

Proyecto Educación Continua en Tecnologías Apropriadas en Agua y
Saneamiento para Profesores Universitarios de América Latina

GTZ-OPS/OMS-HPE-CEPIS

REDES DE ALCANTARILLADO SIMPLIFICADO

por

Roberto Mejía Ruiz
Profesor
Universidad de Antioquia
Colombia

Junio 1993

INTRODUCCION

El presente documento técnico es una revisión bibliográfica de toda la documentación existente en la Red Panamericana de Documentación en Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (REPIDISCA) del CEPIS, que permite conocer el estado del arte alcanzado por la tecnología de redes de alcantarillado sanitario simplificado (RAS).

Su mayor contribución radica en que actualiza y compendia el desarrollo de los conocimientos y de la tecnología alternativa aplicable a las realidades urbanas y periurbanas de Latinoamérica, constituyéndose en valioso material de consulta especializado.

De otra parte, sistematiza procedimientos de cálculo para el diseño hidráulico de las redes en base a experiencias ya normalizadas, particularmente en Brasil y en Colombia.

Finalmente, este documento podrá ser utilizado por las carreras de ingeniería sanitaria y afines, en la actualización de sus programas docentes y de apoyo didáctico.

REDES DE ALCANTARILLADO SIMPLIFICADO (RAS)

1. Introducción.

Las redes de alcantarillado simplificado tienen la finalidad de coleccionar y transportar, para su disposición, los desagües sanitarios de una comunidad bajo condiciones técnicas y sanitarias adecuadas, a un costo accesible a poblaciones de escasos recursos económicos. Los alcantarillados simplificados difieren de los convencionales solo en la simplificación y en la minimización del uso de materiales y de los criterios constructivos.

Las principales diferencias de los alcantarillados simplificados con los alcantarillados convencionales son:

- Se diseñan a partir, inclusive de las conexiones domiciliarias.
- Profundidades de excavación reducidas. Por este motivo, las tuberías se proyectan por zonas verdes y peatonales, en algunos casos se proyectan redes dobles, con el fin de no tener que cruzar zonas vehiculares y tener que proteger la tubería contra choques mecánicos.
- Menores consumos per cápita de agua, acordes con las condiciones socio económicas de la población.
- Se controla la sedimentación en las tuberías, con el concepto de fuerza de arrastre que es un método más práctico y preciso que el de controlar la sedimentación restringiendo el valor de la velocidad nominal en las tuberías.
- Se recomienda el empleo de tuberías con junta elástica, a fin de disminuir el valor de la infiltración.
- Como se han desarrollado mejores equipos para la limpieza y mantenimiento de sistemas de alcantarillado, se reduce el número de pozos de registro y se adoptan nuevos modelos para reducir el costo de estas estructuras.
- Se adopta como diámetro mínimo de las tuberías un valor igual a 100 mm.
- Con el fin de no aumentar el diámetro de la tubería o su pendiente y permitir la libre circulación de gases el tirante relativo (h/D) debe ser menor o igual a 0.8.

Todas estas modificaciones o simplificaciones obedecieron a la necesidad de reducir el excesivo costo de los alcantarillados convencionales; a la compatibilización de algunas normas de diseño de estos sistemas, con los conocimientos modernos y; a la aparición

de mejores materiales para facilitar su construcción y mejorar su desempeño hidráulico, mejores equipos para su limpieza y mantenimiento. Además con la aparición de calculadoras programables y programas para computadoras se pueden determinar sencillamente algunos parámetros, que anteriormente requerían el uso de nomogramas o tablas que dificultaban su cálculo. Por este motivo las normas de diseño, de los sistemas convencionales, han controlado la sedimentación en las tuberías, restringiendo el valor de la velocidad nominal a tubo lleno, lo cual inducía a fijar valores altos de ésta, (0.6 m/s). La experiencia ha demostrado que es mejor aceptar un valor inferior para la velocidad real; en proyectos implementados en Brasil¹ se adoptó una velocidad real de 0.3 m/s, sin que se reportara perjuicios en el funcionamiento de la red.

Recientemente se ha estudiado otro criterio para el dimensionamiento hidráulico de los colectores. Este criterio se basa en el esfuerzo tangencial mínimo capaz de arrastrar aguas abajo el material sólido sedimentable en la red de alcantarillado y se le conoce como tensión de arrastre.

2. Tensión de arrastre

La tensión de arrastre (σ) es el esfuerzo tangencial unitario ejercido por el líquido sobre el colector y, consecuentemente, sobre el material en él depositado.

El criterio de la tensión de arrastre para fines de cálculo de colectores², busca establecer una pendiente para el tramo, que es capaz de provocar una tensión que sea suficiente, como para arrastrar el material que se sedimenta. El valor ideal de esta fuerza de arrastre para fines de cálculo, se encuentra aún en estudio, siendo actualmente recomendado para calculistas el valor de 0.15 kg/m², lo que propicia la remoción de partículas hasta 2.0 mm de diámetro; el valor de 0.1 kg/m², propicia la remoción de partículas de diámetro inferior a 1.5 mm.

La tensión de arrastre es igual a la fuerza de arrastre, dividida por el área sobre la cual actúa. La fuerza de arrastre es el componente tangencial del peso del líquido que se desplaza en un plano inclinado. Considerando la porción del líquido contenido en un tramo de longitud L, su peso es :

$$F = \gamma * A * L \quad \text{donde } \gamma \text{ peso específico del líquido, kg/m}^3$$

¹ Información citada en Ref.1 y extraída de: Sinnatamby, G.S. "Low Cost Sanitation Systems for Urban Peripheral Areas in Northeast, Brazil". Leeds, University of Leeds, 1983. 217 p. (University of Leeds, Ph.D. Thesis, 1983)

² Información citada en la Ref.1 y extraída de : Zwi, Miguel, "Dimensionamiento de Colectores de Esgotos pelo critério de tensão de arrastre". Contribución para revisión de la norma brasilera NB-576, ABNT. s.n.t 12p.

A área mojada, m²
L longitud, m

El esfuerzo tangencial es:

$$F_t = \gamma * A * L * \sin \phi \quad \text{donde } \phi \text{ ángulo de inclinación del colector}$$

La tensión de arrastre es:

$$\sigma = \gamma * A * L * \sin \phi / P * L \quad \text{donde P perímetro mojado}$$

Si A/P es el radio hidráulico y $\sin \phi$ es aproximadamente igual a la tangente, para ángulos pequeños se tiene que

$$\sigma = \gamma * R_h * \tan \phi$$

$$\sigma = \gamma * R_h * I, \quad \text{donde I es la pendiente del colector}$$

Si γ es igual a 1000 kg/m³ la tensión de arrastre será

$$\sigma = 1000 * R_h * I$$

3. Cálculos hidráulicos

En el dimensionamiento de las partes componentes del alcantarillado sanitario simplificado, así como ocurre en el de las redes convencionales se considera que el flujo de los desagües, se efectúa en un régimen permanente y uniforme; es decir, un movimiento de flujo donde el caudal es constante y la velocidad promedio permanece constante, a lo largo de la corriente, o sea que satisface las ecuaciones de Bernoulli y la de la Continuidad.

3.1 Cálculos hidráulicos a tubo lleno

$$Q = V * A \quad \text{donde, } Q \text{ caudal a tubo lleno m}^3/\text{s}$$

V velocidad a tubo lleno m/s
A área tributaria m²

La velocidad a tubo lleno puede calcularse utilizando cualquiera de las siguientes ecuaciones:

- Ecuación de Manning

$$V = 1/N * (R_h)^{2/3} * (I)^{1/2}$$

- Ecuación de Ganguillet y Kutter

$$V = ((23 + 1/N + 0.00155/I)(Rh * I)^{1/2}) / (1 + (23 + 0.0155/I) * (N / (Rh)^{1/2}))$$

- Ecuación de Darcy Weisbach

$$V = (8 * g * Rh * I / f)^{1/2}$$

con $1/f^{1/2} = 1.14 + 2 \log(4 * Rh / e)$

donde:

V velocidad a tubo lleno, m/s

Rh radio hidráulico, m

I pendiente, m/m

N coeficiente de rugosidad de Manning de la tubería

f factor de fricción de Colebrook(adimensional)

g aceleración de la gravedad, m/s²

e rugosidad absoluta en m

Coeficientes de rugosidad y rugosidad absoluta (Ref.2)

Material	N	e(mm)
Tubos de PVC o material plástico	0.011	0.06
Tubos de gres o vitrificado	0.013	0.15
Superficies de mortero pulido	0.013	0.12
Tubos de concreto	0.015	0.33
Tubos de Hierro Fundido c/revest.	0.013	0.10

El Ingeniero Eugenio Macedo³ partiendo de las ecuaciones de Manning y la de Continuidad, desarrollo una ecuación que permite calcular la velocidad independientemente del radio hidráulico.

Parte de la ecuación:

$$Q = 1/N * Rh^{2/3} * I^{1/2} * A$$

La transforma a partir de elevar la ecuación al cubo y multiplica miembro a miembro la misma ecuación por la ecuación de continuidad, $V = Q/A$

³ Información citada en Ref.1 y extraída de: Macedo, Eugenio S., "Expressões Transformadas da Fórmula de Manning e respectiva régua de cálculos hidráulicos". Rio de Janeiro, Brazil. 1978. 22p.

$$V = M * N^{3/4} * Q^{1/4} * I^{3/8}$$

V = velocidad m/s

Q = caudal m³/s

I = pendiente m/m

N = coeficiente de rugosidad

M = coeficiente de forma para canales,
 $= (R^2/A)^{1/4}$

Si N = 0.013 y M = 0.61 (coef. para canales de sección circular)

$$V = 15.8 * Q^{1/4} * I^{3/8} \quad \text{ó,} \quad V = 2.81 * Q^{1/4} * I^{3/8} \quad (\text{con Q en l/s})$$

Esta expresión calcula la velocidad sin incluir el diámetro de la tubería; esta simplificación induce a errores del 5% si se compara con los resultados obtenidos con la fórmula de Manning.

