A = R1(t1 + B) \implies A$$

$$A = R2(t2 + B) \implies A$$

.....

.....

$$A = Rn(tn + B) \implies A$$

Y se obtiene la A promedio.

Y una vez conociendo las constantes A y B y el tiempo de observación, se obtiene la intensidad media de la precipitación pluvial.

#### - Método de Regresión Lineal.

(Sólo para calculadoras con funciones estadísticas.)

De la fórmula:

$$R = A/(t + B)$$

Su inverso es:

$$1/R = (t + B)/A$$

ó bien:

$$1/R = (1/A)t + B/A$$

Y tenemos la similitud con la fórmula de la recta:

$$y = mx + b$$

Entonces:

$$R1[1/x] t1[ +]$$

$$R2[1/x] t2[ +]$$

.....

.....

$$Rn[1/x] tn[ +]$$

Tenemos que:

$$[LoRo] ==> b = B/A$$

y

$$[x <-> y] ==> m = 1/A$$

Por lo tanto:

$$[1/x] ==> A$$

$$[x] ==> B$$

Ejemplo en el capítulo 4.10.

#### 4.9 Datos para un Proyecto.

Los datos necesarios para la elaboración de un proyecto de alcantarillado pluvial son los siguientes:

- Localización del lugar dónde se va a realizar el proyecto.
- Tipo de construcciones del lugar.

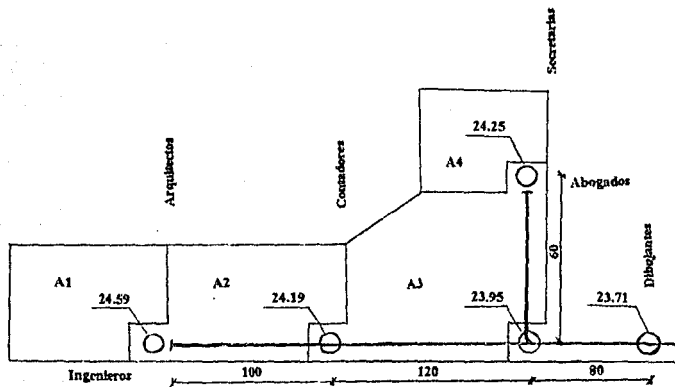
- Registros pluviográficos.
- Área tributaria (m<sup>2</sup>).
- Longitud del tramo (m).
- Coeficiente de escurrimiento.

A continuación se dan una serie de recomendaciones para la elaboración de un proyecto de alcantarillado pluvial.

- Las mismas consideraciones que en alcantarillado sanitario excepto que en éste caso no se deben cubrir todas las calles.
- Aprovechar el escurrimiento superficial, (calles=atarjeas) marcar con un flecha en sentido descendente las calles que se aprovechan cómo atarjeas.
- Emplear tubería sólo en los casos que se estime necesario hacerlo; pero verificar que funcione correctamente el sistema.
- Ya una vez que se tenga la planeación (calles con escurrimiento superficial, tuberías y pozos de visita) se deberán marcar las áreas de influencia de cada pozo:

#### 4.10 Elaboración del Proyecto de una Red de Alcantarillado Pluvial.

En el siguiente croquis se muestra el proyecto de alcantarillado pluvial.



### Datos de Proyecto.

#### - A1 (Crucero Ingenieros - Arquitectos)

- Area tributaria	15,000 m <sup>2</sup>
- Longitud del tramo	100 m
- Tiempo de concentración	10 min
- Zona bien edificada	
- Coeficiente de escurrimiento	0.60
- Pendiente del tramo	4 mil

#### - A2 (Crucero Ingenieros - Contadores)

- Area tributaria	20,000 m <sup>2</sup>
- Longitud del tramo	120 m
- Tiempo de concentración	15 min
- Gran densidad de edificios	
- Coeficiente de escurrimiento	0.80
- Pendiente del tramo	2 mil

#### - A3 (Crucero Ingenieros - Secretarias)

- Area tributaria	25,000 m <sup>2</sup>
- Longitud del tramo	80 m
- Tiempo de concentración	16 min



- 40% zona residencial casas aisladas

60% zona bien edificada

- Coeficiente de escurrimiento

$$0.60 * 60/100 = 0.36$$

$$0.40 * 40/100 = 0.16$$

-----

0.52

- Pendiente del tramo 3 mil

- A4 (Cruce Secretarias - Abogados)

- Area tributaria 10,000 m<sup>2</sup>

- Longitud del tramo 60 m

- Tiempo de concentración 10 min

- Areas verdes y jardines

- Coeficiente de escurrimiento 0.15

- Pendiente del tramo 5 mil

Se tienen los siguientes datos de intensidades de precipitación pluvial para diferentes tiempos en la zona del proyecto.

t(min)	5	10	20	60	120
R(mm/hr)	66.3	55.2	45.8	22.3	14.0

Se obtiene la intensidad media de la precipitación mediante el método de ecuaciones simultáneas.

