

6  
Leje.



UNIVERSIDAD LA SALLE

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

EMPLERO DE TUBERIAS DE PVC EN REDES  
DE ATARJEAS DE ALCANTARILLADO  
SANITARIO. EN SUSTITUCION DE LAS  
TRADICIONALES DE CONCRETO

**TESIS PROFESIONAL**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A

**HOMERO ANIBAL GALLEGOS VIRUES**

ASESOR DE TESIS: ING. JOAQUIN CHAVEZ ZUÑIGA

MEXICO, D. F.

1994

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

# I N D I C E

	pág.
INTRODUCCION.	1
CAPITULO 1.- GENERALIDADES	3
CAPITULO 2.- DESCRIPCION DE LAS TUBERIAS DE CONCRETO.	5
2.1 Comportamiento de las tuberías de concreto.	7
2.2 Tubos de concreto armado.	10
2.3 Pesos y diámetros de las tuberías de Concreto.	10
CAPITULO 3.- DESCRIPCION DE LAS TUBERIAS DE PVC.	12
3.1 Comportamiento de las tuberías de PVC.	13
3.1.1 Resistencia química.	
3.1.2 Resistencia y propiedades físicas del PVC.	15
3.2 Presiones de trabajo y relación de dimensiones.	19
3.3 Pesos y diámetros de las tuberías de PVC.	23
CAPITULO 4.- CARGAS VIVAS, MUERTAS Y DEFLEXION VERTICAL, EN TUBERIAS DE CONCRETO Y DE PVC.	24
4.1 Cargas externas sobre tuberías enterradas.	24
4.2 Cargas muertas.	27
4.3 Cargas vivas.	30
4.4 Determinación de la deflexión vertical	35

	pag.
<b>CAPITULO 5 .- HIDRAULICA DE LAS TUBERIAS DE PVC Y DE CONCRETO.</b>	<b>44</b>
5.1 Nomogramas para la resolución de la fórmula de Manning.	46
5.2 Funcionamiento a tubo parcialmente lleno.	49
5.3 Velocidad mínima.	53
5.4 Velocidad máxima.	54
5.5 Pendiente mínima.	55
5.6 Pendiente máxima.	55
<b>CAPITULO 6 .- CONSIDERACIONES EN LAS QUE SE BASA UN PROYECTO PARA REDES DE ATARJEAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO.</b>	<b>56</b>
6.1 Periodo económico del proyecto.	56
6.2 Población de proyecto.	58
6.3 Aportación de aguas negras.	58
6.4 Dotación de agua potable.	58
6.5 Aportación de áreas industriales.	58
6.6 Coeficiente de variación.	60
6.7 Cuantificación de los gastos de aguas negras.	61
6.8 Pendientes.	64
<b>CAPITULO 7.- SOLUCION COMPARATIVA DE UN - EJEMPLO ILUSTRATIVO EN LAS DOS ALTERNATIVAS.</b>	<b>66</b>
7.1 Memoria descriptiva.	66
7.1.1 Generalidades.	66
7.1.2 Cálculo de longitud acumulada	68
7.1.3 Tablas de resumen de resultados	69

<b>CAPITULO 8 .- PRESUPUESTO.</b>	<b>pág.</b>
<b>CONCLUSIONES</b>	<b>75</b>
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	<b>83</b>
	<b>85</b>

## INTRODUCCION.

Con el crecimiento de las ciudades, se va haciendo cada vez más necesario un método para eliminar los residuos urbanos. Para así poder mantener un nivel de higiene y la protección de la salud. Es así como se - - crean las redes de atarjeas de alcantarillado sanitario, que arrastren los residuos de las comunidades y de las - industrias mediante una corriente de agua, lo que permite proteger a las ciudades.

La contaminación de las aguas receptoras, además de la transmisión de enfermedades, pueden causar:

- a) Alteraciones fisicoquímicas y biológicas de las fuentes de abastecimiento de agua.
- b) Problemas a la vista y el olfato.
- c) Destrucción de peces comestibles y otras formas de vida acuática.

En esta tesis se parte en el Capítulo 1 con una descripción muy general de la composición de cada una de - las redes de alcantarillado sanitario.

Al diseñar estas redes es importante considerar todos los requisitos que debe reunir el material con el - que se va a construir, como son: la resistencia a la corrosión, la resistencia mecánica, la duración, el peso, - velocidades máximas y mínimas, pendientes hidráulicas, - impermeabilidad, etc.

Debido a la capacidad de corrosión de las aguas negras, la resistencia a esta suele ser de primordial importancia.

Otro factor es la rugosidad del material, ya que a menor rugosidad, mayores gastos conducirá y necesitará de menores pendientes.

El asolvamiento, es otro factor importante de evitar, con pendientes adecuadas.

Como las atarjeas suelen estar enterradas y sometidas a cargas externas fuertes, también es necesario tomar en cuenta como afectan estas al comportamiento de la tubería. Todos estos conceptos se describen en esta tesis, en los Capítulos 2 y 3 se ven algunos factores específicos de cada una de las tuberías, después se hace una comparación de cargas y velocidades a las que las dos tuberías están sometidas explicándose esto en los Capítulos 4 y 5.

En el Capítulo 6 se tratan las consideraciones en las que se basa un proyecto para redes de atarjeas de alcantarillado sanitario, en el Capítulo 7 se pasa a la solución de un ejemplo en el cual se pueden comparar las dos tuberías. Y para terminar en el último Capítulo se analiza un concepto muy importante que es el costo. Para esto se hace un presupuesto con las dos tuberías y se escoge el material más adecuado a las necesidades específicas de un proyecto.

### GENERALIDADES.

Las obras de alcantarillado sanitario colectan el agua de desecho de la comunidad en aproximadamente 70 a 80 por ciento de la suministrada, junto con las cantidades variables de aguas superficiales y subterráneas que se pueden infiltrar. Existen dos tipos de drenaje: el combinado y el separado.

El sistema combinado es en el que las aguas negras y las de lluvia descargan al mismo sistema de atarjeas de alcantarillado sanitario.

El sistema de tuberías de eliminación de aguas negras está conformado por:

- 1.- DESCARGAS DOMICILIARIAS. Comúnmente son de 150 mm de diámetro, mediante las cuales las edificaciones descargan a la red de alcantarillado.
- 2.- ATARJEAS. Por norma, su diámetro mínimo es 200 mm; en la mayoría de las veces tienen a su cargo recibir la aportación de las descargas domiciliarias. Son las que inician el recorrido a partir de los puntos más altos de la red de alcantarillado.
- 3.- SUBCOLECTORES. Cuando la longitud de recorrido de una tubería es considerable y el gasto excede la capacidad del especificado para una atarjea, esta se transforma en subcolector, el cual tiene la función de recibir y conducir las aportaciones de las



aportaciones de las atarjeas que a él llegan.

- 4.- COLECTOR. Recibe indistintamente la aportación de los tres elementos antes definidos; su función es conducir éstas hasta el emisor.
- 5.- EMISOR. Se encarga de recibir las aportaciones de los distintos colectores y conducir las hacia la planta de tratamiento.

Dentro de los sistemas de conducción que componen la red de alcantarillado, las materias de desecho deben fluir continua y rápidamente al punto de evacuación. El sistema necesita ser autolimpiante, resistente a la congelación e hidráulicamente hermético. Dentro de los edificios de cualquier clase y ventilas de los sistemas de plomería, ni albergar, ni ser rutas de plaga.

Como se puede ver son muchos los factores que intervienen en el desarrollo de un proyecto de alcantarillado y por las características de las etapas respectivas como planeación, diseño, financiamiento y operación, cada proyecto conduce a una serie de problemas específicos que deberán resolverse satisfactoriamente de acuerdo con la información demográfica, hidrológica y topográfica que se disponga.

## CAPITULO 2

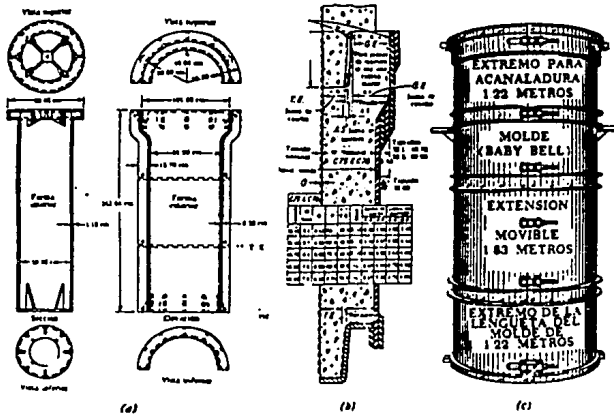
## DESCRIPCION DE LAS TUBERIAS DE CONCRETO.

La utilización de tubos de concreto prefabricados para las alcantarillas en México actualmente es de lo más común, gracias a que existen varios fabricantes en lugares apropiados. Todos estos fabricantes deben disponer de equipos para la realización de ensayos normalizados, y los tubos han de adaptarse a las dimensiones y resistencias especificadas por D.D.F., S.C.T., INFONAVIT, PEMEX, S.A.E.H., F.F.C.C., AREA., ASTM, C.F.E. y S.C.F.I.

Los tubos de concreto se fabrican con una mezcla de cemento Portland, un agregado fino, que pase por un tamiz de mallas a 6 mm aproximadamente, un agregado grueso, cuyo tamaño depende del espesor de la pared del tubo, y agua. El tubo se forma vertiendo los materiales bien mezclados en moldes o por un proceso de centrifugación. En la figura 2.1 se muestran detalles de algunos moldes. El modo de verter la mezcla, el período de asentamiento, la duración de la maduración de oreo, y la vigilancia de la humedad y la temperatura, durante este período, tienen gran influencia en la calidad del producto resultante.

El relleno con máquina es preferible al relleno a mano, pues produce un tubo más fuerte y más unifor-

Figura 2.1 Formas para tubos de concreto.



- a) Detalles de una forma para un tubo de 60 cms.  
 b) Dimensiones de formas para tubos de diferentes tamaños.  
 c) Aspecto exterior de un tipo de forma.

me. En la figura 2.2 se muestra una máquina para relleno. El molde se unta con aceite pesado, antes de verter el concreto, para facilitar la separación de los tubos terminados. Se quitan las formas cuando el tubo ha alcanzado su primer asentamiento y después se acaba de madurar u orear el tubo, bajo condiciones reguladas de temperatura y humedad.

## 2.1 COMPORTAMIENTO DE LAS TUBERIAS DE CONCRETO.

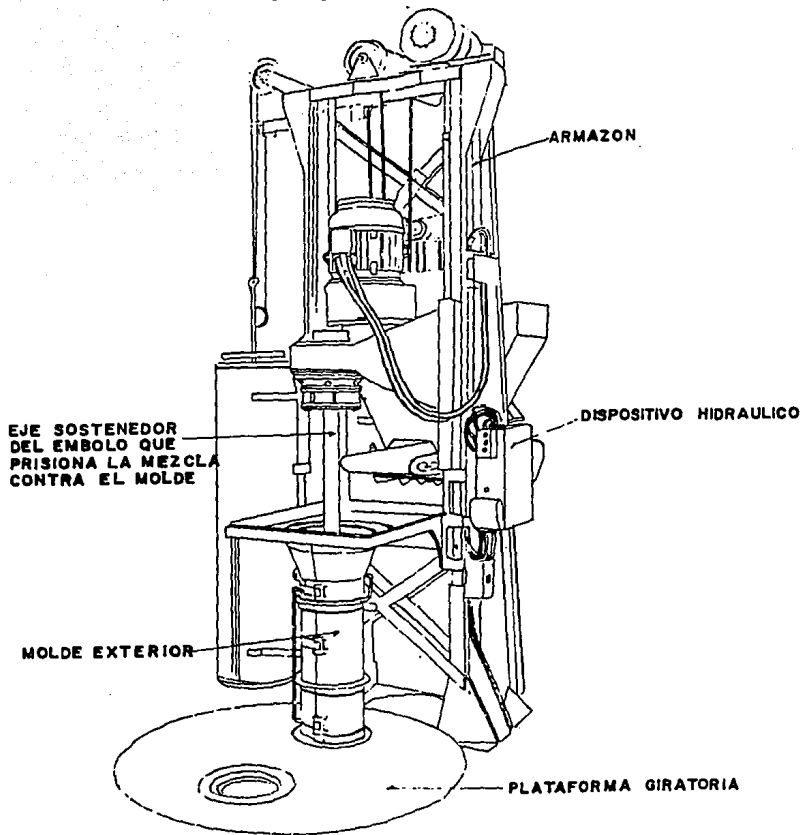
El concreto empleado para estos tubos queda expuesto a la acción de las aguas negras, puede quedar sometido a hielo y deshielo, a humedad y desecación y a líquidos y gases corrosivos. Para resistir a las alteraciones determinadas por estos fenómenos, el concreto debe:

- a).- Hacerse con buenos agregados, bien clasificados, y buen cemento.
- b).- Tener una baja relación de agua-cemento.
- c).- Estar formado por una mezcla bien planeada.
- d).- Contar con una colocación cuidadosa para producir densidad.
- e).- Tener una maduración adecuada.

