



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS INSTITUCIONALES

**DIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN Y
OPERACIÓN HIDRÁULICA**

ANALISIS Y EVALUACIÓN DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

Del 12 al 16 de noviembre de 2001

APUNTES GENERALES

**MSP. Rafael López Ruiz
D.G.C.O.H.
Noviembre /2001**

Lo anterior representa la información de inicio para obtener los datos básicos que son necesarios en la elaboración de estudios y proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario.

1.1.1 Población

1.1.1.1 Población actual

Tomando en cuenta las diferentes zonas habitacionales descritas en la sección anterior, se debe definir la población actual correspondiente.

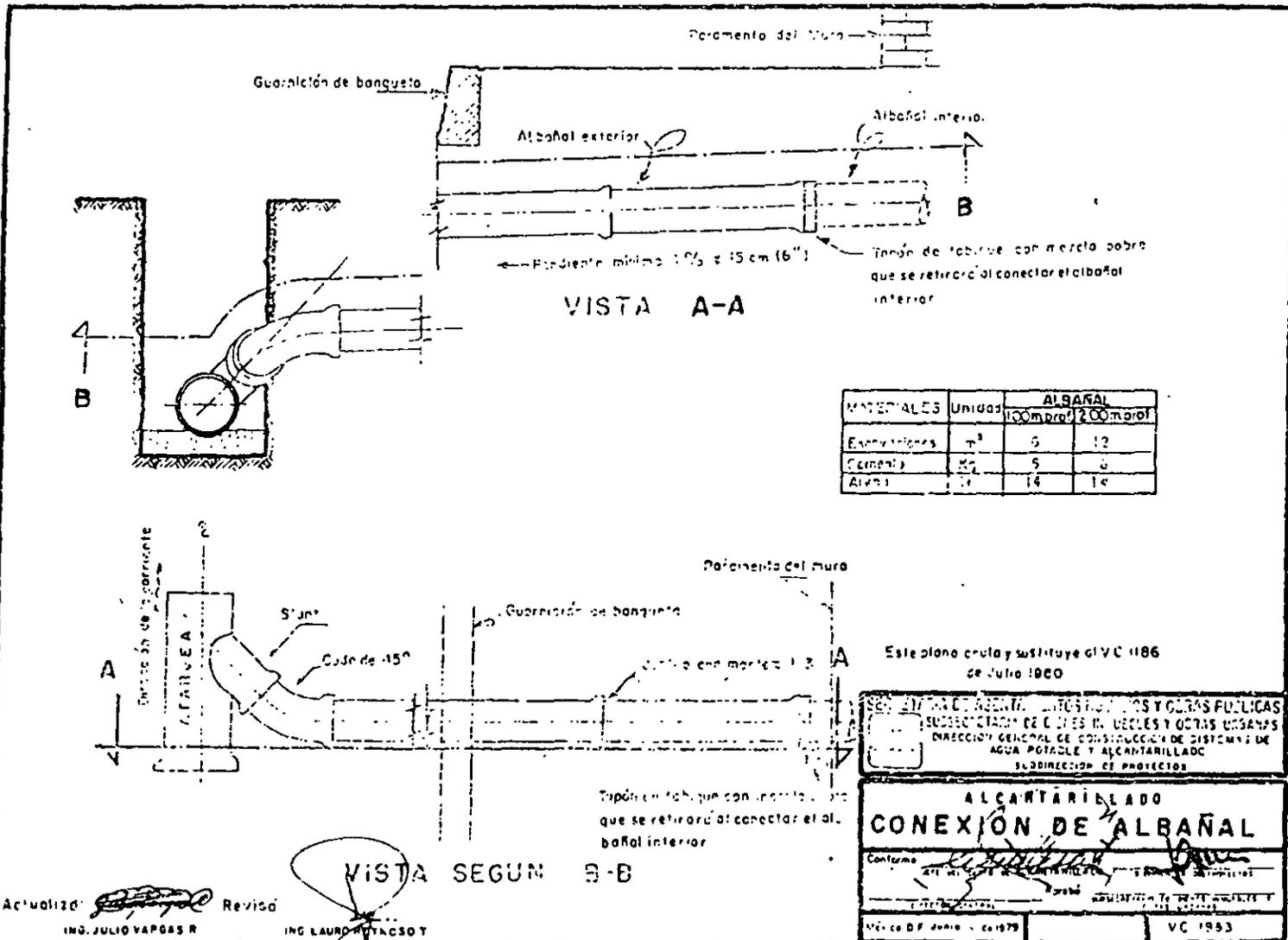
Utilizando la información que proporciona el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI), relativa a cuando menos los últimos tres censos disponibles, se realiza la proyección de la población al término del período de diseño en que se ejecutan los estudios y proyectos.

Los resultados obtenidos de la población actual, por clase socioeconómica, se validan con la información que proporcione la Comisión Federal de Electricidad (CFE), referente a número de contratos de servicio doméstico, índice de hacinamiento (número de habitantes /vivienda) y cobertura en el servicio de energía eléctrica.

1.1.1.2 Población de proyecto

De acuerdo con las características socioeconómicas de la población y tomando en cuenta los planes de desarrollo urbano, se definirán las zonas habitacionales actuales y futuras para cada grupo demográfico.

Basándose en el crecimiento histórico, las variaciones observadas en las tasas de crecimiento, su característica migratoria y las perspectivas de desarrollo económico de la localidad, se definirá en caso de ser posible, la tasa de crecimiento en cada grupo demográfico para proyectar la población anualmente en un horizonte de 20 años (referencia 1). Esta tasa podrá ser constante o variable, según sea el caso, indicando los períodos para los cuales corresponde cada tasa de crecimiento. En el documento de datos básicos, correspondiente a la 1ª Sección del libro V del Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (ref. 6) se presentan ejemplos de aplicación de dos métodos para el cálculo de la población de proyecto.



MATERIALES	Unidad	ALBAÑAL	
		100mm x 100mm	200mm x 100mm
Escayolas	m ³	5	12
Cemento	Kg	5	6
Arena	m ³	14	14

Este plano anula y sustituye al VC 1186 de Julio 1960

SECRETARÍA DE AGUAS, ENERGÍA Y SERVICIOS PÚBLICOS
 SUBSECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS Y OTRAS SERVICIOS
 DIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO
 SUBDIRECCIÓN DE PROYECTOS

ALCANTARILLADO CONEXIÓN DE ALBAÑAL

Conforme: *[Signature]*

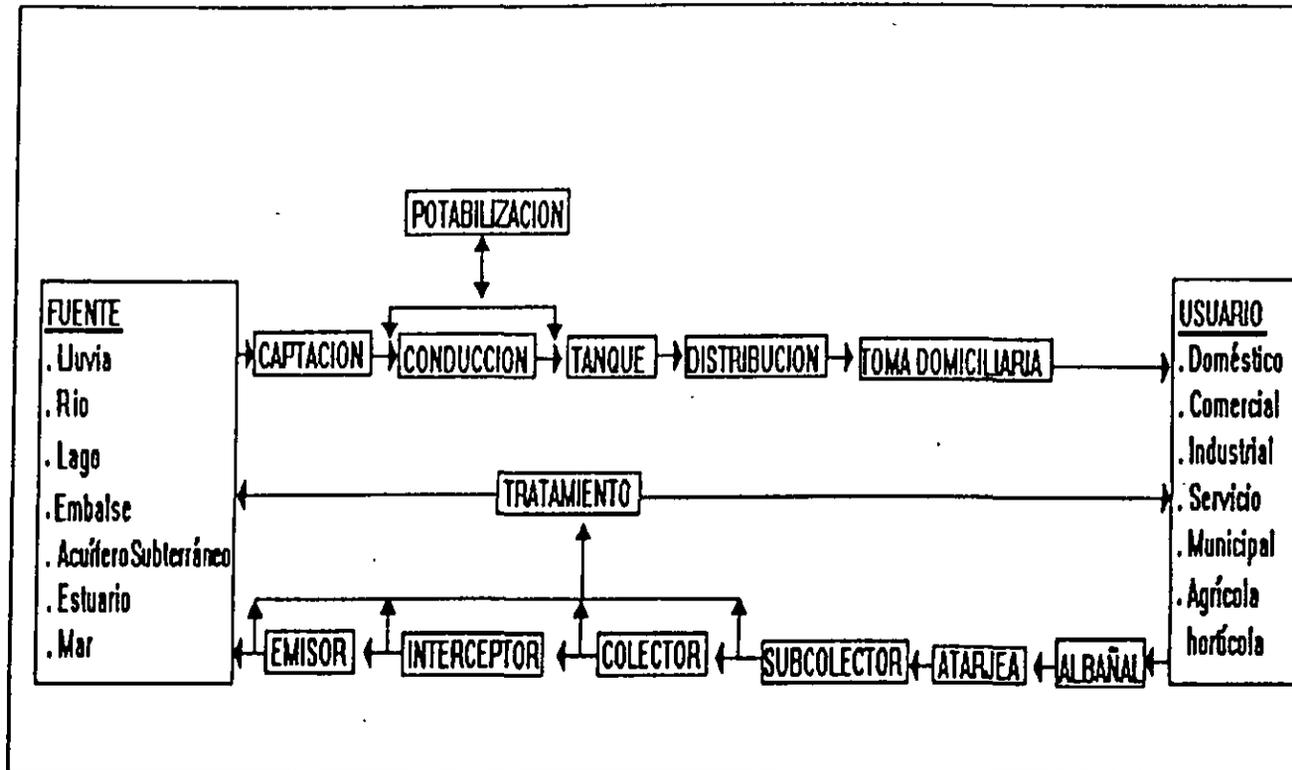
Elaborado: *[Signature]*

México DF, Abril 1979

VC 1993

Actualizado: *[Signature]* Revisado: *[Signature]*
 ING. JULIO VARGAS R. ING. LAURO MONTESOT

ORIGEN Y DESTINO DE LAS AGUAS RESIDUALES



Lo anterior representa la información de inicio para obtener los datos básicos que son necesarios en la elaboración de estudios y proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario.

1.1.1 Población

1.1.1.1 Población actual

Tomando en cuenta las diferentes zonas habitacionales descritas en la sección anterior, se debe definir la población actual correspondiente.

Utilizando la información que proporciona el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI), relativa a cuando menos los últimos tres censos disponibles, se realiza la proyección de la población al término del período de diseño en que se ejecutan los estudios y proyectos.

Los resultados obtenidos de la población actual, por clase socioeconómica, se validan con la información que proporcione la Comisión Federal de Electricidad (CFE), referente a número de contratos de servicio doméstico, índice de hacinamiento (número de habitantes /vivienda) y cobertura en el servicio de energía eléctrica.

1.1.1.2 Población de proyecto

De acuerdo con las características socioeconómicas de la población y tomando en cuenta los planes de desarrollo urbano, se definirán las zonas habitacionales actuales y futuras para cada grupo demográfico.

Basándose en el crecimiento histórico, las variaciones observadas en las tasas de crecimiento, su característica migratoria y las perspectivas de desarrollo económico de la localidad, se definirá en caso de ser posible, la tasa de crecimiento en cada grupo demográfico para proyectar la población anualmente en un horizonte de 20 años (referencia 1). Esta tasa podrá ser constante o variable, según sea el caso, indicando los períodos para los cuales corresponde cada tasa de crecimiento. En el documento de datos básicos, correspondiente a la 1ª Sección del libro V del Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (ref. 6) se presentan ejemplos de aplicación de dos métodos para el cálculo de la población de proyecto.

INTRODUCCIÓN

La concentración de la población en núcleos cada vez mayores trae consigo múltiples problemas, dentro de los cuales la Comisión Nacional del Agua considera como prioritarios el abastecimiento de agua potable y el desalojo de las aguas residuales.

En la elaboración de cualquier proyecto, es necesario tener especial cuidado en la definición de los datos básicos. Estimaciones exageradas provocan la construcción de sistemas sobredimensionados, mientras que estimaciones escasas dan como resultado sistemas deficientes o saturados en un corto tiempo; ambos casos representan inversiones inadecuadas que imposibilitan su recuperación, en demérito del funcionamiento de los propios sistemas.

Tomando en consideración lo anterior, es importante mencionar que el ingeniero proyectista es el responsable de asegurar la recopilación de información confiable, de realizar análisis y conclusiones con criterio y experiencia para cada caso particular, y de aplicar los lineamientos que a continuación se presentan, con objeto de obtener datos básicos razonables para la elaboración de proyectos ejecutivos de agua potable y alcantarillado sanitario.

1.1 GENERALIDADES

Una vez recopilada toda la información disponible de los sistemas de agua potable y alcantarillado en funcionamiento, se hará una síntesis que proporcione un diagnóstico de los sistemas, señalando sus características más importantes, sus deficiencias y los requerimientos de rehabilitación, sustitución o expansión. Con lo anterior se deben plantear alternativas de desarrollo para las posibles áreas de crecimiento inmediato, y programar a futuro aquellas zonas consideradas en los planes de desarrollo urbano.

Se deben identificar las zonas habitacionales por su clase socioeconómico, diferenciándolas en: popular, media y residencial. De igual forma se delimitan las zonas industriales, comerciales y de servicios públicos. Esta información se presenta en un plano general de la localidad.

por consiguiente no se puede suponer que tengan crecimiento futuro a la hora de estudiar el espacio disponible.

La mejor base para estimar las tendencias de la población futura de una comunidad es su pasado desarrollo, y la fuente de información más importante sobre el mismo en México son los censos levantados por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática cada diez años. Los datos de los censos de población pueden adaptarse a un modelo matemático, como son el aritmético, geométrico, parabólico, etc. Estos y otros modelos se explican a continuación.

Modelo Aritmético.

El modelo aritmético tiene como característica un incremento de población constante para incrementos de tiempo iguales y, en consecuencia la velocidad de crecimiento, o sea la relación del incremento de habitantes con respecto al período de tiempo es una constante; expresado como ecuación, se tiene

$$\frac{dp}{dt} = K_a \quad \text{o bien:}$$

$$dP = K_a dt \quad (4.1)$$

donde P es la población; t el tiempo y K_a una constante que significa el incremento de población en la unidad de tiempo (año, decenio, etc.). Integrando (4.1)

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

$$P_2 - P_1 = K_a (t_2 - t_1) \quad (4.2)$$

de la ec. (4.2) se obtiene K_a :

$$K_a = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1} \quad (4.3)$$

Para un tiempo T cualquiera se tiene la ecuación lineal

$$P = P_2 + K_a (T - t_2) \quad (4.4)$$

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

Ejemplo 4.1

DATOS CENSALES	
AÑO	POBLACION
1970	19290
1980	22762
1990	27314

Calcular la población para 2010 con el modelo aritmético.

Solución.

Se recomienda usar como datos a sustituir en la ec. 4.4 los últimos dos censos, ya que representan la tendencia más reciente del crecimiento de la población.

De la ec. (4.3):

$$K_{a\ 80-90} = \frac{27314 - 22762}{1990 - 1980} = 455.2$$

De la ec. (4.4):

$$\begin{aligned} P_{2010} &= P_{1990} + K_{a\ 80-90} (2010 - 1990) \\ &= 27314 + 455.2 (2010 - 1990) \\ &= 36418 \text{ hab} \end{aligned}$$

Modelo Geométrico

El modelo geométrico de crecimiento de población se caracteriza por tener una velocidad de crecimiento directamente proporcional al valor de la población en cada instante de tiempo, o sea

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

ó

$$\frac{dP}{P} = K_G dt \quad (4.5)$$

Se ha usado fijar el periodo de diseño con un criterio estándar que depende de la población. Las recomendaciones en este sentido son las que se presentan en el cuadro 4.2.

CUADRO 4.2
PERIODO DE DISEÑO PARA
DIFERENTES POBLACIONES

LOCALIDADES	PERIODO DE DISEÑO
1 De hasta 4000 habitantes	5 años
2 De 4000 a 15000 habitantes	10 años
3 De 15000 a 70000 habitantes	15 años
4 De más de 70000 habitantes	20 años

En caso de ser posible, el diseño de las obras es conveniente hacerlo por módulos con el fin de diferir las inversiones el mayor tiempo posible, al mismo tiempo que se logra disponer de infraestructura con bajos niveles de capacidad ociosa en el corto plazo. De acuerdo con este criterio, se recomienda diseñar los componentes del sistema para periodos de 5 años o más.

4.2 POBLACION DE PROYECTO

En general, el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, se basa en una estimación de la población futura a la que servirá, denominada población de proyecto; este número de habitantes corresponde al que se tendrá al último día del periodo de diseño que se fijó.

Es indiscutible que de la mayor o menor aproximación que se logre en la predicción de la población dependerá que la obra cumpla su cometido futuro, y que efectivamente al reducirse el grado de incertidumbre en el diseño pueda ser más económica.

Los factores básicos del cambio en la población son dos: a) el aumento natural, o sea el exceso de los nacimientos sobre las muertes; y b) la migración neta, o sea, el exceso o pérdida de población que resulten del movimiento de las familias hacia adentro y hacia afuera de un área

determinada.

Desgraciadamente, las tasas de natalidad y muerte no se mantienen constantes a través del tiempo: es decir, que aún el hacer estimaciones de población de un año a otro encierra cierta incertidumbre e inexactitudes.

La interrelación de los dos factores del cambio en la población, puede señalarse diciendo que, generalmente, mientras mayor sea la base de la población con que se trabaje, el crecimiento natural tendrá más peso en el aumento de la población que la migración neta.

Es importante señalar además, que las condiciones socioeconómicas tienen una influencia decisiva sobre los factores de crecimiento de la población, tanto en el aumento natural como en la migración neta. De esto se desprende que el análisis de las condiciones socioeconómicas es importante en la mecánica de la predicción del crecimiento de las poblaciones. No importa el área para la cual se haga la estimación, deberán tenerse en cuenta, tanto las fuerzas socioeconómicas internas como las externas. Así como las condiciones mundiales afectan a la nación, las condiciones de las áreas metropolitanas influyen sobre las comunidades suburbanas.

Los atractivos de una comunidad (agua, alcantarillado, calles pavimentadas, comercios, zonas de recreación), tanto como lugar para vivir, como lugar para trabajar, son también factores importantes en el crecimiento de su población.

Es importante destacar que deben tomarse determinadas precauciones y tener en cuenta algunos factores limitantes para hacer una buena predicción. Por ejemplo, debe hacerse una estimación de la capacidad que puede admitir el terreno disponible para saber si una predicción determinada resulta o no razonable. Así, hay lugares congestionados de construcciones que tienen poco espacio para más personas: en ellos, no importa cuáles hayan sido las tendencias del pasado, las personas no pueden habitar por no existir más espacio para ellas. Es decir, que estas poblaciones están saturadas y

$$i_{70-80} = \sqrt[10]{\frac{249000}{172000}} - 1 = 0.03768$$

esto es, 3.768 % anual

Para el siguiente periodo

$$i_{80-90} = \sqrt[10]{\frac{292000}{249000}} - 1 = 0.0160$$

ó 1.60 % anual

Una tasa promedio anual será:

$$i_{anual} = \frac{3.768 + 1.60}{2} = 2.684 \%$$

Con estas tasas, se obtiene la población para 2010

$$P_{2010} = 292000(1 + 0.02684)^{(2010-1990)}$$

$$P_{2010} = 495951 \text{ hab.}$$

Modelo Geométrico Decreciente

Cuando la población tiende a un valor máximo denominado "de saturación", es conveniente estimar la población futura con los parámetros de la ley de crecimiento que puede considerarse geométrica decreciente.

La población puede llegar a ese valor máximo de saturación, a causa de limitaciones de sus recursos económicos, naturales, o del área urbanizable, por ejemplo. La velocidad de crecimiento sería directamente proporcional a la población faltante de saturación, es decir:

$$\frac{dP}{dt} = K_0 (L - P) \quad (4.11)$$

donde L es la población máxima o de saturación. La función de población se obtiene integrando la expresión (4.11):

$$\int \frac{dP}{L - P} = K_0 \int dt$$

$$- \ln (L - P) \Big|_1^2 = K_0 (t_2 - t_1)$$

$$- \ln \frac{(L - P_2)}{(L - P_1)} = K_0 (t_2 - t_1)$$

de donde

$$K_0 = \frac{-\ln \frac{(L - P_2)}{(L - P_1)}}{t_2 - t_1} \quad (4.12)$$

Para una población P a un tiempo futuro T, tomando como datos iniciales P₂ al tiempo t₂, se tiene:

$$- \ln \frac{(L - P)}{(L - P_2)} = K_0 (T - t_2), \text{ o bien}$$

$$\ln \frac{L - P}{L - P_2} = -K_0 (T - t_2)$$

$$\frac{L - P}{L - P_2} = e^{-K_0 (T - t_2)}$$

$$L - P = (L - P_2) e^{-K_0 (T - t_2)}$$

$$-P = -L + (L - P_2) e^{-K_0 (T - t_2)}$$

$$P = L - (L - P_2) e^{-K_0 (T - t_2)}$$

Restando P₂ a ambos lados de la igualdad

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

Integrando la ecuación (4.5) se obtiene

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

$$\ln P_2 - \ln P_1 = K_G (t_2 - t_1) \quad (4.6)$$

y de la ec. (4.6)

$$K_G = \frac{\ln P_2 - \ln P_1}{t_2 - t_1} \quad (4.7)$$

Para un tiempo T cualquiera:

$$\ln P = \ln P_2 + K_G (T - t_2) \quad (4.8)$$

Ejemplo 4.2

A partir de los datos censales del ejemplo 4.1, calcular la población para 2010 con el modelo geométrico.

Solución

Nuevamente se toman los dos últimos censos como datos a sustituir en la ec. (4.7):

$$K_{G_{80-90}} = \frac{\ln 27314 - \ln 22762}{1990 - 1980} = 0.01823$$

y de la ec. (4.8)

$$\ln P_{2010} = \ln P_{1990} + K_G (2010 - 1990)$$

$$\begin{aligned} \ln P_{2010} &= \ln 27314 + 0.01823 (2010 - 1990) \\ &= 10.57975 \end{aligned}$$

$$P_{2010} = e^{10.57975} = 39\,330 \text{ hab.}$$

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

progresión aritmética.

La expresión (4.8) puede escribirse:

$$\ln P = \ln P_0 + K_G t \quad (4.8')$$

donde P_0 es la población cuando $t = 0$. Tomando antilogaritmos a (4.8') se obtiene:

$$P = P_0 e^{K_G t} \quad (4.9)$$

La ecuación (4.9) es la conocida como de capitalización con interés compuesto, es decir, el interés periódico se capitaliza aumentando el capital anterior y usualmente e^{K_G} se representa como $(1+i)$, donde i es la tasa de interés y la expresión de P quedará

$$P = P_0 (1 + i)^t \quad (4.10)$$

Ambas expresiones, la (4.8) y la (4.10) corresponden al modelo geométrico de crecimiento, aunque comúnmente se ha aceptado el referirse a la expresión (4.10) como **método de interés compuesto**.

Ejemplo 4.3

Calcular la población al año 2010 con la ecuación del interés compuesto considerando los siguientes datos censales

DATOS CENSALES	
AÑO	POBLACION
1970	172000
1980	249000
1990	292000

Solución.