$$R = A/(t + B)$$

Se despeja "A"

$$A = R(t + B)$$

Suponiendo:

$$A = A$$

Tenemos que:

$$R_1(t_1 + B) = R_2(t_2 + B)$$

Sustituyendo:

$$66.3(5 + B) = 55.2(10 + B)$$

$$331.5 + 66.3B = 552 + 55.2B$$

$$11.1B = 220.5$$

$$B = 19.86$$

$$55.2(10 + B) = 45.8(20 + B)$$

$$552 + 55.2B = 916 + 45.8B$$

$$9.4B = 364$$

$$B = 38.72$$

$$45.8(20 + B) = 22.3(60 + B)$$

$$916 + 45.8B = 1,338 + 22.3B$$

$$23.5B = 422$$

$$B = 17.96$$

$$22.3(60 + B) = 14(120 + B)$$

$$1,338 + 22.3B = 1,680 + 14B$$

$$8.3B = 342$$

$$B = 41.20$$

$$14(120 + B) = 66.3(5 + B)$$

$$1,338 + 22.3B = 331.5 + 66.3B$$

$$52.3B = 1,348.5$$

$$B = 25.78$$

Se obtiene el promedio de "B":

$$B = 143.52/5$$

$$B = 28.70 \approx 29$$

Se sustituye B en:

$$A = R1(11 + B)$$

$$A = 66.3(5 + 28.7)$$

$$A = 2,234.31$$

$$A = 55.2(10 + 28.7)$$

$$A = 2,136.24$$

$$A = 45.8(20 + 28.7)$$

$$A = 2,230.46$$

$$A = 22.3(60 + 28.7)$$

$$A = 1,978.01$$

$$A = 14(120 + 28.7)$$

$$A = 2,081.8$$

Se obtiene el promedio de "A":

$$A = 10,660.82/5$$

$$A = 2,132.16 \approx 2,132$$

Con los valores de A y B se tiene que la fórmula de intensidad media de la precipitación:

$$R = 2,132/(t + 29)$$

A continuación se llena la tabla P-2 de la siguiente forma:

- La columna (1) indica el crucero en estudio.
- La columna (2) es la longitud del tramo en cuestión (m).
- La columna (3) es el área tributaria (m<sup>2</sup>).
- La columna (4) es el coeficiente de escurrimiento según el tipo de construcciones que haya en el área en estudio.
- La columna (5) es el área tributaria por su coeficiente de escurrimiento (m<sup>2</sup>).
- La columna (6) es el área equivalente acumulada (m<sup>2</sup>).
- La columna (7) es el tiempo propio de concentración del área en estudio (min).
- La columna (8) es el tiempo de concentración anterior al tramo en estudio (min).
- La columna (9) es el tiempo de concentración definitivo para el tramo en estudio (min).
- La columna (10) es la intensidad media de precipitación en mm/hr calculada con la fórmula:

$$R = 2132/(t + 29)$$

dónde t = tiempo de concentración definitivo.

- La columna (11) es el gasto del escurrimiento del área en estudio (LPS) calculado con la fórmula:

$$Q = AIR/3600$$

- La columna (12) es la pendiente del tramo en estudio (mil).
- La columna (13) es el diámetro interior de la tubería (cm) calculado con la fórmula:

$$K = S/Q^2$$

- La columna (14) es la velocidad a tubo lleno (m/s) calculada con la fórmula de Manning.
- La columna (15) es el gasto a tubo lleno (LPS) calculado con la fórmula:

$$Qt = At Vt$$

- La columna (16) es la relación del gasto del escurrimiento entre el gasto a tubo lleno  $Q/Ql$ .
- La columna (17) es la relación del tirante entre el diámetro obtenida de la gráfica de elementos de una atarjea parcialmente llena con el valor de  $Q/Ql$ .
- La columna (18) es la relación de  $V/Vt$  obtenida de la gráfica de elementos de una atarjea parcialmente llena con el valor de  $l/D$ .
- La columna (19) es el tirante de la tubería (cm) obtenido de multiplicar el valor de  $l/D$  por el diámetro de la tubería.
- La columna (20) es la velocidad efectiva (m/s) obtenida de multiplicar el valor de  $V/Vt$  por la velocidad a tubo lleno.
- La columna (21) es el tiempo de recorrido (min) y es obtenido con la fórmula:
 
$$te = L/(Vreal * 60)$$
- La columna (22) es la cota del terreno (M.S.N.M.).
- La columna (23) es la cota de entrada de la plantilla del pozo en estudio (M.S.N.M.).
- La columna (24) es la cota de salida de la plantilla del pozo en estudio (M.S.N.M.).
- La columna (25) es el desnivel entre el pozo (1) y el pozo (2) (m).
- La columna (26) es la profundidad de la plantilla en el pozo (1) (m).
- La columna (27) es la profundidad de la plantilla en el pozo (2) (m).