2.1.1 RESISTENCIA QUIMICA. Debe prestarse especial atención a la protección del concreto contra la acción química, cuando ha de estar expuesto a residuos industriales ácidos o alcalinos, a aguas negras domésticas en descomposición, o cuando ha de estar expuesto a la acción erosiva de escurremientos de gran velocidad, con aguas negras cargadas de limo.

La corrosión del concreto por las aguas negras se

Figura 2.2 Maquina para relleno de tubos de concreto.



MAQUINA "PACKER HEAD"

debe primordialmente al sulfuro de hidrógeno, Parker, ha explicado el mecanismo de su formación y ha resumido las precauciones y métodos para evitar sus efectos, en la siguiente forma.

- a).- Eliminación de todos los residuos que contengan sulfuros.
- b).- Reducción de los sulfatos en las aguas negras.
- c).- Purificación parcial de las aguas negras, para disminuir la proporción de compuestos de azufre.
- d).- Elevación del potencial oxidación-reducción, agregando nitratos o compuestos nitrogenados.
- e).- Aireación
- f).- Clorinación.
- g).- Eliminación de espumas y limos.
- h).- Reducción de la turbulencia.
- i).- Reducción de la detención en conductos principales de elevación y aumento de velocidad en las atarjeas que funcionan por gravedad.
- j).- Aplicación de ales de cobre, hierro o zinc, extrayendo los sulfuros de la solución.
- k).- Aplicación de álcalis, para reducir la concentración de sulfuros presentes.
- l).- Funcionamiento de las atarjeas a toda su capacidad.
- m).- Ventilación de las atarjeas.
- n).- Inundación periódica de los conductos y depósitos.
- o).- Uso de concreto resistente.

## 2.2 TUBOS DE CONCRETO ARMADO.

Los tubos prefabricados de más de 60cm de diámetro deben armarse, las dimensiones, resistencias y armaduras de, este tipo de tubos también se han normalizado. Será preciso disponer algunos refuerzos longitudinales para - mantener los aros en su lugar, y también para evitar roturas transversales. La armadura puede ser de alambre - de acero estirado en frío o de barras de acero. Las pruebas de resistencia y absorción se hacen de la misma ma- nera que con los tubos de concreto sin refuerzo. Puede - conseguirse un aumento de resistencia disponiendo asien- tos o apoyos especiales. Para los tubos de concreto armado se considera un factor de seguridad de 1.25.

## 2.3 PESOS Y DIAMETROS DE LAS TUBERIAS DE CONCRETO.

En tuberías de concreto sin refuerzo se pueden en- contrar diámetros desde 20cms. hasta 60 cms. y con refu- erzo de 60 cms a 305 cms. Dependiendo del fabricante que se escoja aunque por lo general todos ofrecen los mismos diámetros y con las mismas características.

### TUBERIA DE CONCRETO SIMPLE SIN REFUERZO.

DIAMETRO CMS.	PESO KGS.
20	48
25	63
30	94
38	120
45	263
60	410

## TUBERIA DE CONCRETO CON REFUERZO.

DIAMETRO CMS	PESO PESO
60	850
76	1,300
91	1,760
107	2,280
122	3,200
152	4,600
183	6,400
213	9,830
244	10,000
305	14,225



## CAPITULO 3

## DESCRIPCION DE LAS TUBERIAS DE PVC.

La tubería de PVC está fabricada con Cloruro de Polivinilo; sus iniciales PVC en el idioma inglés quieren decir " Poli - Vinil - Chloride " y son las adoptadas internacionalmente para denominar este producto.

Se elabora a partir de compuestos formulados usando la resina de Cloruro de Vinilo polimerizada, como materia prima básica.

La tubería de PVC fue desarrollada por primera vez en Alemania alrededor de 1930 y desde entonces ha ganado gran aceptación mundial. En México se viene aplicando en varios campos y con distintos sistemas de unión desde hace más de 30 años, con excelentes resultados, habiendo contribuido a solucionar muchos problemas en la conducción en fluidos. Desde las más sencillas instalaciones domiciliarias, hasta las más complejas de tipo industrial, redes de distribución de agua potable, redes de gas natural, redes de atarjeas de alcantarillado y muchas más.

La aceptación de las tuberías de PVC se debe a que son de:

Gran resistencia a la corrosión.

Alta resistencia química.

Alta resistencia al envejecimiento.

Bajo coeficiente de elasticidad.

Bajo coeficiente de rozamiento.

Bajo peso.

Facilidad de instalación.

Como todos los materiales el PVC tiene ciertas limitaciones, de las cuales las que hay que considerar son:

- a).- A temperaturas inferiores a  $0^{\circ}\text{C}$  la resistencia al impacto se reduce.
- b).- Para conducción de fluidos a presión y a temperaturas mayores de  $25^{\circ}\text{C}$ , debe aplicarse un factor para reducir la presión máxima de trabajo o aumentar el espesor mínimo de pared del tubo.
- c).- La tubería de PVC no debe quedar expuesta a los rayos solares por períodos prolongados, ya que -- estos pueden afectar ciertas propiedades mecánicas del tubo.

### 3.1 COMPORTAMIENTO DE LAS TUBERIAS DE PVC.

3.1.1 RESISTENCIA QUIMICA. Las tuberías de PVC son altamente resistentes al ataque químico de suelos agresivos, de aguas conducidas y en general de ácidos y soluciones salinas, en la figura 3.1 se da una tabla de resistencia química del PVC a diferentes productos.

Figura 3.1 Resistencia química del PVC.

DESCRIPCION	23°C	60°C	DESCRIPCION	23°C	60°C
Acetato de Etilo	NR	NR	Bromato de Potasio	E	E
Acetato de Plomo	E	E	Carbonato de Bario	E	E
Acetato de Sodio	E	E	Carbonato de Calcio	E	E
Acetona	NR	NR	Carbonato de Magnesio	E	E
Acido Acético 80%	B	NR	Carbonato de Potasio	B	B
Acido Acético 90%	E	NR	Carbonato de Sodio	E	E
Acido Bromhídrico 90%	E	E	Cloruro de Calcio	E	E
Acido Bromico	E	E	Cloruro de Cobre	E	E
Acido Butírico	R	NR	Cloruro de Etilo	NR	NR
Acido Clorhídrico 90%	I	I	Cloruro de Magnesio	E	E
Acido Clorhídrico 50%	E	E	Cloruro de Niquel	E	E
Acido Clorhídrico 80%	E	E	Cloruro de Potasio	E	E
Acido Nítrico 10%	E	NR	Cloruro de Zinc	E	E
Acido Nítrico 68%	NR	NR	Dicromato de Potasio	E	E
Acido Sulfúrico 75%	E	E	Dicromato de Sodio	B	R
Acido Sulfúrico 90%	NR	NR	Dióxido de Azufre (Húmedo)	NR	NR
Acido Sulfúrico 98%	NR	NR	Ferrocianuro de Potasio	E	E
Agua de Bromo	R	NR	Gasolina	NR	NR
Agua de Mar	E	E	Hidróxido de Aluminio	E	E
Agua Potable	E	E	Hidróxido de Amonio	E	E
Agua Rega	R	NR	Hidróxido de Bario 10%	E	E
Amoniaco (Gas seco)	E	E	Hidróxido de Calcio	E	E
Amoniaco (Cloruro de amonio)	E	NR	Hidróxido de Manganeso	E	E
Benceno	NR	NR	Hidróxido de Sodio	E	E
Bicarbonato de Potasio	E	E	Hipoclorito de Calcio	E	E
Bicarbonato de Sodio	E	E	Hipoclorito de Sodio	E	E
Bicromato de Potasio	E	E	Monóxido de Carbono	E	E
Bisulfato de Calcio	E	E	Nitrato de Calcio	E	E
Bisulfato de Sodio	E	E	Nitrato de Cobre	E	E
Borato de Potasio	E	E	Nitrato de Potasio	E	E
Bórax	E	B	Nitrato de Sodio	E	E

Algunos hidrocarburos afectan al PVC causándole pérdidas momentáneas en sus propiedades. Sin embargo estas propiedades se restablecen cuando los hidrocarburos se evaporan. Este fenómeno es el que hace posible las uniones cementadas entre dos superficies - de PVC (tubo-conexión), por medio del uso del cemento solvente compuesto de un hidrocarburo y resina de PVC.

Al PVC no lo afecta el agua y absorbe solamente el 0.1 al 0.4% de su peso después de una inmersión - de 48 horas.

Se ha demostrado que el ataque de algas, bacterias, etc. Carece de importancia por no haber material nutriente en el PVC.

### 3.1.2 RESISTENCIA Y PROPIEDADES FISICAS DEL PVC.

A continuación se enumeran las características - más importantes de acuerdo a los métodos recomendados por ASTM.

Característica	Valor	Métodos de prueba ASTM.
Densidad	1.4 g/cm <sup>3</sup>	-----
Resistencia mínima a la tensión	450 kg/cm <sup>2</sup>	D-638-76
Temperatura mínima de deflexión	70°C	D-648-72

Módulo de elasticidad  $2.81 \times 10^4$  Kg/cm<sup>2</sup> D-638-76  
Flamabilidad Autoextinguible D-635-76

Las tuberías de PVC están diseñadas para trabajar dentro de su límite elástico, al igual que las tuberías de acero y en general de todas aquellas fabricadas con materiales clasificados como visco-elásticos.

Los materiales plásticos se pueden comportar plástica o elásticamente en función de la temperatura, esfuerzo y tiempo.

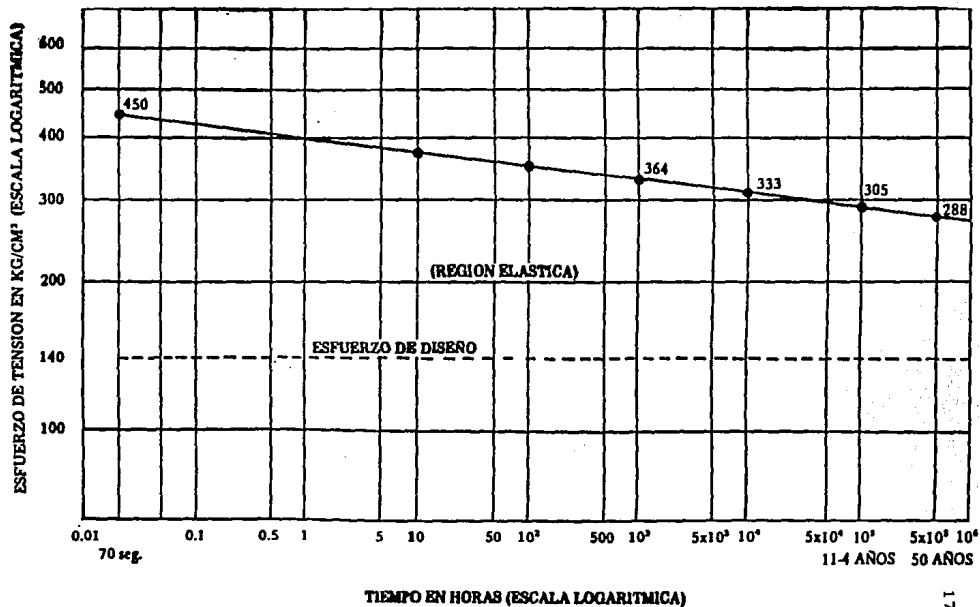
A continuación se da un ejemplo del comportamiento elástico del PVC en relación al tiempo. El esfuerzo a la tensión del PVC, tiene un valor mínimo de 450 Kg/cm<sup>2</sup> cuando el tiempo de prueba es de 60 a 90 seg.

Si esta prueba se efectúa en un tiempo de 1000 horas el esfuerzo a la tensión es de 364 Kg/cm<sup>2</sup>. A su vez si esta prueba se efectúa en un período de 100,000 horas el esfuerzo a la tensión es de 305 Kg/cm<sup>2</sup>.

Como se puede ver para conocer los valores de esfuerzo del PVC a largo plazo, es necesario efectuar pruebas a tiempos muy largos, y los equipos convencionales para efectuar, estas pruebas (máquina universal, etc.) resultan imprácticos.

Por esta razón ASTM en conjunto con otras instituciones desarrollan el método que a continuación, se describe

ESFUERZO DE TENSION DE FALLA DEBIDO A PRESION  
HIDROSTATICA INTERNA EN UNA TUBERIA FABRICADA CON RESINA DE PVC.



brevemente para encontrar la curva de esfuerzo del PVC y otros materiales plásticos.

A una serie de tubos de PVC se les aplican diferentes presiones hidráulicas internas constantes y los tiempos de falla se grafican en función de los esfuerzos de tensión de falla.

El esfuerzo a la tensión que hace fallar al tubo se obtiene teóricamente empleando la ecuación universalmente aceptada, en tubos de materiales plásticos para el transporte de fluidos:

$$S = \frac{(RD-1)}{2} P$$

Los resultados de estas pruebas se trataron estadísticamente para determinar la curva más representativa. - En miles de pruebas efectuadas a especímenes de tubos de PVC se encontró que el resultado representado en papel logarítmico es una línea recta y que las variaciones en los resultados de estas pruebas en los diferentes compuestos son insignificantes, figura Página 17.