También puede desarrollarse una expresión para calcular la fuerza tractiva partiendo de la ecuación del Ing. Macedo; si se reemplaza el valor del radio hidráulico que es igual al área mojada dividida por el perímetro mojado se deduce la siguiente expresión:

$$\sigma = 93.61 * Q^{3/8} * I^{13/16} \quad \text{ó,} \quad \sigma = 7.02 * q^{3/8} * I^{13/16} \quad (\text{con Q en l/s})$$

3.2 Cálculos hidráulicos a tubo parcialmente lleno

Para calcular los parámetros hidráulicos (velocidad, radio hidráulico, área transversal y el caudal) para una tubería circular o alcantarilla de sección circular que está parcialmente llena, se deben utilizar gráficos, nomogramas o tablas. Para poder hacer uso de lo anterior, se requiere conocer una de estas relaciones v/V , q/Q , con lo cual se pueden extrapolar las otras relaciones. Ver Figura 1. (Ref.3)

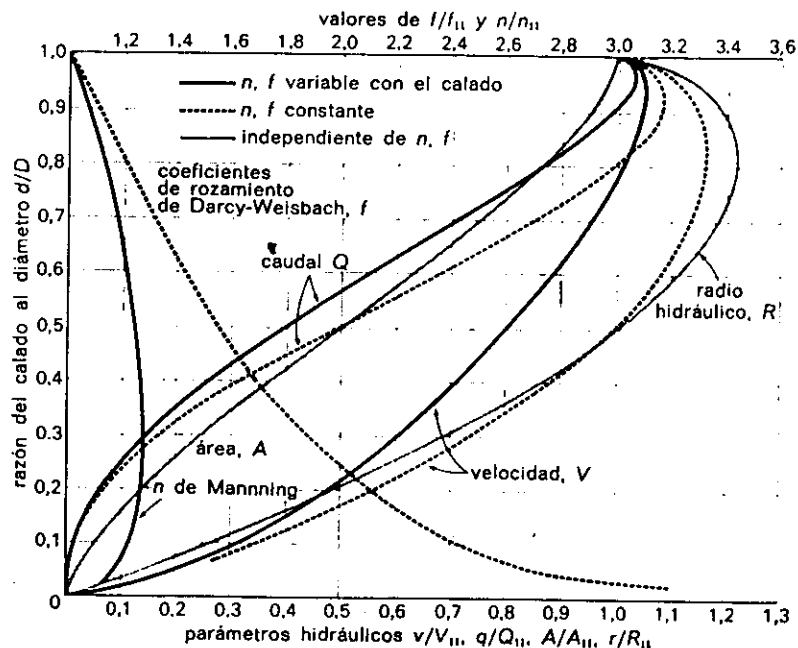


Fig. 1. Parámetros hidráulicos de las alcantarillas de sección circular

Sin embargo, estas curvas pueden ajustarse y obtener las siguientes ecuaciones, las cuales arrojan correlaciones superiores al 99.9 %. Para poder utilizarlas se requiere conocer la relación q/Q . (Ref.4)

	v/V
Para $0.00 < q/Q \leq 0.06$	$v/V = 10^{(0.029806 + 0.29095 \cdot \log(q/Q))}$
$0.06 < q/Q \leq 0.26$	$v/V = 10^{(0.013778 + 0.28597 \cdot \log(q/Q))}$
$0.26 < q/Q \leq 0.91$	$v/V = 10^{(0.021763 + 0.289951 \cdot \log(q/Q))}$

	h/D
Para $0.00 \leq q/Q < 0.11$	$h/D = 0.3827 + 0.0645 \cdot \ln(q/Q)$
$0.11 \leq q/Q < 0.21$	$h/D = 0.60025 + 0.15471 \cdot \ln(q/Q)$
$0.21 \leq q/Q < 0.91$	$h/D = 0.225 + 0.667 \cdot (q/Q)$

Nota: $\alpha = 2 \cdot \text{ARCcos}(1 - 2 \cdot (h/D))$ El ángulo α esta expresado en radianes

Para cualquier q/Q : $Rh/D = (1/4) \cdot (1 - (\sin(\alpha))/\alpha)$

En estas ecuaciones las letras minúsculas, corresponden a variables a tubo parcialmente lleno y las letras mayúsculas para flujo a tubo lleno. Estas ecuaciones nos permiten agilizar nuestros cálculos de la red de alcantarillado (convencional o simplificado), pues podemos utilizar computador o calculadoras programables, para calcular las variables a tubo parcialmente lleno. (Ver Anexo 1)

Ejemplo de aplicación N° 1

Calcular la velocidad real, altura de lámina de agua real y la tensión de arrastre, para un colector que transporta un caudal de 4 l/s, con una pendiente del 0.6% y un diámetro de 150 mm. Suponga un coeficiente de rugosidad igual a 0.011.

- Cálculo de la velocidad a tubo lleno, aplicando la ecuación de Manning.

$$V = 1/0.011 \cdot (0.150/4)^{2/3} \cdot (0.6/100)^{1/2}$$

$$V = 0.79 \text{ m/s}$$

- Cálculo del caudal a tubo lleno. Aplicamos la ecuación de la continuidad:

$$Q = V \cdot A$$

$$Q = 0.79 \cdot A \quad \text{con,} \quad A = 0.0177 \text{ m}^2$$

$$Q = 0.01396 \text{ m}^3/\text{s} = 13.96 \text{ l/s}$$

- Cálculo de la relación q/Q

$$q/Q = 4/13.96 = 0.286$$

- Cálculo de la relación v/V

Como $q/Q = 0.286$, se utiliza la siguiente expresión:

$$v/V = 10^{0.021763 + 0.289951 \cdot \log(0.286)}$$
$$v/V = 0.731$$

- Cálculo de la velocidad real

$$v = v/V \cdot V = 0.731 \cdot 0.79$$
$$v = 0.57 \text{ m/s}$$

- Cálculo de la altura de la lámina de agua

Como $q/Q = 0.286$, se utiliza la siguiente expresión para conocer h/D :

$$h/D = 0.225 + 0.667 \cdot q/Q$$
$$h/D = 0.415$$
$$h = 0.415 \cdot 0.150$$
$$h = 0.06 \text{ m}$$

- Cálculo de la tensión de arrastre

Se debe conocer primero el valor del ángulo α

$$\alpha = 2 \cdot \text{ARcos}(1 - 2 \cdot (h/D))$$
$$\alpha = 2 \cdot \text{ARcos}(1 - 2 \cdot (0.415))$$
$$\alpha = 2.799 \text{ radianes}$$
$$Rh/D = (1/4) \cdot (1 - (\sin(\alpha)/\alpha))$$
$$Rh/D = (1/4) \cdot (1 - (\sin(2.79)/2.79))$$
$$Rh/D = 0.22$$
$$Rh = 0.22 \cdot 0.150$$
$$Rh = 0.033 \text{ m}$$

La tensión de arrastre será:

$$\sigma = 1000 \cdot Rh \cdot I$$
$$\sigma = 1000 \cdot 0.033 \cdot 0.6/100$$
$$\sigma = 0.198 \text{ kg/m}^2$$

Si utilizamos la ecuación del Ing. Macedo, se encuentra:

$$\sigma = 7.02 \cdot (q)^{3.8} \cdot (I)^{13.16}$$

$$\sigma = 7.02 \cdot (4)^{3/8} \cdot (0.006)^{13/16}$$

$$\sigma = 0.185 \text{ kg/m}^2$$

4. Período de diseño

Se debe diseñar para condiciones de saturación de la población, si esta información no se conoce, se proyecta la población asumiendo que alcanzará la densidad de saturación, en un período no mayor a veinte años.

5. Contribuciones

5.1 Contribución doméstica

Se toma la dotación del acueducto en litros/habitante.día, afectando ese consumo por un coeficiente de retorno (c) que varía entre 0.8-0.85.

Para conocer el caudal promedio de las aguas residuales se debe conocer la población; esto se logra: con el número de viviendas y el número de habitantes por vivienda o conociendo la densidad en habitantes/hectárea y el área total. Luego esta población se multiplica por la contribución y se obtiene el caudal promedio de las aguas residuales domésticas, q_p .

$$q_p = \text{pob} \cdot \text{dot} \cdot c / 86400$$

Es necesario que cuando se proyecten alcantarillados de redes simplificadas, también se desarrollen campañas educativas para un uso eficiente del agua, para reducir al máximo la dotación y por lo tanto, el caudal de las aguas residuales. Es primordial el uso de inodoros de baja descarga (4 ó 6 litros por descarga) y regaderas y mezcladoras de bajo consumo.(9 litros por minuto).

5.2 Contribución por infiltración

La infiltración es el agua que está en el subsuelo y penetra a la tubería, esta contribución será función del tipo de tubería, tipo de unión y profundidad de la napa freática. Se acostumbra asignar valores de 0.05- 1.0 litro/segundo.kilómetro de tubería (Ref.6). En alcantarillados simplificados debe utilizarse tuberías con juntas flexibles e instalarse a poca profundidad la tubería, con el fin de disminuir al máximo esta contribución.

5.3 Contribución por conexiones erradas

Las conexiones erradas son colectores de aguas lluvias que en forma intencional o accidental se conectan al alcantarillado sanitario. En los alcantarillados

convencionales y simplificados debe controlarse que no existan este tipo de conexiones. Para el diseño de los alcantarillados simplificados esta contribución se considera igual a cero.