A partir de la ec. (4.10), podemos obtener una expresión para la tasa de interés por simple despeje:

$$i = \sqrt[t]{\frac{P}{P_0}} - 1$$

Sustituyendo los datos proporcionados:

donde L es la población límite. La ecuación (4.14) expresa que la velocidad de crecimiento es proporcional a la población y al faltante de población para llegar al límite. Separando variables para integrar se tiene

$$\frac{dP}{P(L-P)} = K_B dt \quad (4.15)$$

haciendo cambio de variable $P = \frac{1}{z}$
y entonces

$$dP = -\frac{dz}{z^2}$$

Sustituyendo

$$\frac{-\frac{dz}{z^2}}{\frac{1}{z} \left(L - \frac{1}{z} \right)} = K_B dt$$

$$-\frac{dz}{z \left(L - \frac{1}{z} \right)} = K_B dt$$

$$-\frac{dz}{(Lz - 1)} = K_B dt \quad (4.16)$$

La integración de (4.16) es directa:

$$-\frac{1}{L} \cdot \text{Ln} (Lz - 1) = K_B t + A$$

Donde A es una constante de integración. Volviendo a sustituir

$$P = \frac{1}{z}$$

$$-\frac{1}{L} \text{Ln} \left(\frac{L}{P} - 1 \right) = K_B t + A$$

La constante de integración A se determina para las siguientes condiciones iniciales: en $t = 0$,

$P = P_0$, así

$$A = -\frac{1}{L} \text{Ln} \left(\frac{L}{P_0} - 1 \right)$$

Sustituyendo este valor de A queda

$$\begin{aligned} \frac{1}{L} \text{Ln} \frac{\frac{L}{P_0} - 1}{\frac{L}{P} - 1} &= K_B t \\ \frac{\frac{L}{P_0} - 1}{\frac{L}{P} - 1} &= e^{K_B t} \end{aligned} \quad (4.17)$$

despejando P de (4.17)

$$P = \frac{L}{1 + \left(\frac{L}{P_0} - 1 \right) e^{-K_B t}} \quad (4.18)$$

Si se hace $m = \frac{L}{P_0} - 1$ y

$a = -K_B L$, la expresión (4.18) queda

$$P = \frac{L}{(1 + m e^{at})} \quad (4.19)$$

La ecuación (4.19) se denomina "ecuación logística de Verhulst-Pearl".

La determinación de los parámetros L, a y m es fácil si se conocen tres puntos de ordenadas equidistantes; por ejemplo $(P_0, 0)$; $(P_1, \Delta t)$ y $(P_2, 2\Delta t)$, o sea que la equidistancia es " Δt ". Sustituyendo estas coordenadas en la expresión logística se obtienen tres ecuaciones para la determinación de los tres parámetros:

$$L = \frac{2 P_0 P_1 P_2 - P_1^2 (P_0 + P_2)}{P_0 P_2 - P_1^2} \quad (4.20)$$

$$P - P_2 = (L - P_2) - (L - P_2) e^{-K_b (t - t_2)}$$

Asociando

$$P - P_2 = (L - P_2) (1 - e^{-K_b (t - t_2)})$$

$$P = P_2 + (L - P_2) (1 - e^{-K_b (t - t_2)}) \quad (4.13)$$

Ejemplo 4.4

Suponiendo una población de saturación $L = 70\,000$ habitantes, estimar la población para 2010 aplicando el modelo geométrico decreciente, con los siguientes datos censales:

AÑO	POBLACION
1970	19290
1980	22762
1990	27314

Solución

$$K_{b\ 70-80} = \frac{-\ln\left(\frac{70000 - 22762}{70000 - 19290}\right)}{1980 - 1970} = 0.007092$$

$$K_{b\ 80-90} = \frac{-\ln\left(\frac{70000 - 27314}{70000 - 22762}\right)}{1990 - 1980} = 0.010132$$

y un valor medio:

$$K_b = \frac{0.007092 + 0.010132}{2} = 0.008611$$

$$P_{2010} = P_{1990} + (70000 - P_{1990})(1 - e^{-0.1722})$$

$$P_{2010} = 27314 + (70000 - 27314)(1 - e^{-0.1722})$$

$$P_{2010} = 34067 \text{ habitantes}$$

Modelo Logístico o Biológico

Este modelo se usa para planeaciones a largo plazo con recursos fijos en vías de desarrollo, en consecuencia tiende a una población máxima limitada, generalmente para grandes ciudades o países. La concepción del modelo corresponde al crecimiento que tienen las moscas o cualquier otro insecto en un espacio fijo y con alimentación limitada, en donde al inicio la velocidad de crecimiento aumenta hasta un cierto valor a partir del cual decrece tendiendo al valor nulo por disminución de alimento y contaminación del medio. La teoría para la población la formuló P.F. Verhulst en 1844 y la aplicó R. Pearl en 1924 a los estudios demográficos. La curva de crecimiento de población tiene forma de S (fig. 4.1). Se le denomina comúnmente como el "Método de la S logística".

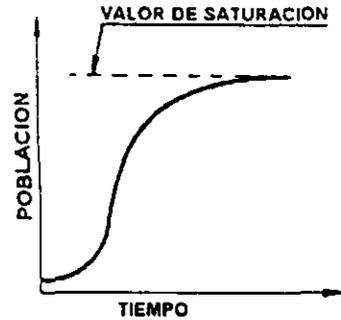


Figura 4.1. Curva logística de crecimiento.

Por supuesto, a lo largo del tiempo las condiciones de desarrollo de una ciudad cambian y cualquier punto de la curva puede ser el arranque de otra nueva para otros factores de crecimiento, tales como desarrollos turísticos, recursos naturales por explotar (bosques, tierras de cultivo, etc.), afectaciones que se sufren por desarrollos cercanos o regionales, políticas demográficas o ejecución de obras de infraestructura.

El modelo matemático se plantea con la ecuación diferencial

$$\frac{dP}{dt} = K_b P (L - P) \quad (4.14)$$

AÑO	POBLACION
1870	7734
1880	8430
1890	9189
1900	10200
1910	11526
1920	12909
1930	14587
1940	16629
1950	19290
1960	22762
1970	27314

Solución

AÑO	POBLACION	PRIMERA DIFERENCIA	SEGUNDA DIFERENCIA
1870	7 734		
1880	8 430	696	
1890	9 189	759	63
1900	10 200	1011	252
1910	11 526	1326	315
1920	12 909	1383	57
1930	14 587	1678	295
1940	16 629	2042	364
1950	19 290	2681	619
1960	22 762	3472	811
1970	27 314	4552	1080
SUMAS		19580	3856
No. de datos		10	9
PROMEDIO		1958	428

$$m = \frac{L - P_0}{P_0} \quad (4.21)$$

$$m = \frac{319004 - 172000}{172000} = 0.8546$$

$$a = \frac{1}{\Delta t} \ln \left[\frac{P_0 (L - P_1)}{P_1 (L - P_0)} \right] \quad (4.22)$$

Calculando la ec. (4.22):

$$a = \frac{1}{10} \ln \frac{172000(319004 - 249000)}{249000 (319004 - 172000)} = - 0.1112$$

Al aplicar estas ecuaciones a una serie de datos, se requiere seleccionar o deducir tres puntos que sean de la curva logística lo cual no siempre se logra y aún se pierde tiempo en la determinación cuando la serie no se ajusta al modelo como antes se advirtió que puede suceder.

obsérvese que $\Delta t = 10$ años (equidistancia entre datos)

Finalmente, aplicando (4.19)

$$P_{2010} = \frac{319004}{(1 + 0.8546 e^{-0.1112 (2010 - 1970)})} = 315845$$

Ejemplo 4.5

Aplicando el modelo logístico, calcule la población para 2010 con los siguientes datos:

DATOS CENSALES	
AÑO	POBLACION
1970	172000
1980	249000
1990	292000

$$P_{2010} = 315\ 845 \text{ habitantes}$$

Obsérvese que en la ecuación (4.19)

$$t = t_2 - t_0 = 2010 - 1970$$

El lector puede comprobar que la siguiente serie de datos no se ajusta al modelo logístico:

AÑO	POBLACION
1970	19290
1980	22762
1990	27314

Solución:

Aplicando (4.20):

$$L = \frac{2 (172000) (249000) (292000)}{(172000) (292000) - (249000)^2} - \frac{249000^2 (172000 + 292000)}{(172000) (292000) - (249000)^2}$$

$$L = \frac{- 3.7569 \times 10^{15}}{- 1.1777 \times 10^{10}} = 319004$$

Calculando la ec. (4.21):

Método de Incrementos Diferenciales

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

Ejemplo 4.6

Dados los datos censales siguientes, calcular la población para los años 1980, 1990 y 2000

Modelo de la parábola cúbica.

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

$$P = a + bx + cx^2 + dx^3 \quad (4.23)$$

en donde x = año.

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

Ejemplo 4.7

Calcular la población para el año 2010 por el método de la parábola cúbica con los siguientes datos:

AÑO	POBLACION	X
1960	16629	0
1970	19290	1
1980	22762	2
1990	27314	3

Se cumple que:

$$(X=0)$$

$$P = 16629 = a + b(0) + c(0)^2 + d(0)^3$$

$$a = 16629$$

$$(X=1)$$

$$P = 19290 = 16629 + b(1) + c(1)^2 + d(1)^3$$

$$(X=2)$$

$$P = 22762 = 16629 + b(2) + c(2)^2 + d(2)^3$$

$$(X=3)$$

$$P = 27314 = 16629 + b(3) + c(3)^2 + d(3)^3$$

Quedando un sistema de tres ecuaciones con tres incógnitas.

$$b + c + d = 2661$$

$$2b + 4c + 8d = 6133$$

$$3b + 9c + 27d = 10685$$

Resolviendo el sistema queda:

$$b = 2345.16$$

$$c = 271$$

$$d = 44.83$$

Finalmente se tendrá, aplicando la ec. (4.23):

$$P = 16629 + 2345.16 X + 271 X^2 + 44.83 X^3$$

Para 2010 (X = 5)

$$P = 16629 + 2345.16(5) + 271(5)^2 + 44.83(5)^3$$

$$P = 50139 \text{ habitantes.}$$

Para 2020 (X = 6)

$$P = 16629 + 2345.16(6) + 271(6)^2 + 44.83(6)^3$$

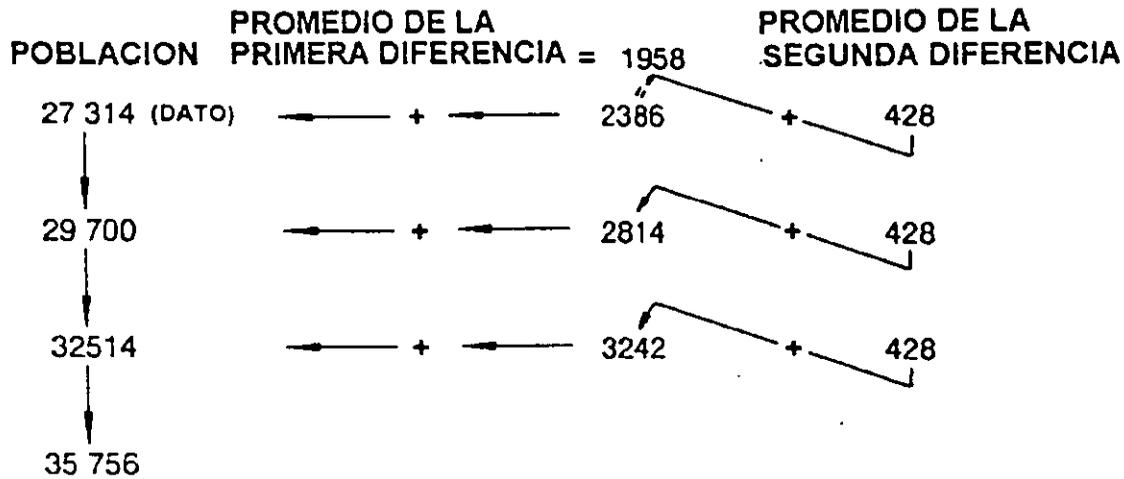
$$P = 45299 \text{ habitantes.}$$

Método de extensión de la curva a ojo.

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

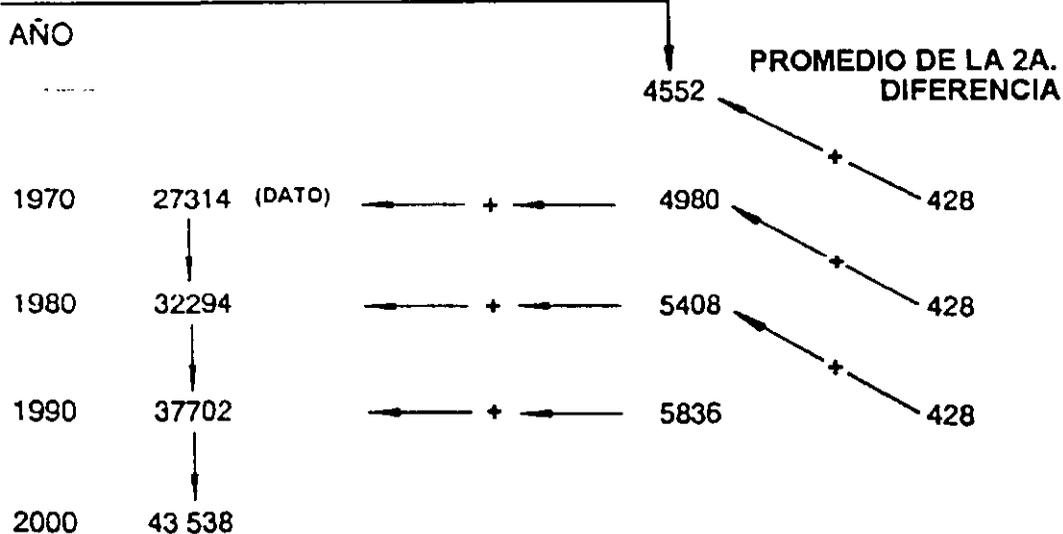
Una vez que se tienen los puntos localizados, se unen por medio de una línea que será la curva representativa de la población. Esta curva se prolonga siguiendo la tendencia anterior, hasta el tiempo futuro deseado, encontrando así la población en el eje de las ordenadas.

En el método original, el promedio de la segunda diferencia permanece constante y se suma sucesivamente al promedio de la primera diferencia:



Una variante de este método más ajustada a la realidad consiste en no obtener promedio de la primera diferencia, y el promedio de la segunda diferencia sumarlo al resultado de la última primera diferencia calculada en la tabla según se ilustra a continuación.

1A. DIFERENCIA CALCULADA DEL PERIODO 1970 - 1960



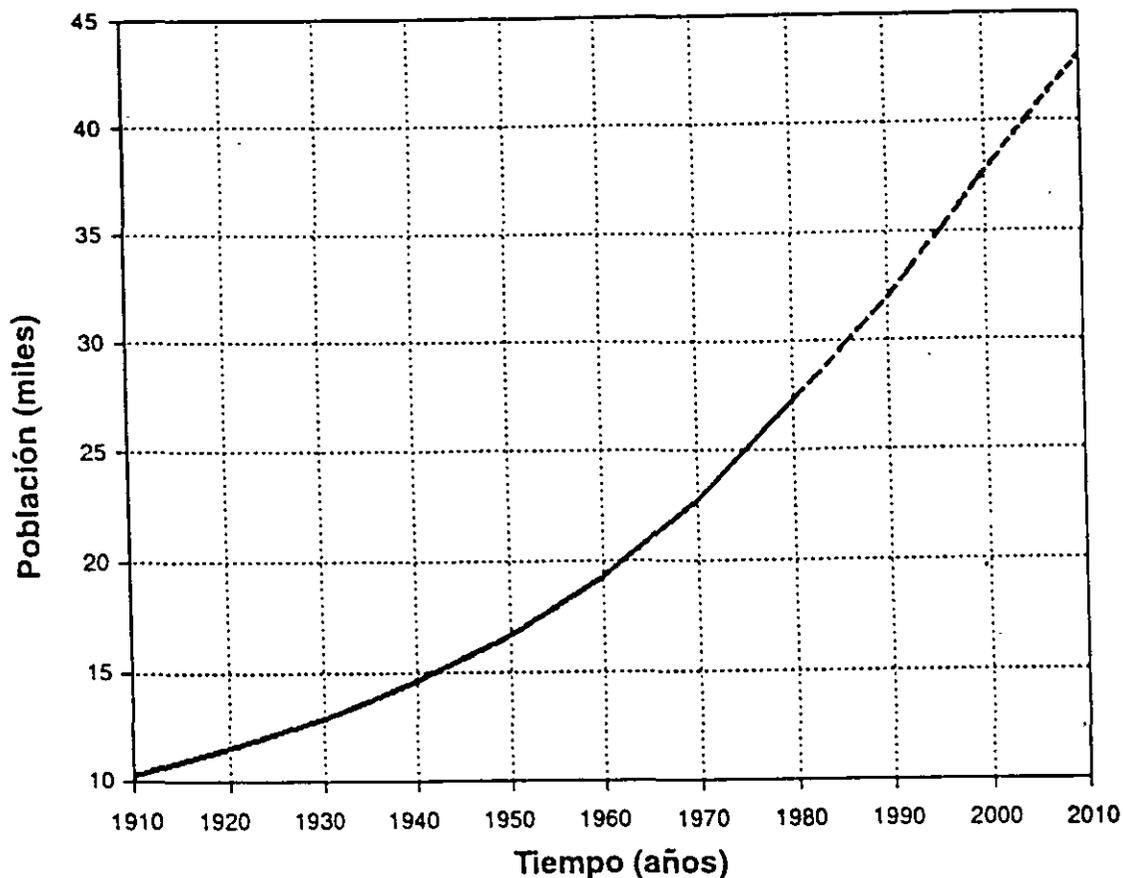


Figura 4.2.

Cuadro 4.3. Poblaciones semejantes a la población "A" del ejemplo 4.8.

AÑO	POBLACION B	POBLACION C	POBLACION D
1910	14,800	20,107	20,824
1920	16,724	22,681	23,739
1930	18,563	25,312	26,739
1940	20,791	28,709	30,310
1950	23,701	32,619	35,159
1960	27,020	38,008	40,784
1970	31,613	45,693	48,126
1980	37,936	52,889	54,270

Ejemplo 4.8

Estimar la población para los años 1990, 1995 y 2000 de la población "A" con el método de extensión de la curva a ojo. Los datos censales son los siguientes:

POBLACION 'A'	
AÑOS	HABITANTES
1910	10 290
1920	11 526
1930	12 909
1940	14 587
1950	16 629
1960	19 290
1970	22 762
1980	27 314

Solución:

De la Figura 4.2 se obtiene

AÑOS	POBLACION
1990	32 230
1995	35 000
2000	37 600

Método de comparación con otras poblaciones.

En este método es necesario investigar otras poblaciones semejantes en costumbres, actividades, desarrollo, clima y situación geográfica, a la población en estudio y suponer que ésta tendrá un desarrollo similar. Las poblaciones comparadas deberán tener una población superior a la estudiada en el momento que se haga el proyecto.

Para la solución de un problema por este método se dibuja una gráfica semejante al método anterior, sólo que ahora se graficará en papel con rayado semilogarítmico. El eje de las abscisas, en escala natural, representará los tiempos y el eje de las ordenadas, en escala logarítmica, la población. Una vez graficada la

población en estudio y las semejantes a ésta se tomarán todas las curvas a partir del último registro de la población en estudio y se pasarán paralelas, haciendo coincidir la parte inicial de éstas con la parte final de la estudiada. A través de estas líneas se traza una intermedia que sea representativa de la población futura.

Ejemplo 4.9

Determinar la población para los años 1990, 1995 y 2000 de la población "A" del ejemplo 4.8 por el método de comparación con otras poblaciones.

Solución.

Se encontraron tres poblaciones semejantes a la estudiada. Los datos censales se presentan en el cuadro 4.3.

De la figura 4.3, se obtienen los siguientes resultados:

AÑO	HABITANTES
1990	34 000
1995	35 000
2000	37 500

Predicción con series cronológicas.

En los cálculos realizados anteriormente se utilizaron sólo dos datos para los métodos aritmético y geométrico. En el método de las predicciones con series cronológicas se utiliza toda la información disponible que se considera representativa y adecuada (información seleccionada).

La tendencia de una serie cronológica puede ser descrita por una recta si en cada intervalo de tiempo la serie aumenta o disminuye en una cantidad constante. Para determinar la recta que se apega a la estudiada, se utiliza el método de los mínimos cuadrados.

Método de los mínimos cuadrados.

Una relación lineal entre dos variables queda representada por una línea recta cuya ecuación general es $y=a+bx$. El método de los mínimos cuadrados es el procedimiento matemático utilizado para determinar los valores numéricos de las constantes "a" y "b" en la ecuación. El método utiliza el conjunto de observaciones que en este caso son años y número de habitantes.

Ejemplo 4.10

Para ejemplificar este método se utilizan los datos censales que se presentan en el cuadro 4.4 ("x" = años; "y" = número de habitantes)

Sustituyendo los valores del cuadro 4.4 en las ecuaciones normales

$$\sum y = na + b\sum x \tag{4.24}$$

$$\sum xy = a\sum x + b\sum x^2 \tag{4.25}$$

donde n representa el número de pares de observaciones utilizadas en la regresión.

Sustituyendo en las ecuaciones (4.24) y (4.25), se tiene que

$$\begin{aligned} 135\ 217 &= 8a + 15\ 560b \\ 263\ 982\ 880 &= 15\ 560a + 30\ 268\ 400b \end{aligned}$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones, se obtiene que $a = -439\ 623.742$ y $b = 234.71767$, por lo tanto la ecuación de regresión es $y = -439\ 623.742 + 234.71767x$, que permite calcular la población para cualquier año:

AÑO: X	POBLACION: Y
1971	23 005
1975	23 944
1990	27 464
1995	28 638
2000	29 812

Cuadro 4.4. Datos censales y operaciones del método de mínimos cuadrados del ejemplo 4.10.

x	y	x ²	y ²	xy
1910	10200	3648100	104040000	19482000
1920	11526	3686400	132848676	22129920
1930	12909	3724900	166642281	24914370
1940	14587	3763600	212780569	28298780
1950	16629	3802500	276523641	32426550
1960	19290	3841600	372104100	37808400
1970	22762	3880900	518108644	44841140
1980	27314	3920400	746054596	54081720
$\sum x = 15560$	$\sum y = 135217$	$\sum x^2 = 30\ 268\ 400$	$\sum y^2 = 2\ 529\ 102\ 507$	$\sum xy = 263\ 982\ 880$

Cuando la serie de datos no se ajusta a una recta, por quedar los puntos muy dispersos en el plano, puede intentarse el ajuste a una curva logarítmica o exponencial. En forma similar al método anterior la ecuación está representada por:

$$\text{Log } y' = a + bx \tag{4.26}$$

donde las constantes de regresión a y b se calculan por el método de mínimos cuadrados. En este método la población debe estar en forma logarítmica, como se observa en el cuadro 4.5.