A continuación se reportan algunos de los resultados:

Tiempo hasta falla	Esfuerzo a la tensión sostenido hasta falla.
60-90 seg.	450 Kg/cm <sup>2</sup>
1000 horas	364 Kg/cm <sup>2</sup>
10000 horas	333 Kg/cm <sup>2</sup>
100000 horas	305 Kg/cm <sup>2</sup>
50 años	288 Kg/cm <sup>2</sup>
500 x10 <sup>7</sup>	140 Kg/cm <sup>2</sup>

Los valores a largo plazo reportados inicialmente, se tomaron extrapolando los resultados de pruebas de laboratorio a corto plazo. A medida que el tiempo ha transcurrido se ha ido confirmando la veracidad de esta extrapolación. Para comprender más fácilmente esta gráfica es importante observar que los puntos en ella, se obtuvieron manteniendo el esfuerzo en las paredes del tubo constante, por medio de presión hidráulica interna hasta provocar falla y estos esfuerzos se grafican en función de los tiempos de falla.

Esto quiere decir que si se mantiene un esfuerzo - constante en las paredes del tubo de  $305 \text{ kg/cm}^2$  el tubo fallara a los 11.4 años.

Si un tubo se mantiene con un esfuerzo de  $140 \text{ kg/cm}^2$  por un período de 11.4 años y si se le somete al final de este período a un esfuerzo a la tensión hasta falla entre 60-90 segundos, la falla ocurre a un esfuerzo mínimo de  $450 \text{ kg/cm}^2$  o sea el mismo valor que se obtiene en las tuberías recién fabricadas.

Esto se debe a que el tubo trabaja dentro de su límite elástico sin sufrir cambios en sus propiedades mecánicas originales.

### 3.2 PRESIONES DE TRABAJO Y RELACION DE DIMENSIONES.

Las tuberías de PVC están calculadas con el esfuerzo permisible de diseño de  $140 \text{ kg/cm}^2$ , valor que se em-



plea en Estados Unidos y otros países, para asegurar que la tubería de PVC siempre trabaje dentro de su límite elástico.

La selección del valor de esfuerzo de diseño parte básicamente de dos criterios, el norteamericano y el alemán. Estos países son los que han hecho más estudios y más han contribuido con información al respecto.

El resto de los países incluyendo a México han tomado como base para sus normas uno u otro criterio, haciéndole ciertas variaciones.

Los espesores de pared de los tubos de PVC están calculados de acuerdo con la expresión dada en la norma ISO-R-161 para tubos de plástico para conducción de fluidos.

$$S = \frac{P ( D - e )}{2e}$$

En donde:

S = Esfuerzo de diseño o sea el esfuerzo hidrostático máximo de trabajo = 140 kg/cm<sup>2</sup>

P = Presión máxima de trabajo (kg/cm<sup>2</sup>)

D = Diámetro exterior (cm)

e = Espesor mínimo de pared (cm)

La nomenclatura empleada por la Norma DGN-E-12-1968 para definir las presiones de trabajo en función de la Relación de dimensiones "RD" está de acuerdo a la ASTM

D-2241-711 y se expresa con la siguiente ecuación:

$$RD = \frac{D}{e}$$

En donde:

D = Diámetro exterior (cm)

e = Espesor de pared mínimo (cm)

Combinando las dos ecuaciones anteriores se tiene:

$$\frac{2S}{P} RD - 1 \qquad S = \frac{(RD - 1) P}{2}$$

De acuerdo a lo anteriormente expuesto se ha seleccionado el valor de 140 kg/cm<sup>2</sup> (S) como el esfuerzo de diseño para asegurar que el tubo de PVC trabaje siempre dentro de su régimen elástico.

Para relacionar los esfuerzos a la tensión con la presión de trabajo se da el siguiente ejemplo:

Se tiene un tubo de PVC con un diámetro exterior de 114.3 mm y con un espesor de pared mínimo de 2.8 mm.

Este tubo equivale al diámetro nominal de 100 mm

Usando la ecuación:

$$RD = \frac{D}{e} = \frac{114.3}{2.8}$$

$$RD = 40.8$$

Por lo tanto el tubo es 100 mm RD-41

Para calcular la presión de trabajo del tubo se aplica la ecuación:

$$S = \frac{(rd - 1) P}{2}$$

Como anteriormente se explicó, se toma el valor  $S=140\text{kg/cm}^2$  sustituyendo se tiene:

$$P = \frac{2S}{RD - 1} = \frac{2 \times 140}{40.8 - 1}$$

$$P = 7.0 \text{ kg/cm}^2$$

La cual es la presión de trabajo para tubos de PVC RD-41 La presión mínima de reventamiento (entre 60 y 90seg) para este ejemplo se calcula usando  $450 \text{ kg/cm}^2$  como valor  $S$ , o sea que la presión de reventamiento es igual a:

$$P = \frac{2S}{RD - 1} = \frac{2 \times 450}{40.8 - 1}$$

$$P = 22.4 \text{ kg/cm}^2$$

De aquí se deduce que el factor de seguridad es:

$$\begin{aligned} \text{Factor de seguridad} &= \frac{\text{Presión de Reventamiento}}{\text{Presión de Trabajo}} = \\ &= \frac{22.4}{7.0} = 3.2 \end{aligned}$$

Esto quiere decir que como el tubo trabaja siempre dentro de su régimen elástico, el factor de seguridad - siempre es de 3.2

Al juzgar este factor de seguridad debe tomarse en cuenta que no es afectado por cargas externas.

Así también se deduce que para que esta tubería - falle en 11.4 años es necesario someter al tubo continuamente a una presión hidrostática de 15.3 kg/cm<sup>2</sup> o - sea más del doble de la presión de trabajo.

Para que este tubo falle en 50 años se requeriría que continuamente estuviera sometido a una presión hidrostática de 14.4 kg/cm<sup>2</sup>.

### 3.3 PESOS Y DIAMETROS DE LA TUBERIA DE PVC.

Actualmente en México se cuenta con los siguientes diámetros para alcantarillado.

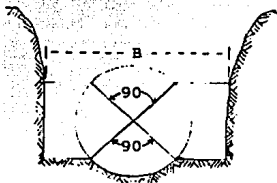
DIAMETRO NOMINAL (mm)	PESO DEL TRAMO DE 6 m (Kg)
160	14.349
200	22.130
250	30.867
315	49.426
355	61.789
400	78.653
450	99.809
500	129.350
630	195.412

**CAPITULO 4****CARGAS VIVAS, MUERTAS Y DEPLEXION VERTICAL  
EN TUBERIAS DE CONCRETO Y DE PVC.****4.1 CARGAS EXTERNAS SOBRE TUBERIAS ENTERRADAS.**

Las cargas externas que actuan sobre tuberías enterradas de Concreto o PVC son de dos tipos: Cargas Muertas y Cargas Vivas. En el diseño de todo sistema de tuberías enterradas, ambas categorías de cargas externas deben ser consideradas.

Gracias a la labor del profesor Anson Marston se dispone de información sobre las cargas que sufren los tubos de las alcantarillas. De sus investigaciones se deduce - que la carga producida por el relleno que actúa sobre los tubos enterrados en zanjas, la soporta casi enteramente - el sector superior de  $90^\circ$ , siendo su intensidad algo mayor en el centro, mientras que la presión de la fundación se distribuye más o menos uniformemente sobre el cuadrante del fondo, según el cuidado que se haya tenido al colocarlos. Si la forma del fondo de la zanja no se adapta a la del tubo, la presión de la fundación se concentrará en la parte central del fondo. La carga tiende a producir un aumento del diámetro horizontal del tubo, y los fallos se ocasionan por la producción de grietas en los puntos en que los diámetros vertical y horizontal cortan

la superficie del tubo. Posteriormente a la producción del fallo, la tubería puede por sí misma adaptarse a la carga, en cuyo caso puede no llegar a hundirse o aplastarse.



El ancho de la zanja en el lugar donde termina el sector superior de  $90^\circ$  del tubo, o exactamente por debajo de la parte alta del mismo, es la dimensión transversal o de anchura, que interviene en la carga que se ejerce sobre el tubo. Si la zanja es más ancha por debajo de este punto, el rozamiento entre la tierra de relleno y la que forma los lados de la zanja no contribuye a reducir la carga. Por otra parte, la zanja puede ensancharse por debajo del punto crítico sin incrementar la carga. Esto se explica por el hecho de que el relleno en las secciones extremas de la zanja es más somero y no asienta tanto como el que queda sobre el tubo, produciéndose un efecto de rozamiento sobre el relleno más profundo que reduce la carga ejercida sobre el tubo.

Como consecuencia, y cualquiera que sean las condiciones de la anchura de la zanja por encima del tubo, debe mantenerse a un mínimo que permita colocarlo sin dificultades y realizar los empalmes por debajo de la parte superior del tubo. Una regla útil para la anchura de la zanja es  $\frac{3}{2} d + 30$ , en la que  $d$  es el diámetro interior del tubo, en centímetros.

En la clasificación técnica de productos tubulares, se entiende por tubo rígido aquel que no permite deformaciones mayores de 0.1% de su diámetro, sin que haya fracturas. (concreto)

Tubo semi-rígido aquel que permite deformaciones entre 0.1 y 3% sin sufrir fracturas, y tubo flexible - todo aquel que permite deformaciones de más de 3% sin fractura. (PVC)

Estudios hechos sobre la tuberías rígidas y flexibles enterradas demostraron que:

- 1.- Las cargas desarrolladas sobre la tubería rígida - son mayores que las desarrolladas sobre la tubería flexibe.
- 2.- Las cargas externas tienden a concentrarse directamente abajo y arriba del tubo rígido, creando un momento de aplastamiento que debe ser resistido por las paredes del tubo. En los tubos flexibles la carga es distribuída uniformemente alrededor de su circunferencia, y la carga en cualquier punto es menor que en el tubo rígido.

- 3.- Las cargas externas son soportadas por fuerzas de -  
compresión en la sección transversal de la tubería.  
En tubos flexibles parte de estas cargas son anuladas por la presión hidráulica interna y otra parte son transmitidas lateralmente al material alrededor del tubo, dependiendo del espesor de éste, del módulo de elasticidad del material del tubo y del tipo de relleno.

Conforme se va deformando la tubería (sin fracturarse) transfiere la carga vertical en reacciones horizontales radiales y son resistidas por la presión pasiva de la tierra alrededor del tubo. Cuando la pared de éste es rígida, lo anterior no ocurre sino que toda la carga tiene que ser soportada por el tubo, a diferencia de la tubería de PVC, la cual transmite parte de la carga al terreno alrededor del tubo.

Estas son las diferencias entre el comportamiento del tubo rígido, y el comportamiento del tubo flexible.

#### 4.2 CARGAS MUERTAS

Marston observó que en los tubos flexibles, el valor de la carga actuante sobre el tubo es menor que el valor del peso de la columna de suelo (relleno) sobre él. En el caso de los tubos rígidos, la carga actuante sobre el tubo es más grande que el peso de la columna de suelo.



Las diferencias entre los dos tipos de tubería están expresadas en las fórmulas de Marston, desarrolladas para calcular las cargas muertas sobre una tubería enterrada en zanja.

## TUBO RIGIDO

$$Wc = Cd W B_d B_d \text{ -----(1)}$$

## TUBO FLEXIBLE

$$Wc = Cd W B_d B_c \text{ -----(2)}$$

donde:

Wc = Carga vertical sobre el tubo, en kg/m

W = Peso específico del material de relleno, en kg/cm<sup>3</sup>

Bc = Diámetro exterior del tubo, en metros.

Bd = Ancho de la zanja, en metros.

Cd = Coeficiente de carga.

El término Cd esta en función de la relación entre la profundidad (H) y el ancho de la zanja (Bd), así como del coeficiente de fricción entre el relleno y los lados de la zanja. Cd puede calcularse como la expresión:

$$Cd = \frac{1 - e^{-2ku' H/B_d}}{2Ku'} \text{ -----(3)}$$

donde:

e = Base de logaritmos naturales

k = Relación Rankine entre las presiones laterales y vertical

u' = Coeficiente de fricción entre el relleno y los lados de la zanja

Tabla . Valores del coeficiente de carga (Cd)

Relación entre la profundidad y la anchura de la zanja	Arena y tierra vegetal húmeda	Tierra vegetal saturada	Arcilla húmeda	Arcilla saturada
0.5	0.46	0.46	0.47	0.47
1.0	0.85	0.86	0.88	0.90
1.5	1.18	1.21	1.24	1.28
2.0	1.46	1.50	1.56	1.62
2.5	1.70	1.76	1.84	1.92
3.0	1.90	1.98	2.08	2.20
3.5	2.08	2.17	2.30	2.44
4.0	2.22	2.33	2.49	2.66
4.5	2.34	2.47	2.65	2.87
5.0	2.45	2.59	2.80	3.03
5.5	2.54	2.69	2.93	3.19
6.0	2.61	2.78	3.04	3.33
6.5	2.68	2.86	3.14	3.46
7.0	2.73	2.93	3.22	3.57
7.5	2.78	2.98	3.30	3.67
8.0	2.81	3.03	3.37	3.76
8.5	2.85	3.07	3.42	3.85
9.0	2.88	3.11	3.48	3.92
9.5	2.90	3.14	3.52	3.98
10.0	2.92	3.17	3.56	4.04
11.0	2.95	3.21	3.63	4.14
12.0	2.97	3.24	3.68	4.22
13.0	2.99	3.27	3.72	4.29
14.0	3.00	3.28	3.75	4.34
15.0	3.01	3.30	3.77	4.38
Mucho mayor	3.03	3.33	3.85	4.55

Tabla Pesos de los materiales de relleno de zanjas

Material	kg/m <sup>3</sup>
Arena seca.....	1600
Arena húmeda.....	1840
Arena mojada.....	1920
Arcilla húmeda.....	1920
Arcilla saturada.....	2080
Tierra vegetal saturada.....	1840
Arena y tierra vegetal húmeda.....	1600

#### 4.3 CARGAS VIVAS

Las tuberías enterradas también están sujetas a cargas vivas producidas por el tráfico vehicular. Estas cargas vivas son transmitidas a través del relleno.