5.4 Factor de capacidad

Es el factor por el cual hay que multiplicar, el caudal promedio de las aguas residuales domésticas para obtener el caudal máximo. Este factor es igual al utilizado en el sistema de acueducto; es decir que este factor es igual, a K1 multiplicado por K2; K1 es el coeficiente para obtener el caudal máximo diario y K2 es el coeficiente para obtener el caudal máximo horario. El coeficiente K1 varía entre 1.1 - 1.4, el coeficiente K2, varía entre 1.4 - 1.7.

6. Caudal de diseño del alcantarillado simplificado (q_d)

El caudal de diseño del alcantarillado simplificado es la suma del caudal máximo de las aguas residuales domésticas, más el caudal por infiltración, (q_{int}).

$$q_d = q_p * K1 * K2 + q_{int} \quad K1 = 1.2 \text{ y } K2 = 1.5 \text{ (valores adoptados)}$$
$$q_d = q_p * 1.2 * 1.5 + q_{int}$$

7. Caudal de diseño mínimo

El caudal de diseño mínimo será de 1.5 l/s; cuando el caudal de diseño calculado sea menor de este valor, se empleará 1.5 l/s como caudal de diseño. (Ref.5)

8. Diámetro mínimo

El diámetro mínimo para redes de alcantarillado simplificado será de 100 mm (4 pulg.), solo para colectores de derivación de unas cuantas cuerdas (Ref.6) y de 150 mm (6 pulg), para la mayoría de los colectores. Para la selección del diámetro de la tubería, debe dejarse un espacio vertical libre, para la circulación de gases del desagüe y como un factor de seguridad para que los conductos no fluyan llenos. Por este motivo se acostumbra restringir el tirante máximo posible, el valor adoptado es $h/D = 0.8$. Esta relación de tirante equivale a una relación de caudales q/Q menor o igual a 0.85. El tirante mínimo se considera como $h/D = 0.20$.

9. Selección del diámetro

Para seleccionar el diámetro puede utilizarse cualquiera de estos dos últimos criterios, sin embargo por cuestiones prácticas es mejor trabajar con la relación q/Q .

En el cálculo del alcantarillado se procede de la siguiente manera:

Conocido el caudal de diseño (q), la pendiente (I), se asume un diámetro, que por regla general es el mínimo aceptado y se obtiene la velocidad, con la ecuación de Manning; con la ecuación de la continuidad obtenemos el caudal a tubo lleno (Q); con este valor y el caudal de diseño obtenemos la relación q/Q ; esta relación debe ser menor o igual a 0.85. Si no cumple, debemos aumentar el diámetro, con lo cual aumentamos el valor de su velocidad y por lo tanto el caudal a tubo lleno; y volver hacer el análisis anterior hasta que la relación $q/Q \leq 0.85$. En algunos casos será más aconsejable aumentar la pendiente de la tubería, pues de esta forma también aumentamos su velocidad y por lo tanto el caudal a tubo lleno Q .

Ejemplo de aplicación N° 2

Calcular el diámetro para un alcantarillado, que transporta un caudal de 8.0 l/s, con una pendiente del 1.2 %, se utilizará tubería PVC.

Asumimos el diámetro mínimo 100 mm

- Calculamos la velocidad

$$V = 0.85 \text{ m/s}$$

- Calculamos el caudal

$$Q = 6.6 \text{ l/s}$$

$$q/Q = 8/6.6$$

$$q/Q = 1.2 \text{ no cumple } > 0.85$$

Asumimos un diámetro igual a 150 mm y repetimos los cálculos anteriores.

$$V = 1.11 \text{ m/s}$$

$$Q = 19.6 \text{ l/s}$$

$$q/Q = 8/19.6$$

$$q/Q = 0.40 < 0.85 \text{ satisfactorio}$$

10. Velocidad mínima y máxima

La velocidad mínima real (hora punta de la 1ª etapa) para alcantarillados simplificados, será de 0.45 m/s. La velocidad máxima real (hora punta de la etapa final) será de 4.5 m/s. (Ref.5)

11. Tensión de arrastre mínima

La tensión mínima de arrastre para alcantarillados simplificados será función del diámetro de la partícula que se quiera remover. Como aún se tienen pocas experiencias es prudente fijar este valor en 0.15 kg/m² con lo cual se garantiza la remoción de partículas hasta 2.0 mm de diámetro.

12. Pendientes mínimas y máximas

Las pendientes mínimas serán las correspondientes, a la velocidad mínima real o a la tensión mínima de arrastre.

La pendiente máxima será la correspondiente a la velocidad máxima real.

13. Posición y profundidad de las redes

Los alcantarillados simplificados minimizan las excavaciones y se empiezan a diseñar incluso de las conexiones domiciliarias. Por este motivo se debe considerar cada zona y cada calle en forma específica y no partiendo simplemente de soluciones preconcebidas. Un buen diseño de este sistema debe contemplar la inmediata operatividad mediante la conexión de las instalaciones sanitarias de todas las casas. Este objetivo se logrará si tenemos un intenso contacto con la población a ser beneficiada, pues esta, en ausencia de un servicio adecuado, ya lo habrá procurado resolver espontáneamente por medio de soluciones muchas veces utilizables parcialmente en el nuevo sistema.

La mejor forma de disminuir las costosas excavaciones es proyectar el alcantarillado partiendo de zanjas poco profundas, sin que con esto, se deje de verificar el recubrimiento para la protección de las tuberías de las cargas mecánicas externas que pueden llegar a soportar. Este criterio puede aplicarse si el proyectista considera que el flujo del alcantarillado debe seguir en lo posible la pendiente natural del terreno, independiente del trazado urbanístico.

La profundidad mínima del recubrimiento (diferencia de cotas entre el nivel del terreno y la generatriz superior externa de la tubería) será: para lotes 0.20 m, zonas verdes y peatonales 0.40 m y zonas con tráfico vehicular será de 0.85 m.

Cuando esto no sea posible cumplirlo será necesario prever una protección adicional que será en cada caso diferente, de acuerdo a las condiciones de instalación. **Ver figuras 2 a 8.** (Ref. 1).

En algunos casos se proyectarán redes dobles para no atravesar la calzada, para así, no romper el pavimento de la vía, o aumentar la profundidad para protegerla de choques mecánicos, o tener que utilizar protecciones adicionales que también aumentan el costo del alcantarillado.

14. Planos de apoyo para el diseñador

Se requieren planos topográficos con escalas adecuadas, de acuerdo a la magnitud del proyecto, con curvas de nivel, con un espaciamiento de acuerdo a la escala del plano y a la topografía. Estos planos podrán incluir: el ancho de las vías, tipo de pavimento, interferencias con otros servicios públicos y otros detalles que se considere necesario incluir.

En estos planos el proyectista debe indicar la concepción básica del alcantarillado; indicando las áreas tributarias, sentidos de flujo, cajas de visita, estaciones de bombeo etc.

15. Numeración de colectores y cajas de registro

La numeración de los colectores y de las cajas de registro, o registros de limpieza, es fundamental para lograr la correcta comprensión de la estructura de descarga y de funcionamiento de la red del alcantarillado simplificado. Inicialmente se identifican las cuencas y subcuencas por alguna nomenclatura que las distinga, pasando luego a numerar los colectores y posteriormente las cajas de visita.

El colector principal se inicia en un tramo cualquiera localizado en la cabecera, y su tramo más aguas abajo, recibirá la contribución de toda la cuenca.

Las cajas de visita se numeran de forma semejante a aquella de los colectores, debiendo la caja número 1, ser aquella de la cabecera del colector principal. **Ver figuras 9 y 10 (Ref.1)**

16. Dispositivos de limpieza e inspección

Estos dispositivos se utilizan de modo similar que en los alcantarillados convencionales, es decir, para permitir la inspección y limpieza de las redes de alcantarillado, pero a diferencia de estos, hay varios modelos, los cuales se proyectan de acuerdo a cada