CRUCERO	LONG.	AREA TRIBUT.	COEFIC. ESCUR.	AREA EQUIVALENTE		TIEMPO CONCENTRACION			R	Q	S	D
				PROPIA	ACUMUL.	PROPIO	ANTER.	DEFIN.				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
SECRET. - AGOG.		10000	0.15	1500	1500	10	--	10.00	54.67	22.8		
	60										5	20.3
INGS.		15000	0.60	9000	9000	10	--	10.00	54.67	136.7		
INGS. - ARQS.												
	100										4	45.7
CONTS.		20000	0.80	16000	25000	15	11.32	15.00	48.45	336.5		
	120										2	76.2
SECRETS.		25000	0.52	13000	39500	18	16.64	16.64	46.71	512.5		
	80										3	76.2
DIBUJS.							17.49					

FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO							
TUBC ENO		ELEM TUB PARCIAL LLENA			TIRANTE	VELOC EFECTIVA	"1" RECORR
VEL	QT	Q/QT	l/D	V/VT			
14	15	16	17	18	19	20	21
0.75	243	0.936	0.77	1.103	156	0.83	1.20
1.15	1886	0.725	0.63	1.095	28.8	1.26	1.32
1.14	5199	0.647	0.59	1.070	45.0	1.22	1.64
1.39	6339	0.809	0.69	1.120	52.6	1.56	0.85

CALCULO GEOMETRICO					
COTAS EN M.S.N.M.					
TERRENO	PLANTILLA		DESNIVEL	PROFUNDIDAD	
	1	2		1	2
22	23	24	25	26	27
24.25	--	23.05		--	1.20
			0.30		
23.95	22.75	--		1.20	1.20
24.59	--	23.19		--	1.40
			0.40		
24.19	22.79	22.46		1.73	1.73
			0.24		
23.95	22.22	22.22		1.73	1.73
			0.24		
23.71	21.98	21.98		1.73	1.73



## **5.- Obras Accesorias, Construcción.**

## **5.1 Conexiones Domiciliarias. Pozos de Inspección y Limpieza. Pozos de Caída.**

### **Conexiones Domiciliarias.**

Es la conexión que se realiza mediante una tubería de una casa al sistema de alcantarillado. Dicha conexión se ejecutará instalando un codo de 45° y un Slant que es la pieza que une la descarga domiciliaria a la tubería, tanto el codo como el Slant serán del mismo material que las tuberías por conectar y de diámetro igual al albañal que es de 15 cm.

### **Pozos de Inspección y Limpieza.**

Los objetivos de éstos pozos son los siguientes:

- Permitir el desazolve de las tuberías.
- Operaciones de mantenimiento en general.
- Cambios de pendiente.
- Deflexiones.
- Interconexión de tuberías.
- Ventilación.

Estos pozos son estructuras construidas sobre las tuberías, a cuyo interior se tiene acceso por la superficie de la calle.

Su forma es cilíndrica en la parte inferior y troncocónica en la parte superior, son suficientemente amplios para darle paso a un hombre y permitirle maniobrar en su interior. El piso es una plataforma en la cuál se han hecho canales que prolongan los conductos y encauzan sus corrientes. Una escalera de peldaños de fierro fundido empotrados en las paredes del pozo permite el descenso y ascenso al personal encargado de la operación y mantenimiento del Sistema de Alcantarillado. Un brocal de fierro fundido o de concreto protege su desembocadura a la superficie y una tapa perforada, también de fierro fundido o de concreto, cubre la boca.

Por razones de carácter topográfico o por tenerse determinadas elevaciones fijas para las plantillas de algunas tuberías, suele presentarse la necesidad de construir estructuras que permitan efectuar en su interior los cambios bruscos de nivel. Estos se harán en las siguientes formas:

#### **Pozo con Caída Adosada.**

Son pozos a los cuales lateralmente se les construye una estructura menor que permiten la caída a tuberías de 20 y 25 cm. de diámetro con un desnivel de 2.00 m. (Ver plano V.C. 1990).

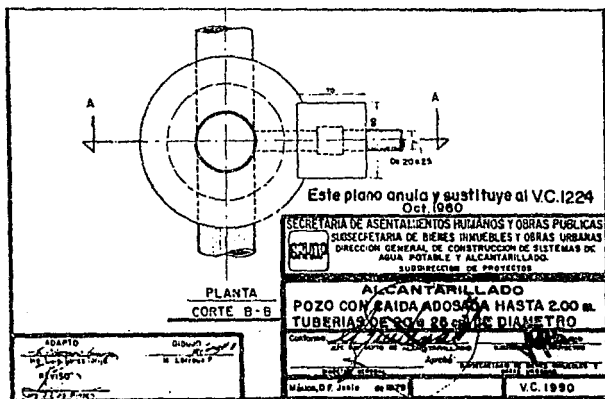
#### **Pozos con Caída.**

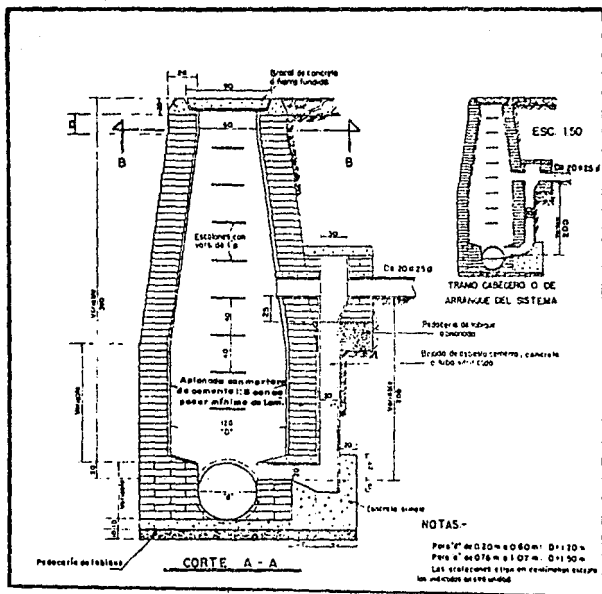
Son pozos constituidos también a los cuales también en el interior de la caja se les construye una pantalla que funciona como deflector del caudal que cae del tubo más