La distribución de una carga viva superficial en cualquier plano horizontal en el subsuelo se muestra en la figura 4.2. La gráfica de la figura compara la proyección Boussinesq de la distribución de carga viva con las actuales mediciones. La intensidad de la carga viva en cualquier plano del relleno es mayor directamente bajo el punto de aplicación de la carga en la superficie y decrece radialmente en cada punto.

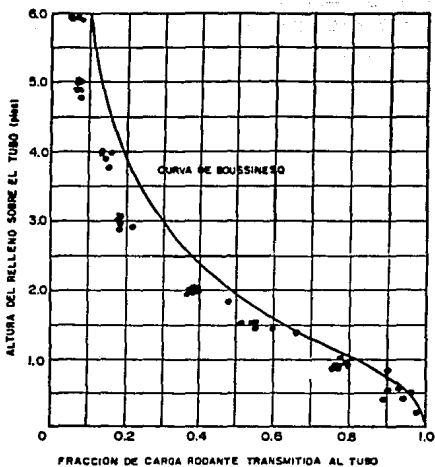
Como en el caso de las cargas muertas producidas por materiales de relleno, existen ecuaciones desarrolladas para calcular las cargas vivas empleando la solución de Boussinesq. Hay dos formas, una para cargas concentradas y otra para cargas distribuidas.

El desarrollo integral de Holl para  $C_s$  es usado para calcular cargas concentradas (tal como una rueda de camión) y esta dada en la siguiente forma:

$$W_{sc} = C_s \frac{PF'}{L}$$

donde:

Figura 4.2 Distribución de cargas vivas superficiales.



DISTRIBUCIÓN DE CARGAS VIVAS SUPERFICIALES VS CARGAS EN UN PLANO DEL RELLENO  
SOLUCIÓN DE BOUSSINESQ VS MEDICIONES ACTUALES

- Wsc = Carga vertical sobre el tubo, en kg/m
- P = Carga concentrada producida por la rueda del camión, en kg (ver tabla)
- F' = Factor de impacto (ver tabla)
- L = Longitud efectiva del tubo (1.00m o menos), en metros.
- Cs = Coeficiente de carga el cual esta en función de
- $$Bc/2H \quad \text{y} \quad L/2H$$
- H = Altura del relleno desde el lomo del tubo hasta la superficie, en metros.
- Bc = Diámetro exterior del tubo, en metros.

El desarrollo integral de Nevmark para Cs es usado para calcular cargas distribuidas y esta dado en la siguiente forma:

$$Wsd = CspF'Bc$$

Donde el único termino nuevo es p, el cual es la intensidad de la carga distribuida, en kg/m<sup>2</sup>

Cs = Coeficiente de carga en función de

$$D/2H \quad \text{y} \quad M/2H$$

donde:

D = Diámetro exterior del tubo, en metros

M = Longitud efectiva del tubo (1.00m o menos)

Tabla 4.3 VALORES DEL COEFICIENTE DE CARGA  $C_s$ , PARA  
CARGAS VERTICALES SUPERFICIALES CONCENTRADAS  
Y DISTRIBUIDAS.

$\frac{D}{2H}$ o $\frac{R_c}{2H}$	$\frac{M}{2H} \text{ o } \frac{L}{2H}$													
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.5	2.0	3.0
0.1	0.016	0.037	0.053	0.067	0.079	0.089	0.097	0.103	0.108	0.112	0.117	0.121	0.124	0.128
0.2	0.037	0.072	0.103	0.134	0.155	0.174	0.189	0.202	0.211	0.219	0.229	0.238	0.244	0.248
0.3	0.063	0.103	0.149	0.190	0.224	0.252	0.274	0.292	0.306	0.318	0.333	0.345	0.355	0.360
0.4	0.087	0.131	0.190	0.241	0.284	0.320	0.349	0.373	0.391	0.408	0.425	0.440	0.454	0.460
0.5	0.070	0.155	0.224	0.284	0.338	0.379	0.414	0.441	0.463	0.481	0.506	0.525	0.540	0.548
0.6	0.089	0.174	0.252	0.320	0.379	0.428	0.467	0.499	0.524	0.544	0.572	0.596	0.613	0.624
0.7	0.097	0.189	0.274	0.349	0.414	0.467	0.511	0.546	0.564	0.597	0.625	0.650	0.674	0.688
0.8	0.103	0.202	0.292	0.373	0.441	0.499	0.546	0.584	0.616	0.639	0.674	0.703	0.725	0.740
0.9	0.108	0.211	0.306	0.391	0.463	0.524	0.574	0.616	0.647	0.673	0.711	0.742	0.766	0.784
1.0	0.112	0.219	0.318	0.408	0.481	0.544	0.597	0.639	0.673	0.701	0.740	0.774	0.800	0.818
1.2	0.117	0.229	0.333	0.425	0.506	0.572	0.628	0.674	0.711	0.740	0.783	0.820	0.849	0.868
1.5	0.121	0.238	0.345	0.440	0.525	0.606	0.660	0.703	0.742	0.774	0.820	0.861	0.894	0.918
2.0	0.124	0.244	0.355	0.454	0.540	0.613	0.674	0.720	0.764	0.800	0.849	0.894	0.930	0.956

Tabla 4.4 FACTOR DE IMPACTO ( $F'$ ) CONTRA ALTURA DE RELLENO

ALTURA DE RELLENO (m)	CAMINOS	VIAS FERREAS	TERMINALES AEREAES
0.00 - 0.30	1.50	1.75	1.00
0.30 - 0.60	1.35	----	1.00
0.60 - 1.00	1.15	----	1.00
1.00 - mas	1.00	----	1.00

TABLA 4.5 CARACTERISTICAS DE CAMIONES TIPO

TIPO DE CAMION	DESCRIPCION DEL CAMION	PESO EJE 1 Delant. (Kg)	PESO EJE 2 Intermedio		PESO EJE 3 Inter. o Trasero		PESO EJE 4 Trasero (Kg)
			Rueda A (Kg)	Rueda B (Kg)	Rueda A (Kg)	Rueda B (Kg)	
T2 - S1	Tractor 2 ejes, remolque 1 eje	5000	9000	----	9000	----	----
T2 - S2	Tractor 2 ejes, remolq. 2 ejes	5000	9000	----	7250	7250	----
T3 - S1	Tractor 3 ejes, remolque 1 eje	5000	7250	7250	9000	----	----
T3 - S2	Tractor 3 ejes, remolq. 2 ejes	5000	7250	7250	7250	7250	----
C2 - R2	Camion 2 ejes, remolq. 2 ejes	5000	9000	----	9000	----	9000
C3 - R2	Camion 3 ejes, remolq. 2 ejes	5000	7250	7250	9000	----	9000

TABLA 4.6 CATEGORIAS DE USO DE CAMIONES.

TIPO DE VEHICULO	CARGA POR RUEDA (Kg)	PRESION ESTATICA (Kg/cm <sup>2</sup> )	AREA DE CONTACTO DE LA LLANTA (cm <sup>2</sup> )
Comercial a maxima carga	5431	6.0 - 7.0	790 - 910
Pasajeros	4530	5.8 - 6.4	710 - 790
Turismo	1820	4.2 - 5.3	345 - 430

NOTA: La influencia de las cargas vivas sobre la estructura de la tuberia de PVC solo es significativa en bajas profundidades, usualmente 1.00 m hasta lomo de tubo o menos, para caminos. Para vias ferreas esta influencia no es importante excepto para profundidades hasta lomo de tubo menores de 3.00 m.

#### 4.4 DETERMINACION DE LA DEFLEXION VERTICAL.

M. G. Spangler, un estudiante de Anson Marston, observó que la teoría de cargas en tubería enterrada no era la adecuada para el diseño de tubería flexible. Spangler notó que los tubos flexibles pueden soportar esfuerzos - pequeños en comparación con los tubos rígidos, ya que una vez enterrados tienen que soportar cargas verticales derivadas de las presiones pasivas inducidas por el acostillado lateral. Este factor cumple con la idea de que la deflexión angular puede también ser esencial para el diseño de los tubos flexibles.

El primer paso de Spangler fue definir la capacidad de un tubo flexible para resistir la deflexión angular - cuando no está enterrado en zanja.

Al aplicar la Teoría Elástica para el estudio de las deflexiones angulares, encontró un rango menor al 10% para lo cual estableció las expresiones:

$$A_y = 0.149 \frac{W r^3}{E I}$$

$$A_x = 0.136 \frac{W r^3}{E I}$$

$$A_x = 0.913 A_y$$

donde:



$A_x$  y  $A_y$  = Deflexiones horizontal y vertical, en cm,  
 las cuales estan definidas matematicamen-  
 te por la ovalidad el perfil de una elipse

$W$  = Carga sobre el tubo, en kg/cm

$E$  = Módulo de elasticidad del material del -  
 tubo, en kg/cm<sup>2</sup>

$I$  = Momento de inercia de la sección transver-  
 sal, en cm<sup>3</sup>

$r$  = Radio promedio del tubo, en cm

El siguiente paso de Spangler fue incorporar los efectos del relleno a la deflexion del tubo. También concibió - una presión uniforme sobre parte del fondo de la zanja, dependiendo del ángulo de encamado. Se consideró además que la presión horizontal en las paredes de la zanja sería proporcional a la deflexión del tubo, La constante de proporcionalidad fue definida como se muestra en la Figura y - fue llamado "Módulo de Resistencia Pasiva del Relleno". El Módulo presumiblemente sería constante para un suelo - determinado y podría ser medido por medio de una sencilla prueba de laboratorio. Por medio del análisis se desarrollo la Fórmula Iowa:

$$A_x = \frac{D I K W c r^3}{E I + 0.061 e r^4}$$

donde:

- $Dl$  = Factor de deflexión longitudinal  
 $K$  = Constante de encamado  
 $Wc$  = Carga de Marston por unidad de longitud de tubo,  
 en kg/cm  
 $r$  = Radio promedio del tubo, en cm  
 $E$  = Módulo de elasticidad del material del tubo, en  
 kg/cm  
 $I$  = Momento de inercia, en  $cm^3$   
 $e$  = Módulo de resistencia pasiva del lado del re-  
 lleno, en kg/cm  
 $Ax$  = Deflexión horizontal, en cm.

Esta ecuación puede ser usada para predecir las deflexiones de tubería enterrada si las tres constantes - empíricas  $K$ ,  $Dl$  y  $e$  son conocidas. La constante de encamado  $K$  corresponde a la respuesta del tubo enterrado ante la oposición e igual reacción de la carga producida por la cama bajo el tubo. La constante de encamado varía con el espesor y el ángulo de la cama. El ángulo de encamado se muestra en la figura 4.8 Como una regla general se tomo como valor fijo de  $K = 0.1$

El valor de  $r$ , es el radio promedio del tubo y es igual a:

$$r = \frac{D - e}{2}$$

FIGURA 4.7 BASES DEL DESARROLLO DE SPANGLER DE LA FORMULA IOWA PARA DEFLEXION DE TUBERIAS ENTERRADAS.

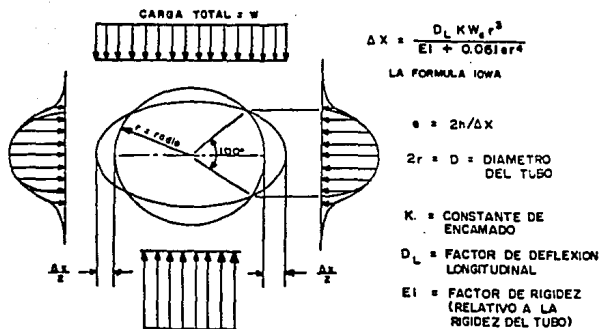
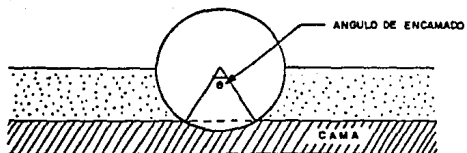


FIGURA 4.8 ANGULO DE ENCAMADO.