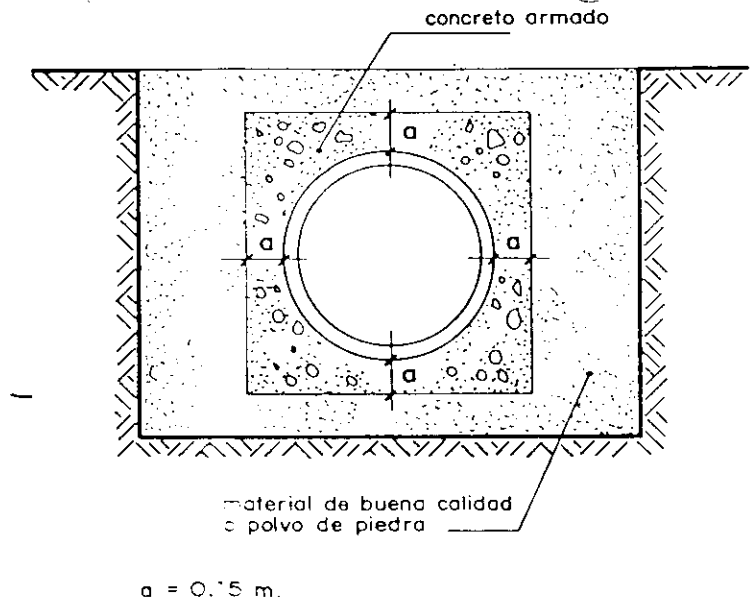


Figura 2 - Protección de tubos

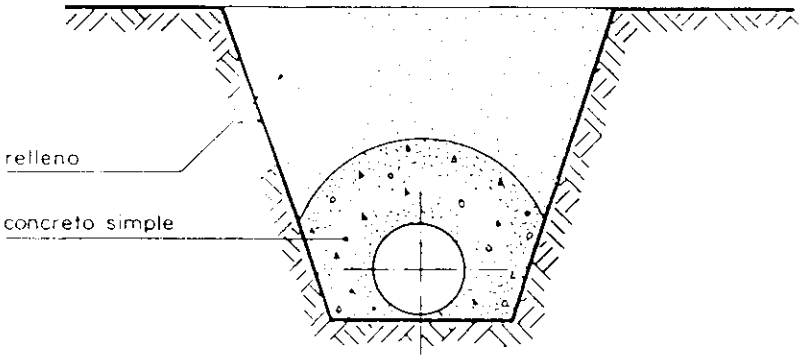


Figura 3 - Dispositivo para la protección de tubos

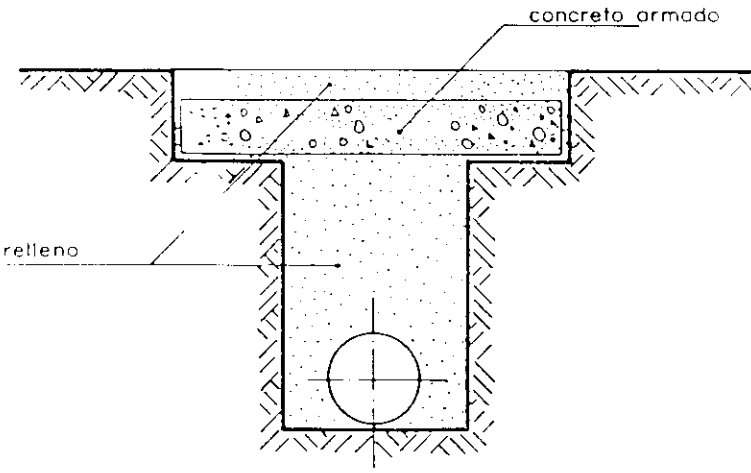


Figura 4 - Dispositivo para la protección de tubos

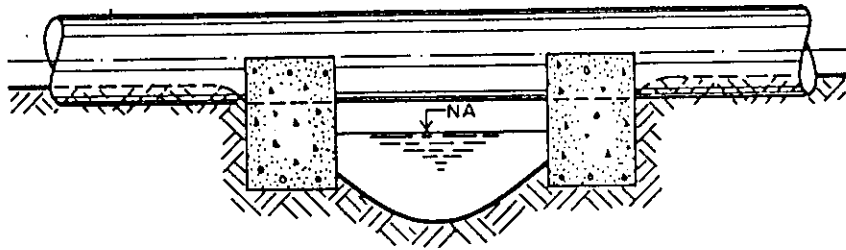


Figura 5 - Dispositivo para la protección de tubos

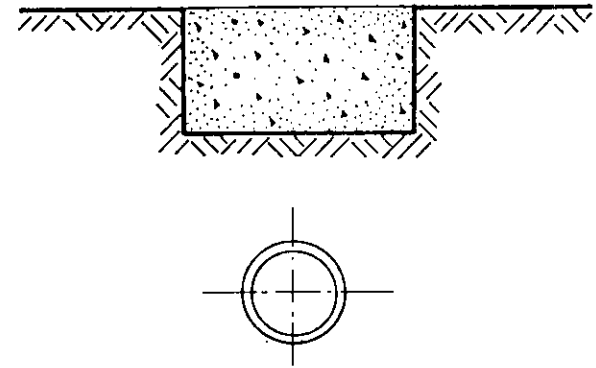


Figura 7 - Dispositivo para la protección de tubos

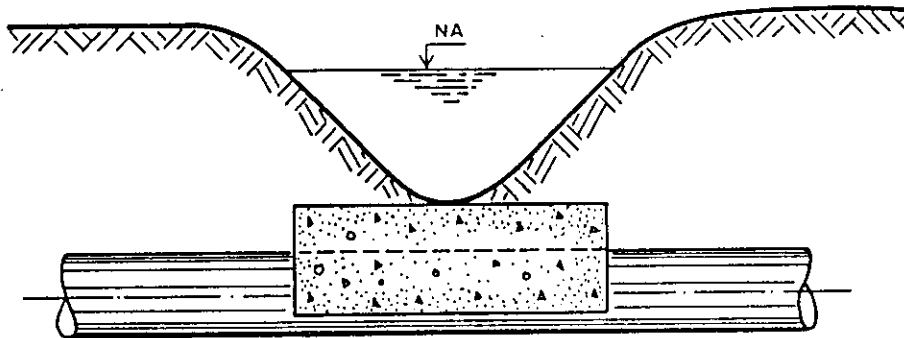


Figura 6 - Dispositivo para la protección de tubos

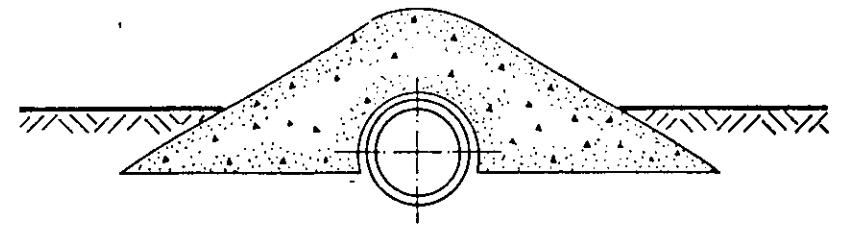


Figura 8 - Dispositivo para la protección de tubos

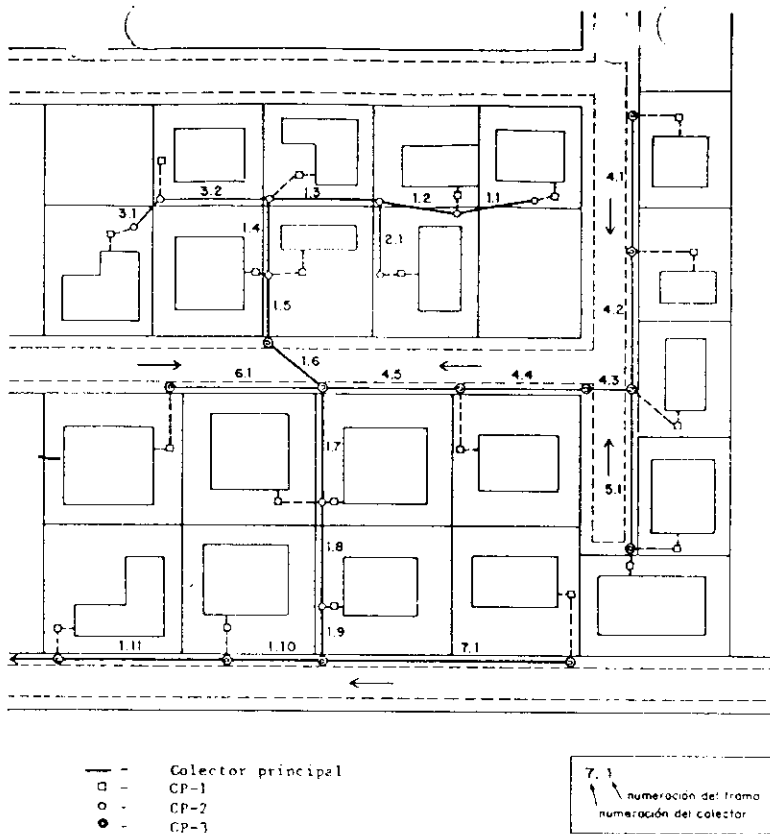


Figura 9 - Numeración de colectores

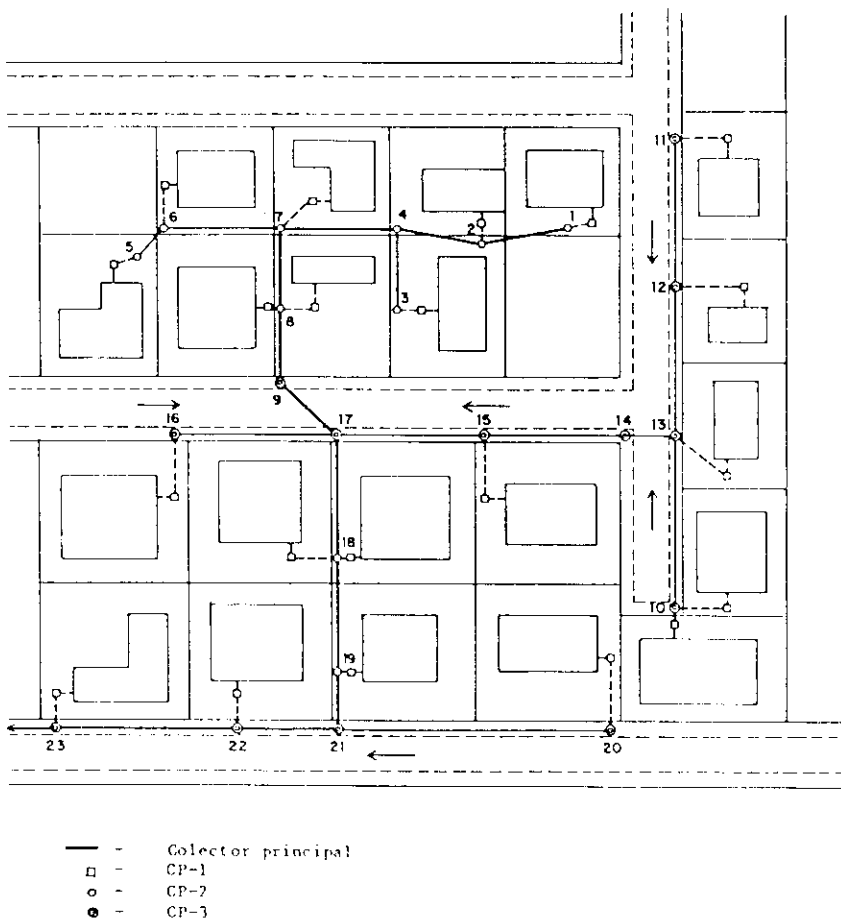


Figura 10 - Numeración de las cajas de visita

situación específica.