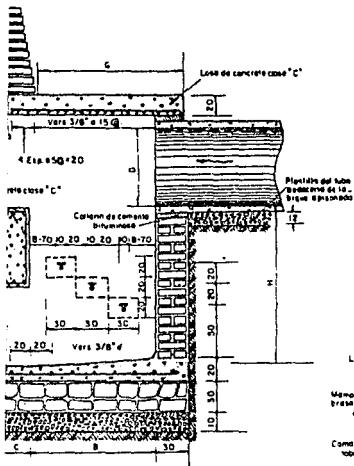
elevado disminuyendo además la velocidad del agua. Se construye para tuberías de 30 a 76 cm. de diámetro y con un desnivel hasta de 1.50 m. (Ver plano V.C. 1991).

### Pozos con Caída Escalonada.

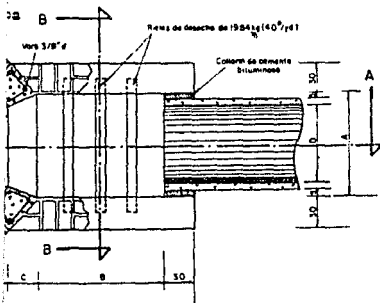
Son aquéllos cuya variación es de 50 en 50 cm. hasta llegar a 2.50 m. como máximo, y están provistos de una chimenea a la entrada de la tubería con mayor elevación de plantilla y otra a la salida de la tubería con menor elevación de plantilla. Se emplean en tuberías de 0.91 m a 2.44 m. (Ver plano V.C 1992).





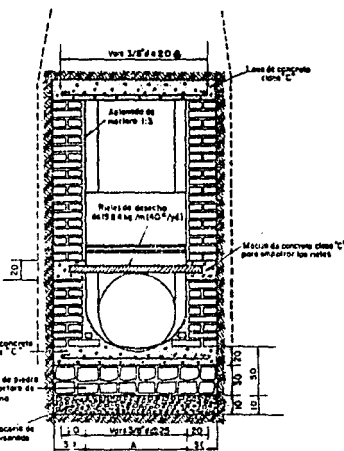
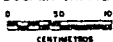


A-A



NTA

ESCALA GRAFICA



CORTE B-B

CARACTERISTICAS

D	R	A	B	C	E	F	Q
60	60	110	29	112	15	131	
76	75	100	120	28	139	20	137

NOTAS.-

De acuerdo con este proyecto se construirá un caño sobre tubos de 30 m x 0.76 m. con un material M no mayor de 150 m. fides las cacterísticas en centímetros, excepto las unidades en su unidad.

Este plano anulo y sustituye al V.C. 1184

Enero 1961

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

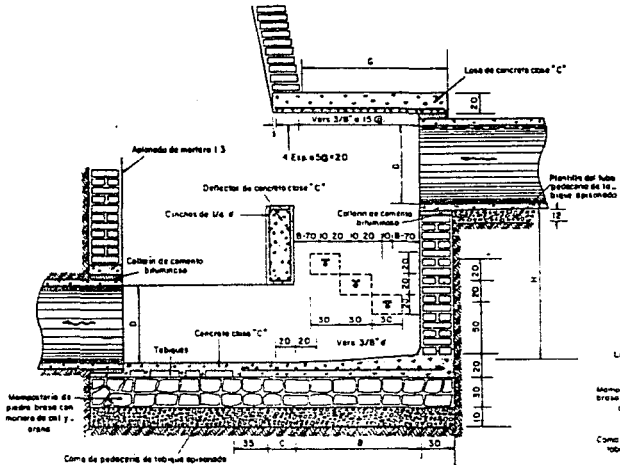
**ALCANTARILLADO  
 POZO CON CAIDA  
 TUBERIA DE 30 x 76 DE DIAMETRO**

Conforma: \_\_\_\_\_  
 Director General de Alcantarillado

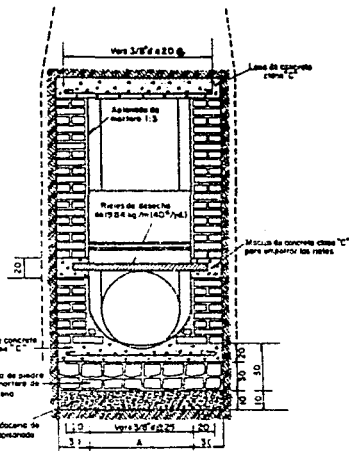
Fecha: \_\_\_\_\_  
 Director de Obras Urbanas y Obras Publicas