La recomendación de Spangler da un valor para el factor de deflexión longitudinal (Dl) de 1.5. Esto quiere decir que la deformación final a largo plazo, ocasionada por las cargas muertas, puede llegar a ser 50% mayor que la deformación inicial.

Esto es un valor conservador ya que con presión interna, la deformación Ax es menor.

Como la sección de la tubería es un anillo perfecto el momento de inercia I por unidad de longitud es igual a:

$$\frac{e^3}{12}$$

El módulo de resistencia pasiva del lado del relleno depende de la resistencia pasiva de la tierra en los lados del tubo, o sea que depende de la calidad de la compactación. La tabla 4.9 da los valores de e para las diferentes calidades de mano de obra.

Tabla 4.9 Módulo de resistencia pasiva del lado del relleno.

Tipo de mano de obra	e
A.- Muy buena compactación.....	49 kg/cm <sup>2</sup>
B.- Mediana compactación.....	35
C.- Mala compactación.....	21
D.- Sin compactación.....	14

Reynold K. Watkins, estudiante de Spangler, investigo el Módulo de Resistencia Pasiva a través del estudio de modelos y examinó el alcance de la Fórmula Iova. Como resultado del estudio de Watkins otro parametro fue definido. Este fue el Módulo de Reacción del Suelo  $E' = er$ . Consecuentemente la ecuación de la deflexión horizontal se expresa ahora:

$$Ax = \frac{Dl K Wc r^3}{EI + 0.061 E' r^3}$$

Tabla 4.10 Valores promedio del módulo de reacción del suelo,  $E'$

TIPOS DE MATERIAL PARA ENCAMADO DE TUBERIAS  (1)	E' SEGUN GRADO DE COMPACTACION DE LA CAMA, en 101/pulg <sup>2</sup>			
	A VOLTOS  (2)	BAJO (25% PROCTOR (40% DENSIDAD RELATIVA (3)	MEDIO (60%-70% PROCTOR (40% DENSIDAD RELATIVA (4)	ALTO (95% PROCTOR (70% DENSIDAD RELATIVA (5)
SUELOS BIEN GRADUADOS (LL) (SO) SUELOS CON MEDIA A ALTA PLASTICIDAD	USESE E' = 0			
SUELOS BIEN GRADUADOS (LL) (SO) SUELOS CON MEDIA O NULA PLASTICIDAD, CON MENOS DEL 25% DE GRUESOS	50	200	400	1000
SUELOS BIEN GRADUADOS (LL) (SO) SUELOS CON MEDIA O NULA PLASTICIDAD, CON MAS DEL 25% DE GRUESOS SUELOS MAL GRADUADOS CON FINOS, CON MAS DEL 12% DE FINOS	100	400	1000	2000
SUELOS MAL GRADUADOS CON POCOS O NADA DE FINOS, CON MENOS DEL 12% DE FINOS	200	1000	2000	3000
ROCA FRAGMENTADA	1000	3000	3000	3000
TOLERANCIAS en % de deflexion	±2	±2	±1	±0.5

Watkins fue disponiendo de los valores de  $E'$ ,  $K$  y  $Wc$  y usando la fórmula modificada Iowa calculó un valor teórico de deflexión. Esta deflexión teórica fue comparada con las mediciones actuales. Para tomar el valor de  $E'$  de la tabla 4.10 se considerará una constante de encamado  $K = 0.1$  y un factor de deflexión longitudinal  $D1 = 1.0$ .

Con lo anterior la ecuación 18 se modifica expresándose ahora como:

$$\frac{\Delta y}{D} = \frac{D1 K P (100)}{(2E/3 (RD - 1) 3) + 0.061 E'}$$

donde:

$P$  = Prisma de carga, en  $kg/cm^2$

$K = 0.1$  cuando se trabaje en unidades inglesas y  $K = 1.0$  cuando se trabaje en unidades metricas.

A continuación se muestran los valores máximos de altura de relleno, de deflexión (deformación) vertical - y prisma de carga para las diferentes clases de tubería se considera  $D1 = 1.0$ ,  $E = 200$ ,  $E = 28,100 kg/cm^2$

TABLA 4.11

RELACION DE DIMENSIONES ( RD )	ALTURA MAXIMA DE RELLENO (m)	PRISMA DE CARGA (kg/cm <sup>2</sup> )	DEFLEXION VERTICAL (Deformacion) (%)
65	2.25	0.248	2.02
41	3.00	0.330	2.64
32.5	4.00	0.440	3.44
26	4.50	0.495	3.69
21	6.50	0.715	4.92
13.5	14.00	1.540	7.07

NOTA: Para el cálculo de las alturas máximas de relleno, se considero como material de relleno, Tepetate.

TABLA 4.12 REDUCCION DEL AREA DE FLUJO  
EN FUNCION DE LA DEFORMACION VERTICAL DIAMETRAL  
PARA TUBERIAS DE PVC

Deformación Vertical Diametral (%)	Del Area de Un Círculo Perfecto (%)	Deformación Vertical Diametral (%)	Del Area de Un Círculo Perfecto (%)
.5	99.9975	18	96.76
1.0	99.99	19	96.39
1.5	99.9775	20	96.00
2.0	99.96	21	95.59
2.5	99.9375	22	95.16
3.0	99.91	23	94.71
3.5	99.8775	24	94.24
4.0	99.84	25	93.75
4.5	99.7975	26	93.24
5.0	99.75	27	92.71
5.5	99.6975	28	92.16
6.0	99.64	29	91.59
6.5	99.5775	30	91.00
7.0	99.51	35	87.75
7.5	99.4375	40	84.00
8.0	99.36	45	79.75
8.5	99.2775	50	75.00
9.0	99.19	55	69.75
9.5	99.0975	60	64.00
10.0	99.00	65	57.75
11.0	98.79	70	51.00
12.0	98.56	75	43.75
13.0	98.31	80	36.00
14.0	98.04	85	27.75
15.0	97.75	90	19.00
16.0	97.44	95	9.75
17.0	97.11	100	-



## CAPITULO 5

## HIDRAULICA DE LAS TUBERIAS DE PVC Y CONCRETO.

La mayor parte de los sistemas de alcantarillado se proyectan como canales abiertos, y no como tuberías forzadas. Aunque puede ocurrir, accidentalmente que la capacidad de las alcantarillas para aguas de lluvia se supere, - con lo que se llenarán, las bocas o sumideros y dando origen a que el agua suba por los registros. Se dice entonces que las alcantarillas están sobrecargadas. Las alcantarillas de aguas negras separadas, también pueden sobrecargarse debido a infiltraciones excesivas durante las tormentas, obstrucciones en las tuberías, o por una aportación de caudales mayores que aquellos para los que han sido calculadas.

Cuando el agua entra en un tubo o canal a velocidad constante y sale libremente por el extremo más bajo se establecerá en seguida una corriente invariable y uniforme. Una corriente se denomina invariable cuando pasa, por un punto cualquiera dado, el mismo volumen de líquido en cada fracción pequeña de tiempo. Se llama corriente uniforme a aquella en la que no se producen variaciones de su velocidad a lo largo del trayecto de la conducción o curso de agua. En los casos normales de los proyectos de alcantarillas, la corriente puede suponerse invariable, pudiendo considerarse que es uniforme en los tramos rectos, si bien es de esperar que se producirán variaciones de velocidad en los obstáculos y -

cambios de sección transversal de los tubos o canales, que deben tenerse en cuenta, en algunos casos, al hacer los cálculos hidráulicos.

El agua se mueve en sentido descendente en los tubos o canales por efecto de la fuerza de gravedad, y con velocidad tal que la altura de caída o disponible, compense los rozamientos, y se transforme en energía cinética o altura dinámica. Teniendo que vencer el rozamiento o resistencia que produce la rugosidad de la superficie del tubo.

Se puede revisar el funcionamiento a tubo lleno de la red usando para ello las fórmulas de Manning.

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

$$Q = V A$$

donde:

- S = Pendiente hidráulica, en metros.
- r = Radio hidráulico, en metros.
- n = Coeficiente de rugosidad del material del tubo.
- V = Velocidad de conducción, en m/seg.
- A = Area de conducción del tubo, en m<sup>2</sup>.
- Q = Gasto conducido, en m<sup>3</sup>/seg.

En esta fórmula interviene la cantidad  $n$ , cuyo valor depende de la rugosidad de la superficie del tubo y afecta a la velocidad. Los valores de  $n$  son determinados por experimentación de las corrientes en tubos. Para las alcantarillas de tubos de concreto, a veces se toma para  $n$  el valor de 0.015. Si se han seguido buenos métodos de construcción, con cuidadosas alineaciones de los tubos y uniones lisas,  $n$  vale 0.013 que es el más común para tubos de concreto.

En cambio como las tuberías de P.V.C. y en general las de plástico, son las más tersas existentes. El término de la tubería de P.V.C. tiene pérdidas por rozamiento menores que las tuberías de concreto.

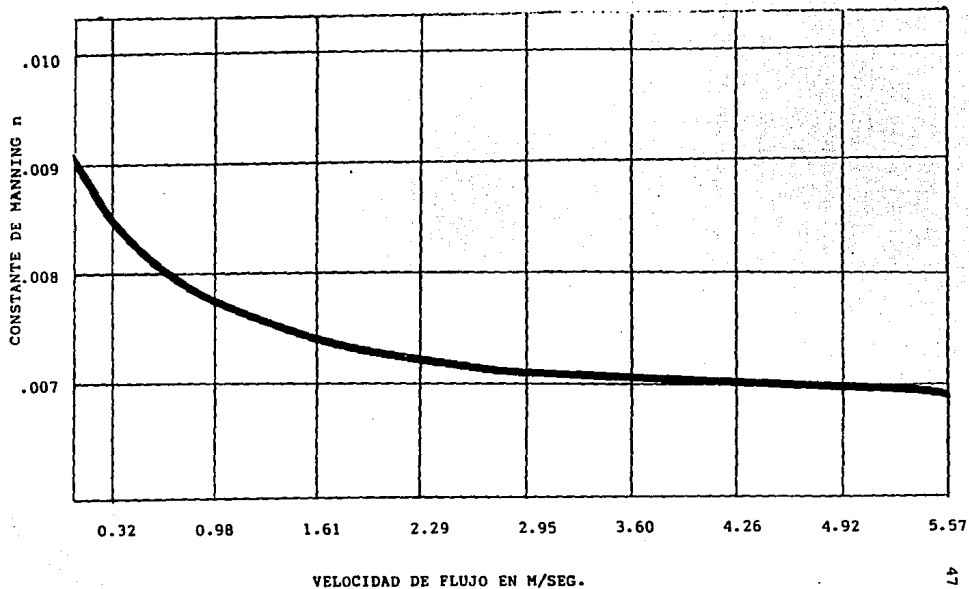
El Laboratorio de Hidráulica Alden del Instituto Politécnico Worcester efectuó una serie de investigaciones para determinar la constante de Manning  $n$  figura 5.1

El coeficiente de rugosidad de los tubos de P.V.C.  $n$  es 0.009 menor que el de las tuberías de concreto.

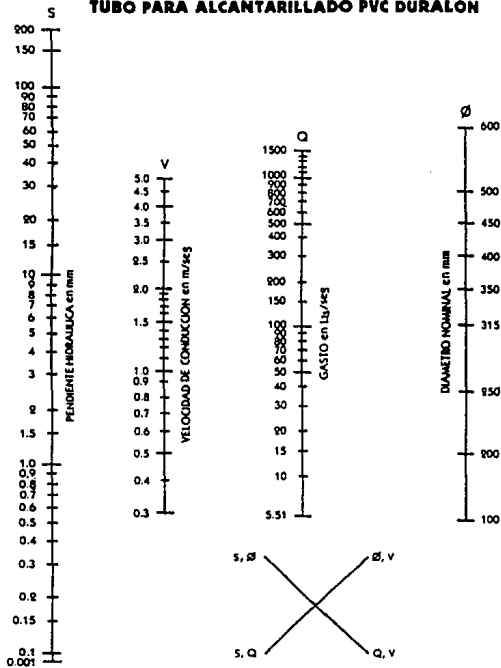
#### 5.1 NOMOGRAMAS PARA LA RESOLUCION DE LA FORMULA DE MANNING.

El proyecto de las alcantarillas exige muchas determinaciones de velocidades, tamaños de tubos y pendientes, por lo que es de interés llegar rápidamente a soluciones convenientes, con cuyo objeto se han diseñado ábacos que simplifican el proceso del proyecto cuando se dispone de ellos. Las figuras 5.2 son ejemplos de nomogramas, que resuelven la fórmula de Manning, para diversos cau-

FIGURA 5.1 GRAFICA REPRESENTATIVA DE LA CONSTANTE DE MANNING EN  
FUNCION DE LA VELOCIDAD DE FLUJO.



**NOMOGRAMA DE LA FORMULA DE MANNING  
TUBO PARA ALCANTARILLADO PVC DURALON**



CALCULO: \_\_\_\_\_  
ING. VICTOR MANRIQUE

REVISO Y APROBO: \_\_\_\_\_

EJEMPLO: PARA UN GASTO DE 100 lts/seg Y UNA PENDIENTE HIDRAULICA DE 10 mm (1%), CUAL SERA EL DIAMETRO MAS ADECUADO Y CUAL SU VELOCIDAD DE CONDUCCION.