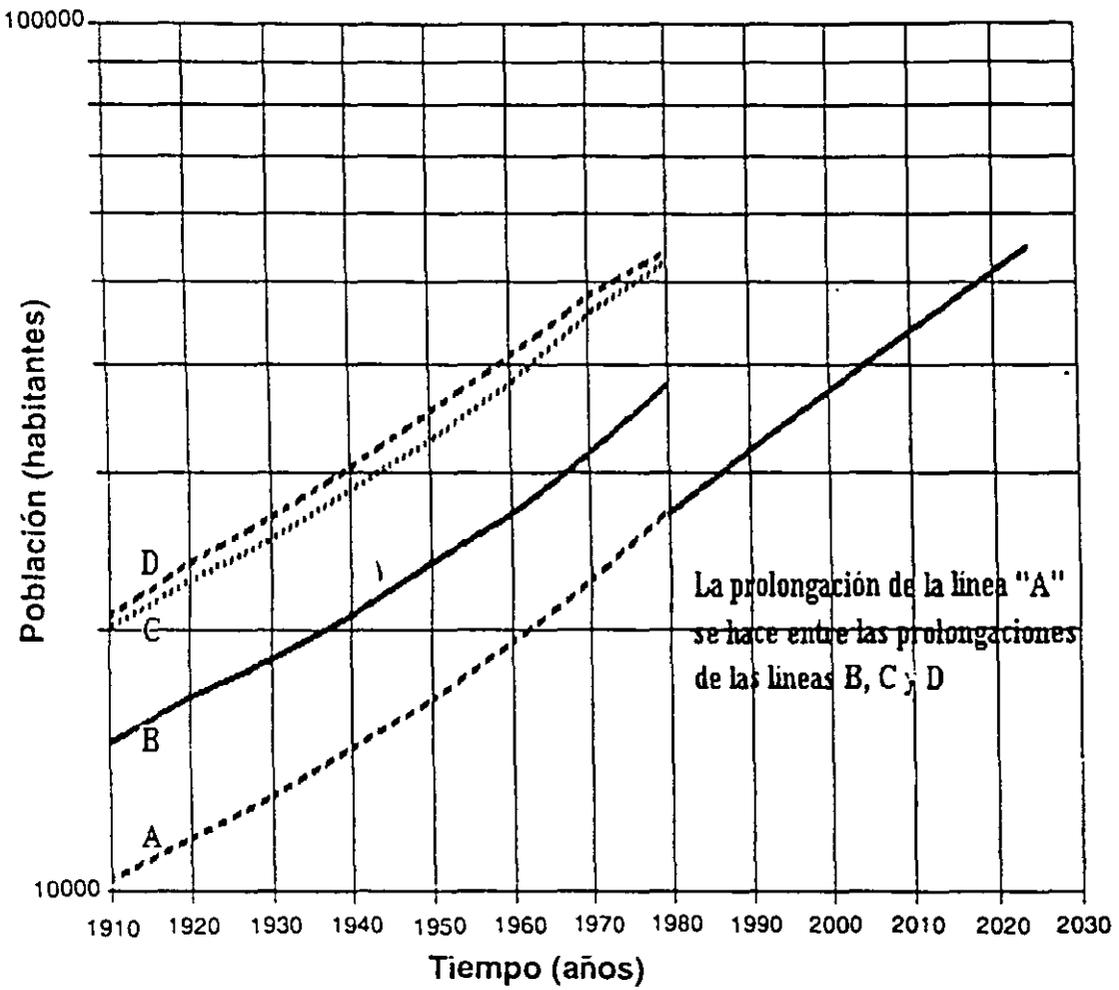


Figura 4.3

CNA

Se deben elaborar las gráficas correspondientes a las tasas de crecimiento para cada zona urbana (residencial, media y popular) para un horizonte de 5, 10 y 20 años.

Para definir la densidad de población futura y las estrategias planteadas por la rectoría municipal para el crecimiento de la localidad, se puede consultar el plan de desarrollo urbano de la localidad, de manera que se determine el área urbana a la que se le deberán proporcionar los servicios.

En caso de que el plan no especifique los horizontes de crecimiento a 5, 10 y 20 años, éstos se establecerán de acuerdo con los lineamientos seguidos en el mismo; si la localidad en estudio no cuenta con plan de desarrollo urbano, se definirán, con ayuda de las autoridades municipales o estatales, las proyecciones de crecimiento de la mancha urbana.

Los factores básicos del cambio en la población son: el aumento natural (más nacimientos que muertes) y la migración neta (movimiento de las familias hacia dentro y hacia afuera de un área determinada):

Se establecerá, conjuntamente con las autoridades correspondientes, la consistencia de los planes de desarrollo urbano y programas anteriormente realizados, comparándolos con el crecimiento observado en la ciudad y las razones por las cuales se presentaron diferencias, si éstas resultaran considerables.

1.1.2 Período de diseño y vida útil

1.1.2.1 Período de diseño

Se entiende por período de diseño, el intervalo de tiempo durante el cual la obra llega a su nivel de saturación, este período debe ser menor que la vida útil.

Los períodos de diseño están vinculados con los aspectos económicos, los cuales están en función del costo del dinero, esto es, de las tasas de interés real, mientras más alta es la tasa de interés, es más conveniente diferir las inversiones, lo que implica reducir los períodos de diseño, cabe aclarar que no se pueden desatender los aspectos financieros, esto es los flujos de efectivo del Organismo Operador que habrá de pagar por las obras y que en la selección del período de diseño se deben considerar ambos aspectos.

Cuadro 4.5. Operaciones del método de mínimos cuadrados del ejemplo 4.10 ajustando a una curva logarítmica.

AÑO	HABITANTES			
x	log y	x ²	2(log y) ²	x log y
1910	4.0086	10200	16.0689	7656.43
1920	4.0617	11526	16.4974	7798.46
1930	4.1109	12909	16.8995	7934.04
1940	4.1640	14587	17.3389	8078.16
1950	4.2209	16629	17.8160	8230.76
1960	4.2853	18200	18.363	86399.19
1970	4.3572	22762	18.9852	8563.68
1980	4.4364	27314	19.6816	8784.07
Σ x = 15, 560	Σ y = 33.6450	Σ x ² = 30268400	Σ y ² = 141.6513	Σ xy = 65, 464.79

Sustituyendo los valores del cuadro 4.5 en las ecuaciones normales

$$\Sigma \text{Log } y = na + b \Sigma x \quad (4.27)$$

$$\Sigma \text{Log } y = na + b \Sigma x \quad (4.28)$$

Sustituyendo se tiene que:

$$33.645 = 8a + 15.560x$$

$$65.466.70 = 15.560a + 30.268.400b$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones, se obtiene que a = - 7.49261685 y b = 0.00601452 por lo tanto la ecuación de regresión es y = - 7.4926 + 0.006014 x, a la que sacando su antilogaritmo permite calcular la población para cualquier año.

AÑO 'X'	LOG Y	POB 'Y'
1971	4.36200	23015
1975	4.38606	24325
1990	4.47628	29942
1995	4.5064	32088
2000	4.5364	34389

4.3 USOS DEL AGUA

Generalmente, las aguas se clasifican, según el uso, en aguas de uso doméstico, comercial, industrial, público y para la agricultura (Figura 4.4). En las de uso doméstico se incluye toda el agua utilizada en las viviendas. La cantidad del consumo doméstico varía con el nivel de vida, pero es proporcional al número de habitantes. En las de uso comercial se incluye el agua empleada en los distritos o zonas comerciales o mercantiles, por personas que no habitan en ellas. El agua de uso comercial se utiliza en pequeñas manufacturas, y al mismo tiempo también en usos domésticos y, por consiguiente, el consumo no puede establecerse con arreglo al número de usuarios de la zona comercial. Tal gasto es mejor estimarlo con arreglo a la superficie del suelo de los edificios allí situados. El agua de uso industrial sirve para fines de fabricación y la cuantía de este uso no guarda relación alguna con la población o número de habitantes de una zona industrial. El agua de uso público o municipal sirve para limpiar calles y alcantarillas, riego de parques y jardines, combate de incendios, usos recreativos y de ornato así como para edificios públicos o sin "medidor". A veces se clasifican como de uso

1.1.2.2 Vida útil

La vida útil es el tiempo que se espera que la obra sirva a los propósitos de diseño, sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados que hagan antieconómico su uso o que requiera ser eliminada por insuficiente.

En la tabla 1.2 se indica la vida útil de algunos elementos de un sistema de agua potable, considerando una buena operación y mantenimiento.

Se deben tomar en cuenta todos los factores, características y posibles riesgos de cada proyecto en particular, para establecer adecuadamente el período de vida útil de cada una de las partes del sistema.

Tabla 1.2 Vida útil

ELEMENTO	VIDA ÚTIL (años)
Pozo	
civil	de 10 a 30
electromecánica *	de 2 a 20
Línea de conducción	de 20 a 40
Planta potabilizadora	
civil	40
electromecánica *	de 5 a 20
Estación de bombeo	
civil	40
electromecánica *	de 5 a 20
Tanque	
superficial	40
elevado	20
Distribución primaria	de 20 a 40
Distribución secundaria	de 15 a 30
Red de atarjeas	de 15 a 30
Colector y Emisor	de 20 a 40
Planta de tratamiento	
civil	40
electromecánica *	de 15 a 20

* La vida útil del equipo electromecánico, presenta variaciones muy considerables, principalmente en las partes mecánicas, como son cuerpos de tazones, impulsores, columnas, flechás, portachumaceras, estoperos, etc., la cual se ve disminuida notablemente debido a la calidad del agua que se maneja (contenido de fierro y maganeso) y a sus condiciones de operación.

Se entiende por tasa de interés real a la diferencia del costo del dinero en el mercado menos la inflación.

Considerando lo anterior, el dimensionamiento de las obras se realizará a períodos de corto plazo, definiendo siempre aquellas que, por sus condiciones específicas, pudieran requerir un período de diseño mayor por economía de escala.

Siempre que sea factible se deberán concebir proyectos modulares, que permitan diferir las inversiones el mayor tiempo posible. Se buscará el máximo rendimiento de la inversión, al disponer de infraestructura con bajos niveles de capacidad ociosa en el corto plazo.

De acuerdo con los criterios anteriores, las componentes de los sistemas deberán diseñarse para períodos de cinco años o más.

En la tabla 1.1 se presentan los períodos de diseño recomendables para los diferentes elementos de los sistemas de agua potable y alcantarillado.

Tabla 1.1 Períodos de Diseño

ELEMENTO	PERÍODO DE DISEÑO (años)
Fuente	
Pozo	5
Embalse (presa)	hasta 50
Línea de conducción	de 5 a 20
Planta potabilizadora	de 5 a 10
Estacion de bombeo	de 5 a 10
Tanque	de 5 a 20
Distribución primaria	de 5 a 20
Distribución secundaria	a saturación (*)
Red de atarjeas	a saturación (*)
Colector y Emisor	de 5 a 20
Planta de tratamiento	de 5 a 10

(*) En el caso de distribución secundaria y red de atarjeas, por condiciones de construcción difícilmente se podrá diferir la inversión.

1.3.2.1 Coeficiente de variación máxima instantánea

Para cuantificar la variación máxima instantánea de las aportaciones, se utiliza la fórmula de Harmon, cuya expresión es:

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

donde:

M = Coeficiente de variación máxima instantánea de aguas negras
P = Población servida acumulada hasta el tramo de tubería considerada, en miles de habitantes

El coeficiente de variación máxima instantánea, o coeficiente de Harmon, se aplica tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- En tramos que presenten una población acumulada menor a los 1,000 habitantes, el coeficiente se considera constante e igual a 3.8.
- Para una población acumulada mayor de 63,450 habitantes, el coeficiente se considera constante e igual a 2.17, es decir, se acepta que su valor a partir de esa cantidad de habitantes, no sigue ya la Ley de Variación establecida por Harmon.

Lo anterior resulta de considerar al alcantarillado como un reflejo de la red de distribución de agua potable ya que el coeficiente "M" se equipara con el coeficiente de variación del gasto máximo horario necesario en un sistema de agua potable, cuyo límite inferior es de $1.40 \times 1.55 = 2.17$

1.3.2.2 Coeficiente de seguridad

Generalmente en los proyectos de redes de alcantarillado se considera un margen de seguridad aplicando un coeficiente.

En el caso de rehabilitaciones a una red existente, previendo los excesos en las aportaciones que puede recibir la red, generalmente por concepto de aguas pluviales, se considera un coeficiente que puede ser igual a 1.5.

1.3 PROYECTOS DE ALCANTARILLADO SANITARIO

1.3.1 Aportación de aguas negras

Se adopta el criterio de aceptar como aportación de aguas negras, el 75% de la dotación de agua potable, considerando que el 25% restante se consume antes de llegar a los conductos.

La CNA a través del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) realiza mediciones en diferentes localidades del país, con objeto de definir el porcentaje de aportación, el cual será dado a conocer en su oportunidad. En tanto esto concluya se deberá seguir considerando el 75 % de dotación.

En las localidades que cuenten con zonas industriales y comerciales se deberá obtener el porcentaje de aportación para cada una de estas zonas en particular, independientemente a las zonas domésticas.

Se debe tomar en cuenta, la dotación de agua que se requiera para las condiciones inmediata y futura de la localidad, considerando la sección 1.2.1.5.

1.3.2 Coeficientes de variación

Los coeficientes de variación de las aportaciones de aguas negras son dos: uno que cuantifica la variación máxima instantánea (coeficiente de Harmon) de las aportaciones de aguas negras y otro de seguridad. El primero se aplica al gasto medio y el segundo al gasto máximo instantáneo.

1.3.3.2 Gasto mínimo

La expresión que generalmente se utiliza para calcular el valor del gasto mínimo es:

$$Q_{\min} = 0.5 \cdot Q_{\text{med}}$$

donde:

Q_{\min} = Gasto mínimo, en l/s

Q_{med} = Gasto medio, en l/s

El límite inferior de la fórmula anterior debe ser de 1.5 l/s cuando se tengan en la zona excusados de 16 litros de capacidad y 1.0 l/s para excusados de 6 litros. Lo anterior significa que en los tramos iniciales de las redes de atarjeas, cuando resulten valores del gasto mínimo menores a 1.5 l/s ó 1.0 l/s según sea el caso, se debe adoptar este valor para utilizarlo en el diseño.

Es conveniente mencionar que 1.5 l/s es el gasto que genera la descarga de un excusado con tanque de 16 litros. Considerando que actualmente se dispone de excusados con tanques de 6 litros el gasto de descarga es de 1.0 l/s.

1.3.3.3 Gasto máximo instantáneo

La estimación del gasto máximo instantáneo, se hace afectando al gasto medio por el coeficiente de variación máxima instantánea "M", por lo que:

$$Q_{\text{MI}} = M \cdot Q_{\text{med}}$$

donde:

Q_{MI} = Gasto máximo instantáneo, en l/s

Q_{med} = Gasto medio, en l/s

M = Coeficiente de variación máxima instantánea
(sección 1.3.2.1)

Para nuevos asentamientos, siempre y cuando se garantice que las aportaciones pluviales de los lotes urbanizados no se conecten a los albañales o a las atarjeas del alcantarillado sanitario, el coeficiente de seguridad será igual a 1.0.

1.3.3 Gastos de diseño

Los gastos que se consideran en los proyectos de alcantarillado son: medio, mínimo, máximo instantáneo y máximo extraordinario. Los tres últimos se determinan a partir del primero.

1.3.3.1 Gasto medio

La cuantificación del gasto medio de aguas negras en un tramo de la red se hace en función de la población y de la aportación de aguas negras. Esta aportación se considera como un porcentaje de la dotación de agua potable, que a su vez está en función de los diferentes usos del suelo (comercial, industrial y habitacional).

La expresión para calcular el valor del gasto medio en zona habitacionales y condiciones normales, es:

$$Q_{\text{med}} = \frac{A \cdot P}{86,400}$$

donde:

- Q_{med} = Gasto medio, en l/s
- A = Aportación de aguas negras, de acuerdo al uso del suelo, en l/hab/día
- P = Población de proyecto, en habitantes
- 86,400 = segundos/día

Para localidades con zonas industriales o comerciales que aportan al sistema de alcantarillado volúmenes de consideración, de acuerdo con la sección 1.3.1, se debe adicionar al gasto medio, el gasto de aportación obtenido.

Tabla 1.14 Coeficiente de rugosidad

MATERIAL	COEFICIENTE (n)
Asbesto - Cemento	0.010
Concreto liso	0.012
Concreto aspero	0.016
Concreto presforzado	0.012
Acero galvanizado	0.014
Fierro fundido	0.013
Acero soldado sin revestimiento	0.014
Acero soldado con revestimiento interior a base de epoxy	0.011
PVC (policloruro de vinilo)	0.009
Polietileno de alta densidad	0.009

En ocasiones se requiere conducir las aguas residuales a través de canales, los valores medios de "n" más utilizados se indican en la tabla 1.15.

Tabla 1.15 Coeficiente de rugosidad en canales

MATERIAL DE REVESTIMIENTO	COEFICIENTE (n)
Concreto con buen acabado	0.014
Concreto con acabado regular	0.016
Mampostería con mortero de cemento con buen acabado	0.020

1.3.5 Parámetros Hidráulicos Permisibles

1.3.5.1 Velocidades

- Velocidad máxima. La velocidad máxima permisible, para evitar erosión en las tuberías, está en función del tipo de material que se utilice y sus diferentes valores se presentan en la tabla 1.7 de la sección correspondiente a agua potable.

Para su revisión se utiliza el gasto máximo extraordinario, considerando el tirante que resulte (a tubo lleno o parcialmente lleno).

1.3.3.4 Gasto máximo extraordinario

En función de este gasto se determina el diámetro adecuado de los conductos de la red y su valor se calcula multiplicando el gasto máximo instantáneo por el coeficiente de seguridad, es decir:

$$Q_{ME} = CS \cdot Q_{MI}$$

donde:

- Q_{ME} = Gasto máximo extraordinario, en l/s
- CS = Coeficiente de seguridad (sección 1.3.2.2)
- Q_{MI} = Gasto máximo instantáneo, en l/s

1.3.4 Cálculo hidráulico

1.3.4.1 Fórmula para diseño

Se emplea la fórmula de Manning para calcular la velocidad del agua en las tuberías cuando trabajen llenas, utilizando además, las relaciones hidráulicas y geométricas de esos conductos, al operar parcialmente llenos (figura 1.8).

La expresión algebraica de la fórmula de Manning es:

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

donde:

- V = velocidad media del flujo, en m/s
- n = coeficiente de rugosidad
- r = radio hidráulico, en m
- S = pendiente

1.3.4.2 Valor del coeficiente de rugosidad

El coeficiente de rugosidad varía según la clase de material de las tuberías. Para el coeficiente "n" de Manning en tuberías se pueden tomar los valores indicados en la tabla 1.14.

Tabla 1.7 Velocidad máxima permisible

TIPO DE TUBERÍA	VELOCIDAD MÁXIMA (m/s)
Concreto simple hasta 45 cm. de diámetro	3.0
Concreto reforzado de 60 cm. de diámetro o mayores	3.5
Concreto presforzado	3.5
Asbesto cemento	5.0
Acero galvanizado	5.0
Acero sin revestimiento	5.0
Acero con revestimiento	5.0
P.V.C. (policloruro de vinilo)	5.0
Polietileno de alta densidad	5.0

1.2.6 Regularización

La regularización tiene por objeto lograr la transformación de un régimen de aportaciones (de la conducción) que normalmente es constante, en un régimen de consumos o demandas (de la red de distribución) que siempre es variable. El tanque de regularización debe proporcionar un servicio eficiente bajo normas estrictas de higiene y seguridad, procurando que su costo de inversión y mantenimiento sea mínimo.

Adicionalmente a la capacidad de regularización se puede contar con un volumen para alimentar a la red de distribución en condiciones de emergencia (incendios, desperfectos en la captación o en la conducción, etc). Este volumen debe justificarse plenamente en sus aspectos técnicos y financieros.

La capacidad del tanque está en función del gasto máximo diario y la ley de demandas de la localidad, calculándose ya sea por métodos analíticos o gráficos.

El coeficiente de regularización (R), está en función del tiempo (número de horas/día) de alimentación de las fuentes de abastecimiento al tanque, requiriendose almacenar el agua en las horas de baja demanda para distribuir las en las de alta demanda.

- Velocidad mínima. La velocidad mínima permisible es de 0.3 m/seg, considerando el gasto mínimo y su tirante correspondiente.

Adicionalmente debe asegurarse que dicho tirante tenga un valor mínimo de 1.0 cm en casos de fuertes pendientes y de 1.5 cm en casos normales.

Estas restricciones tienen por objeto evitar el depósito de sedimentos que provoquen azolves y taponamientos en el tubo.

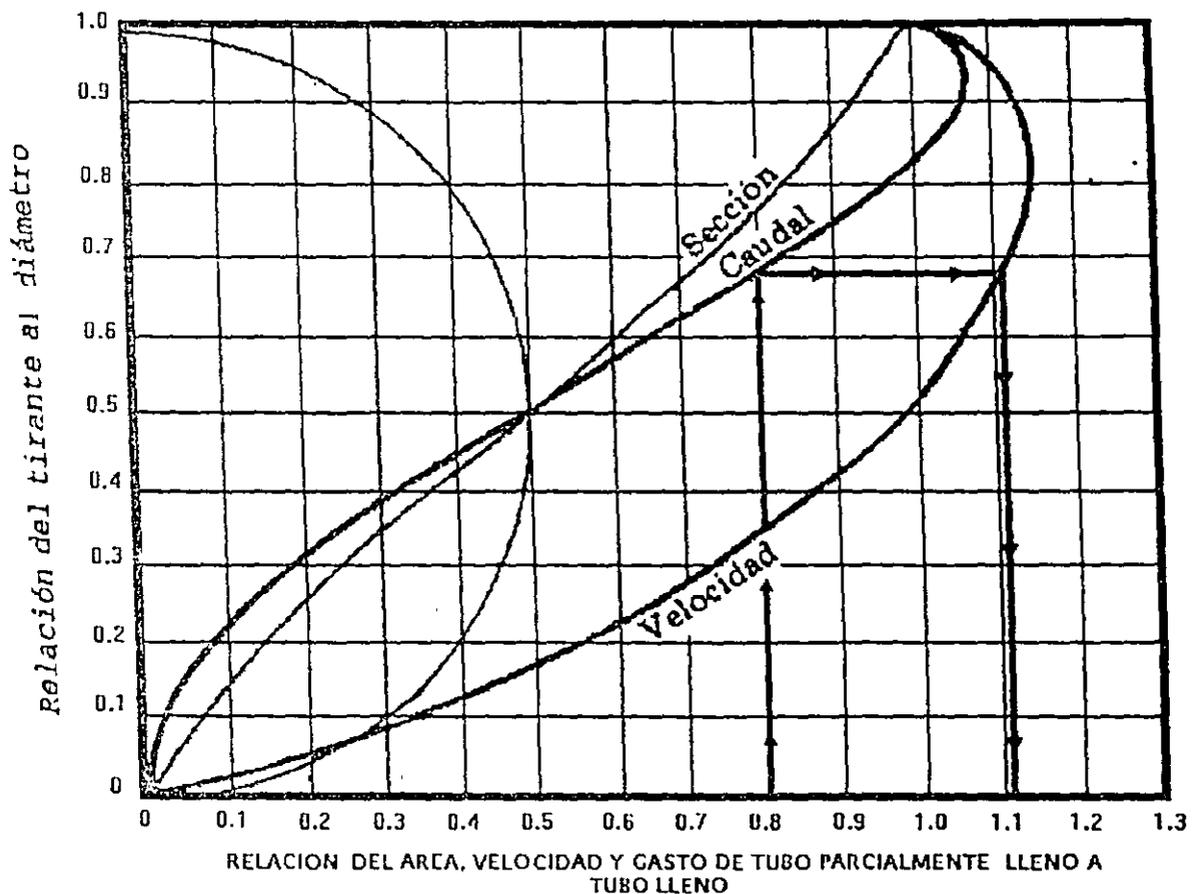


Figura 1.8 Elementos hidráulicos de la sección circular

1.3.6 Zanja para la instalación de tuberías

1.3.6.1 Ancho de zanja

El ancho de zanjas para la instalación de tuberías se presenta en la sección 1.1.3.1

1.3.6.2 Profundidad de zanja

La profundidad de instalación de los conductos queda definida por:

- La topografía
- El trazo
- Los colchones mínimos
- Las velocidades máxima y mínima
- Las pendientes del proyecto
- La existencia de conductos de otros servicios
- Las descargas domiciliarias
- La economía de las excavaciones
- La resistencia de las tuberías a cargas externas
- La elevación de la descarga

Cuando se presente un cruce del alcantarillado sanitario con una tubería que conduce agua potable, la tubería del alcantarillado debe ir a mayor profundidad que la de agua potable.