México, D.F. Junio de 1977

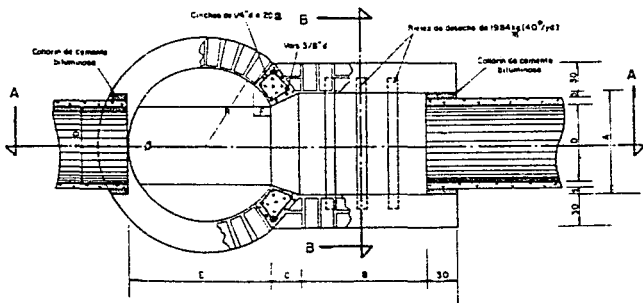
V.C. 1991



CORTE A-A



CORTE B-B



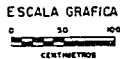
PLANTA

CARACTERISTICAS									
D	R	A	B	C	E	F	G	H	I
40	80	110	29	112	15	151			
74	75	100	120	28	139	20	137		

NOTAS.-

De acuerdo con este proyecto se construirán las caídas sobre tubos de  $\phi$  30 cm e  $\phi$  74 cm. con un desnivel 4 mm por metro de 150 cm. Todos las cotaciones están en centímetros, excepto las indicadas en otra unidad.

Este plano anula y sustituye al VC. 1184  
Enero 1961

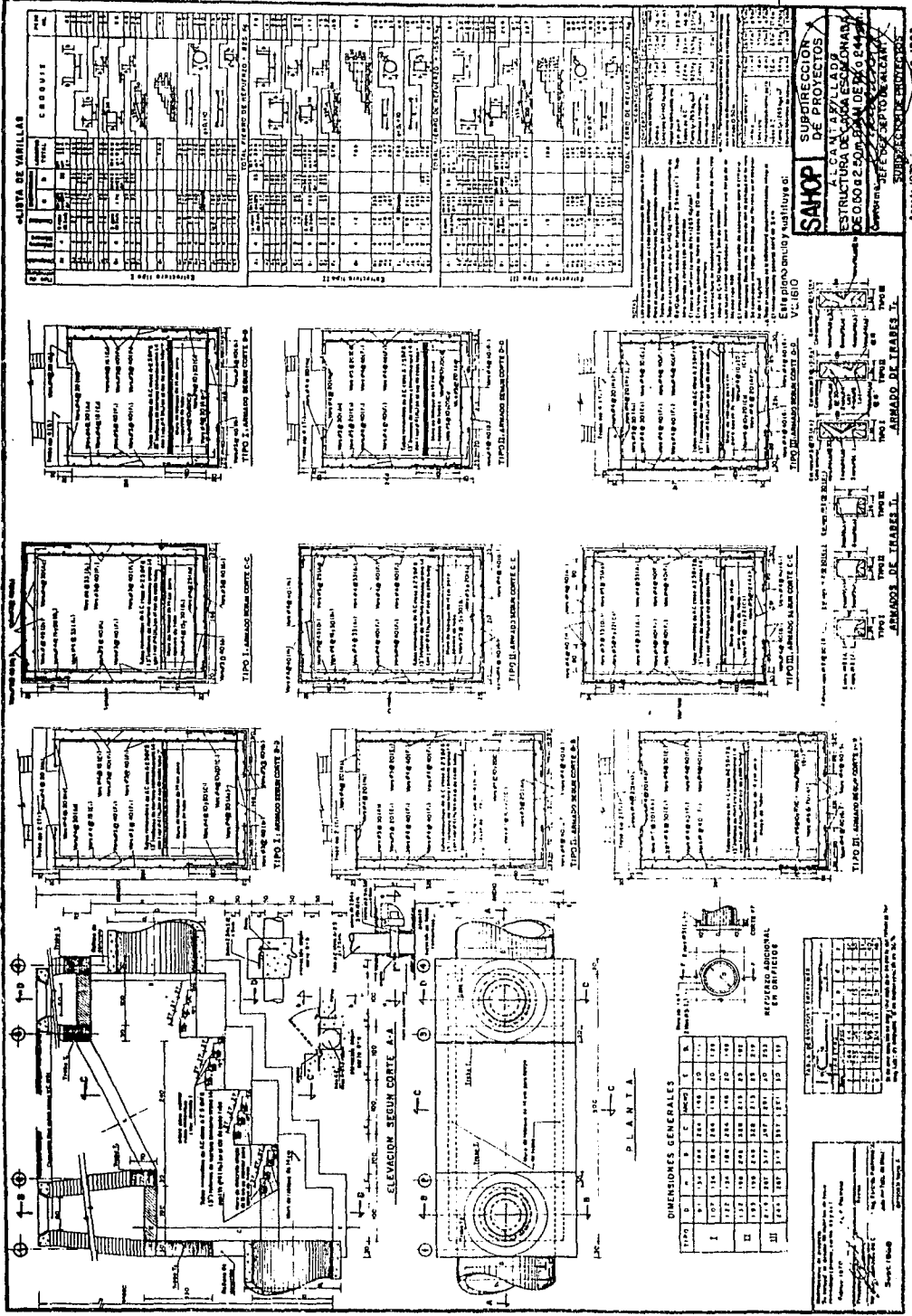


PROYECTO: DIBUJO  
Ing. Roberto L. Ferrer  
REVISO:  
Ing. Humberto Gallo E.