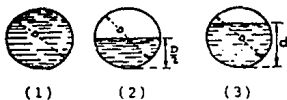
SE ENTRA EN LA ESCALA "Q" LOCALIZANDO EL VALOR 100 lts/seg Y EN LA ESCALA "S" LOCALIZANDO EL VALOR 10 mm, SE UNEN ESTOS DOS PUNTOS CON UNA LINEA RECTA PROYECTANDOLA HASTA CRUZAR LAS ESCALAS "Q" Y "V" OBTENIENDOSE LOS VALORES Q = 315 mm y V = 1.8 m/seg.

dales y diámetros de tubería, considerando  $n$  igual a 0.013 el común para la tubería de concreto. Y también con  $n$  igual a 0.009 para la tubería de P.V.C.

Su uso es de lo más sencillo si se tienen dos de los datos que aparecen en el abaco, los otros dos se pueden obtener uniendo con una línea los datos conocidos y en los puntos de cruce de esta línea con las columnas de los valores desconocidos dan los resultados de forma rápida y sencilla.

## 5.2 FUNCIONAMIENTO A TUBO PARCIALMENTE LLENO.

Imaginemos diferentes cursos de agua como los que representan las figuras 5.3- 1, 2 y 3 un tubo completamente lleno (1); otro en el que el agua llega exactamente a la mitad (2) y otro en el que el agua alcanza cualquier profundidad (3).

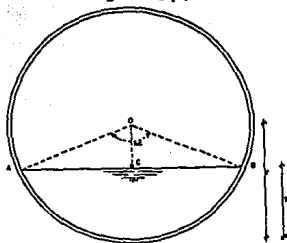


En el caso (1) se tiene:

$$r = \frac{A}{p} = \frac{1/4 D^2}{D} = \frac{D}{4}$$

En el caso (2) el radio hidráulico también vale  $D/4$  puesto que tanto el área como el perímetro mojado se han reducido a la mitad.

En el caso (3) el cálculo de un segmento circular resulta un poco laborioso, pudiéndose aplicar una serie de fórmulas, teniendo como base la figura 5.4



$\alpha$  en radianes.

Convención: Con subíndice  $\tau$  las características de la sección completa.

Sin subíndice los elementos de la tubería parcialmente llena.

donde:

$$\alpha = 2 \arccos \left( 1 - \frac{2t}{D} \right)$$

$$\frac{A}{A_{\tau}} = \frac{\alpha}{2\pi} \left( 1 - \frac{\text{Sen} \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\frac{R}{R_T} = 1 - \frac{\text{sen } \alpha}{\alpha}$$

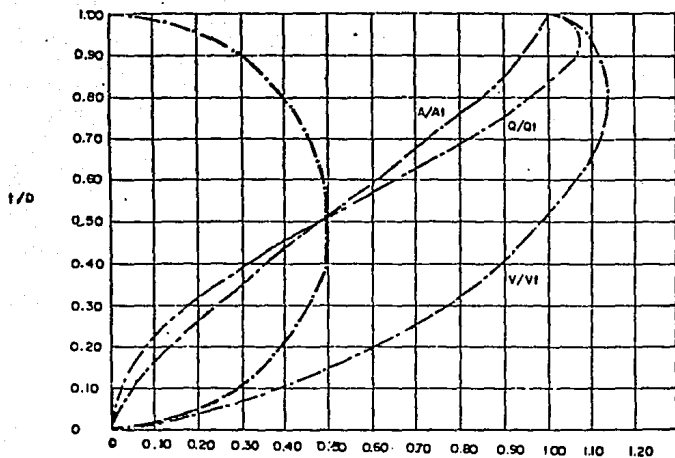
$$\frac{V}{V_T} = \left( 1 - \frac{\text{sen } \alpha}{\alpha} \right)^{2/3}$$

$$\frac{Q}{Q_T} = \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{\text{sen } \alpha}{\alpha} \right)^{5/3}$$

También se pueden obtener estos valores para una tubería parcialmente llena, con cierta aproximación con la gráfica que aparece en la figura 5.5 en la cual trazando líneas rectas se puede ir llegando a los diferentes resultados.



FIGURA 5.5 ELEMENTOS HIDRAULICOS DE LA SECCION CIRCULAR.



5.3 VELOCIDAD MINIMA. Se puede comprender que una red de alcantarillado que no arrastra únicamente agua sino también cuerpos sólidos, e inclusive arena y grava, se debe establecer una velocidad mínima con la cual se eviten los azolves y obstrucciones que se presentarían de no existir ésta especificación.

Los estudios relativos a la velocidad mínima han sido todos ellos objetivos y tienden a lograr la inalterabilidad del régimen hidráulico del tubo puesto que si los cuerpos sólidos se estacionan en él, darían lugar a azolves y taponamientos. Los datos que se consideran para determinar esa velocidad mínima están en la siguiente tabla: (debidamente a Dubuat)

MATERIAL.	VELOCIDAD DE ARRASTRE.	
	EN EL FONDO	EN MEDIO
Arcilla fina.	0.09m/seg.	0.12m/seg.
Arena.	0.12 "	0.15 "
Grava fina	0.18 "	0.24 "
Grava media de 1/2" a 1" de diámetro.	0.36 "	0.48 "
Grava gruesa más de 1" de diámetro.	0.75 "	0.99 "

Después de múltiples experiencias se llegó a determinar que la velocidad crítica es de 0.60 m/seg. para funcionamiento a tubo lleno y de 0.30 m/seg. para la velocidad efectiva. Siendo ambas las velocidades mínimas para tuberías de concreto y de P.V.C.

**5.4 VELOCIDAD MAXIMA.** Existe también una especificación relativa a la velocidad máxima admisible en las tuberías de alcantarillado, pues si la velocidad de recorrido de las aguas es muy grande, se podría erosionar la tubería y con el tiempo se producirían fugas y se interrumpiría el régimen hidráulico de la red, al mismo tiempo se reduciría el período económico, del proyecto. Esto debe evitarse y para ello se ha fijado una velocidad máxima de 3.0 m/seg. en el caso de tubería de concreto y de 5.0 m/seg. para tubería de P.V.C.

5.5 PENDIENTE MINIMA. Es aquella que nos produce la velocidad mínima en un conducto.

5.6 PENDIENTE MAXIMA. Será aquella que produzca una velocidad bajo la cual se empiece a tener acción erosiva del agua en el conducto. En los tubos de concreto se ha obtenido experimentalmente, que no debe sobrepasarse la velocidad de --- 3.00 metros/segundo y en la tubería de P.V.C. no debe sobrepasarse de 5.0 metros/segundo.

**CAPITULO 6**  
**CONSIDERACIONES EN LAS QUE SE BASA UN PROYECTO**  
**PARA REDES DE ATARJEAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO.**

Para ejecutar los proyectos de las obras que integran el sistema de redes de atarjeas de alcantarillado sanitario de localidades urbanas, se deben establecer claramente los datos de proyecto como se indica en la tabla 6.1

**6.1 PERIODO ECONOMICO DEL PROYECTO.**

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

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

Considerando lo anterior, las erogaciones que se realicen se deberán hacer con cargo a todos los usuarios - (actuales y futuros) del servicio de acuerdo con el estudio financiero que se haya realizado. La determinación del período de tiempo durante el cual se proyecte proporcionar servicio eficiente, al cual suele llamársele "Período Económico de la Obra", debe hacerse también atendiendo a la vida útil de los materiales que se utilicen en la construcción del sistema, pues de otra manera, los

TABLA 6.1 DATOS DE PROYECTO.

Población del último censo oficial	Habitantes
Población actual estimada	Habitantes
Población de proyecto	Habitantes
Dotación	L/hab/día
Aportación (75% a 80% de la Dotación)	L/hab/día
Sistema	Separado Aguas Negras
Fórmulas	Harmon & Manning
Longitud de la red	Metros
Sistema de eliminación	Gravedad
Coefficiente de seguridad	1.5
Velocidades:	
Mínima	m/seg
Máxima	m/seg
Gastos:	
Mínimo	lts/seg
Medio diario	lts/seg
Máximo instantáneo	lts/seg
Máximo extraordinario	lts/seg

costos de reparaciones harán incosteable el funcionamiento del mismo.

#### 6.2 POBLACION DEL PROYECTO

La estimación de la población de proyecto se deberá hacer para un período económico hasta de 50 años, en relación a la magnitud y características de la localidad por servir y del costo probable de las obras.

#### 6.3 APORTACION DE AGUAS NEGRAS

Considerando que el alcantarillado para aguas negras de una localidad debe ser el reflejo del servicio de agua potable, por lo que respecta a la relación que existe entre Dotación y Aportación, se ha adoptado el criterio de aceptar como Aportación de Aguas Negras, del 75% al 80% de la Dotación de Agua Potable, considerando que del 20% al 25% restante se pierde antes de llegar a los conductos. (En el ejemplo se utiliza el 80% de la Dotación.)

#### 6.4 DOTACION DE AGUA POTABLE

Va en razón del clima y de la población de proyecto, se tomará en cuenta al determinar las cantidades de agua que se requieran para las condiciones inmediata y futura de la localidad, los valores que para la Dotación indica la tabla 6.2 en función del clima y del número de habitantes considerados como población de proyecto.

#### 6.5 APORTACION DE AREAS INDUSTRIALES

Quando se trate de áreas industriales, se tomará la aportación de ellas considerando la posibilidad de regu-

TABLA 6.2 DOTACION, en lt/hab/día

POBLACION DE PROYECTO (habitantes)	TIPO DE CLIMA		
	Cálido	Templado	Frio
2,500 - 15,000	150	125	100
15,000 - 30,000	200	150	125
30,000 - 70,000	250	200	175
70,000 - 150,000	300	250	200
150,000 - más	350	300	250



lar y tratar sus caudales dentro de las propias fábricas, antes de conectar sus descargas a la red municipal.

#### 6.6 COEFICIENTE DE VARIACION

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

a) Coeficiente de seguridad.- Generalmente en los proyectos de redes de alcantarillado, se considera un margen de seguridad previendo los excesos en las aportaciones que puede recibir la red por concepto de aguas pluviales domiciliarias, o bien negras, - producto de un crecimiento demográfico "explosivo". Los valores de este coeficiente de seguridad - - varían de 1.00 a 2.00.

b) Coeficiente de variación máxima instantánea.- El gasto máximo instantáneo de aguas negras se obtiene multiplicando este coeficiente, designado "M" (de máximo) por el gasto medio diario. Se empleará hasta una población de 182,250 habitantes, pues para mayor cantidad de usuarios, este coeficiente será constante e igual a 1.80, es decir se acepta que para mayor cantidad de usuarios, no sigue ya la Ley de Variación establecida por Harmon. Lo anterior es el resultado de considerar al alcantarillado para aguas negras como un reflejo -

de la red de distribución de agua potable a partir de los 182,250 usuarios, o sea, equipar desde ese momento al coeficiente "M", con el que determina el gasto máximo horario necesario en un sistema de agua potable, cuyo límite inferior en su variación se acepta generalmente sea 1.80.

#### 6.7 CUANTIFICACION DE LOS GASTOS DE AGUAS NEGRAS

La cuantificación del gasto medio de aguas negras, se hará en función de la densidad de población a servir y de la aportación de aguas negras.

##### a) Gasto medio diario

Se calcula con la expresión:

$$Q_m = \frac{P \cdot A}{86,400}$$

donde:

$Q_m$  = Gasto medio diario,

$P$  = Población a servir, en número de habitantes

$A$  = Aportación de aguas negras.

86,400 = Segundos en un día

b) Gasto mínimo.- En los proyectos se considera como gasto mínimo la mitad del gasto medio; pero hacer un estudio más riguroso, sobre todo en aquellos casos - que se tengan pendientes muy pequeñas o muy grandes, se acepta como cuantificación práctica del gasto mínimo probable de aguas negras por conducir, la descarga de un excusado, que es de 1.5 lts/seg en la in-

teligencia de que además, se considera que el número de descargas simultáneas al alcantarillado está dado, según el diámetro del conducto receptor, con las hipótesis siguientes: (ver tabla 6.3)

Los gastos mínimos que consigna esta Tabla, son siempre menores que los considerados clásicamente como mínimos por la expresión:

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

Escuriendo por lo tanto en el conducto estos últimos gastos, con mayores velocidades y tirantes que aquellos con que lo hagan los contenidos en la Tabla 6.3

c) Gasto máximo instantáneo.- La estimación del gasto máximo instantáneo, se hace afectando de un coeficiente "M" al gasto medio diario.

$$Q_{MI} = M Q_m$$

donde:

$Q_{MI}$  = Gasto máximo instantáneo.