Se proyectarán estos accesorios en:

- 16.1 la salida de la conexión domiciliar, y con el fin de darle mantenimiento a la instalación interna de la vivienda, se pueden tener los modelos tipo CP1 ó CP2 de acuerdo al número de conexiones que reciban. **Ver figuras 11 y 12. (Ref.1)**

Es de anotar que las redes internas deben tener un diámetro de 100 mm si conducen aguas fecales y 75 mm si conducen las demás aguas servidas; en ambos casos la pendiente de estas redes debe ser mínima del 1 % (Ref.5). Para evitar la aparición de olores molestos, todos los aparatos sanitarios y desagües de piso deben tener protección sifónica.

- 16.2 En las cabeceras de las redes, se utiliza un dispositivo simplificado para inspección, que por lo general consta de dos codos de 45 grados, unidos directamente; uno conectará al extremo aguas abajo y el otro conectará el extremo aguas arriba que va a aflorar a la superficie. **Ver figura 13 (Ref.1)**

- 16.3 En la conexión de colectores.

- 16.4 En los cambios de dirección, pendiente, diámetro y tipo de tubería. Los modelos utilizados para estas dos últimas condiciones dependerán de la profundidad del colector. **Ver figura 14 y 15. (Ref.1)**

- 16.5 Pozo de caída: Cuando la diferencia de cotas entre el colector de salida y el colector de entrada es mayor de 0.75 m se debe utilizar un pozo de caída, para minimizar la energía y así no deteriorar la base del pozo. **Ver figura 16.**

- 16.6 El espaciamiento máximo entre dispositivos de inspección o limpieza, no debe ser mayor de 100 m para facilitar su mantenimiento. En algunos casos se podrá aumentar esta longitud, si el equipo de limpieza, tiene capacidad para operar con distancias mayores.

Cuando sea necesario proyectar registros de limpieza por esta situación, se podrá utilizar un dispositivo sencillo, parecido, al utilizado para pozos iniciales. **Ver figura 17. (Ref.1 - Anexo 4)**

En algunos casos, se podrá utilizar el pozo de registro utilizado en los alcantarillados convencionales sin ningún problema.

- 16.7 Caída en el eje de la cámara

Con el fin de no propiciar represamientos o embalses y disminuciones de la

velocidad en los tramos aguas arriba de la caja de visita, se debe dejar una diferencia de cotas, entre la cota de la tubería más baja que llega a la caja de inspección y la de la cota que sale, esta diferencia es igual a 3 cms.

17. Costos

Como se dijo anteriormente, una de las principales ventajas de los alcantarillados simplificados es la reducción de los costos de construcción del sistema. Este ahorro es debido primordialmente a:

- La reducción de la profundidad del alcantarillado, lo cual reduce los costos de excavación, apuntalamiento de las zanjas, drenaje de las zanjas, relleno y apisonado y botada de material sobrante
- Menor diámetro de la tubería.
- Obras accesorias de menor costo.
- Menor número de cámaras o registros de inspección

Todas estas economías, logran reducir los costos del sistema en un orden del 30% - 40%

En el caso de que sea necesario utilizar una estación de bombeo en el sistema de alcantarillado, esta reducción de costos se aumenta, pues al poder diseñar el alcantarillado con menores pendientes, la infraestructura de la estación de bombeo no se profundizará lo cual disminuirá costos por obras civiles, costos de energía al disminuir la altura de bombeo. Además con el control de la infiltración, de las conexiones erradas y la contribución doméstica, el caudal también disminuye, esto se traduce en equipos más pequeños y con consumos menores de energía.

Ejemplo de aplicación N° 3

Diseñar un alcantarillado sanitario simplificado mostrado en las figuras 18 y 19, para una comunidad que alberga 400 viviendas. El consumo de agua per cápita es de 150 l/hab/día, la densidad es de 5 habitantes por vivienda. Considere un caudal por infiltración de 0.5 l/s/km. Al punto A, descargan 300 viviendas, con una longitud de colectores de 1500 m. La tubería tiene un diámetro de 100 mm y la cota batea tiene un recubrimiento de 0.65 m. Utilice tubería PVC junta mecánica.

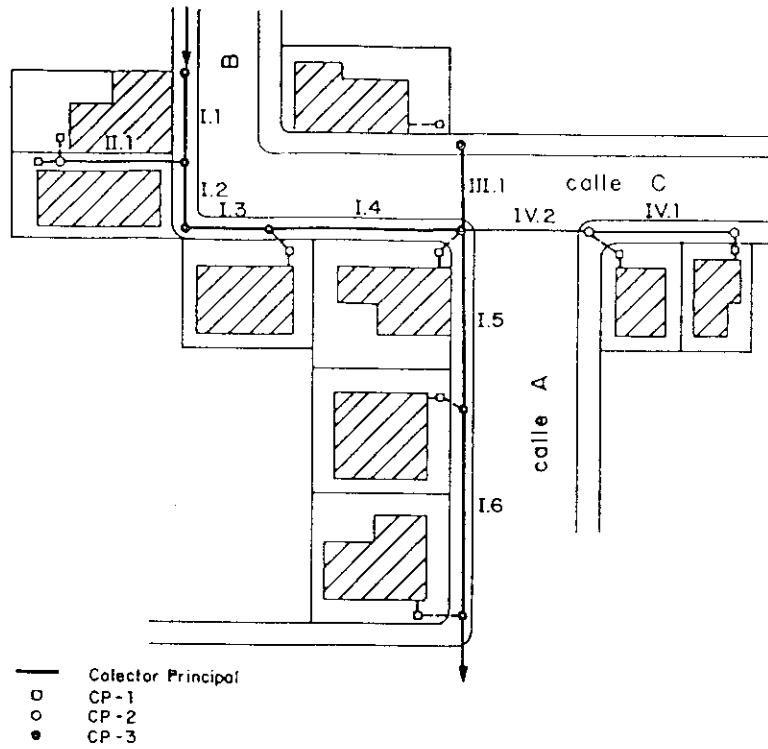


Figura 18 - Numeración de colectores

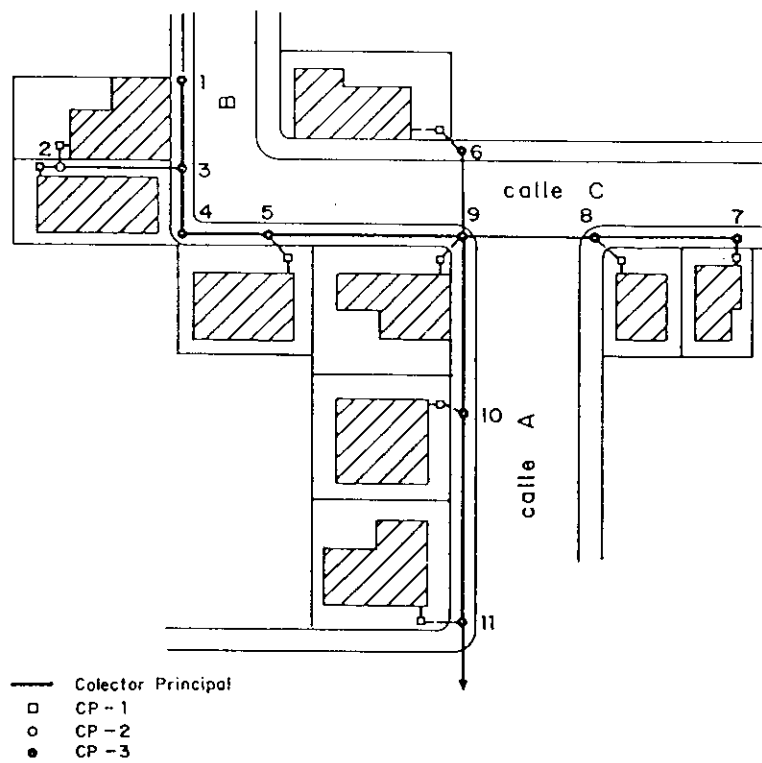


Figura 19 - Numeración de cajas de paso

Datos:

Cotas de terreno en las cajas de visita:

Nº 1= 122.30	Nº 7= 120.10
Nº 2= 122.15	Nº 8= 117.70
Nº 3= 122.10	Nº 9= 117.70
Nº 4= 122.05	Nº 10= 116.00
Nº 5= 122.03	Nº 11= 114.00
Nº 6= 118.50	

Longitud de los tramos:

Colector	longitud
I.1	7.0 m
II.1	10.0 m
I.2	5.0 m
I.3	7.0 m
I.4	15.0 m
IV.1	13.0 m
IV.-2	12.0 m
III.-1	7.0 m
I.-5	15.0 m
I.6	15.0 m

Desarrollo:

Teniendo la ubicación de las viviendas, se hace un trazado de la red, indicando las cajas de paso y visita; luego se procede a realizar el levantamiento topográfico (planimétrico y altimétrico); luego se numeran e identifican los colectores principales, secundarios y cajas de visita; finalmente se pasa al dimensionamiento de los colectores. Este dimensionamiento, debe ir acompañado del formulario de cálculos. (Ver hoja de cálculo del alcantarillado sanitario simplificado, en anexo).