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

**ALCANTARILLADO  
POZO CON CAIDA  
TUBERIA DE 30 x 76 cm DE DIAMETRO**

Confirma: [Signature]  
DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y OBRAS URBANAS  
México, D.F. Junio de 1970



**SAHOP**  
 SUPERACION DE PROYECTOS  
 ESTRUCTURALES Y MECANICAS  
 DE 0.00 A 2.50 M. PLAN DE 0.00 A 1.00 M.  
 Construcción en el PISO DE 0.00 M. AL CIMA  
 Agosto 1972



## **5.2 Sifones, Su Uso.**

Cuándo sea necesario cruzar alguna corriente de agua, depresión del terreno, estructura: conducto o viaductos subterráneos, que se encuentre al mismo nivel que debiera instalarse la tubería, se construirán sifones. Si se trata de una depresión profunda pero angosta, como alguna barranca, se hará el cruce soportando la tubería por medio de una estructura aérea.

### **Cruces Elevados Utilizando Puentes Existentes.**

El paso de este conducto por un puente, deberá ser de acero y estar suspendido del piso del puente por medio de soportes que eviten la transmisión de las vibraciones a la tubería, la que deberá colocarse en sitio que permita su fácil inspección o reparación. A la entrada y a la salida del puente, se construirán cajas de inspección o pozos de visita, sin olvidar que entre esa estructura y el conducto, debe existir cierta flexibilidad. La tubería se protegerá interior y exteriormente contra la corrosión.

## **5.3 Coladeras Pluviales, su Capacidad, Localización.**

El caudal pluvial, se capta mediante coladeras pluviales o bocas de tormenta. Estas se construyen para prevenir la inundación de calles, aceras, plazas, sótanos y otras estructuras situadas a niveles bajos.

Las coladeras pluviales se hacen suficientemente grandes para drenar rápidamente, sin llegar a sobrecargarse. el escurrimiento de tormentas que, por experiencia, han mostrado tener una frecuencia e intensidad objetables.

En la práctica, el tamaño mínimo de drenajes pluviales es 30.5 cm, para prevenir obstrucción por basurar de una u otra clase. Su profundidad mínima está fijada por los requerimientos estructurales más que por las elevaciones de los sótanos. El escurrimiento superficial entra por las cunetas de las calles a través de las coladeras de banqueta, las cuáles usualmente son colocadas en cruces peatonales y vías de tráfico.

#### **5.4 Tuberías de Sección Circular, Tuberías Construidas "In Situ".**

##### **Tuberías de Sección Circular.**

Los diferentes tipos de tuberías empleadas en un sistemas de alcantarillado son los siguientes:

- Tubería de concreto simple.
- Tubería de concreto reforzado.
- Tubería de asbesto cemento.
- Tubería de Cloruro de Polivinilo (P.V.C.)
- Tubería de acero.

### **Tubería de Concreto Simple.**

Se entiende por un tubo de concreto sin reforzar, aquellos construidos de concreto simple y provistos de un sistema de juntas para formar, en condiciones satisfactorias una tubería continua. Todos los tubos serán de macho y campana, con diámetros de 15 (conexiones domiciliarias), 20, 25, 30, 38 y 45 cm. Todos los tubos de concreto simple corresponden a un sólo grado de calidad y tipo, debiendo para ello, satisfacer en todos los casos, las exigencias de las Especificaciones de la Comisión Nacional del Agua.

### **Tubería de Concreto Reforzado.**

Se entiende por tubos de concreto reforzado aquéllos conductos construidos de éste material, el refuerzos circunferencial, se podrá hacerse con anillos ó bién con varilla de acero enrollada helicoidalmente.

Se emplearán tuberías de 61 cm. a 2.44 m. y mayores de diámetro, y se recomienda que en la fabricación de las tuberías se utilicen cemento del tipo V que es el cemento Portland de alta resistencia a los sulfatos y cemento Portland-puzolana.

### **Tubería de Asbesto-Cemento.**

Se entiende por tubo de asbesto cemento, aquellos conductos construidos de éste material y provisto de un sistema de juntas adecuadas, para formar en condiciones satisfactorias una tubería continua. Y se utiliza en tramos con mucha pendiente y para llegar a una velocidad efectiva de 5 m/s.

Estos tubos deberán tener los siguientes diámetros expresados en milímetros 150 (6"), 200 (8"), 250 (10"), 350 (14"), 400 (16"), 500 (20"), 600 (24"), 750 (30"), 900 (36") y 1000 (40") y las longitudes nominales expresadas en metros tanto para tubos con extremos lisos como para la longitud útil de los tubos de campana 3.00, 3.75, 4.00, 4.75 y 5.00 especificándose éstos de acuerdo a las condiciones de consolidación del suelo. La superficie interior de los tubos deberá ser lisa y regular, no deberá presentar irregularidades.

#### **Tubería de Cloruro de Polivinilo (P.V.C.).**

Son aquellos tubos construidos de éste material y provistos de un sistema de juntas adecuadas para así formar una tubería continua, las deflexiones en éste tipo de tubería se hacen mediante piezas especiales de éste mismo material.

#### **Tubería de Acero.**

Son tubos negros fabricados con el material proveniente de los procesos de aceración, éstos pueden ser recubiertos de Zinc en la superficie exterior e interior llamándose tubos galvanizados. Están provistos de un sistema de juntas adecuadas, para formar en condiciones satisfactorias una tubería continua.

Este tipo de tubería es utilizada en cruces elevados utilizando puentes existentes, y en cárcamos de bombeo y sus conexiones.