Las profundidades a las cuales se instalen las tuberías deben estar comprendidas dentro del ámbito de la mínima y la máxima indicadas a continuación:

- Profundidad mínima. La profundidad mínima la determinan el colchón mínimo necesario para la debida protección de la tubería y la seguridad de permitir que se conecten los albañales domiciliarios. Por lo que se debe tener muy en cuenta la infraestructura existente.

El colchón mínimo necesario para evitar rupturas del conducto, ocasionadas por cargas vivas, está en función del diámetro de la tubería por instalar, como se muestra en la tabla 1.16.

1.3.5.2 Diámetros mínimo y máximo

Los diámetros mínimo y máximo en un alcantarillado sanitario, los fijan las consideraciones siguientes:

- Diámetro mínimo. La experiencia en la conservación y operación de los sistemas de alcantarillado a través de los años, ha demostrado que el diámetro mínimo en las tuberías es de 20 cm, para evitar frecuentes obstrucciones.
- Diámetro máximo. El diámetro máximo está en función de varios factores, entre los que destacan: las características topográficas y de los suelos de cada localidad en particular, el gasto máximo extraordinario de diseño, el tipo de material de la tubería y los diámetros comerciales disponibles en el mercado.

Para el caso de grandes diámetros se debe realizar un estudio técnico-económico para definir la conveniencia de utilizar tuberías paralelas (madrinas) de menor diámetro.

- En cualquier caso, la selección del diámetro depende de las velocidades permisibles, aprovechando al máximo la capacidad hidráulica del tubo trabajando a superficie libre (gravedad).

1.3.5.3 Pendientes

La pendiente de cada tramo de tubería debe ser tan semejante a la del terreno como sea posible, con objeto de tener excavaciones mínimas. Los valores de las pendientes máxima y mínima para cada caso, se obtienen a partir de las restricciones de velocidad marcadas en la sección 1.3.5.1.

En casos especiales de fuertes pendientes es conveniente que en el diseño se consideren tuberías que permitan velocidades altas, y dependiendo del caso hacer estudio técnico-económico para determinar el empleo de pendientes mayores, de tal forma que se pueda tener solo en casos extraordinarios y tramos cortos velocidades de hasta 8 m/s.

El objeto de establecer límites para la pendiente es evitar, hasta donde sea posible, el azolve y la construcción de estructuras de caída que además de encarecer las obras, propician la producción del gas hidrógeno sulfurado, que es muy tóxico y aumenta los malos olores de las aguas negras.

1.1.3 Zanjas para la instalación de tuberías

Las tuberías se instalan sobre la superficie o enterradas, dependiendo de la topografía, clase de tubería y tipo de terreno.

Para obtener la máxima protección de las tuberías se recomienda que se instalen en condición de zanja, debiendo ser ésta de paredes verticales, como mínimo hasta el lomo del tubo y con el ancho indicado en la tabla 1.3. El tipo de instalación que se adopte, debe considerar otros factores relacionados con la protección de la línea, como son el deterioro o maltrato por personas y animales, la exposición de los rayos solares, variación de temperatura, etc.

En terreno rocoso debe analizarse la conveniencia de instalar la tubería superficialmente sobre apoyos adecuados, y esta no podrá ser en ningún caso de policloruro de vinilo (PVC), y solo en casos excepcionales de Asbesto-Cemento (A-C) y concreto, garantizando su protección y seguridad.

1.1.3.1 Ancho de zanja

En la tabla 1.3 se indica el ancho recomendable de la zanja, para diferentes diámetros de tubería.

Es indispensable que a la altura del lomo del tubo, la zanja tenga realmente el ancho que se indica en la tabla 1.3; a partir de este punto puede dársele a sus paredes el talud necesario para evitar el empleo de ademe. Si resulta conveniente el empleo de un ademe, el ancho de zanja debe ser igual al indicado en la tabla 1.3 más el ancho que ocupe el ademe.

Tabla 1.16 Colchón mínimo

DIÁMETRO DEL TUBO	COLCHÓN MÍNIMO
Hasta 45 cm	0.9 m
Mayores de 45 cm y hasta 122 cm	1.0 m
Mayores de 122 cm y hasta 183 cm	1.3 m
Mayores de 183 cm	1.5 m

Los colchones mínimos indicados anteriormente, podrán modificarse en casos especiales previo análisis particular y justificación de cada caso. Los principales factores que intervienen para modificar el colchón son: el tipo de tubería a utilizar (polietileno de alta densidad, acero, concreto, etc.), el tipo de terreno en la zona (roca, etc.) y las cargas vivas que se puedan presentar.

Para permitir la correcta conexión de los albañales se acepta que el albañal tenga como mínimo una pendiente de 1% y que el registro interior más próximo al paramento del predio tenga una profundidad mínima de 60 cm.

- Profundidad máxima. La profundidad máxima se debe determinar mediante un estudio económico comparativo entre el costo de instalación del conducto principal con sus albañales correspondientes, y el de atarjea o atarjeas laterales (madrinas), incluyendo los albañales respectivos; no obstante, la experiencia ha demostrado que entre 3 y 4 m de profundidad el conducto principal puede recibir directamente los albañales de las descargas y que a profundidades mayores, resulta más económico el empleo de atarjeas laterales.

1.1.3.2 Plantilla o cama

La plantilla o cama consiste en un piso de material fino, colocado sobre el fondo de la zanja que previamente ha sido arreglado con la concavidad necesaria para ajustarse a la superficie externa inferior de la tubería, en un ancho cuando menos igual al 60% de su diámetro exterior (D_e). El resto de la tubería debe ser cubierto hasta una altura de 30 cm arriba de su lomo con material granular fino colocado a mano y compactado cuidadosamente, llenando todos los espacios libres abajo y adyacentes a la tubería. Ese relleno se debe hacer en capas que no excedan de 15 cm de espesor (figura 1.1).

Deberán excavarse cuidadosamente las cavidades o conchas para alojar la campana o cople de las juntas de los tubos, con el fin de permitir que la tubería se apoye en toda su longitud sobre el fondo de la zanja o la plantilla apisonada. El espesor mínimo sobre el eje vertical de la tubería será de 5 cm (fig. 1.1).

En caso de instalar tubería de acero y PEAD y si la superficie del terreno lo permite no es necesaria la plantilla. En lugares excavados en roca o tepetate duro, se preparará la cama de material suave que pueda dar un apoyo uniforme al tubo, con tierra o arena suelta.

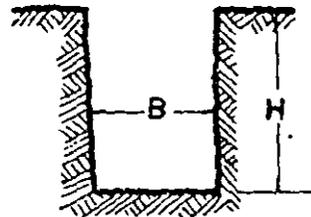
El relleno de la zanja puede ser a volteo o compactado, según se especifique en el proyecto; el criterio para seleccionar el tipo de relleno será dependiendo del lugar en que se instale la tubería, por ejemplo, en el arroyo de una vialidad con tránsito vehicular intenso y que requiera la inmediata reposición del pavimento, todo el relleno será compactado para evitar en lo posible, asentamientos posteriores y fractura del pavimento; y en zonas rurales o con poco flujo vehicular, se optará por el relleno a volteo (figura 1.1).

Tabla 1.3 Ancho de zanja

DIÁMETRO NOMINAL		ANCHO (cm)
(cm)	(pulgadas)	
2.5	1.0	50
3.8	1.5	55
5.0	2.0	55
6.3	2.5	60
7.5	3.0	60
10.0	4.0	60
15.0	6.0	70
20.0	8.0	75
25.0	10.0	80
30.0	12.0	85
35.0	14.0	90
38.0	15.0	95
40.0	16.0	95
45.0	18.0	110
50.0	20.0	115
61.0	24.0	130
76.0	30.0	150
91.0	36.0	170
107.0	42.0	190
122.0	48.0	210
152.0	60.0	250
183.0	72.0	280
213.0	84.0	320
244.0	96.0	350

**DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE
AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO
SUBDIRECCION DE PROYECTOS**

DIAM. INTERIOR TUBO (cm.)	ANCHO DE ZAN- JA "B" (cm.)
20	65
25	70
30	80
38	90
45	100
61	120
76	140
91	175
107	195
122	215
152	250
183	285
213	320
244	355



NOTAS

- 1.- Las tuberías que se instalen serán de juntas de macho y campana hasta 45 cm de diámetro y para diámetros mayores de espiga y caja.
- 2.- El colchón mínimo sobre el lomo del tubo debe ser de 90 cm., excepto en los sitios en que por razones especiales se indiquen en los planos otros valores.
- 3.- La profundidad mínima de la zanja será la que se obtenga sumando al colchón mínimo el diámetro exterior de la tubería y el espesor de la plantilla "C".
- 4.- En todas las juntas se excavarán conchas para facilitar el junteo de los tubos de macho y campana y la inspección de éstos.
- 5.- Es indispensable que a la altura del lomo del tubo, la zanja tenga realmente como máximo el ancho indicado, pero a partir de ese punto, puede dárseles a sus paredes el talud que se haga necesario para evitar el empleo de ademe.
- 6.- ~~Si~~ Secretaría autorizara el empleo de un ademe provisional, el ancho de zanja deberá ser igual al indicado en la tabla más el ancho que ocupe el ademe.
- 7.- Los valores de "C" se indican en los planos V.C.1980 y V.C.1981

Este plano anula y sustituye al V.C.1182 Junio 1980

Formulación: *[Firma]*
ING. RAFAEL VILLALOBOS C. y J. VARGAS R.
Revisó: *[Firma]*
ING. LAURO REYNOSO Y
Dibujó: *[Firma]*
L. LIZAMA H.

SECRETARÍA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PÚBLICAS	
SUBSECRETARÍA DE BIENES MUEBLES Y OBRAS URBANAS	
DIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SUBDIRECCION DE PROYECTOS	
ALCANTARILLADO	
ANCHO DE ZANJAS	
Confirma: <i>[Firma]</i> ING. RAFAEL VILLALOBOS C.	Revisó: <i>[Firma]</i> ING. LAURO REYNOSO Y
DIRECTOR GENERAL	SUBSECRETARIO DE BIENES MUEBLES Y OBRAS URBANAS
México, D.F. Junio de 1979	V.C.1979

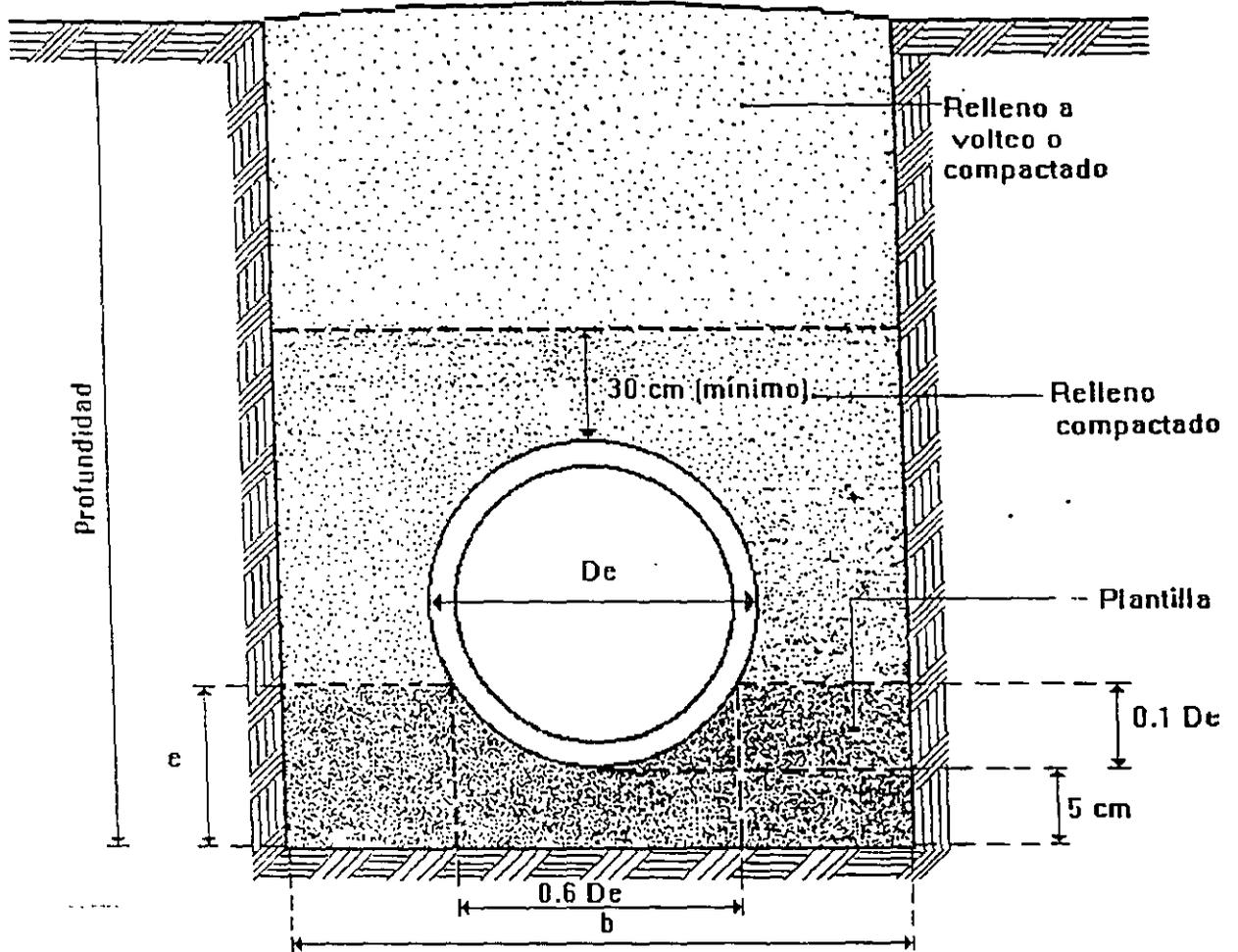


Figura 1.1 Relleno de Zanja

El material del relleno, se procurará sea el mismo producto de la excavación, seleccionado y libre de piedras, si esto no es posible por el tipo de suelo, se hará con material de banco

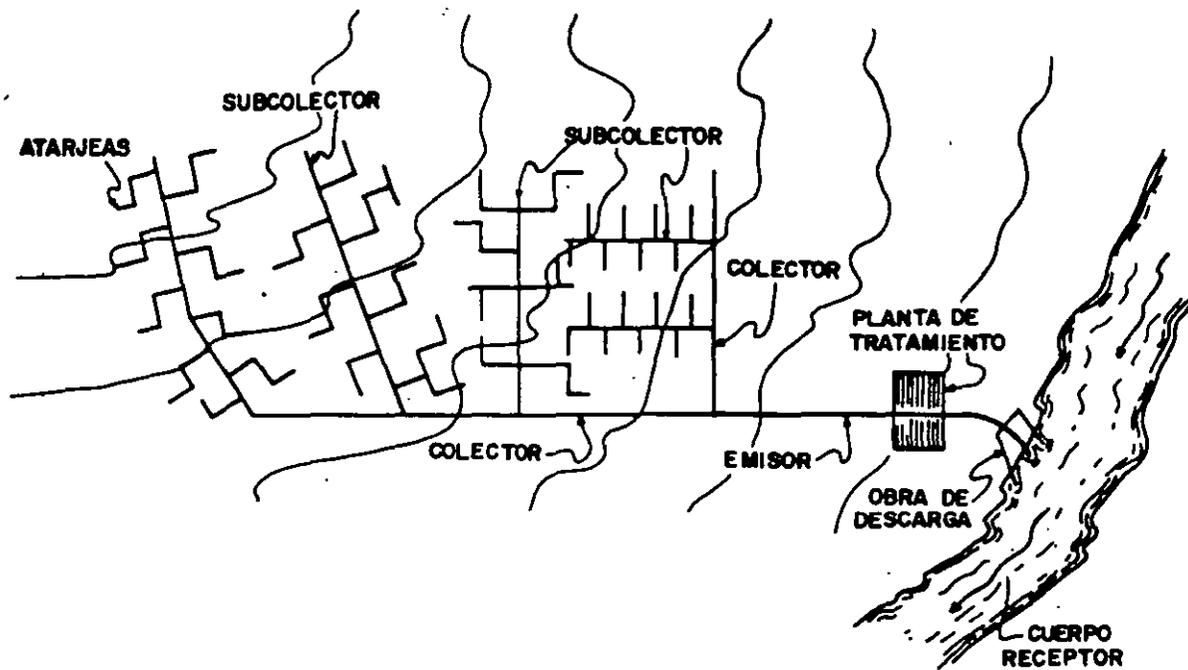


Fig. I.1.- Conductos que forman la red de un sistema de alcantarillado.

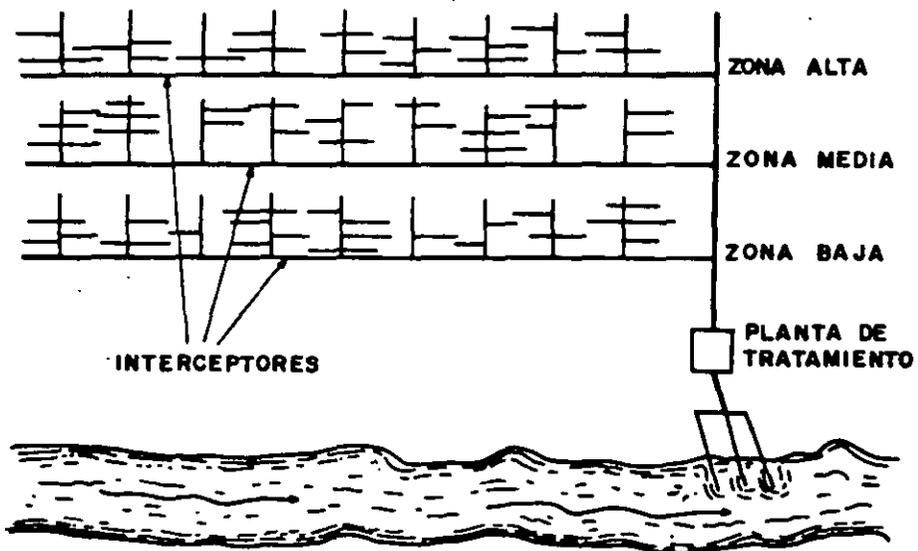


Fig. I.2.- Conductos interceptores en un sistema de alcantarillado

1.3 DESCRIPCION DE LOS PRINCIPALES COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO Y SU FUNCION

Los elementos que constituyen un sistema de alcantarillado se pueden clasificar en dos grupos: tuberías o conductos y obras o estructuras accesorias.

Enseguida se estudiará lo referente a estos dos tipos de elementos.

1.3.1 Tuberías o conductos.

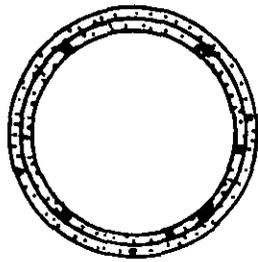
Los conductos que generalmente integran un sistema de alcantarillado se presentan en la Fig. 1.1.

Como se observa en la Fig. 1.1 los conductos reciben diversos nombres a lo largo del sistema. A continuación se explica de manera general el significado de cada uno de estos nombres.

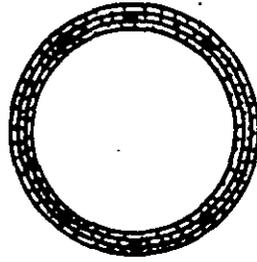
- a) Atarjeas. Son los conductos de menor diámetro en la red. Colocados generalmente por el eje de la calle, reciben directamente las aguas residuales domiciliarias. Las atarjeas dentro de los predios urbanos o industriales reciben el nombre de albañal, su diámetro mínimo es de 20 cm.
- b) Subcolectores. Los subcolectores son tuberías que captan las aguas recolectadas por las atarjeas. Generalmente los subcolectores son de mayor diámetro que las atarjeas, sin embargo, en un principio pueden tener el mismo diámetro.
- c) Colectores. Los colectores captan el agua de los subcolectores y de las atarjeas, por lo cual son de mayor diámetro que el de los subcolectores.

Los colectores o subcolectores reciben convencionalmente el nombre de interceptores cuando son colocados en forma perpendicular a otros conductos de menor diámetro, que vierten en ellos los volúmenes captados en una zona alta y de esta manera, permiten reducir los volúmenes que se captarían en zonas más bajas.

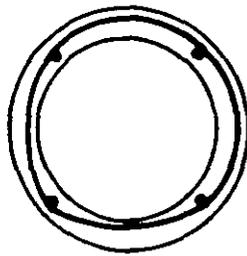
El esquema de un interceptor se puede observar en la Fig. 1.2.



REFUERZO SENCILLO EN
REJILLA CIRCULAR



REFUERZO DOBLE EN REJILLA
CIRCULAR PARA SOPORTAR PRE-
SIONES INTERNAS Y EXTERNAS



REFUERZO EN REJILLA ELIPTICA
PARA PRESION EXTERNA

FIG. I.3 REFUERZO DE ACERO EN TUBERIAS

d) Emisor. El emisor es generalmente el conducto al cual ya no se conectan descargas de aguas residuales ni de aguas pluviales, y tiene como objetivo el conducir los volúmenes de agua captados por todo el sistema de tuberías, que constituye la red de alcantarillado, hasta el lugar donde se tratarán o se verterán las aguas residuales.

1.3.2 Materiales y diámetros comerciales de tuberías

Las tuberías son los conductos que se utilizan como atarjeas, subcolectores, colectores y como emisores cuando los volúmenes no son demasiado grandes. Las tuberías que se utilizan en la actualidad en la construcción de sistemas de alcantarillado se fabrican y venden en forma comercial, es decir, se elaboran bajo condiciones estandar con materiales y diámetros específicos. Entre los factores importantes que hay que tener en cuenta al elegir el material para la construcción de una tubería figuran la resistencia a la corrosión, la resistencia mecánica, la duración, el peso, la impermeabilidad y el costo.

Las tuberías comerciales más usuales, se construyen de los siguientes materiales.

a) Tuberías de concreto simple y concreto reforzado.