Cuando la población servida por el conducto sea menor de 182,250 usuarios, la expresión que proporciona el valor "M" es de acuerdo con Harmon:

$$M = 1 \frac{14}{4 + (p)^{1/2}}$$

TABLA 6.3 GASTO MINIMO

DIAMETRO NOMINAL (mm)	NUMERO DE DESCARGAS SIMULTANEAS	APORTACION POR DESCARGA (lts/seg)	GASTO MINIMO DE AGUAS NEGRAS (lts/seg)
160	1	1.5	1.5
200	1	1.5	1.5
250	1	1.5	1.5
315	2	1.5	3.0
355	2	1.5	3.0
400	2	1.5	3.0
450	3	1.5	4.5
500	3	1.5	4.5
630	5	1.5	7.5

donde:

M = Coeficiente de variación del gasto máximo de aguas negras.

P = Población servida, en miles de usuarios

Cuando la población servida por el conducto sea -  
igualmente mayor a 182,250 usuarios, el coeficiente "M" tendrá el valor fijo de 1.80, por lo que:

$$Q_{MI} = 1.80 Q_m$$

d) Gasto máximo extraordinario.- En función de este gasto se determina el diámetro adecuado de los conductos y su valor debe calcularse, de acuerdo a la expresión

$$Q_{ME} = Q_{MI} \times \text{Coeficiente de seguridad}$$

El coeficiente de seguridad es usual que sea 1.5.

## 6.8 PENDIENTES

Las pendientes de las tuberías deben ser tan semejantes como sea posible a las del terreno con objeto de tener excavaciones mínimas; pero tomando siempre en cuenta lo siguiente:

a) Para gasto mínimo la pendiente mínima es aquella que produce una mínima velocidad.

b) Para gasto máximo la pendiente máxima es aquella que produce una velocidad máxima. La velocidad máxima y mínima dependen del material de la tubería como se puede

ver en capítulo 5.

## c) Pendiente geométrica

Se define a esta pendiente de acuerdo a la expresión:

$$PG = \frac{CPO - CPD}{L}$$

donde:

PG = Pendiente geométrica, en metros.

CPO = Cota de plantilla en el origen, en metros.

CPD = Cota de plantilla en el desfogue, en metros.

L = Longitud del conducto principal entre el origen y el desfogue, en metros.

Con esta pendiente se obtienen los diámetros más adecuados para la red de alcantarillado.

## d) Pendiente hidráulica

Se define esta pendiente de acuerdo a la expresión:

$$PH = \frac{CCO - CCD}{L}$$

donde:

PH = Pendiente hidráulica, en metros.

CCO = Cota clave en el origen, en metros.

CCD = Cota de clave en el desfogue, en metros.

L = Longitud del conducto principal entre el origen y el desfogue, en metros.

Con esta pendiente se comprueba si el diámetro seleccionado para el tramo del principal en la salida de la red, es capaz de conducir el gasto máximo extraordinario.

## CAPITULO 7

SOLUCION COMPARATIVA DE UN EJEMPLO ILUSTRATIVO  
EN LAS DOS ALTERNATIVAS.

Para la realización de este ejemplo se utilizan tanto la tubería de concreto como la de PVC, en la solución de un proyecto de una red de atarjeas de alcantarillado sanitario. En el cual se pueden ver prácticamente las diferencias entre los dos tipos de tubería. En este ejemplo se supone un fraccionamiento de la República Mexicana.

## 7.1 MEMORIA DESCRIPTIVA

## 7.1. GENERALIDADES.

El fraccionamiento "Las Flores", se construirá en el estado de Colima a la altura del kilómetro 3 de la carretera Manzanillo-Puerto Vallarta. (19° 08' 11" latitud norte, 103° 20' 18" longitud oeste).

Dicho fraccionamiento contará con muy diversas vías de comunicación como son: Terrestre.- Carretera Manzanillo Puerto Vallarta, Carretera Colima-Manzanillo; Aéreas.- Aeropuerto Nacional Manzanillo, Colima situado a 45 km. de Manzanillo y Marítimas.- Puerto de Manzanillo Colima.

En la zona donde se realizará el proyecto, encontramos un clima de tipo Caluroso, con una temperatura fluctuante entre los 22 - 40 grados centígrados, vegetación no muy abundante o bien de tipo tropical.

El motivo de la creación del fraccionamiento es debido a que en un estudio demográfico realizado en la Cd. de --

Manzanillo se notó el crecimiento acelerado de la población, por lo que se decidió crear un fraccionamiento cerca de la ciudad de Manzanillo que satisfaga las necesidades de la creciente población.

La población de proyecto para el año 2008 se estima en 12,000 habitantes.

El fraccionamiento está pensado para un nivel socio-económico medio alto.

Contará con los siguientes servicios:

- Teléfono
- Agua Potable
- Electricidad
- Alcantarillado

Contará con 1,854 lotes de 12 metros de frente por 25 metros de profundidad (300 m<sup>2</sup>).

#### DATOS DE PROYECTO

- Población de proyecto	12,000 habitantes
- Dotación de Agua Potable	150 l/hab/d.
- Aportación	120 l/hab/d.
- Gasto medio (Qm)	17 l.p.s.
- Q <sub>MI</sub>	48 l.p.s.
- Q <sub>ME</sub>	72 l.p.s.
- Q <sub>min</sub>	8 l.p.s.
- M	2.8756



## CALCULO DE LONGITUD ACUMULADA.

L c.a.c.      NS      65 m.  
                  EW      124 m.

L. TOTAL = 27,986 m.

Pob. de Proyecto = 12,000 hab.

$$D_L = \frac{12,000}{27,986} = 0.428 = 0.43$$

$$Q_{MI} = \frac{23.2}{1.5} = 15.47 \text{ l.p.s.}$$

a) Para tubería de concreto

Proponemos una población de 3,265

$$Q_m = 4.54 \text{ l.p.s}$$

$$M = 3.4109$$

$$Q_{MI} = 4.54 \times 3.4109 = 15.47 \text{ l.p.s}$$

L acum = 7,593 m

b) Para tubería de PVC.

$$Q_{MI} = \frac{20.4}{1.5} = 13.6$$

Proponemos una población de 2870

$$Q_m = 3.99 \text{ l.p.s}$$

$$M = 3.4109$$

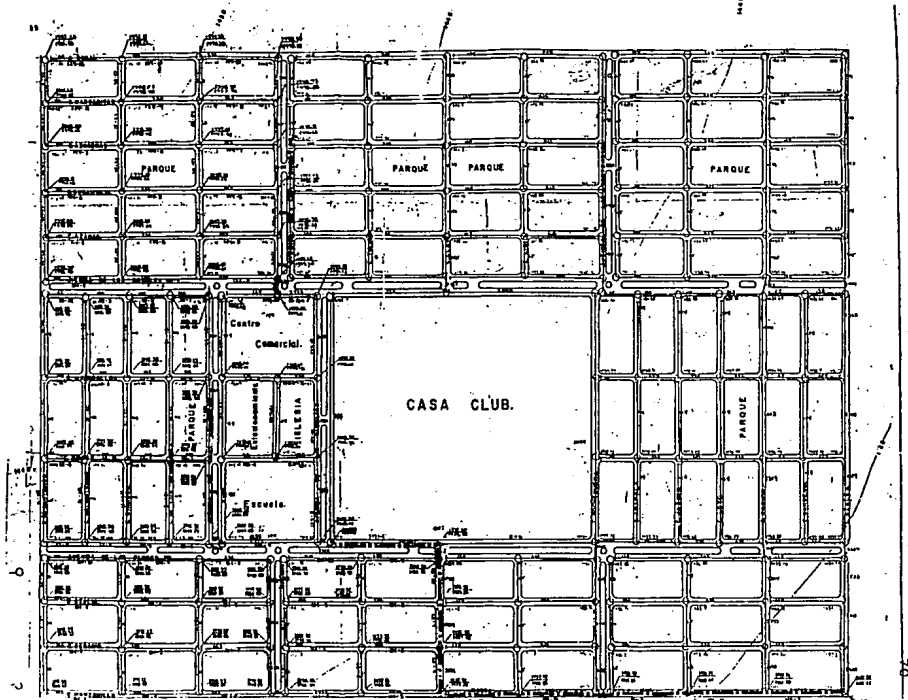
$$Q_{MI} = 3.99 \times 3.4109 = 13.60$$

L acum = 6,674

En la solución de este ejemplo se utiliza una tabla donde se tienen resumidos todos los valores que nos interesan, para un sistema de atarjeas de alcantarillado sanitario.

Se resuelve una tabla para tuberías de Concreto y otra para tuberías de PVC y así se pueden ir comparando.

Otro aspecto importante sobre éstas tablas es que sólo se toma el último tramo del proyecto del fraccionamiento las Flores por ser el más significativo. (En el plano general del fraccionamiento es la parte que aparece punteada.)



Esc 1:2000  
 Anot. Cms

Finca "LAS FLORES"  
 Montevideo - Salto  
 Edo de Artigas



HIDRAULICO					CALCULO GEOMETRICO									
Caudal o gasto					Tirante		Velocidad efectiva		Cota en m. s. n. m.			Espesor	Profundidad	
m <sup>3</sup> / s					Min	Max	Min	Max	Terrazo	Plantilla			1	2
$\frac{1}{2} V_0$	$V_{01}$	$V_{02}$	$V_0$	$V_{03}$						1	2		1	2
0.18	0.57	1.10	0.92	0.92	3.7	18.68	0.38	0.62	1441.75	1440.25	1440.25	0.71	1.50	1.50
										1439.54				
0.125	0.46	0.50	0.50	1.0	2.54	10.15	0.70	1.52	1441.30	1439.54	1439.54	1.36	1.76	1.76
										1438.17				
0.16	0.53	0.91	0.75	1.13	3.25	15.23	0.47	0.99	1439.43	1438.17	1438.17	0.46	1.62	1.62
										1437.71				
0.16	0.53	0.95	0.77	1.13	3.25	15.63	0.47	1.19	1438.97	1437.71	1437.71	0.46	1.64	1.64
										1437.25				
0.14	0.50	1.00	0.82	1.14	2.84	20.3	0.53	1.20	1438.72	1437.25	1437.25	0.65	1.46	1.53
										1436.01				
0.14	0.50	0.97	0.785	1.4	2.84	15.94	0.53	1.55	1437.47	1436.01	1436.01	1.36	1.41	
										1434.65				
0.125	0.46	0.97	0.785	1.4	3.17	18.84	0.47	1.43	1436.10	1434.65	1434.65	0.87	1.45	
										1433.78				
0.105	0.405	0.82	0.69	1.125	2.67	16.56	0.50	1.37	1435.27	1433.78	1433.78	1.24	1.48	
										1432.54				
0.105	0.405	0.78	0.66	1.11	3.20	15.84	0.90	1.29	1433.86	1432.54	1432.54	0.87	1.32	
										1431.67				
									1432.92	1431.67	1431.67		1.25	1.3



CLIENTE HIDRAULICO					CALCULO GEOMETRICO										
o parcialmente lleno o goteo					Tirante		Velocidad efectiva		Cota en m.s.n.m.			Diámetro	Profundidad		
n	m	M a s i m o			Min	Max	Min	Max	Terrazo	Planteo			1	2	
		$\gamma_b$	$\gamma_{u_1}$	$\gamma_b$						$\gamma_{u_2}$	1	2			
0.17	0.95	0.89	0.85	1.14	3.26	6.32	0.51	0.91	1441.75	1440.25	1440.25	0.71	1.50	1.50	
										1439.54					
0.105	0.405	0.40	0.42	0.885	2.02	8.06	0.86	1.87	1441.30	1439.54	1439.54	1.36	1.76	1.76	
										1438.17					
0.14	0.50	0.73	0.635	1.09	2.68	12.19	0.53	1.34	1439.43	1438.17	1438.17	0.46	1.26	1.26	
										1437.71					
0.16	0.33	0.90	0.75	1.13	3.07	14.4	0.47	1.17	1438.97	1437.71	1437.71	0.32	1.25	1.25	
										1438.38					
0.14	0.50	0.85	0.71	1.125	2.68	13.63	0.53	1.56	1438.72	1437.38	1437.38	1.12	1.33	1.33	
										1436.26					
0.125	0.46	0.78	0.66	1.11	2.4	12.67	0.69	1.71	1437.47	1436.26	1436.26	1.36	1.21	1.21	
										1434.89					
0.105	0.405	0.66	0.605	1.08	2.52	14.52	0.60	1.59	1436.10	1434.89	1434.89	0.87	1.20	1.26	
										1434.02					
0.105	0.405	0.54	0.525	1.02	2.52	12.6	0.60	1.89	1435.27	1434.02	1434.02	1.36	1.25	1.25	
										1432.65					
0.105	0.405	0.82	0.69	1.125	2.52	16.56	0.60	1.78	1433.86	1432.65	1432.65	0.99	1.20	1.20	
										1431.65					
										1432.92	1431.65	1431.65	1.26	1.26	

**CAPITULO 8****PRESUPUESTO.**

Un factor importante en todo proyecto de ingeniería es el costo. Estar siempre seguros de que el presupuesto sea lo más económico posible, pero sin dejar de tomar en cuenta por ésto las características de los materiales con los que se va a trabajar.

Sus resistencias, duración, tiempo de garantía, seguridad, impermeabilidad, etc.

Para así tener la seguridad de que el material escogido nos ofrece todas las características necesarias para un proyecto específico.