### **Tuberías Construidas "In Situ".**

Este tipo de tuberías son las cómo su nombre lo indica las construídas en el lugar de la obra, y por lo regular son de diámetros mayores de 45 cm, para así evitar el transporte el cuál es muy complicado y costoso. En la construcción de éste tipo de tuberías se debe emplear cemento del tipo V que es el cemento Portland de alta resistencia a los sulfatos.

### **5.5 Trazo y Tendido de la Tubería. Junteo.**

#### **Trazo.**

El trazo de las líneas de drenaje se hará sobre el terreno marcándolo por medio de estacas sobre el eje de la línea a distancias convenientes y con suficiente anticipación para no entorpecer los trabajos de construcción.

Antes de que se efectúe la excavación de la zanja para alojar la tubería de drenaje, se deberá cuidar el trazo de la línea, debiendo reponer cualquier estaca que sea movida ó destruída. Los niveles de las líneas de drenaje se fijarán de acuerdo con el proyecto, y deberán ser referidos a un banco de nivel correctamente localizado. El eje de excavación deberá estar alineado siguiendo el trazo estacado.

### **Tendido.**

El tendido de la tubería se hará de acuerdo con el alineamiento, cotas y pendientes fijadas en el proyecto; para lo cual se utilizarán las niveletas con las que se aprobó la excavación de la zanja. Durante el tendido, la cepa deberá estar completamente seca. Se evitarán los puntos de concentración de esfuerzos colocando tubería de tal forma que descansa a lo largo de su superficie. Para lo cual, antes de bajarla a la zanja o durante su instalación, deberá excavarse en los lugares en que quedarán las juntas.

Al terminar de colocar cada tramo se deberá verificar que las niveletas permanezcan en su posición correcta y comprobar que la tubería colocada está correcta tanto en planta como en elevación, para lo primero se mandará estirar hilos dentro de la zanja, paralelamente al eje de la tubería, y para lo segundo se valdrá de un escantillón que se colocará en ambos extremos de cada tramo de tubo. La tolerancia de colocación de la tubería en planta será de 0.010 metros para tubos de 0.70 a 1.20 metros de diámetro.

### **Junteo.**

Los tubos de concreto serán junteados entre sí con mortero cemento-arena, antes del enchufe del macho de un tubo con la campana del otro, se deberá limpiar con cepillo de alambre y humedecerse las partes de los tubos que quedarán en contacto. El mortero deberá tener una proporción de 1:3.

## 5.6 Excavaciones, Ademes y Rellenos.

### Excavación.

La excavación de la zanja deberá efectuarse con el equipo apropiado, el cuál puede ser: máquina zanjeadora, retroexcavadora, draga de arrastre o pico y pala. Cuando la excavación se realice en roca fija se pueden utilizar explosivos.

Las raíces que se encuentren en la excavación deben ser extraídas y no se mezclarán con el material de relleno de la zanja. Antes de iniciar la excavación se deberá proceder a desconectar las líneas subterráneas de fluidos, cables, etc., que estorben en la excavación, para después reponerse una vez realizados los trabajos.

Se deberá contar con un equipo de bombeo adecuado para garantizar la conservación de la excavación seca durante el tiempo de colocación de la tubería.

El producto de la excavación se depositará a uno o ambos lados de la zanja, dejando un pasillo de 0.60 mts. entre el borde de éstos y el pie del talud del bordo producto de la excavación. Cuando el terreno del fondo de las zanjas sea poco resistente e inestables, se excavará hasta encontrar el material conveniente, reemplazando el material removido con relleno compactado de tierra o con una plantilla de grava, piedra quebrada ó cualquier otro material adecuado.

### **Ademe.**

Cuando por las dimensiones de la excavación ó la resistencia del terreno, se ponga en peligro la estabilidad de las paredes de la excavación, se colocarán los ademes y puntales necesarios para proporcionar la seguridad de los trabajadores y las obras, para que la zanja se mantenga abierta hasta que se coloque la tubería.

### **Relleno.**

Una vez instalada la tubería y comprobando que su posición es la correcta, se procederá al relleno de las cepas con material producto de la misma excavación, libre de piedras ralces con los siguientes requisitos:

- La primera parte del relleno se hará teniendo especial cuidado en la compactación desde el fondo de la cepa y a ambos lados de la tubería hasta un nivel de 0.30 metros arriba del lomo superior del tubo. Después se continuará el relleno colocándolo en capas de 0.20 metros de espesor como máximo y que serán humedecidas, la compactación se hará como lo indique el proyecto.

- El relleno de la cepa deberá hacerse dentro de las 24 horas siguientes al bajado de la tubería, para prevenir la posible flotación de la tubería en caso de inundación de la zanja, así como para evitar daños a la misma.



## **6.- Conceptos Generales Sobre Disposición y Tratamiento de Aguas Residuales.**

## **6.1 Características de las Descargas.**

Para la disposición final o vertido de las aguas negras, se requiere la construcción de una estructura cuyas características dependerán del lugar elegido, del gasto por entregar, etc.

Los vertidos pueden hacerse: a ríos, lagos, al mar, a pozos de absorción, a riego previo tratamiento, etc. La elección del sitio de vertido se hará a una distancia adecuada de la localidad situándolo, respecto a la dirección de los vientos dominantes, de modo que éstos no lleven a ella los malos olores.