Los tubos de concreto se fabrican con una mezcla de cemento Portland (puzolana), un agregado fino que pasa por un tamiz de mallas de 6 mm aproximadamente, un agregado grueso cuyo tamaño depende del espesor del tubo, agua y refuerzos de acero cuando el tubo sea de concreto reforzado.

El método de verter la mezcla, la duración del fraguado y de la maduración o del curado atendiendo la humedad y temperatura en este período, tiene gran influencia en el producto resultante.

En relación a los tubos de concreto reforzado, el refuerzo puede consistir en varillas de acero colocados en anillos individuales o corridos como resorte para absorber los esfuerzos de tensión y que van apoyados en otras varillas longitudinales que, al mismo tiempo que sujetan el refuerzo principal, absorben los esfuerzos longitudinales debidos a cambios de temperatura y a la flexión. Los cortes de tubería para diferentes tipos de armados se muestran en la Fig. 1.3.

Es práctica común que las tuberías que se utilizan en los sistemas de alcantarillado sean de concreto simple o de concreto reforzado.

Los tubos no reforzados o simples de concreto se construyen para diámetros de 15, 20, 25, 30, 38 y 45 cm y se clasifican en dos grupos según las especificaciones de la ASTM y

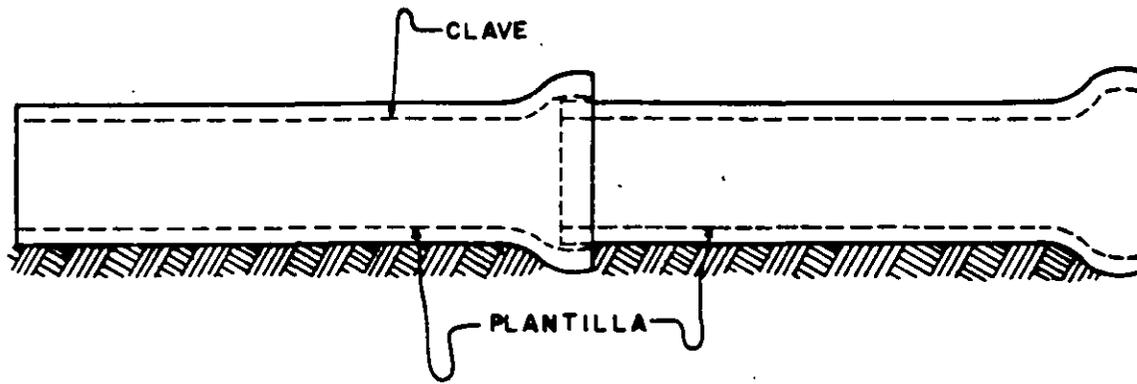


FIG.I.4 UNION MACHO CAMPANA EN TUBERIAS DE CONCRETO SIMPLE

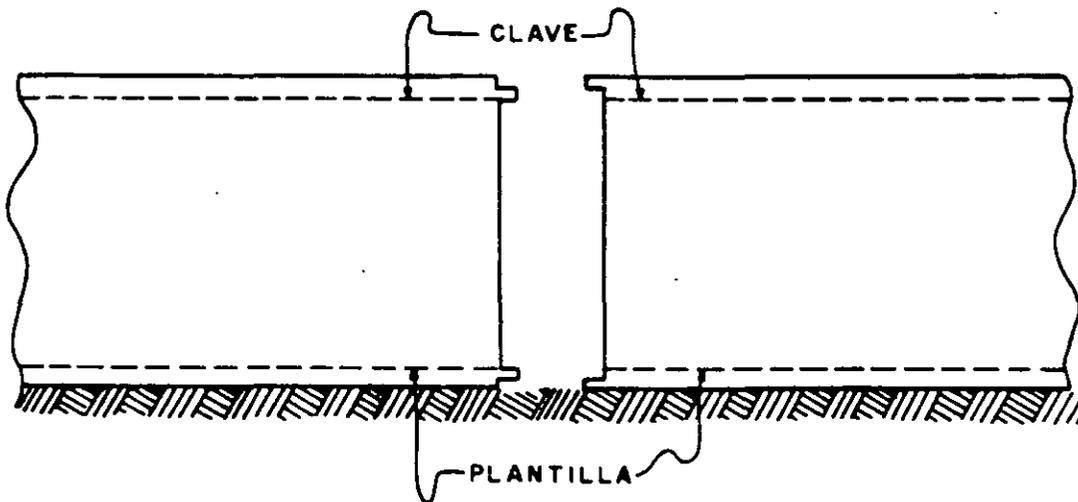


Fig. I.5 UNION EN TUBERIA DE CONCRETO REFORZADO

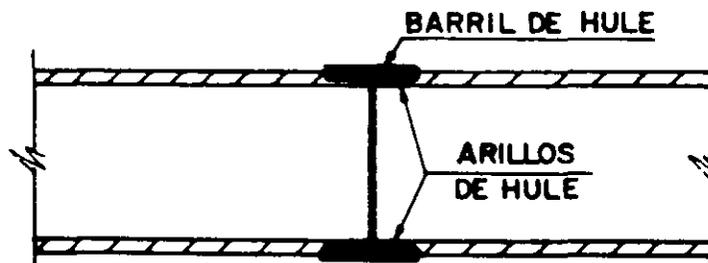


FIG. I.6 UNION EN TUBERIAS DE ASBESTO - CEMENTO

van de acuerdo al tipo de cemento que se emplea en la construcción de la tubería y son los siguientes:

- Resistencia normal: los que emplean cemento Portland-Puzo lana.
- Resistencia extra: los que emplean el cemento del tipo V, que es el cemento Portland de alta resistencia a los sulfatos. En la tabla 1.9 se encuentran los valores para estas clases de tuberías.

La unión que se emplea para tuberías de concreto simple del tipo macho y campana como se ve en la Fig. 1.4.

Las tuberías de concreto reforzado se fabrican para diámetros mayores de 45 cm., es decir, para los siguientes diámetros: 61, 76, 91, 107, 122, 152, 183, 213 y 244 cm. Estas tuberías se fabrican de acuerdo con las especificaciones de la ASTM, y se fabrican en 5 clases diferentes, según su resistencia a la presión y son las siguientes: (Tabla 1.10).

La unión que se emplea para este tipo de tuberías de concreto reforzado es por medio de juntas del tipo espiga y campana como se ve en la Fig. 1.5.

Se hace notar que tanto en las tuberías de concreto simple como en las de concreto reforzado, para su construcción en todos los casos debe cumplir con las exigencias de las especificaciones de la Dirección General de Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado de la SEDUE.

b) Tuberías de Asbesto-Cemento

Estas tuberías están hechas de una mezcla de fibra de asbesto, cemento Portland y sílice trabajados bajo una gran presión. Esta clase de tuberías tiene una gran cantidad de ventajas atribuidas, de las cuales figuran una ligereza en comparación con el concreto, la longitud de las secciones o tramos que permite reducir el número de uniones y mantener una buena alineación, un coeficiente de rugosidad bajo, de aproximadamente 0.011, una gran facilidad para adaptar y cortar, resistencia a la corrosión, y a la facilidad de obtener juntas impermeables mediante un tubo corto o barril en combinación con arillos de hule para cubrir las juntas (ver Fig. 1.6.).

Estas tuberías se construyen en longitudes de 4 m para diámetros de 76 mm (3") hasta 914 mm (36") y en cuatro tipos denominados A-5, A-7, A-10 y A-14; donde los números indican la presión de trabajo en atmósferas.

cimiento de agua o en otros usos dado su resistencia a la corrosión, la ausencia de daños debido al hielo y deshielo del agua en el tubo, su resistencia a la intemperie, su elasticidad y flexibilidad y a su bajo coeficiente de rugosidad lo hacen un material muy solicitado en la actualidad en todo tipo de instalaciones para industrias y edificios.

Ahora bien, las tuberías de asbesto-cemento, barro vitrificado, fierro fundido y plástico son utilizados casi exclusivamente para las instalaciones internas de drenaje de las casas y edificios, sobre todo en las instalaciones industriales cuyas aguas residuales son de tal naturaleza que requieren tuberías que resistan los ataques que pudieran producir las sustancias que son vertidas junto con el agua.

En cambio, las tuberías que se utilizan en los sistemas de alcantarillado generalmente son de concreto simple o concreto reforzado.

1.3.3 Estructuras y obras accesorias

Las estructuras que generalmente se utilizan en un sistema de alcantarillado son las que a continuación se explican:

a) Pozos de visita. Estos pozos tienen la finalidad principal de facilitar la inspección y limpieza de los conductos del sistema, así como de permitir la ventilación de los mismos.

Se instalan en el comienzo de las atarjeas, en cambios de dirección y de pendiente, para permitir la conexión de otras atarjeas o colectores y cuando haya necesidad de cambiar de diámetro. En resumen, entre dos pozos de visita deberán quedar tramos rectos y uniformes de tubería.

La forma del pozo de visita es cilíndrica en la parte inferior y troncónica 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 cual se han hecho canales que prolongan los conductos y encausan las corrientes. Cuenta con un registro de fierro fundido o de concreto armado, permitiendo el acceso a su interior y la salida de gases.

En nuestro medio los pozos de visita se clasifican en comunes y especiales de acuerdo al diámetro de su base. Existen además los pozos para conexiones oblicuas a tuberías de diámetros grandes. También existen otros tipos de estructuras

Se recomienda la utilización de tuberías de asbesto-cemento, cuando la red se necesite instalar en lugares donde el nivel freático es alto y la instalación sea dentro de este nivel, o bien cuando dichas aguas freáticas estén sulfatadas.

c) Tuberías de barro vitrificado o vidriado

La arcilla para la fabricación de estos tubos se extrae del subsuelo o de bancos superficiales, después de un proceso de trituración la arcilla molida se amasa con agua para formar una masa suficientemente consistente sin escurrir ni resquebrajarse. A continuación se llenan los moldes de la prensa con esta pasta, se comprime la arcilla en un espacio anular para formar el tubo que posteriormente es llevado a un local de secado. El cocido se hace elevando la temperatura, a 5 ó más fases, de unos 1,100 a 1,200°C, durante un periodo de 10 días. Finalmente para completar el proceso, continúa la aplicación de cloruro de calcio a la tubería dentro del horno para formar el vidrio en su superficie, formación que resulta de la combinación química del sodio con el sílice fundido.

Las secciones más comunes que se fabrican con este material son de 10.2 cm a 91.40 cm de diámetro interior y un espesor de pared de 1.3 a 7.0 cm, nominal respectivamente. El barro vitrificado satisface la mayor parte de los requisitos de un material ideal, salvo lo que se refiere a la resistencia estructural, peso, la disponibilidad y el costo que depende de condiciones locales. Sin embargo, siglos de existencia han mostrado su duración, al parecer indefinida, su resistencia a la corrosión y a la erosión por su bajo coeficiente de rugosidad y con la facilidad con que se encuentra su materia prima.

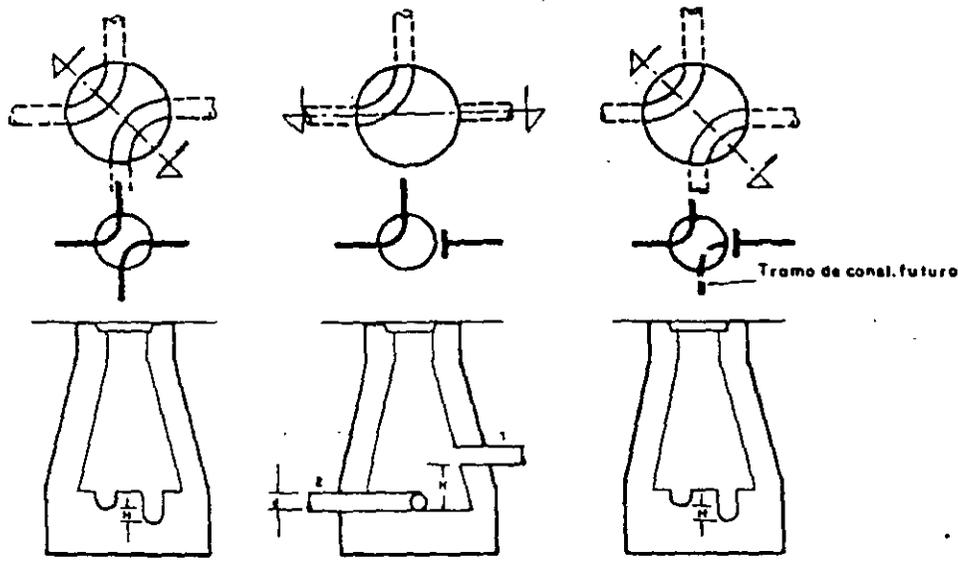
d) Tuberías de fierro fundido

Esta clase de tuberías se usan donde las cargas externas son fuertes y se necesita de una impermeabilidad absoluta, aunque las tuberías de las atarjeas no suelen estar sometidas a una presión alta, sin embargo deben ser tan fuertes para resistir la acción corrosiva de las aguas residuales.

Estas tuberías se fabrican en tramos de longitud de 3.60 m y sus diámetros varían de 7.5 cm (3") a 210cm (84") en cuatro clases distintas según la presión que soporten.

e) Tuberías de plástico (policloruro de vinilo (PVC))

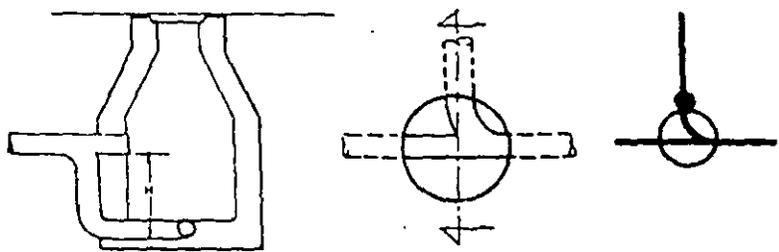
Las tuberías de PVC, se utilizan en las bajadas de aguas negras en edificios, su utilización mayor es en el abaste-



H= no debe ser mayor de 0.40m.

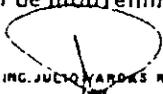
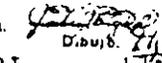
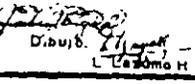
H= no debe ser menor de d. 1 más alto que 2

Pozo para cabeza provisional. Se hace med la caña, H= no mayor de 0.40 m.

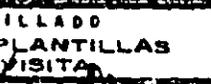


Pozo con caída adosada H, no mayor de 2.00m. Caídas menores de 0.50m. se construirán directas al pozo.

NOTA - La disposición indicada para los plantillas de las tuberías, tiene por objeto permitir el acceso de los equipos de limpieza y facilitar las maniobras al personal de mantenimiento.

Acludizo: 
 Reviso: 
 ING. JULIO HARDES R.
 ING. LAZARO REYNOSO T.
 Dibujó: 
 L. GÓMEZ H.

Este plano anula y sustituye al V.C.968 de Sept 1980

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	
DISPOSICION DE PLANTILLAS EN POZOS DE VISITA	
CONFIRMO:	
DIRECTOR GENERAL:	
México, D.F. Junio de 1977	V.C. 1984

cuya función es similar a los pozos de visita, y se utilizan en el caso de tuberías de grandes diámetros, estas estructuras generalmente son de forma rectangular y reciben el nombre de "Pozos caja" de visita.

Pozos de visita común. Se utilizan para tuberías de 20 cm a 61 cm de diámetro siendo su base de 1.20 m de diámetro interior como mínimo para permitir el manejo de las barras de limpieza (ver Fig. 1.7).

Pozos de visita especial. Se utilizan para tuberías de 76 cm a 107 cm de diámetro siendo el diámetro interior de su base de 1.50 como mínimo. En tuberías de 122 cm de diámetro o mayores también se utilizan pozos de visita especiales, pero con un diámetro interior de 2.0 m (ver Fig. 1.8).

La parte superior de los pozos, tanto comunes como especiales debe ser de 60 cm de diámetro, la profundidad del pozo es variable de acuerdo al caso y al diámetro de tuberías que lo cruza.

Pozos para conexiones oblicuas. Son idénticos en forma de dimensiones a los comunes y su empleo se hace necesario, atendiendo a factores económicos, en la conexión de un conducto de hasta 61 cm de diámetro en un colector o subcolector cuyo diámetro sea igual o mayor de 122 cm (ver Fig. 1.9). El empleo de esta clase de pozos evita la construcción de una caja de visita sobre el colector, que es mucho más costosa que el pozo para conexión oblicua.

Pozos caja de visita. Se construyen para tuberías de 152 cm o mayores. Estas estructuras las constituye el conjunto de una caja de concreto reforzado y una chimenea de tabique idéntica a la de los pozos de visita común (ver Fig. 1.10).

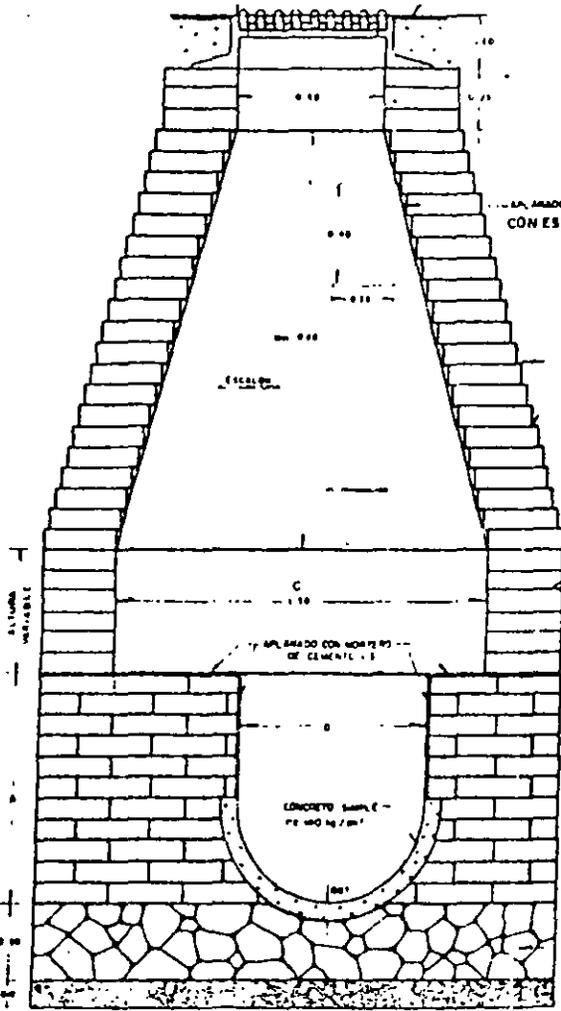
La separación máxima entre dos pozos de visita, en tramos rectos y de pendiente uniforme será:

Diámetro de tubería	Separación máxima entre pozos o cajas de visita
---De 20 cm a 61 cm	125.0 m \pm 10% = 135.0 m
---De 76 cm a 122 cm	150.0 m \pm 10% = 165.0 m
---De 152 cm a 244 cm	175.0 m \pm 10% = 200.0 m

b) **Pozos de caída.** 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. Los pozos de caída son verdaderos pozos de visita en los que admite la entrada de agua en la parte superior del pozo y permite el cambio brusco de nivel por medio de una caída, sea libre o conducida -

BASAL DE PUPO FUNDADO DE CONCRETO

ALMENDRADO



CORTE A-A

ALMENDRADO CON MORTERO DE CEMENTO 1:3 CON ESPESOR MINIMO DE 1 cm

TABIQUE JUNTEADO CON MORTERO DE CEMENTO 1:3

MURO DE TABIQUE DE 25 CM

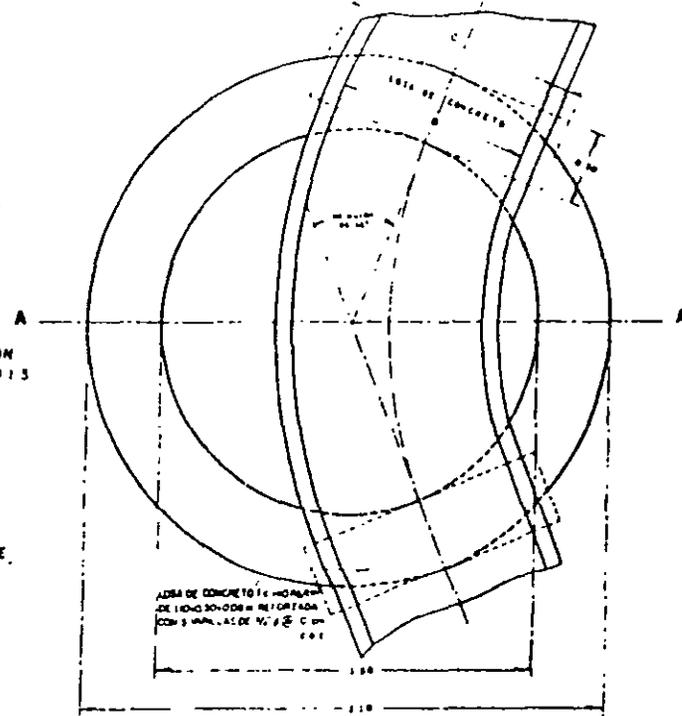
ALMENDRADO CON MORTERO DE CEMENTO 1:3

CONCRETO SIMPLE 200 kg/m³

MORTERA JUNTEADA CON MORTERO DE CEMENTO 1:3

CANAL DE PEGAJERA DE TABIQUE O TEZONTE

NOTA - COTACIONES EN METROS



PLANTA

DIAMETRO (m)	A (m)	PROF. MINIMA (m)	C (m)	E (m)
0.75	0.91	2.45	1.10	1.75
0.91	1.07	2.35	1.30	1.95
1.07	1.24	2.50	1.50	2.15

ALCANTARILLADO - POZO DE VISITA ESPECIAL
DEFLEXIONES HASTA 45°
DIAMETROS: 75 y 107 cm

JULIO DE 1988

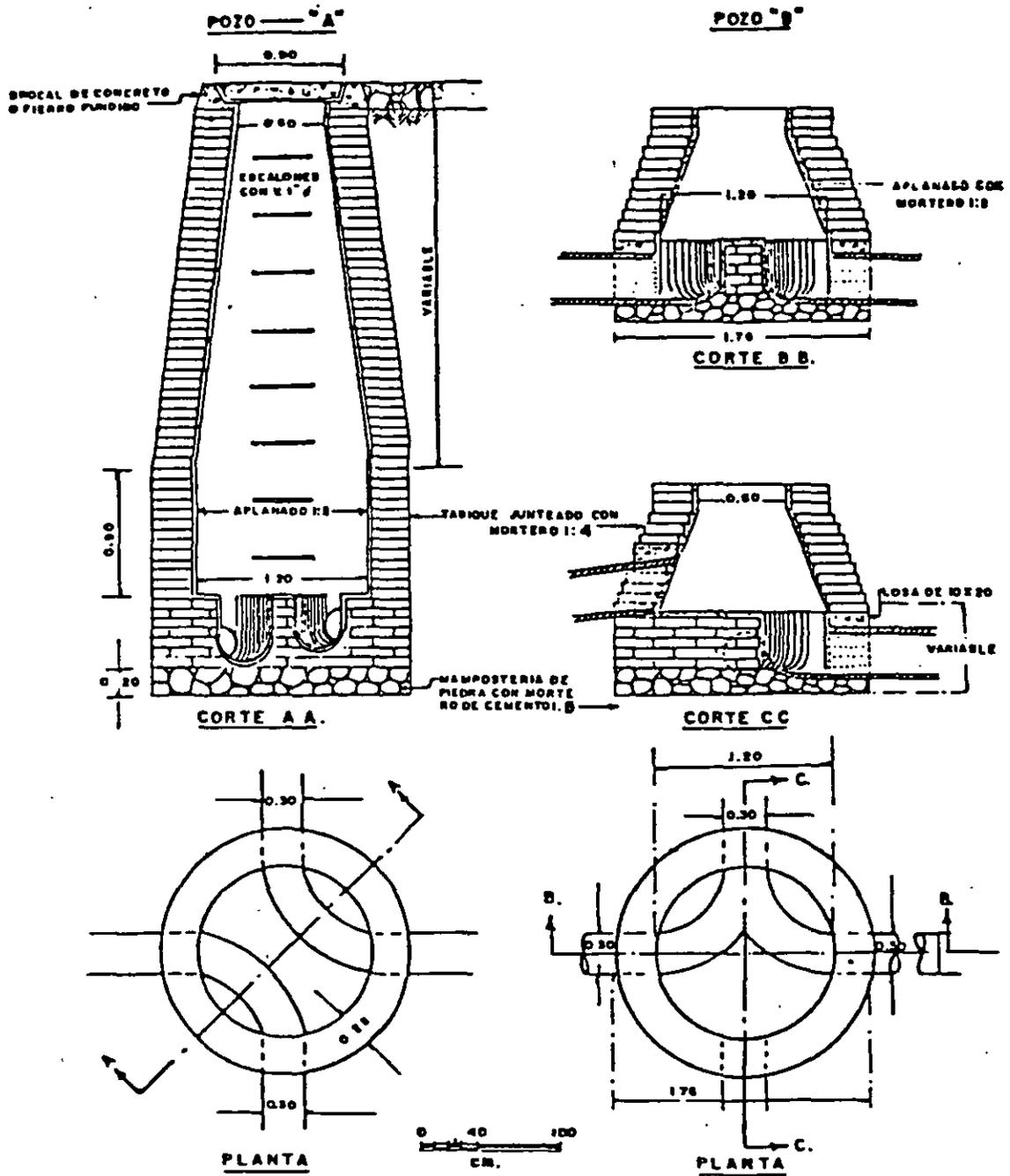
Autor: *[Signature]*
 Revisor: *[Signature]*
 Fecha: *[Date]*
 Lugar: *[Location]*

REVISO *[Signature]*
ING. JULIO VARGAS R.
JUNIO DE 1971

Este plano anula y sustituye
al VC 1115

107 107 107

V.C. 1988



NOTA:

El pozo tipo "A" se usará para profundidades mayores de 2.50m.