17. Conclusión

Es necesario analizar esta nueva tecnología, que nos permite un ahorro significativo en los costos de operación y mantenimiento del alcantarillado. La falta de recursos económicos en nuestros países ha sido el factor limitante para la ampliación de la cobertura en la prestación de este servicio básico.

Como este sistema presenta varias innovaciones, estas podrían ir implementándose poco a poco, para así adoptar una metodología de diseño, sin desmejorar el funcionamiento hidráulico del sistema.

Bibliografía

1. Brasil, Ministério de Desenvolvimento Urbano e Meio Ambiente, "Redes de Alcantarillado Sanitario, Manual Técnico 1". CEPIS, Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria, 1987.
2. Assy, Tufi Mamed, "Fórmula universal de perda de carga; seu emprego e as limitações das fórmulas empíricas". Sao Paulo, CETESB, 1977.
3. Metcalf & Eddy, "Tratamiento y depuración de las aguas residuales", Editorial Labor, S.A., 1974.
4. EEPP, "Normas de diseño de acueducto, alcantarillado y vertimientos industriales", Empresas Públicas de Medellín, Colombia.
5. Azevedo Netto, J.M. "Tecnologías innovadoras y de bajo costo utilizadas en los sistemas de alcantarillado", Programa de Salud Ambiental, Série Técnica N° 29, OPS/OMS, Julio de 1992.
6. A.B.N.T, "Norma Brasileira para el diseño de sistemas de alcantarillado, NBR 9649".

Otras publicaciones consultadas:

- Azevedo Netto, José. "Manual de Hidráulica". Editorial Edgar Blucher, Ltda. sexta edición 1975.
- Alexander Bakalian, Albert M. Wright, Richard J. Otis, José M. de Azevedo Netto. "Simplified, Sewerage Meets Demands". Revista Water Environment & Technology, pag 58, March 1993.