Es importante que el lugar de vertido esté suficientemente alejado cuando sea necesario ubicarlo en la dirección de alguna zona de probable crecimiento.

## **6.2 Legislación. Parámetros básicos.**

Si el vertido se hace al mar o a un lago se deben evitar los daños que la polución de las aguas puede ocasionar a las especies marina, plancton, etc., así como la contaminación de las playas y zonas turística, por lo cual deberán tomarse en consideración las normas que existan al respecto, (tales como el Reglamento de Contaminación de Corrientes de la SARH), en lo relativo al contenido de las aguas negras, y efectuar previamente el tratamiento que sea necesario para no perjudicar la explotación de los recursos naturales y el turismo.

En el caso de vertido a corrientes es importante investigar los usos que aguas abajo hagan del agua, que pueden ser abastecimiento de agua para usos domésticos, riego, etc., lo cual determina el tipo de tratamiento a utilizar.

### 6.3 Algunos Proceso de Tratamiento. Conceptos Generales.

"Disposición de las aguas negras" es el término empleado para nombrar los procedimientos utilizados en el tratamiento de las aguas negras de una comunidad, así como su descarga a un río, corriente, lago o hacia el océano. Los primeros fines del tratamiento de aguas negras son estabilizarlas sin producir olor o molestias y sin poner en peligro la salud.

El tratamiento de las aguas negras, normalmente, se lleva a cabo en una ó dos fases:

- En la primera, llamada tratamiento primario, los sólidos gruesos se eliminan de las aguas negras utilizando mallas y sedimentación. Cuando se tratan aguas negras combinadas, o cuando existen partículas de materia mineral en las aguas negras, la eliminación de las arenillas se considera parte del tratamiento primario.

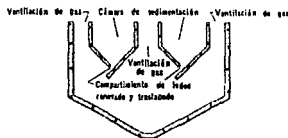
- La segunda fase, llamada tratamiento secundario, corresponde a una planta más completa, como puede ser la de lodos activados. El proceso de los lodos activados para el tratamiento de aguas negras está basado en proporcionar un contacto íntimo entre las aguas negras y lodos biológicamente activos. Los lodos se desarrollan inicialmente por una acreación prolongada bajo condiciones que favorecen el crecimiento de organismos que

tienen la habilidad especial de oxidar materia orgánica. Cuando los lodos que contienen estos organismos entran en contacto con las aguas negras, los materiales orgánicos se oxidan, y las partículas en suspensión tienden a coagularse y formar un precipitado que se sedimenta con bastante rapidez. Es necesario un control de operación muy elevado para asegurar que se tenga una fuente suficiente de oxígeno, que exista un contacto íntimo y un mezclado continuo de las aguas negras y de los lodos, y que la relación del volumen de los lodos activados agregados al volumen de aguas negras que están bajo tratamiento se mantenga prácticamente constante.

#### 6.4 Tratamientos Adecuados a Las Aguas Negras de Pequeñas Comunidades.

En las plantas municipales para tratamiento de aguas negras de pequeñas comunidades con frecuencia son utilizados los tanques Imhoff.

En un tanque Imhoff toman lugar la sedimentación y almacenamiento de los lodos, así como su digestión. En la siguiente figura se muestra una típica sección transversal de estos tanques. La cámara de sedimentación está provista de una ranura por la que los sólidos pasan al compartimiento inferior. Los tanques Imhoff no utilizan equipo mecánico, pero necesitan atención y mantenimiento.



## CONCLUSIONES

Esta tesis constituye un cambio radical en el estudio de los sistemas de alcantarillado, debido a que el temario es muy extenso y el tiempo dedicado a impartir ésta clase es muy corto. Con ésta tesis el maestro podrá dedicar mayor tiempo a la explicación de los temas y la aclaración de dudas, y así no perder tiempo en escribir conceptos en el pizarrón, en tanto que al alumno le ayudará a la mejor comprensión y aplicación de los conceptos adquiridos en clase para la elaboración de proyectos.

Por último ésta tesis se considera muy útil y práctica no sólo para alumnos y profesores, sino que también lo puede ser para profesionistas, ya que se manejan términos básicos para la elaboración de un proyecto de sistemas de alcantarillado.

## **BIBLIOGRAFIA**

**ABASTECIMIENTO DE AGUA Y REMOCION  
DE AGUAS RESIDUALES.**

**Fair - Gayer - Okun.**

**Limusa. Wiley, S.A.**

**London, 1954.**

**INGENIERIA SANITARIA.**

**W.A. Hardenbergh y Edward B. Rodic.**

**C.E.C.S.A.**

**México, 1987.**

**ALCANTARILLADO Y TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS.**

**Harold E. Babbitt y E. Robert Baumman.**

**Continental, S.A.**

**México, 1975.**

**NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE ALCANTARILLADO  
SANITARIO EN LOCALIDADES URBANAS DE LA REPUBLICA  
MEXICANA.**

**SEDUE.**

**México.**



**INGENIERIA SANITARIA.**

**E. Murguía Vaca.**

**Ed. Autor.**

**México, 1965.**

**ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO.**

**Stell, Ernest William.**

**Gustavo Gili.**

**Barcelona, 1965.**