El pozo tipo "B" se usará para profundidades menores de 2.50m. y mayores e iguales a 1.10m.

Fig I. 7

Pozo de visita común

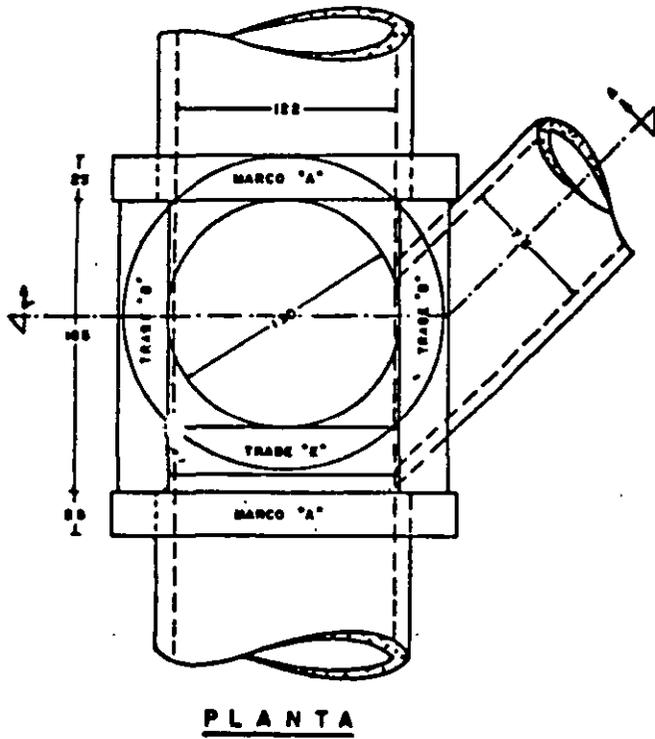
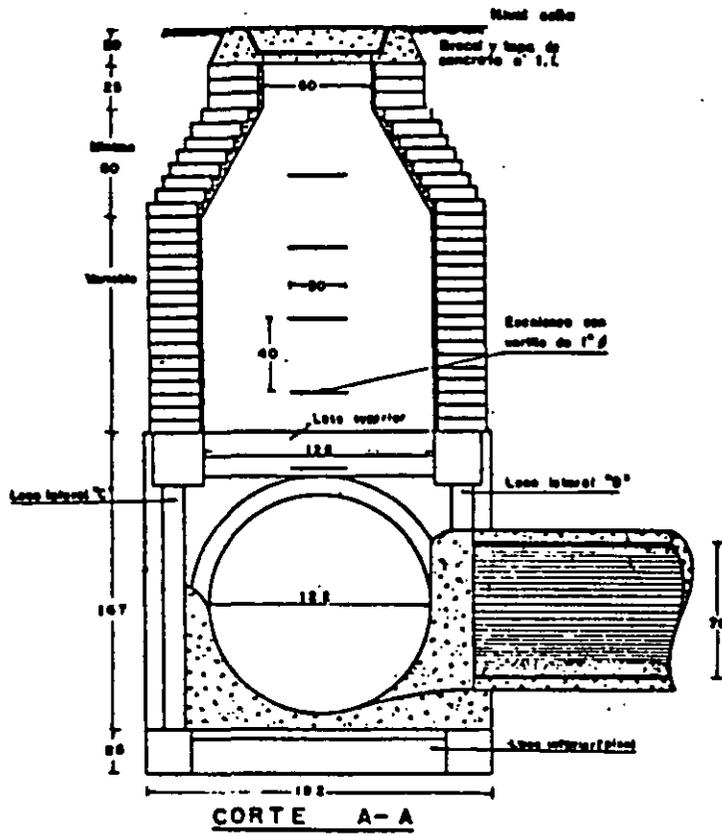
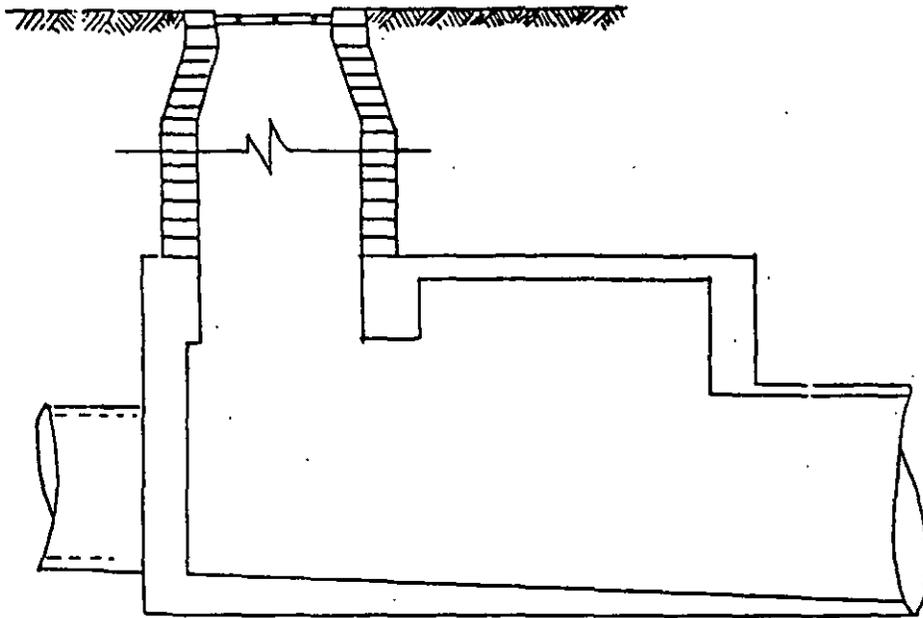
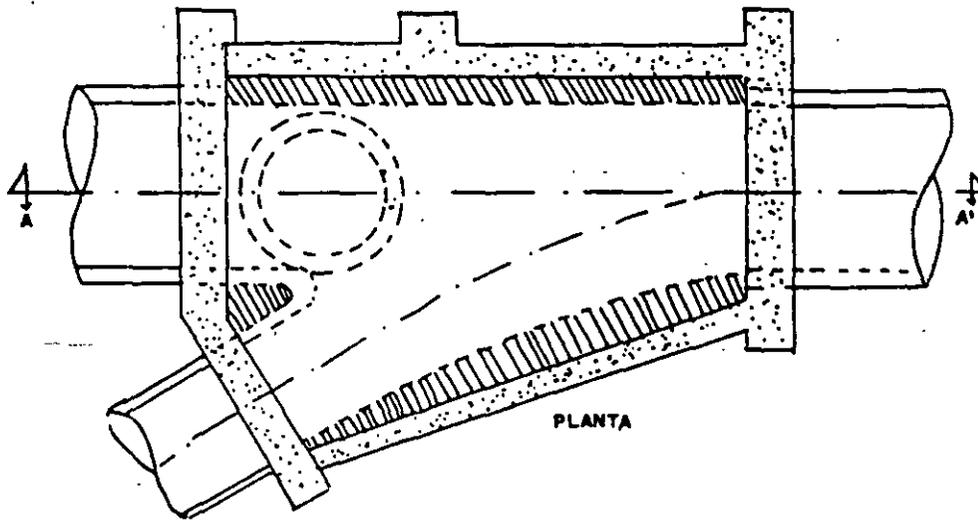


FIG. I.10
POZO CAJA DE VISITA



CORTE A-A'



PLANTA

FIG. I.14
POZO Y CAJA DE UNION

por un tubo. Se instalan entre tramos en los que por efecto de la topografía los tubos tendrían pendientes muy fuertes que ocasionarían velocidades más altas que las permitidas y gastos de excavación excesivos que harían muy costosa la obra, también cuando los colectores queden profundos y los subcolectores y atarjeas se localicen en un plano superior. Con estos pozos se logra conducir los tramos que unen.

Atendiendo el diámetro de las tuberías a las cuales sirven los pozos de caída se clasifican en:

- Pozos con caída adosada.
Son pozos de visita comunes a los cuales lateralmente se les construye una estructura menor y permiten la caída en tuberías de 20 y 25 cm de diámetro (ver Fig. 1.11), con un desnivel hasta de 2.00 m.
- Pozos de caída.
Son pozos de visita, comunes y especiales, a los cuales en el interior de la caja se les construye una pantalla que funciona como deflector de 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 Fig. 1.12)
- Estructuras de caída escalonada.
Son pozos caja con caída escalonada cuya variación es de 50 en 50 cm hasta llegar a 2.50 m como máximo, 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 la menor elevación de plantilla. Se emplean en tuberías con diámetros de 91 cm a 244 cm (ver Fig. 1.13).
- Pozos y cajas de unión
Estas estructuras se emplean para hacer la unión y cambio de dirección horizontal entre subcolectores y colectores con diámetros iguales o mayores de 76 cm. Las constituye en términos generales, el conjunto de una caja y una chimenea de tabique idéntica a la de los pozos de visita; las secciones transversales, horizontal y vertical de la caja son de forma trapecial y rectangular respectivamente, con muros verticales que pueden ser de mampostería, de tabique o piedra o bien de concreto simple o reforzado. El piso y el techo son de concreto reforzado, y la chimenea que se corona al nivel de la superficie del terreno con un brocal y su tapa, ya sean de fierro fundido o concreto reforzado (Fig. 1.14).

pués de cruzar el obstáculo, el nivel que tenía anteriormente. Fig. 1.17.

A este tramo de la conducción se le denomina "sifón invertido", llamándosele así por quedar colocado en posición inversa a la de un sifón verdadero. Una denominación más correcta para este tipo de conductos es la de atarjeas deprimidas, sin embargo, se ha generalizado más el término "sifón invertido".

Las tuberías que conforman el sifón trabajan completamente llenas y en consecuencia a presión, dado que se encuentran en un nivel inferior al del gradiente hidráulico.

El peligro de taponamiento en un sifón invertido por basura o cualquier otro elemento sólido voluminoso que sea conducido por las aguas residuales es mayor que en las atarjeas ordinarias, asimismo las obstrucciones son más difíciles de remover que en una atarjea ordinaria. Por ello, en el diseño se deben tomar cuidados especiales para evitar la formación de estas obstrucciones, lo cual generalmente se logra diseñando los conductos para que trabajen a velocidades altas.

Los sifones invertidos deben lavarse con frecuencia con agua a gran velocidad y se deben inspeccionar regularmente con objeto de remover cualquier obstrucción incipiente que se presente.

Cruces elevados

Cuando por necesidad de un trazo se tiene que cruzar una depresión profunda como es el caso de algunos cañones o barrancas de poca anchura, generalmente ésto se logra por medio de una estructura que soporta la tubería.

La estructura por construir puede ser un puente ligero que puede ser de acero, de concreto o de madera, según sea el caso Fig. 1.18.

No obstante es posible aprovechar para cruzar tales depresiones, estructuras ya existentes como es el caso de los puentes carreteros o ferroviarios.

Sin embargo, no es aconsejable colocar la tubería sobre el piso de un puente carretero porque existe el peligro de que las juntas de los tubos presenten escapes después de estar expuestos a las vibraciones que originan el paso de los diversos vehículos que transitan por el puente.

Estructuras de vertido

Las aguas que se recolectan en una red de alcantarillado es tán contaminadas, necesitándose de un estudio profundo para fijar el sitio donde se ubicará la planta de tratamiento to mando en cuenta el grado de contaminación y el caudal de aguas por eliminar, o bien, proyectar la estructura de descarga que liga la salida de la planta de tratamiento con el sitio de vertido.

La estructura de descarga consiste en la obra de ingeniería que permite el vertido final de las aguas tratadas en el cuerpo receptor.

En términos generales las estructuras de descarga pueden verter las aguas a la presión atmosférica o en forma sumergida y aún cuando prácticamente cada estructura hay que diseñarla en forma especial en función de las condiciones del problema particular, pueden considerarse dos tipos generales de estructura para las descargas a la presión atmosférica, una para las emisiones entubadas y otra para los de superficie libre o canales.

Cuando el emisor está entubado, para poder verter o descargar sus aguas en una corriente receptora que tenga cierta velocidad y dirección, se requiere el empleo de una estructura que permita el cambio de dirección del flujo del emisor para facilitar la descarga del tubo a la corriente. Para ello se emplean estructuras especiales de descarga que generalmente son de sección rectangular, recomendándose que su eje forme un ángulo de 45° con el eje de la corriente receptora, medidos en dirección aguas arriba Figs. 1.15 (a) y (b).

Cuando el emisor sea un canal a cielo abierto, la estructura de descarga consistirá simplemente en la ampliación gradual de su sección, conservando los mismos taludes en los bordos, hasta conseguir la igualdad de velocidades de escurrimiento entre el emisor y la corriente receptora. Fig. 1.16.

1.3.4. Sifones invertidos

En ocasiones, a lo largo del trazo de una línea de tubería se presentan obstáculos como arroyos, ríos, vías de comunicación, etc. Estas obstrucciones generalmente se salvan pasando la línea de conducción por debajo de los elementos obstaculizantes por medio de cambios de dirección verticales, de tal manera que la tubería vuelva a alcanzar, des-

Lo más recomendable en este caso es colocar la tubería suspendida bajo el puente con soportes adecuados. En esta forma se evitan casi totalmente las vibraciones mencionadas.

1.3.5 Estaciones de bombeo para aguas residuales

Una estación de bombeo para aguas residuales consiste en una obra de ingeniería con instalaciones especiales para recibir un cierto volumen de aguas residuales para que se concentre en ella y que mediante un equipo de bombeo se lleve a una cierta altura por encima del nivel donde se localiza la estación. Generalmente se requiere proyectar una estación de bombeo en cualquiera de los casos siguientes:

- a) Cuando se debe dar una cierta carga hidráulica a las aguas residuales a fin de que puedan manejarse adecuadamente en una planta de tratamiento.
- b) Cuando las cotas topográficas del área por servir son más bajas que la corriente natural de drenaje o que el colector existente o de proyecto.
- c) Cuando no es posible drenar por gravedad el área por servir, hacia el colector principal, porque dicha área se encuentra fuera de los parteaguas de la zona que drena el colector.
- d) Cuando los costos de construcción sean muy elevados debido a las profundidades a las que habría que instalar los colectores o el emisor a fin de que trabajaran por gravedad.

No obstante lo anterior, por razones económicas debe procurarse, siempre que sea posible, evitar la construcción de este tipo de obras, estudiando cuidadosamente el sistema de alcantarillado en proyecto a fin de que las aguas residuales escurran por gravedad.

1.3.6 Plantas de tratamiento para aguas residuales

Todas las aguas residuales, salvo raras excepciones, deben finalmente descargarse dentro de las corrientes o cuerpos de agua que constituyen los canales naturales de drenaje de una región, por lo tanto, es indispensable que los múltiples materiales de desecho que dichas aguas contienen sean removidos de ellas o estabilizados, con el objeto de evitar o disminuir los perjuicios que pueden ocasionar en forma directa o indirecta.

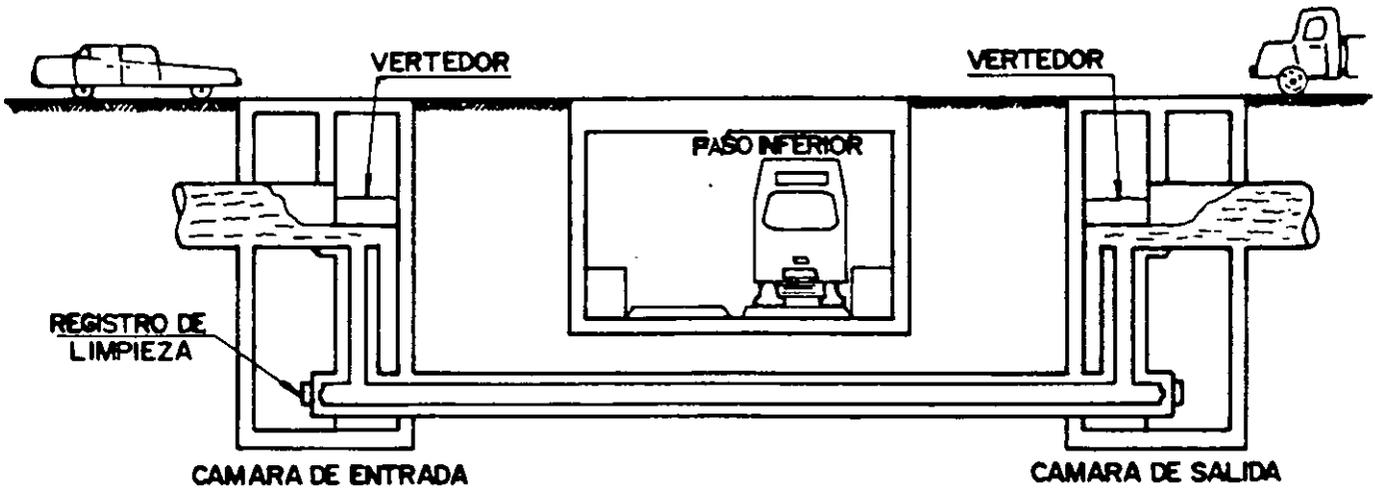


FIG.I.17 SIFON INVERTIDO EN UNA LINEA DE CONDUCCION

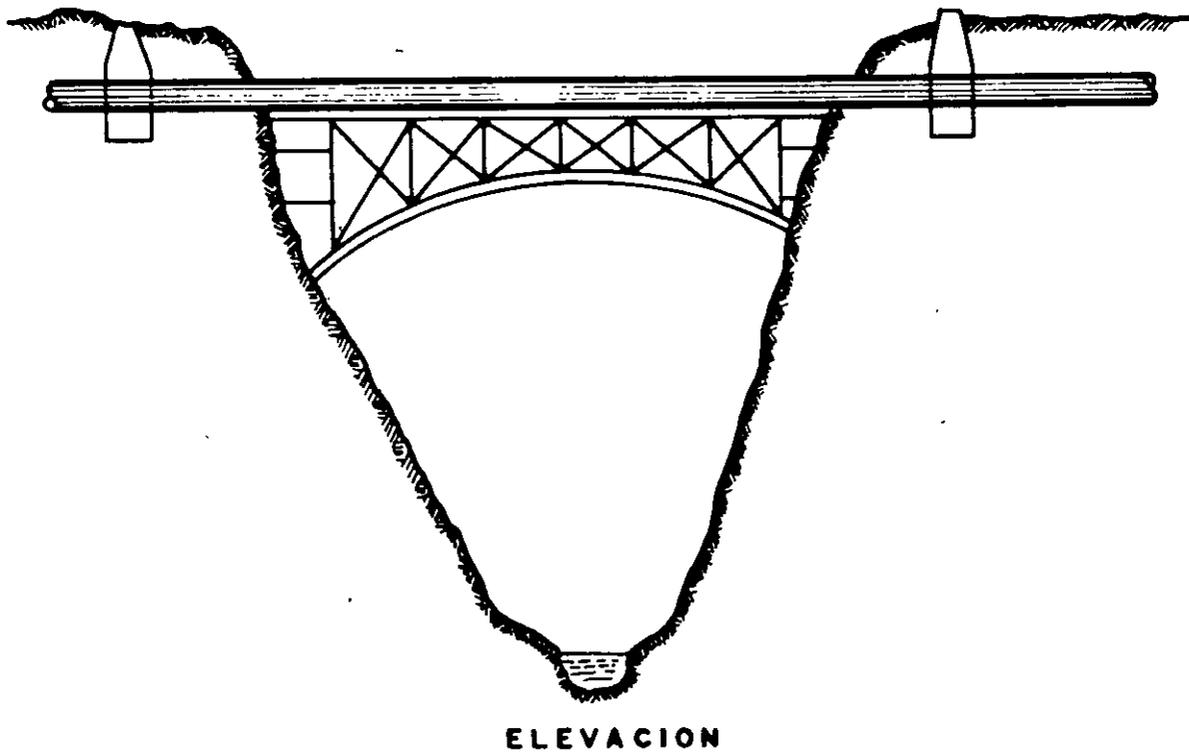


FIG. I.18 ESTRUCTURA PARA CRUCE ELEVADO

2.1.3 Patrones o modelos de configuración de los sistemas de alcantarillado.

Se denomina patrón o configuración de un sistema de alcantarillado al trazo de las principales tuberías, dependiendo fundamentalmente de la topografía dominante, de él o los sitios de vertido, de la disposición final de las aguas residuales y a la organización en el trazo dominante de las calles principales de la población.

Los patrones más usuales se pueden agrupar en las siguientes clasificaciones:

- a) Perpendicular. En el caso de una comunidad a lo largo de una corriente con el terreno inclinándose suavemente hacia ella, la mejor forma de conducir las aguas residuales se logra colocando tuberías perpendiculares a la corriente y que descarguen a un solo colector cercano a la corriente. (ver Fig. 11.1).

Este modelo se utiliza para buscar la trayectoria más corta hacia los canales superficiales existentes o hacia los colectores. Se utiliza principalmente para alcantarillado pluvial.