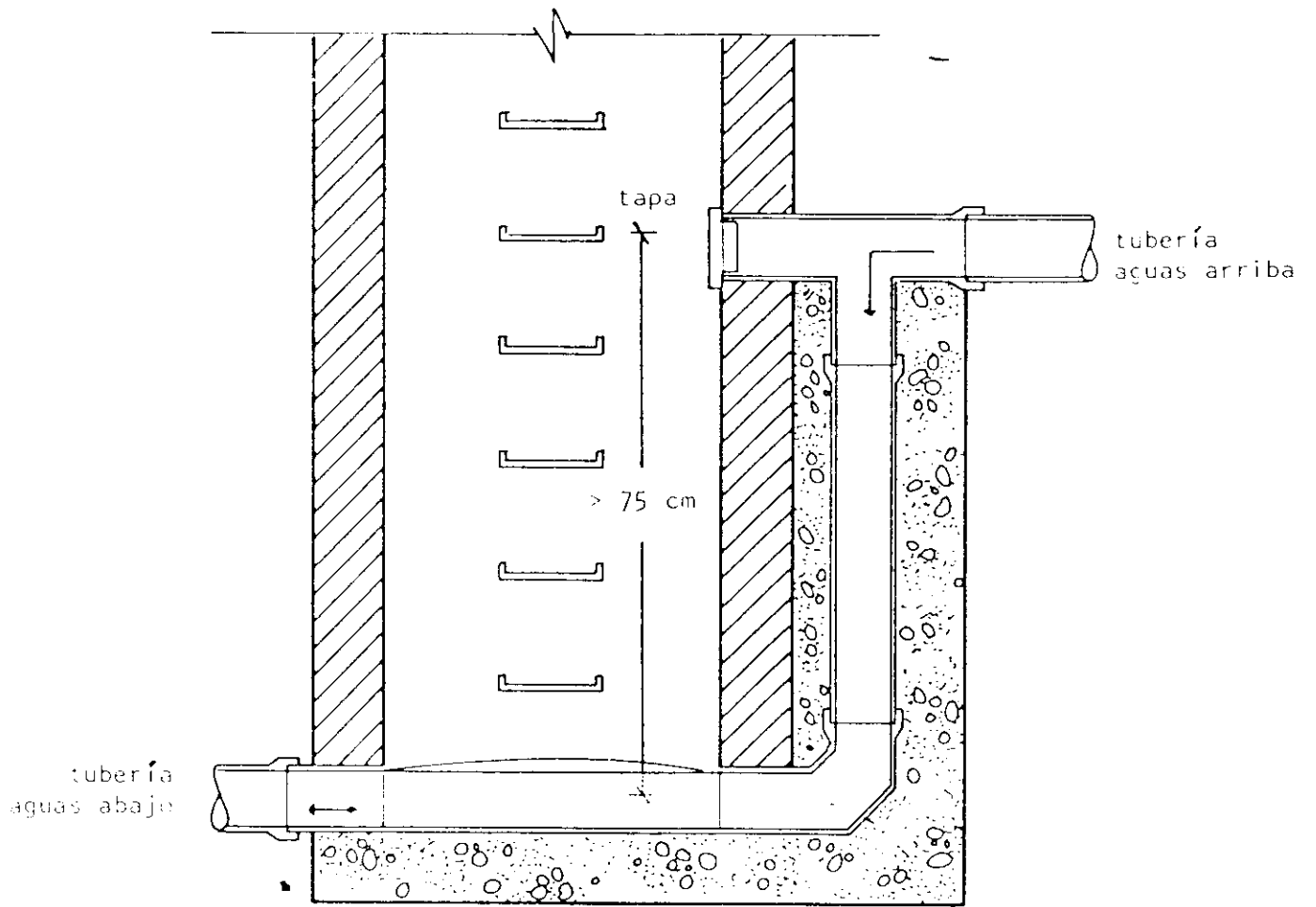


Figura 16 - Tubo de caída

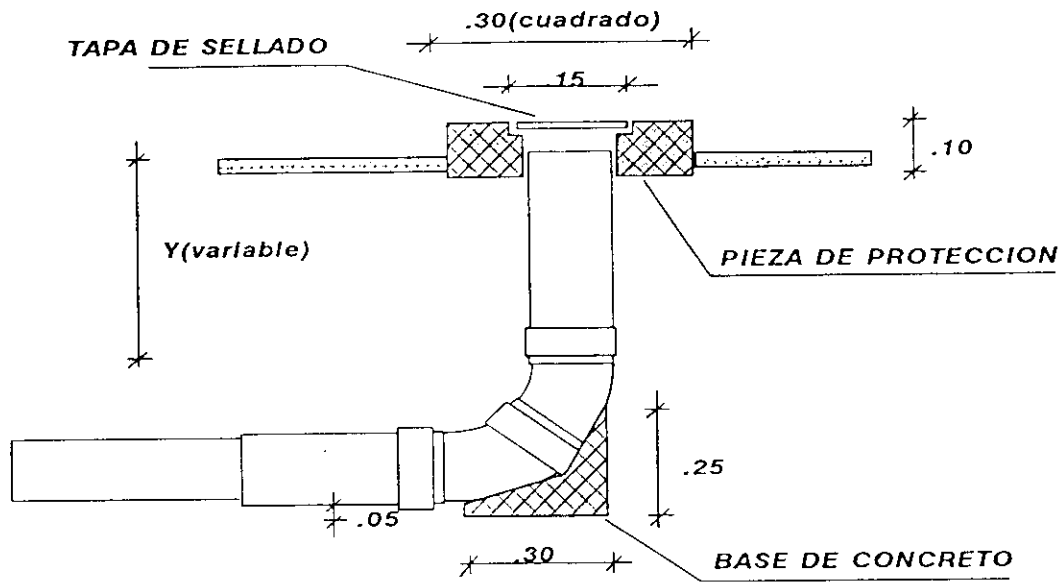


Figura 13 - Dispositivo simplificado de inspección DSI

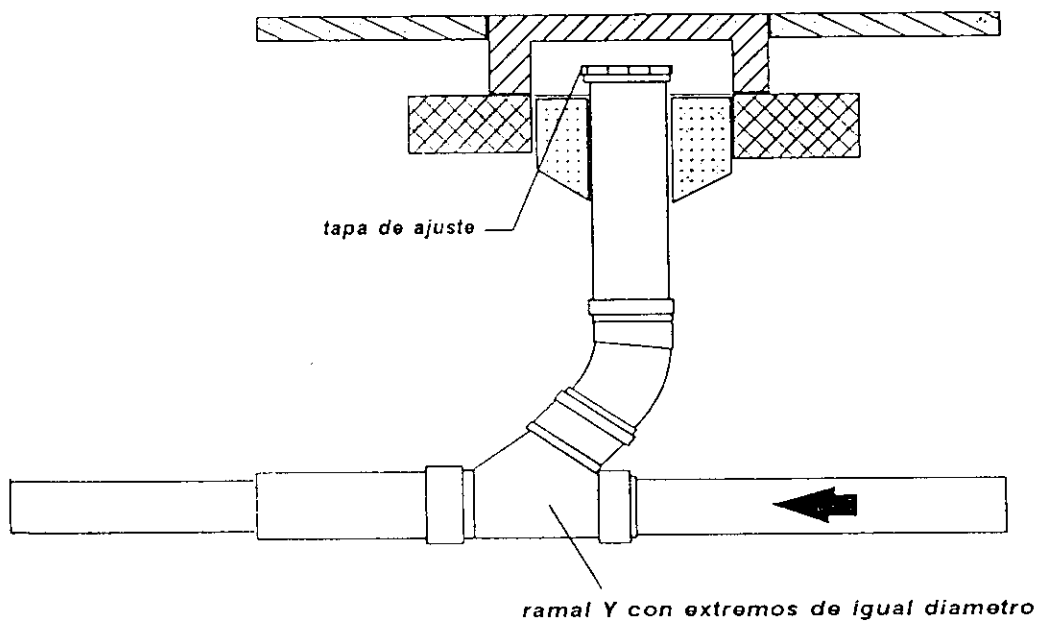


Figura 17 - Un registro típico de limpieza

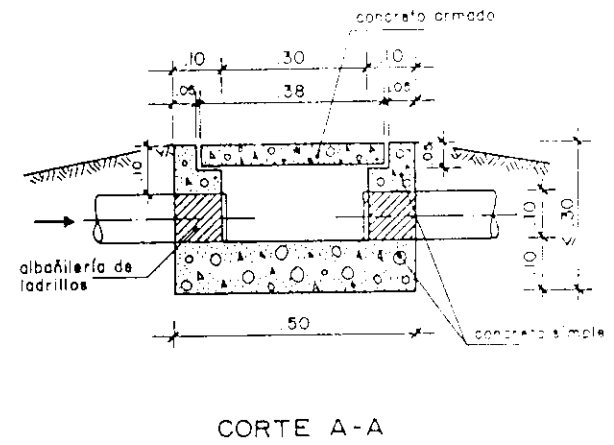
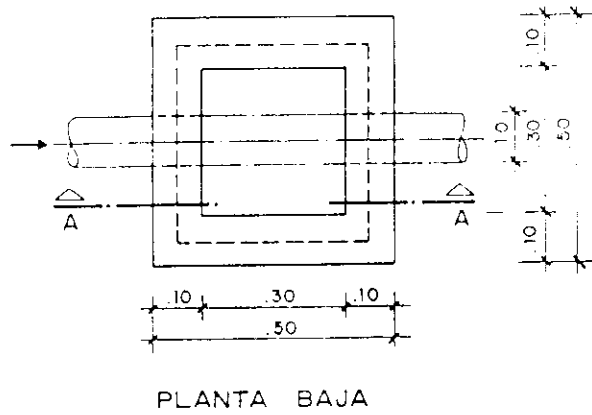
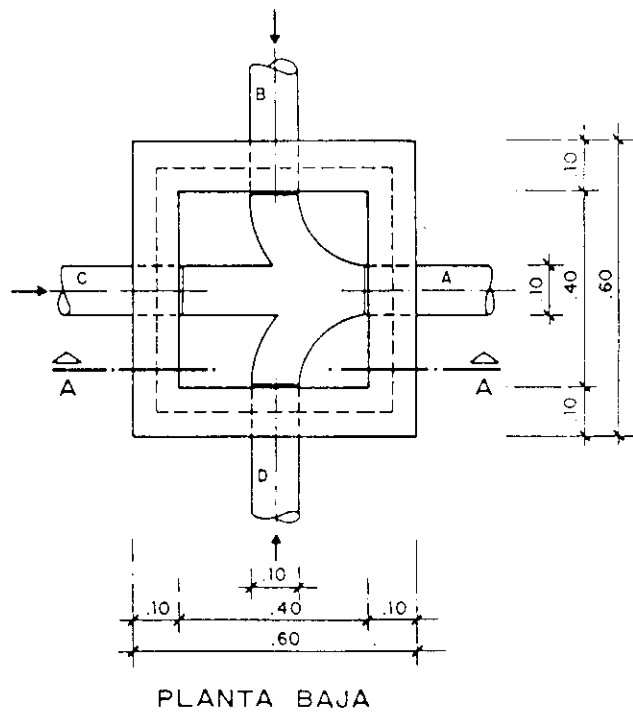


Figura 11 - Caja de paso tipo CP-1



Dimensiones en cm.

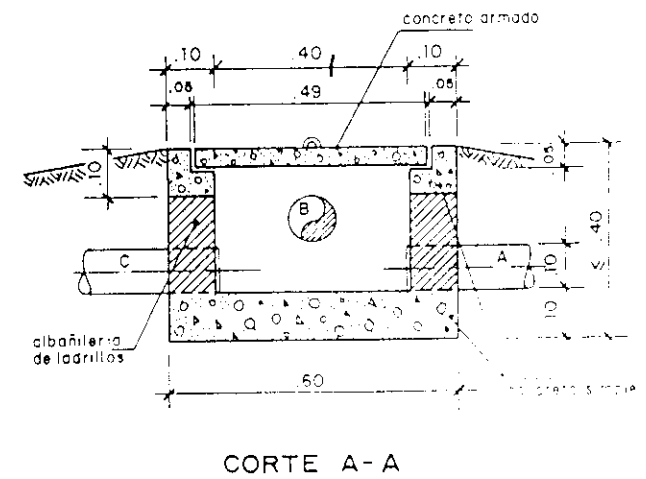
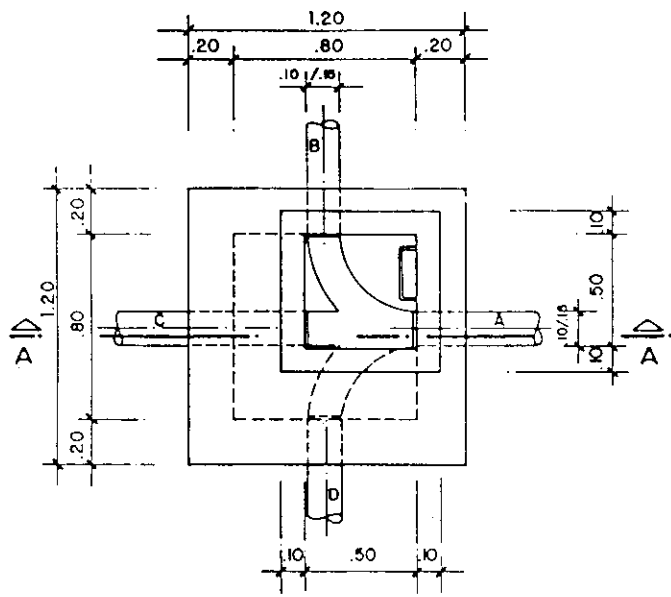
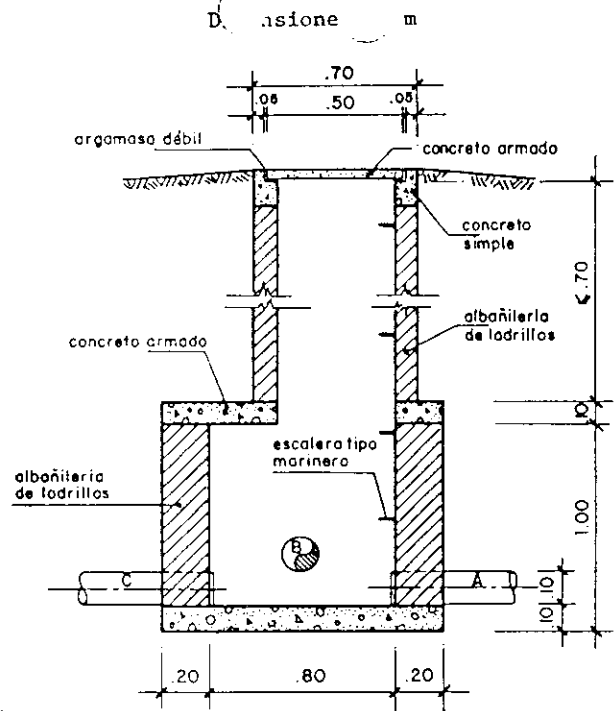