En este capítulo sólo se escogieron los precios de tubería de Concreto y de PVC para los diámetros requeridos en el ejemplo del capítulo 7, puesto que son los más considerables en un proyecto. Y así se pueden ver los diferentes costos entre las tuberías. Llegando sólo al costo directo para una mejor comparación.

después de analizar los precios unitarios de las tuberías de Concreto y de PVC, podemos ver que el precio del tubo de PVC por metro lineal es más caro. Claro que éste costo se puede disminuir si comparamos que los tubos de PVC son de seis metros, y por tanto las uniones son a cada seis metros, y el costo de junteado sólo se considera a esa distancia. En cambio la tubería de con



creto tiene una longitud de sólo un metro por lo tanto su junteado va ha cada metro. Así si tenemos un tramo de 10 metros se necesitarían sólo 2 tubos de PVC contra 10 que se requieren de Concreto. Además de que las tuberías de PVC son más fáciles de transportar por su bajo peso.



UNIVERSIDAD LA SALLE

PRECIOS UNITARIOS

77

## CLAVE CONCEPTO

SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBO DE CONCRETO SIMPLE DE 20 cms DE DIAMETRO JUNTEADO CON MORTERO CEMENTO ARENA DE 1 A 5 INCLUYE ACARREOS Y MANIOBRAS.

## MATERIALES

## UNIDAD CANTIDAD P.U. IMPORTE

MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
TUBO DE CONCRETO SIMPLE DE 20 cm DE 8" DE DIAMETRO.	ML	1.0700	11,258	12,046.0
MORTERO CEMENTO ARENA 1:5	M <sup>3</sup>	.0025	405,000	1012.0

## MANO DE OBRA

## COSTO MATERIALES

MANO DE OBRA	COSTO MATERIALES
CUADRILLA. 1 ALBAÑIL + 1 PEON + 0.1 DE CABO	JOR 0.0370 55,296 2046.0

## HERRAMIENTA

## COSTO MANO DE OBRA

HERRAMIENTA	COSTO MANO DE OBRA
HERRAMIENTA MENOR	% 3.0000 2045.9 61.0

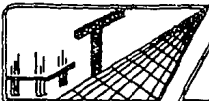
## EQUIPO

## COSTO HERRAMIENTA

EQUIPO	COSTO HERRAMIENTA

## COSTO DE EQUIPO

HOMERO ANIBAL GALLEGOS.	COSTO DIRECTO	\$ 15,166.0/M
	COSTO INDIRECTO	\$
	PRECIO UNITARIO	\$



## UNIVERSIDAD LA SALLE

PRECIOS UNITARIOS

78

## CLAVE CONCEPTO

SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBO DE CONCRETO SIMPLE DE 25 cms DE DIAMETRO JUNTEADO CON MORTERO CEMENTO ARENA DE 1 A 5 INCLUYE ACARREOS Y MANIOBRAS.

## MATERIALES

## UNIDAD CANTIDAD P.U. IMPORTE

TUBO DE CONCRETO SIMPLE DE 25 cms DE  
10" DE DIAMETRO.  
MORTEPO CEMENTO ARENA 1:5

ML  
M<sup>3</sup>

1.0650  
.0038

12,950  
405,000

13792.0  
1539.0

## MANO DE OBRA

## COSTO MATERIALES

CUADRILLA.  
1 ALBAÑIL + 1 PEON + 0.1 DE CABO

JOR

.0571

55,296

3157.0

## HERRAMIENTA

## COSTO MANO DE OBRA

HERRAMIENTA MENOR

X

3.0000

3157.4

95.0

## EQUIPO

## COSTO HERRAMIENTA

## COSTO DE EQUIPO

HOMERO ANIBAL GALLEGOS.

COSTO DIRECTO

\$ 18,583 /ML

COSTO INDIRECTO

\$

PRECIO UNITARIO

\$



UNIVERSIDAD LA SALLE

PRECIOS UNITARIOS.

79

CLAVE CONCEPTO

SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBO DE CONCRETO SIMPLE DE 30 cms DE DIAMETRO JUNTEADO CON MORTERO CEMENTO ARENA DE 1 A 5 INCLUYE ACARREOS Y MANIOBRAS.

MATERIALES

UNIDAD CANTIDAD P.U. IMPORTE

TUBO DE CONCRETO SIMPLE DE 30 cms DE 12" DE DIAMATRO.	ML	1.0600	20,910	22,165.0
MORTERO CEMENTO ARENA 1:5	M <sup>3</sup>	.0038	405,000	1,539.0

MANO DE OBRA

COSTO MATERIALES

CUADRILLA. 1 ALBAÑIL + 1 PEON + 0.1 DE CABO	JOR	.0742	55,296	4,103.0
--	-----	-------	--------	---------

HERRAMIENTA

COSTO MANO DE OBRA

HERRAMIENTA MENOR	%	3.0000	4,103	123.0
-------------------	---	--------	-------	-------

EQUIPO

COSTO HERRAMIENTA

--	--	--	--	--

COSTO DE EQUIPO

HOMERO ANIBAL GALLEGOS.

COSTO DIRECTO	\$ 27,930 /M
COSTO INDIRECTO	\$
PRECIO UNITARIO	\$

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA



UNIVERSIDAD LA SALLE

PRECIOS UNITARIOS.

80

CLAVE CONCEPTO

SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBO DE PVC ANGER DE 20 cms INCLUIYE MATERIALES DE CONSUMO, DESPERDICIO, MANO DE OBRA Y HERRAMIENTA MENOR.

MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
TUBO DE PVC ALCANTARILLADO ANGER DE 20 cms.	ML	1.0500	22,440	23,562.0
LUBRICANTE	TUB.	.0667	2,448	163.0
ANILLO EMPAQUE	PZA	.1667	17,638	2,940.0

MANO DE OBRA	COSTO	MATERIALES		
CUADRILLA 1 OFICIAL CLASE C + 1 AYUDANTE CLASE B + .1666 DE PEON + .1666 DE SOBRESTANTE	JOR	.1081	60,530	6,543.0

HERRAMIENTA	COSTO	MANO DE OBRA		
HERRAMIENTA MENOR	%	3.0000	6,543	196.0

EQUIPO	COSTO	HERRAMIENTA		

COSTO DE EQUIPO

HOMERO AN IBAL GALLEGOS.	COSTO DIRECTO	\$ 33,404 /ML.
	COSTO INDIRECTO	\$
	PRECIO UNITARIO	\$



UNIVERSIDAD LA SALLE

PRECIOS UNITARIOS.

81

CLAVE CONCEPTO

SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBO DE PVC PARA ALCANTARILLADO ANGER DE 25 cms  
INCLUYE MATERIALES DE CONSUMO, DESPERDICIO, MANO DE OBRA Y HERRAMINTA MENOR.

MATERIALES

UNIDAD CANTIDAD P.U. IMPORTE

	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
TOBO DE PVC ALCANTARILLADO ANGER DE 25 cms.	ML	1.0500	31,600	33,180
LUBRICANTE	TUB	.1000	2,448	245
ANILLO EMPAQUE	PZA	.1667	17,638	2,940

MANO DE OBRA

COSTO MATERIALES

CUADRILLA 1 OFICIAL CLASE C + 1 AYUDANTE CLASE B + .1666 DE PEON + .1666 DE SOBRESTANTE	JOR	.1250	60,530	7,566

HERRAMIENTA

COSTO MANO DE OBRA

HERRAMIENTA MENOR	%	3.0000	7,566	227

EQUIPO

COSTO HERRAMIENTA



COSTO DE EQUIPO

HOMERO ANIBAL GALLEGOS.	COSTO DIRECTO	\$44,158 /CL
	COSTO INDIRECTO	\$
	PRECIO UNITARIO	\$



UNIVERSIDAD LA SALLE

PRECIOS UNITARIOS.

82

**CLAVE CONCEPTO**

SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBO DE PVC PARA ALCANTARILLADO ANGER DE 315 mm  
INCLUYE MATERIALES DE CONSUMO, DESPERDICIO, MANO DE OBRA Y HERRAMIENTA MENOR

**MATERIALES**

**UNIDAD CANTIDAD P.U. IMPORTE**

MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
TUBO DE PVC ALCANTARILLADO ANGER DE 315 mm.	ML	1.0500	43,560	45,738
LUBRICANTE	TUB	.1333	2,448	326
ANILLO ENPAQUE	PZA	.1667	17,638	2,940

**MANO DE OBRA**

**COSTO MATERIALES**

MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
CUADRILLA 1 OFICIAL CLASE C + 1 AYUDANTE CLASE B + .1666 DE PEON + .1666 DE SORRESTATANTE	JOR	.1449	60,530	8,771

**HERRAMIENTA**

**COSTO MANO DE OBRA**

HERRAMIENTA	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
HERRAMIENTA MENOR	%	3.0000	8,771	263

**EQUIPO**

**COSTO HERRAMIENTA**

EQUIPO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE

**COSTO DE EQUIPO**

HOMERO ANIBAL GALLEGOS.	<b>COSTO DIRECTO</b>	\$ 58,038 /ML
	<b>COSTO INDIRECTO</b>	\$
	<b>PRECIO UNITARIO</b>	\$

### CONCLUSIONES.

Con esta tesis se puede concluir que tanto las tuberías de Concreto, como las de PVC son funcionales, en los sistemas de atarjeas de alcantarillado sanitario.

Aunque como en ella se menciona siempre se deben de tomar en cuenta los requisitos que debe cumplir el material para el proyecto que estemos desarrollando. En este aspecto el PVC nos ofrece mayores ventajas, ya que este tiene una resistencia mejor a suelos agresivos dado su origen petroquímico y su formulación química, las tuberías de PVC pueden trabajar en suelos agresivos en los cuales el concreto puede sufrir incrustaciones y/o corrosión; del mismo modo pueden conducir líquidos altamente agresivos como los aportados por refinerías y algunas fábricas.

Dada la lisura y tersura de sus paredes, las tuberías de PVC tienen un bajo coeficiente de rugosidad, que comparado con el de los tubos prefabricados de concreto, es bastante significativo en cuanto al caudal que pueden conducir, es decir, a diámetros iguales, las tuberías de PVC conducen mayores caudales que las de concreto. Esto además repercute en las pendientes que se le dará a las plantillas de los tubos, que para el PVC serán menores.



Debido al bajo módulo de elasticidad del PVC, las tuberías de este material son flexibles, en contraste con la rigidez de las tuberías de concreto, que son extremadamente duras y por lo tanto frágiles a impactos accidentales. Las tuberías de PVC tienen buena resistencia mecánica al maltrato durante el transporte, el almacenamiento y el manejo para su instalación en obra.

Dada su composición química las tuberías de PVC son totalmente impermeables, es decir, no permiten ni infiltraciones del agua freática o pluvial, ni exfiltraciones del caudal que conducen.

Por su bajo módulo de elasticidad las tuberías de PVC tienen un buen comportamiento ante las cargas vivas, razón por la cual pueden quedar instaladas en casos excepcionales con muy poco colchón. Sin embargo, ante las cargas muertas si se les profundiza demasiado, por su misma flexibilidad tenderán a adquirir la forma de "óvalo", razón por la cual se recomienda no exceder las profundidades de la zanja.

Las tuberías de PVC son de rápida instalación debido a su sistema de unión, la ligereza de las tuberías y la longitud útil de 6 metros de los tramos, son características que permiten lograr un alto rendimiento en la instalación. Comparando con la tubería de Concreto ya que en 10 metros de tubería se instalarían 10 tubos de concreto de 1m de longitud cada uno. Contra 2 tubos de 6m de longitud cada uno de PVC.

Aunque las tuberías de PVC siguen siendo un poco mas caras, las características de éstas, dan como resultado que se tengan varias ventajas, comparandolas con las tuberías de Concreto.

## BIBLIOGRAFIA.

- Ernes W. Steel.  
ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO.  
Editorial Gustavo Gill.  
México, 1988
  
- Fair, Geyer y Okun.  
ABASTECIMIENTO DE AGUA Y REMOCION DE AGUAS RESIDUALES.  
Editorial LUMUSA.  
México, 1983
  
- Harold E. Babbitt y E. Robert Baumann.  
ALCANTARILLADO Y TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS.  
Editorial Continental.  
México, 1981
  
- Ing. Leopoldo G. Varela Alonso.  
COSTOS DE CONSTRUCCION Y EDIFICACION  
Editorial Compuobras S.A. de C.V.  
México, 1992
  
- HANDBOOK OF PVC PIPE DESIGN AND CONSTRUCTION.  
Uni-beel PVC. Pipe Association.  
Estados Unidos, 1991
  
- NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE ALCANTARILLADO SANITA\_  
RIO EN LOCLALIDADES URBANAS DE LA REPUBLICA MEXICANA.  
Secretaría de Asentamientos humanos y Obras Públicas.  
México, 1979
  
- BOLETIN TECNICO DE ALCANTARILLADO PARA TUBOS DE PVC.  
Tubos flexibles, S.A. de C.V.  
México 1992

- Ing. Joaquin Chavez Zuñiga.  
APUNTES DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO.  
Universidad La Salle.  
México, 1989