- b) Radial. En este modelo (Fig. 11.2), las aguas residuales fluyen hacia afuera desde la zona central de la localidad hacia las tuberías principales. Las líneas son relativamente pequeñas pero puede multiplicarse el número de obras de tratamiento.
- c) Interceptores. Este tipo de modelo se emplea para recolectar aguas residuales o pluviales en zonas con curvas de nivel más o menos paralelas, sin grandes desniveles y cuyas tuberías principales se prestan para interceptarse por una tubería mayor que es la encargada de transportar las aguas residuales hasta la planta de tratamiento (Fig. 11.3).
- d) Abanico. Cuando la localidad se encuentra ubicada en un valle se pueden utilizar líneas convergentes hacia una tubería principal localizada en el interior de la localidad originando una sola tubería de descarga. A este tipo de modelo se le conoce como abanico (Fig. 11.4).

2.1.4 Modelos de configuración de atarjeas.

Elegido el patrón o plan general que se considere más adecuado para la zona en estudio, el paso siguiente es trazar el sistema de atarjeas o tuberías que colectarán las descargas de cada domicilio. En nuestro medio el trazo de atarjeas generalmente se realiza coincidiendo con el eje

completo de alcantarillado. Las obras que integran los sistemas de alcantarillado son:

- Obras de captación: Tiene como fin captar directamente el agua residual de las fuentes de emisión o el agua pluvial que escurre por las calles.
- Obras de conducción: Su finalidad es conducir las aguas captadas al lugar de su tratamiento.
- Obras de tratamiento: Son las obras que se utilizan para el tratamiento del agua residual por medios físicos, químicos y biológicos, en forma rápida y controlada.
- Obras de descarga o disposición final. Son las obras que tienen como función, disponer de las aguas residuales.

2.1.2 Definición del tipo de Sistema.

Para recolectar y disponer de las aguas residuales o pluviales de una población, básicamente se han adoptado los siguientes sistemas:

a) Sistema separado.

En este tipo de sistema la red se proyecta para recoger y conducir solamente las aguas residuales que produce una población, o bien se proyecta sólo para conducir y desalojar las aguas de lluvia. Es decir, existen dos redes de tuberías para desalojar tanto las aguas residuales como las aguas pluviales en forma separada.

b) Sistema combinado.

En este caso el sistema se proyecta para recoger y conducir conjuntamente tanto las aguas residuales (domésticas, industriales, comerciales, etc.) como las aguas pluviales. Para esta solución los conductos resultan sobrados cuando transportan sólo aguas residuales. Es útil cuando existe poco espacio para ubicar dos redes con otros conductos subterráneos como gas, agua potable, teléfono, oleoductos y otros.

c) Sistema semicombinado.

Este tipo de sistema se proyecta para recoger y conducir las aguas residuales y sólo la parte de las aguas de lluvia que se captan en las azoteas de las casas.

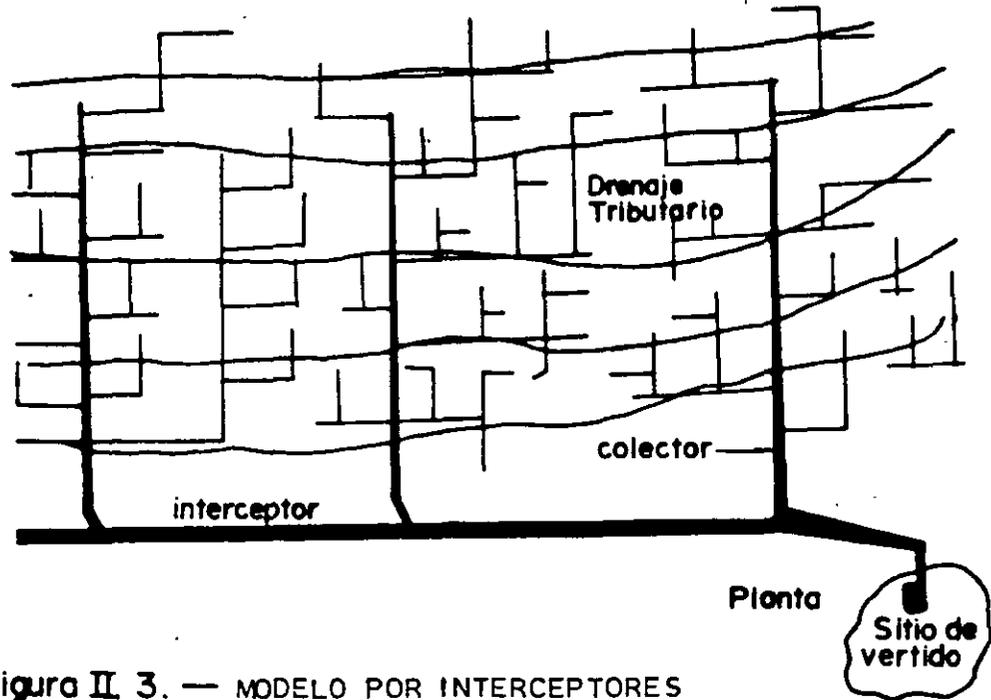


Figura II 3. — MODELO POR INTERCEPTORES

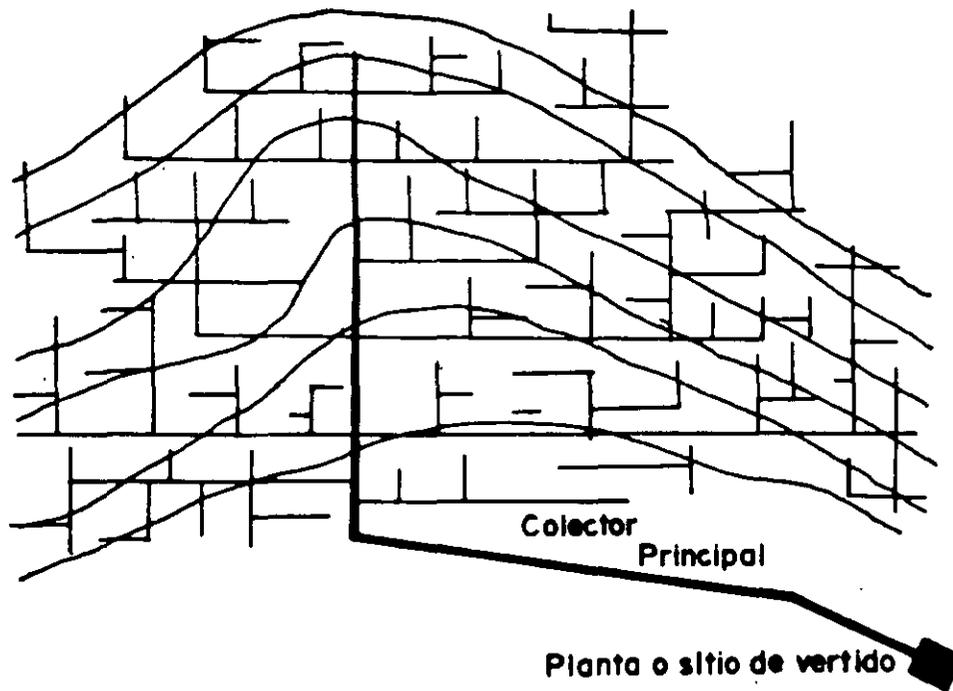


Fig.II. 4. — MODELO EN ABANICO

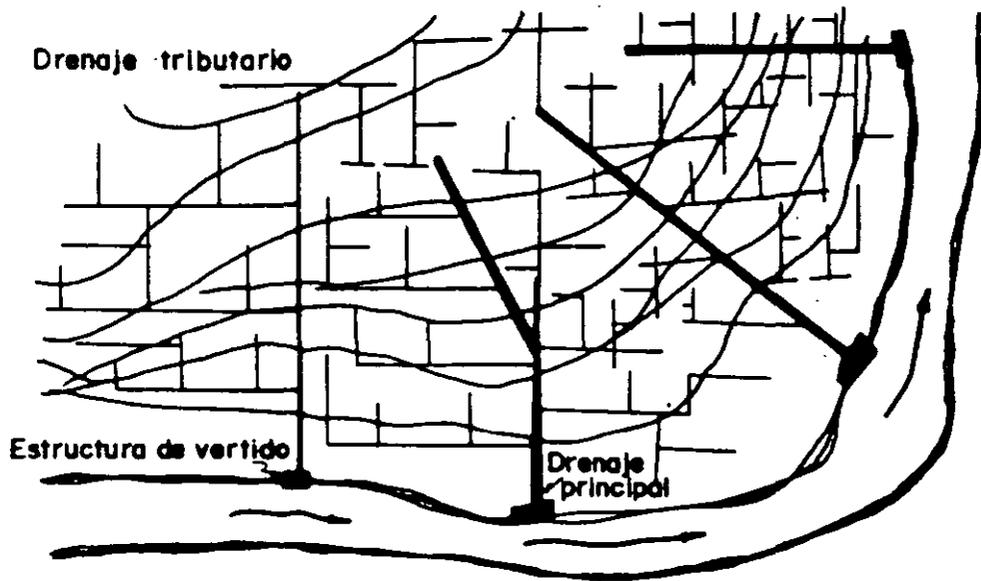


Figura II.1. — Modelo perpendicular.

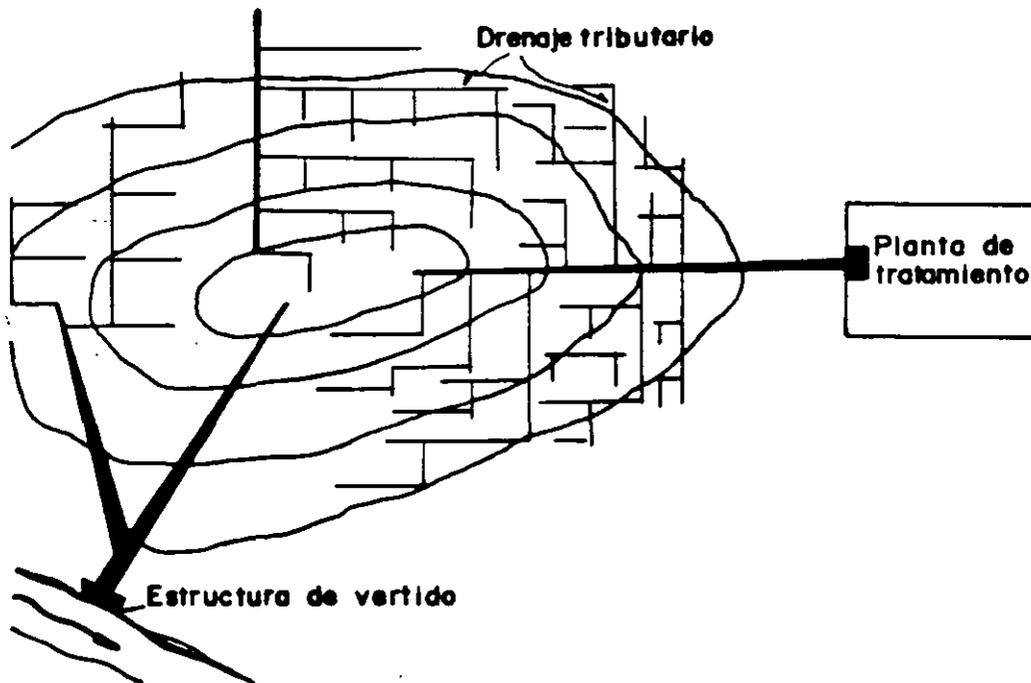


Figura II. 2. — Modelo radial.

a) Trazo en bayoneta

Se denomina así al trazo que iniciando en una "cabeza de atarjea" tiene un desarrollo en zig-zag o en "escalera" como se observa en la Fig. 11.5 con deflexión horizontal o caída vertical en cada cruceo de calle o en cada pozo de visita hasta su entronque con el subcolector o colector donde haga su aportación.

La utilización de este tipo de trazo tiene grandes ventajas, como evitar el uso de muchas cabezas de atarjeas, permitir un mayor desarrollo de las atarjeas para facilitar que los conductos adquieran un régimen hidráulico establecido gradualmente, desde gastos mínimos a gastos máximos para pasar a otra atarjea de mayor diámetro, logrando con ello aprovechar plenamente la capacidad de cada uno de los conductos. Sin embargo, la dificultad que existe en su utilización es que el trazo requiere de terrenos con pendientes más o menos estables y definidas sin elevaciones, contrapendientes o sinuosidades profundas.

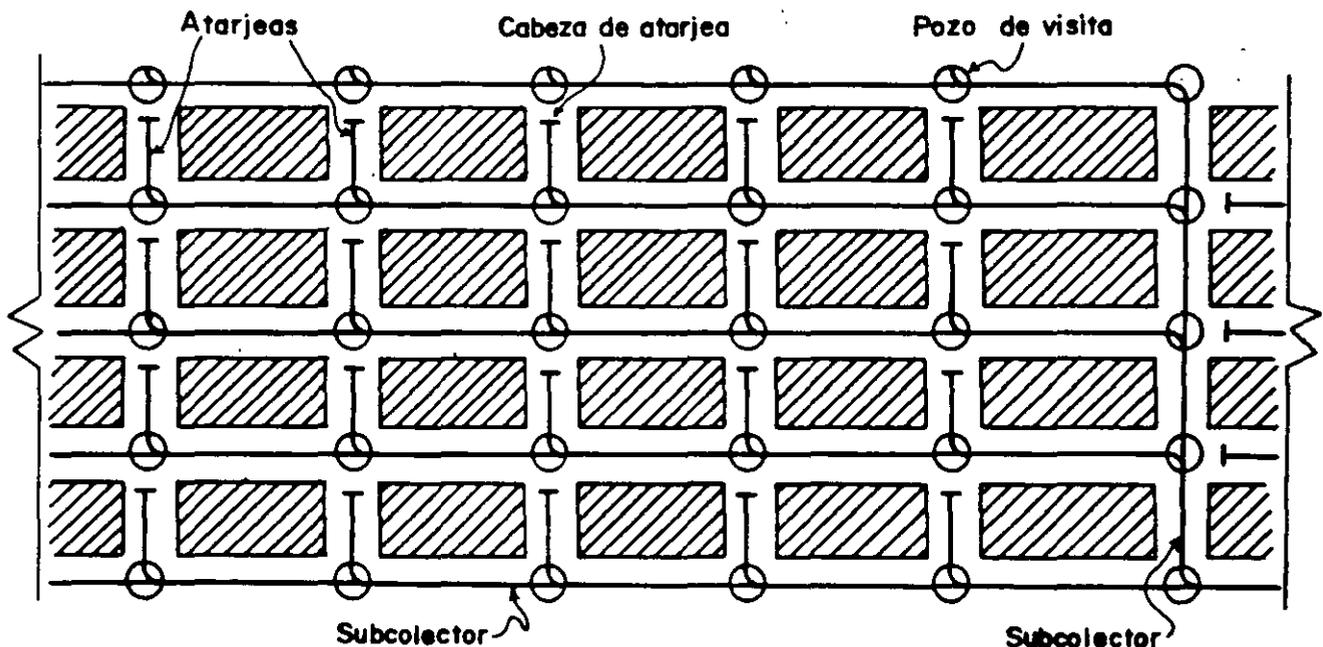


Fig.II. 6. — Trazo de la red de atarjeas en peine.

longitudinal de cada calle. Cuando las calles no estén bien definidas o alineadas, deberá procurarse que la atarjea quede a igual distancia de cada domicilio, pero evitando cambios de dirección en distancias cortas pues ello obliga a que en cada cambio de dirección se construya un pozo de visita lo cual incrementa el costo de construcción del sistema además de que hidráulicamente es inconveniente por las constantes pérdidas de energía que se ocasionan.

En nuestro medio los trazos más usuales de atarjeas se pueden agrupar en forma general en los siguientes tipos:

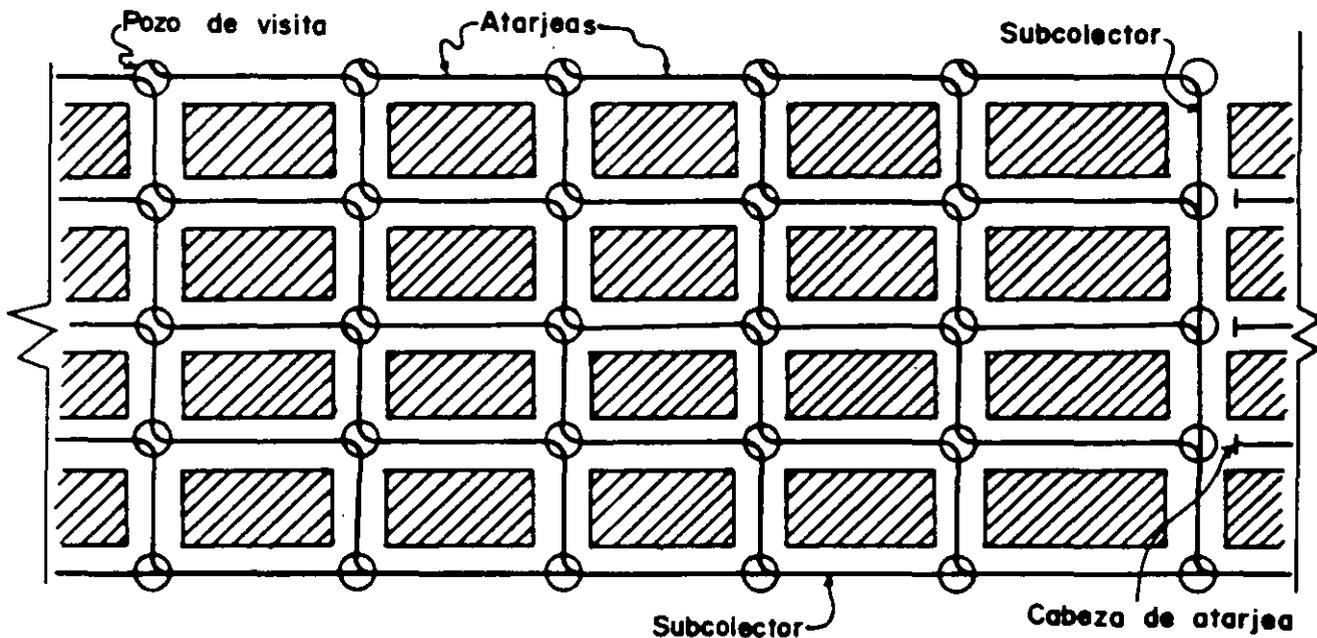


Fig.II. 5 — Trazo de la red de atarjeas en bayoneta.

cárcamos de bombeo y sifones invertidos. Fig. 1.17

Aunque cada tipo de construcción tiene ventajas y desventajas particulares respecto a su uso, el modelo en bayoneta mantiene cierta superioridad sobre otros modelos de trazo, en lo que se refiere al aprovechamiento de la capacidad de las tuberías. Sin embargo, éste no es el único punto que se considera en la elección del tipo de trazo, pues éste depende fundamentalmente de las condiciones topográficas del sitio en estudio.

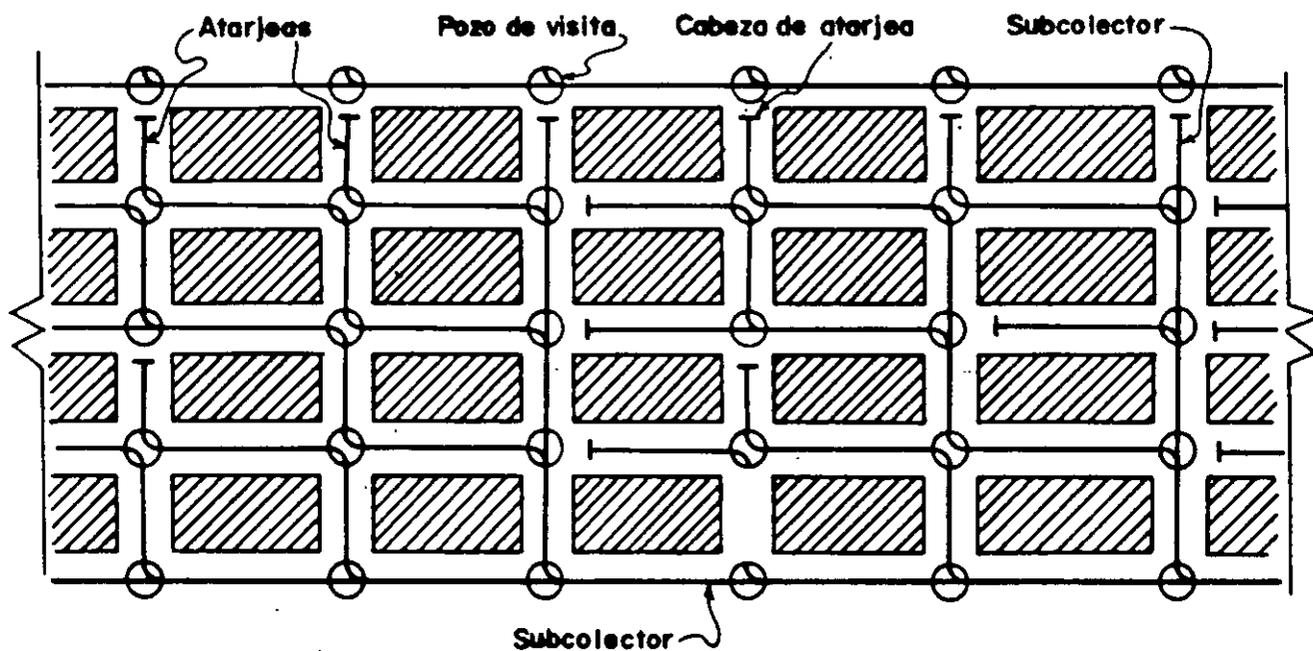


Fig.II.7. — TRAZO DE LA RED DE ATARJEAS COMBINADO

b) Trazo en peine

Es el trazo que se forma cuando existen varias atarjeas con tendencia al paralelismo, aunque ésto no es necesario, empiezan su desarrollo en una cabeza de atarjea, descargando su contenido en una tubería común de mayor diámetro perpendicular a ellas, misma que a su vez descarga en otro conducto mayor. fig. 11.6.

Algunas ventajas y desventajas que se obtienen con el uso de este tipo de trazo son las siguientes:

Ventajas:

- Se garantizan aportaciones rápidas y directas de las atarjeas iniciales a los subcolectores o colectores, permitiendo que se establezca de inmediato en ellos un régimen hidráulico creciente del gasto mínimo al gasto máximo, hasta llegar a la capacidad máxima de diseño para pasar entonces a otro conducto mayor. Con esto generalmente se logra un mayor aprovechamiento de la capacidad de las tuberías.
- Se tiene una amplia gama de valores para las pendientes de las atarjeas iniciales, lo cual resulta útil en el diseño.

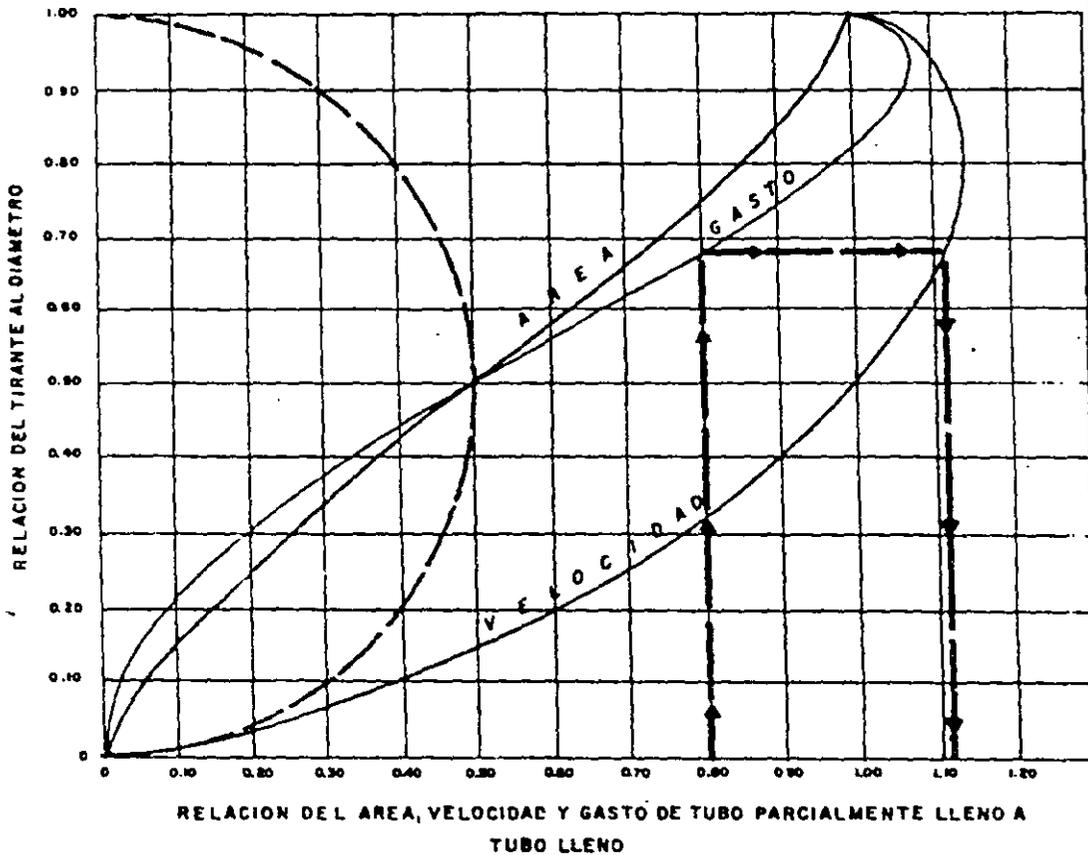
Desventajas:

- Debido al corto desarrollo que generalmente tienen las atarjeas iniciales antes de descargar a un conducto mayor, en la mayoría de los casos aquéllas trabajan por abajo de su capacidad, ocasionando que se desaproveche parte de dicha capacidad.
- En muchas ocasiones, como las atarjeas iniciales van poco profundas, a fin de que puedan descargar al conducto perpendicular común de diámetro mayor se requiere de gran cantidad de pozos con caída adosada, para cada una de estas atarjeas, lo cual obviamente eleva el costo de la construcción.

c) Trazo combinado

El trazo combinado es precisamente una combinación de los dos trazos vistos anteriormente y aún más, de trazos no definidos obligados por los accidentes topográficos, existiendo en este caso un gran número de cambios de dirección tanto verticales como horizontales que requieren de estructuras diversas, en especial de pozos y registros, así como de

ELEMENTOS HIDRAULICOS DE LA SECCION CIRCULAR



Ejemplo Si a tubo lleno se tiene $Q=425$ l.p.s. y $V=2.14$ m/seg., obtener la velocidad para $Q=340$ l.p.s., sin variar la pendiente.
 El porcentaje respecto al tubo lleno es $\frac{340}{425} = 80\%$, entrando a la gráfica se obtiene el porcentaje respecto a la sección lleno de 1.125 que multiplicado por 2.14 da $V=1.125 \times 2.14 = 2.41$ m./s.

ESTE PLANO ANULA Y SUSTITUYE AL V.C.505

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS	
SUBSECRETARIA DE BIENES MUEBLES Y OBRAS URBANAS	
DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO	
SUBDIRECCION DE PROYECTOS	
ACANTARILLADO	
GRAFICA DE ELEMENTOS HIDRAULICOS	
SECCION CIRCULAR	
ELABORADO:	REVISADO:
EMPLOYADO:	EMPLOYADO:
México, D.F. Junio de 1977	V.C.1977

Firma:
 ING. HERMILIO DE J. CAMARA

Revisó:
 ING. LAURA REYNOLD

PENDIENTES MAXIMAS Y MINIMAS

PARA TUBERIAS DE UNA RED DE ALCANTARILLADO EN CASOS NORMALES

DIAMETRO NOMINAL EN CM.	CALCULADAS				PENDIENTE RECOMENDABLE PARA PROYECTOS, EN MILESIMOS	
	MAXIMA V=3.00m/seg. a tubo lleno		MINIMA V=0.60m/seg. a tubo lleno		MAXIMA	MINIMA
	PENDIENTE MILESIMOS	GASTO LT/SEG.	PENDIENTE MILESIMOS	GASTO LT/SEG.		
20	82.57	94.34	3.30	18.85	83	4.0 (ver nota 2)
25	61.32	147.26	2.45	29.45	61	2.5
30	48.09	212.06	1.92	42.41	48	2.0
38	35.09	340.23	1.40	68.05	35	1.5
45	28.01	477.13	1.12	95.43	28	1.2
61	18.67	876.74	0.75	175.35	19	0.8
76	13.92	1360.93	0.56	272.19	14	0.6
91	10.95	1951.16	0.44	390.23	11	0.5
107	8.82	2697.61	0.35	539.52	9	0.4
122	7.41	3506.96	0.30	701.39	7.5	0.3
152	5.53	5443.75	0.22	1088.75	5.5	0.3
183	4.31	7890.66	0.17	1578.13	4.5	0.2
213	3.52	10689.82	0.14	2137.96	3.5	0.2
244	2.94	14027.84	0.12	2805.57	3.0	0.2

NOTAS.-

- 1- Fórmula empleada
Manning (n=0.013)
- 2- Para lograr un mejor funcionamiento hidráulico se proyectarán los alarjes de 20 cm. de diámetro con una pendiente mínima de 4 milésimos

Calculo: Ing. Julio Vargas R.
Revisó: Ing. Leora Reynoso T.

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	
INVESTIGACION DE COSTOS	
ALCANTARILLADO	
PENDIENTES MAXIMAS Y MINIMAS	
Conforme:	Director General
Fecha:	1978
México, D.F. Julio de 1978	V.C. 1978

TABLA DE CALCULO PARA PROYECTOS DE ALCANTARILLADO SANITARIO

HOJA 2 DE 6

TRA- NO	LONGITUDES (M)			DENSIDAD (HAB/M)	POBLA- CION	COEFI- CIENTE DE MAYOR	G A S T O S (L/S)					COTAS DE TIERRENO		PENDIENTE DE TERRENO (%)	PENDIENTE DE PLANTILLA (%)	DIAME- TRO (CM)	CONDICION DE TUBO LLENO		VELOCIDADES DE TRAFICO		COTAS DE TUBERIA		ANCHO DE ZARZA (M)	PROFUNDIDAD (M)		VOLUMENES m ³			OBSERVACIONES	
	PROPIA	TRIBU- TARIE	ACUMU- LADA				INFIL- TRACION	MAYOR	MEDIO	MAXIMO INS- TANTANEO	MAXIMO EX- TRAORDIN.	INICIAL	FINAL				VELOC. (m/s)	GASTO (l/s)	MINIMA (m/s)	MAXIMA (m/s)	INI- CIAL	FINAL		POZO	RIPIA	EXCAVA- CION	PLANTI- LLA	RELLI- NO		
																														25
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
34-35	50	-	50	0.007	43	3.0	-	1.5	1.5	5.7	0.55	107.00	103.44	71.2	72	20	2.00	88.01	1.12	1.79	105.54	102.27	0.65	1.20	1.22	30.55	3.25	34.83	Case I	
																								1.24						
37-38	75	-	75	0.007	55	3.0	-	1.5	1.5	5.7	0.55	108.84	108.83	26.8	27	20	1.72	53.89	0.77	1.26	107.44	105.41	0.65	1.20	1.21	58.98	4.80	51.75	Case I	
																								1.22						
3-4	95	-	95	0.007	82	3.0	-	1.5	1.5	5.7	0.55	111.38	111.25	1.2	4	20	0.66	20.74	0.38	0.63	110.16	109.78	0.65	1.20	1.335	82.44	0.19	79.28	Case II	
4-5	100	95	195	0.007	169	3.0	-	1.5	1.5	5.7	0.55	111.25	111.10	1.5	4	20	0.66	20.74	0.38	0.63	109.78	109.38	0.65	1.17	1.595	103.68	0.50	94.04	Case II	
5-6	60	165	255	0.007	221	3.0	-	1.5	1.5	5.7	0.55	111.10	109.80	21.7	22	20	1.55	48.85	0.70	1.18	109.38	108.68	0.65	1.72	1.73	67.47	3.90	61.69		
6-15	80	450	510	0.007	442	3.0	-	1.5	1.5	5.7	0.55	109.80	109.58	3.7	4	20	0.66	20.74	0.38	0.63	108.06	107.82	0.65	1.74	1.75	68.75	3.90	62.47	Case II	
15-16	180	705	765	0.007	663	3.0	-	1.5	1.84	7.0	10.50	109.58	109.07	8.5	9	20	0.99	31.12	0.51	0.78	107.82	107.28	0.65	1.78	1.775	89.73	3.90	83.45		
16-25	80	960	1020	0.007	884	3.0	-	1.5	2.46	9.33	14.00	109.07	107.71	22.7	23	20	1.58	49.74	0.71	1.36	107.28	105.90	0.65	1.79	1.80	70.20	3.90	84.42		
25-26	60	1215	1275	0.007	1105	3.77	-	1.53	3.07	11.57	17.38	107.71	105.12	43.2	44	20	2.19	68.00	0.83	1.82	105.90	103.28	0.65	1.81	1.835	71.57	3.90	65.78		
26-35	70	1470	1540	0.007	1335	3.72	-	1.85	3.71	13.80	20.69	105.12	103.44	24.0	24	20	1.62	50.81	0.81	1.54	102.87	101.19	0.65	1.88	2.25	2.08	93.50	4.55	88.75	Case IV
																								2.25						
CAR- CARGO	1540	50	1590	0.007	1378	3.71	-	1.92	3.83	14.21	21.32	103.44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Ver Case VI	

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

$n = 0.013$



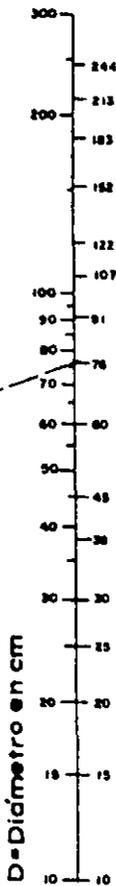
S - Pendiente hidráulica en milésimas



V = Velocidad en m/s



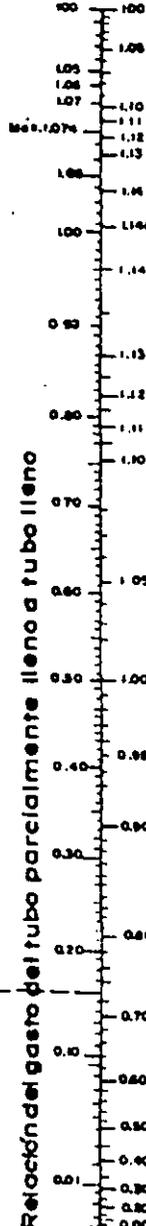
Q = Gasto en l/s



D = Diámetro en cm



Relación del tirante del tubo parcialmente lleno a tubo lleno



Relación del gasto del tubo parcialmente lleno a tubo lleno



Relación de la velocidad de tubo parcialmente lleno a tubo lleno

Ejemplo: $D = 76$ cm, con $S = 2$ milésimas, uniendo los puntos de estos datos se obtienen Q tubo lleno = 516 l/seg y V tubo lleno = 1.14 m/seg.
 Si circularan 80 l/seg con $S = 2$ milésimas, se calcula: $R_q = \frac{80}{516} = 0.16$
 que llevado a su escala permite obtener $R_v = 0.73$ y $R_T = 0.27$ mediante los cuales se calculan
 $V_{\text{parc. lleno}} = 1.14 \times 0.73 = 0.83$ m./seg.
 $T_{\text{parc. lleno}} = 0.27 \times 0.76 = 0.21$ m.

Conforme JULIO 1977
 ING ULISES
 Actualiza Julio Vargas R

SAHOP	SUBDIRECCION DE PROYECTOS
	ALCANTARILLADO NOMOGRAMA DE MANNING $n = 0.013$

Calcularon: Inge H Popóco E - R Guzman Revisó Inq S Lugo N
 JULIO 1977

- Columna 11 Gasto máximo instantáneo (l/s)
Se obtiene multiplicando las columnas 7 y 10.
- Columna 12 Gasto máximo extraordinario (l/s)
Se obtiene multiplicando la columna 11 por 1.5 y sumando el valor de la columna 8.
- Columna 13 Cota de terreno inicial
Representa la cota de terreno en el pozo de visita inicial del tramo que se está calculando.
- Columna 14 Cota de terreno final
Representa la cota de terreno en el pozo de visita final del tramo que se está calculando.
- Columna 15 Pendiente del terreno
Se calcula restando el valor de la columna 14 menos el valor de la columna 13 y el resultado se divide entre el valor de la columna 2. Generalmente se da en milésimos, es decir, el resultado obtenido se multiplica por mil.
- Columna 16 Pendiente de plantilla
El resultado de la columna 15 se ajusta a un número entero y se propone como valor de pendiente de plantilla y representa a la pendiente de proyecto.
- Columna 17 Diámetro comercial (cm)
Representa el diámetro de la tubería, en los primeros tramos se colocan tubos con diámetro de 20 cm; en los tramos subsecuentes se coloca el diámetro que resulte adecuado para conducir el gasto máximo.
- Columna 18 Velocidad a tubo lleno (m/s)
Es la velocidad del agua cuando la tubería trabaja llena. Se obtiene mediante la fórmula
- $$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$
- Columna 19 Gasto a tubo lleno (l/s)
Es el caudal que puede conducir la tubería con el diámetro y la pendiente anotados en las columnas 17 y 16 respectivamente.

Columna 1 Tramo.

Indica el tramo comprendido entre dos pozos de visita consecutivos, el sentido de la corriente quedará indicado por la numeración de los pozos, en el cual, el primer número representa al pozo inicial y el segundo número representa al pozo final.

Columna 2 Longitud propia

Representa la distancia horizontal del tramo.

Columna 3 Longitud tributaria

Se obtiene sumando progresivamente la longitud de los tramos anteriores.

Columna 4 Longitud acumulada

Es la longitud de diseño y se obtiene sumando las columnas 2 y 3.

Columna 5 Densidad (Hab/m)

Se obtiene dividiendo la población de proyecto entre la longitud total de la red.

Columna 6 Población (Hab.)

Es la población de proyecto en el tramo y se obtiene multiplicando las columnas 4 y 5.

Columna 7 Coeficiente de Harmon

Representa al coeficiente de variación instantánea y se obtiene mediante la fórmula

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

menos de 1000 = 3.8
63,450 y mas = 2.17

Columna 8 Gasto de infiltración (l/s)

Es el gasto que se introduce a las tuberías de la red de alcantarillado cuando se encuentran debajo del nivel freático.

Columna 9 Gasto mínimo (l/s)

Se obtiene dividiendo el resultado de la columna 10 entre dos y sumando el valor de la columna 8.

Columna 10 Gasto medio (l/s)

Se obtiene utilizando la fórmula

$$\frac{\text{Aportación x Habitantes}}{86400}$$

la columna 28 y el valor del volumen de la tubería utilizada en el tramo.

Columna 30 Observaciones

En esta columna se hacen comentarios para aclarar algunos conceptos.

III.5.1 Cálculo hidráulico de la red

Para poder calcular hidráulicamente el sistema de alcantarillado, es necesario contar con el plano topográfico de la localidad en el cual se pueda observar la planimetría (figura III.12) a continuación se localizan en el plano topográfico los puntos relevantes (figura III.13) para después obtener las cotas del terreno (figura III.14).

Teniendo las cotas de terreno en los puntos relevantes se procede a trazar geoméricamente la red de tuberías, tratando de tener una configuración en peine o en bayoneta, siguiendo el escurrimiento natural del terreno, es decir, se traza la red de tuberías a partir de los puntos altos y llegando a los puntos bajos (figura III.15)

III.5.2 Memoria descriptiva

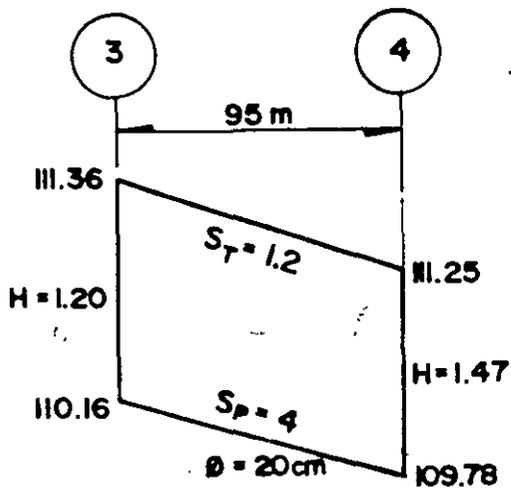
El fraccionamiento está formado por 16 manzanas donde se ubican 739 lotes, además de una manzana de área de donación (zona verde).

El uso del suelo se destinará a casas habitación unifamiliares resueltas en dos niveles.

El plano de las curvas de nivel obtenidas se encuentran en la figura III.12 donde predominan zonas con pendientes suaves y partes con cambios bruscos de pendiente.

El funcionamiento del sistema de alcantarillado estará basado en el aprovechamiento de las condiciones topográficas favorables, por lo que se seguirá el escurrimiento de los cauces naturales, proponiéndose para tal fin, un sistema de recolección de peine, que permitirá hacer las descargas rápidas de las atarjeas a los subcolectores, como se observa en la figura III.15.

Las pendientes de las plantillas se propondrán de tal manera que respeten las velocidades mínima y máxima permisible, pero siguiendo en lo posible la pendiente del terreno, tratando



Cota de plantilla final

$$110.16 - 0.004 \cdot 95 = 109.78$$

Profundidad en el pozo 4

$$111.25 - 109.78 = 1.47 \text{ m}$$

Tramo 4-5

Longitud del tramo = 100

Longitud tributaria = 95

Longitud acumulada = 195

Densidad de población = 0.867 hab/m

Población en el tramo = 169 hab.

CALCULO DE LOS GASTOS DE PROYECTO

$$Q_{\text{med}} = \frac{169 \text{ hab} \cdot 300 \text{ lts/hab/día} \cdot 0.8}{86400 \text{ seg/día}} = 0.469 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{mín}} = \frac{0.469}{2} = 0.235 \text{ lts/seg}$$

Por norma:

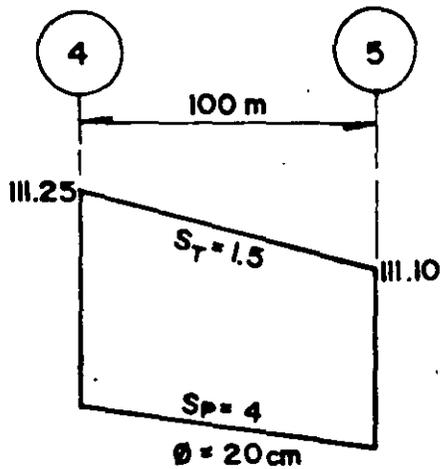
$Q_{\text{mín}} = 1.5 \text{ lts/seg}$; por lo tanto:

$Q_{\text{med}} = 1.5 \text{ lts/seg}$

$Q_{\text{Máx. instant.}} = 3.8 \cdot 1.5 \text{ l/s} = 5.7 \text{ l/s}$

$Q_{\text{Máx. extraord.}} = 1.5 \cdot 5.7 \text{ l/s} = 8.55 \text{ l/s}$

CALCULO DE LA VELOCIDAD Y EL GASTO A TUBO LLENO



Pendiente del terreno

$$S_T = \frac{111.25 - 111.10}{100} \cdot 1000$$

$$S_T = 1.5 \text{ milésimas}$$

Por norma se propone $S_p = 4$ milésimas

Considerando el diámetro del tramo anterior se calcula la velocidad y gasto a tubo lleno.

$$V_{T.LL.} = \frac{1}{0.013} \cdot \left(\frac{0.20}{4}\right)^{2/3} \cdot (0.004)^{1/2}$$

$$V_{T.LL.} = 0.66 \text{ m/s que cumple con la mínima permisible a tubo lleno.}$$

$$Q_{T.LL.} = \frac{\pi \cdot (0.20)^2}{4} \cdot 0.66 \cdot 1000$$

$$Q_{T.LL.} = 20.74 \text{ lts/seg que es mayor al gasto máximo extraordinario}$$

CALCULO DE LAS VELOCIDADES REALES

$$\frac{q_{\text{máx extraordinario}}}{Q_{T.LL.}} = \frac{8.55}{20.74} = 0.41$$

$$\frac{V_{\text{máx}}}{V_{T.LL.}} = 0.95$$

$$v_{\text{máx}} = 0.95 \cdot 0.66 \text{ m/s}$$

$v_{\text{máx}} = 0.63 \text{ m/s}$, está dentro del rango

$$\frac{q_{\text{mín}}}{Q_{\text{T.LL.}}} = \frac{1.5}{20.74} = 0.07$$

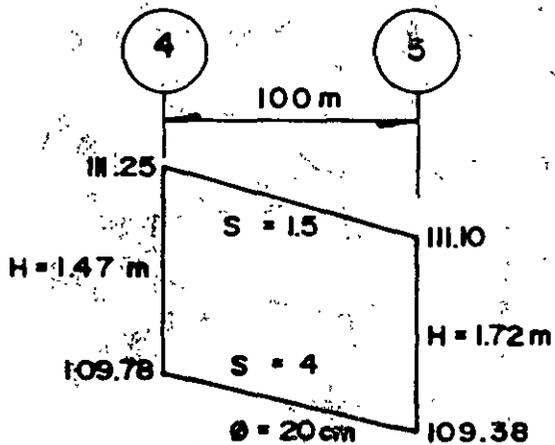
$$\frac{v_{\text{mín}}}{V_{\text{T.LL.}}} = 0.58$$

$$v_{\text{mín}} = 0.58 \cdot 0.66 \text{ m/s}$$

$v_{\text{mín}} = 0.38 \text{ m/s}$, cumple con la velocidad mínima permisible para casos excepcionales.

Por lo tanto el diámetro y la pendiente propuestos son adecuados.

CALCULO DE COTAS DE PLANTILLA



Cota de plantilla final

$$109.78 - 0.004 \cdot 100 = 109.38$$

Profundidad en el pozo 5

$$110.10 - 109.38 = 1.72 \text{ m}$$

Caso III: Tramo en contra pendiente.

Tramo 19-18

Longitud del tramo = 70 m

Longitud tributaria = 80 m

Longitud acumulada = 150 m

Densidad de población = 0.867 hab/m

Población en el tramo = 130 hab.