Figura 12 - Caja de visita tipo CP-2



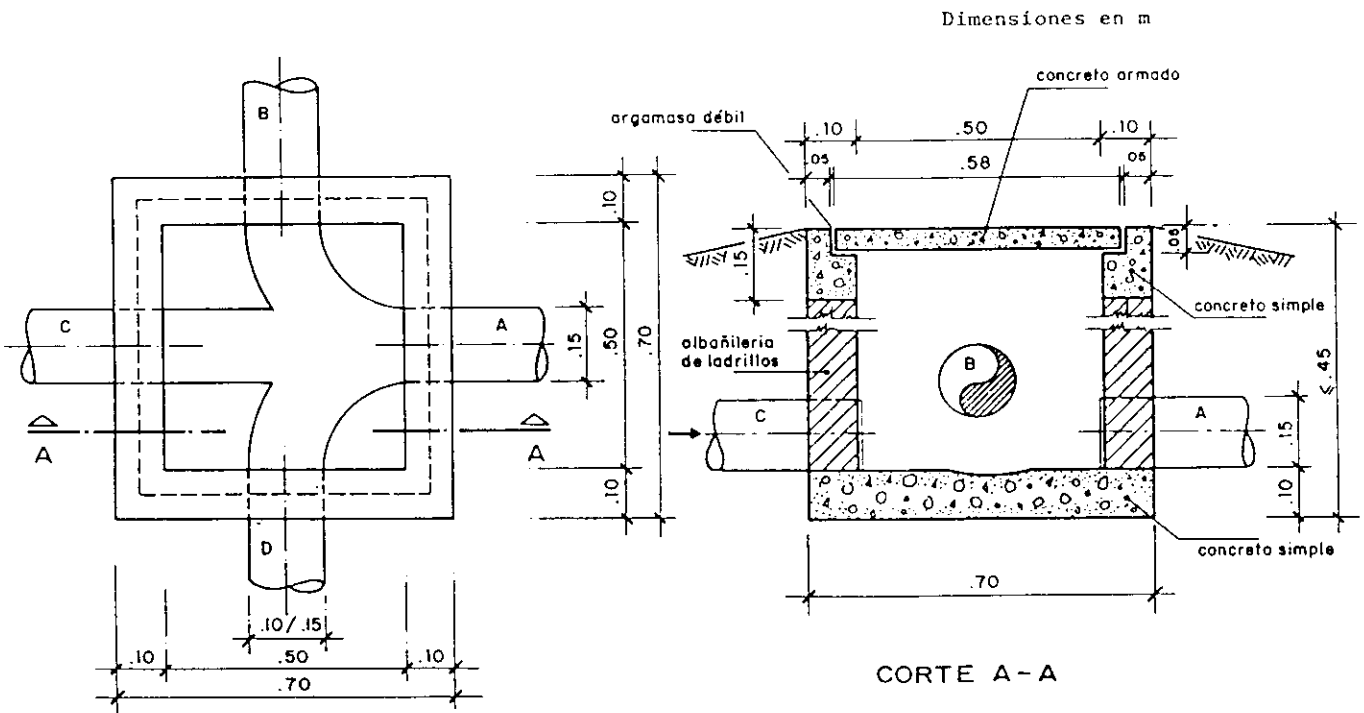
PLANTA BAJA

Esc. : 1/20



CORTE A-A

Figura 14 - Caja de visita tipo CP-3



PLANTA BAJA

CORTE A-A

Esc. : 1/10

Figura 15 - Caja de visita tipo CP-4

HOJA DE CALCULO ALCANTARILLADO SIMPLIFICADO

tramo	num. viv. propia numero	num. viv. otras numero	num. viv. total numero	densidad hab/viv	poblacion hab	dotacion l/hab-dia	q.d l/s	coef.max.	q.max.a.r l/s	longitud propia m
II.1	2	0.00	2.00	5.00	10.00	150.00	0.02	1.80	0.03	10
IV.1	1	0.00	1.00	5.00	5.00	150.00	0.01	1.80	0.02	13
IV.2	1	1.00	2.00	5.00	10.00	150.00	0.02	1.80	0.03	12
III.1	1	0.00	1.00	5.00	5.00	150.00	0.01	1.80	0.02	7
I.1	0	300.00	300.00	5.00	1500.00	150.00	2.60	1.80	4.69	7
I.2	0	302.00	302.00	5.00	1510.00	150.00	2.62	1.80	4.72	5
I.3	0	302.00	302.00	5.00	1510.00	150.00	2.62	1.80	4.72	7
I.4	1	302.00	303.00	5.00	1515.00	150.00	2.63	1.80	4.73	15
I.5	1	306.00	307.00	5.00	1535.00	150.00	2.66	1.80	4.80	15
I.6	1	307.00	308.00	5.00	1540.00	150.00	2.67	1.80	4.81	15

tramo	longitud otras m	longitud total m	infiltracion l/s-k	q.inf. l/s	q.diseño l/s	cota terr. arriba m	cota terr. abajo m	cota fondo arriba m	cota fondo abajo m	pendiente %
II.1	0	10.00	0.50	0.00500	1.50	122.15	122.10	121.75	121.68	0.70
IV.1	0	13.00	0.50	0.00650	1.50	120.10	117.70	119.70	117.30	18.46
IV.2	13	25.00	0.50	0.01250	1.50	117.70	117.70	117.27	117.16	0.92
III.1	0	7.00	0.50	0.00350	1.50	118.50	117.70	118.10	117.30	11.43
I.1	1500	1507.00	0.50	0.75350	5.44	122.30	122.10	121.90	121.70	2.86
I.2	1517	1522.00	0.50	0.76100	5.48	122.10	122.05	121.65	121.59	1.20
I.3	1522	1529.00	0.50	0.76450	5.48	122.05	122.03	121.56	121.46	1.43
I.4	1529	1544.00	0.50	0.77200	5.51	122.03	117.70	121.43	117.16	28.47
I.5	1576	1591.00	0.50	0.79550	5.59	117.70	116.00	117.13	115.96	7.80
I.6	1591	1606.00	0.50	0.80300	5.62	116.00	114.00	115.93	113.60	15.53

tramo	(*) diametro mm	veloc. a tubo lleno, V m/s	Q, a tubo lleno l/s	q/Q	h/D	angulo radianes	Rh/D	Rh m	f.tractiva kg/m ²	caída en la camara m
II.1	100.00	0.65	5.12	0.293	0.420	2.822	0.222	0.0222	0.156	0.03
IV.1	100.00	3.35	26.29	0.057	0.198	1.844	0.120	0.0120	2.206	0.03
IV.2	100.00	0.75	5.86	0.150	0.307	2.348	0.174	0.0174	0.160	0.07
III.1	100.00	2.63	20.69	0.073	0.213	1.921	0.128	0.0128	1.460	0.17
I.1	150.00	1.73	30.49	0.178	0.334	2.463	0.186	0.0279	0.798	0.05
I.2	150.00	1.12	19.76	0.277	0.410	2.780	0.218	0.0327	0.393	0.03
I.3	150.00	1.22	21.56	0.254	0.395	2.717	0.212	0.0318	0.454	0.03
I.4	150.00	5.45	96.24	0.057	0.198	1.845	0.120	0.0179	5.107	0.03
I.5	150.00	2.85	50.38	0.111	0.260	2.141	0.152	0.0228	1.775	0.03
I.6	150.00	4.02	71.09	0.079	0.219	1.948	0.131	0.0196	3.045	0

Nota: Se ha utilizado el diametro de 150 mm. en el colector principal, considerando lo observado en la Ref. 6, con la finalidad de disminuir los problemas de operacion y mantenimiento.

ANEXO I

RELACIONES HIDRAULICAS EN TUBERIAS DE SECCION CIRCULAR*

q/Q	h/D	v/V	Rh/D	L/D
0.005	0.041	0.229	0.027	0.028
0.010	0.086	0.280	0.055	0.058
0.015	0.112	0.316	0.071	0.076
0.020	0.130	0.343	0.082	0.089
0.025	0.145	0.366	0.090	0.100
0.030	0.157	0.386	0.097	0.108
0.035	0.166	0.404	0.102	0.115
0.040	0.175	0.420	0.107	0.122
0.045	0.183	0.434	0.111	0.127
0.050	0.189	0.448	0.115	0.132
0.055	0.196	0.461	0.118	0.137
0.060	0.201	0.472	0.121	0.141
0.065	0.206	0.477	0.124	0.145
0.070	0.211	0.487	0.127	0.148
0.075	0.216	0.496	0.129	0.151
0.080	0.220	0.506	0.131	0.154
0.085	0.224	0.514	0.133	0.157
0.090	0.227	0.523	0.135	0.160
0.095	0.231	0.531	0.137	0.163
0.100	0.234	0.538	0.139	0.165
0.105	0.237	0.546	0.140	0.168
0.110	0.259	0.553	0.151	0.184
0.115	0.266	0.560	0.154	0.189
0.120	0.272	0.567	0.158	0.194
0.125	0.279	0.574	0.161	0.199
0.130	0.285	0.580	0.164	0.204
0.135	0.290	0.586	0.166	0.209
0.140	0.296	0.592	0.169	0.213
0.145	0.302	0.598	0.172	0.217
0.150	0.307	0.604	0.174	0.222
0.155	0.312	0.609	0.176	0.226
0.160	0.317	0.615	0.179	0.230
0.165	0.321	0.620	0.181	0.233
0.170	0.326	0.626	0.183	0.237
0.175	0.331	0.631	0.185	0.241
0.180	0.335	0.636	0.187	0.244
0.185	0.339	0.641	0.189	0.248
0.190	0.343	0.646	0.191	0.251
0.195	0.347	0.650	0.192	0.255
0.200	0.351	0.655	0.194	0.258
0.205	0.355	0.660	0.196	0.261
0.210	0.365	0.664	0.200	0.269
0.215	0.368	0.669	0.201	0.272

RELACIONES HIDRAULICAS EN TUBERIAS DE SECCION CIRCULAR*

q/Q	h/D	v/V	Rh/D	L/D
0.435	0.515	0.826	0.255	0.408
0.440	0.518	0.829	0.256	0.411
0.445	0.522	0.831	0.257	0.415
0.450	0.525	0.834	0.258	0.418
0.455	0.528	0.837	0.259	0.422
0.460	0.532	0.839	0.260	0.425
0.465	0.535	0.842	0.261	0.429
0.470	0.538	0.845	0.262	0.432
0.475	0.542	0.847	0.263	0.436
0.480	0.545	0.850	0.264	0.440
0.485	0.548	0.852	0.264	0.443
0.490	0.552	0.855	0.265	0.447
0.495	0.555	0.857	0.266	0.451
0.500	0.559	0.860	0.267	0.454
0.505	0.562	0.862	0.268	0.458
0.510	0.565	0.865	0.269	0.462
0.515	0.569	0.867	0.270	0.465
0.520	0.572	0.870	0.271	0.469
0.525	0.575	0.872	0.272	0.473
0.530	0.579	0.875	0.272	0.477
0.535	0.582	0.877	0.273	0.481
0.540	0.585	0.879	0.274	0.485
0.545	0.589	0.882	0.275	0.488
0.550	0.592	0.884	0.276	0.492
0.555	0.595	0.886	0.277	0.496
0.560	0.599	0.889	0.277	0.500
0.565	0.602	0.891	0.278	0.504
0.570	0.605	0.893	0.279	0.508
0.575	0.609	0.896	0.280	0.513
0.580	0.612	0.898	0.280	0.517
0.585	0.615	0.900	0.281	0.521
0.590	0.619	0.902	0.282	0.525
0.595	0.622	0.904	0.283	0.529
0.600	0.625	0.907	0.283	0.534
0.605	0.629	0.909	0.284	0.538
0.610	0.632	0.911	0.285	0.542
0.615	0.635	0.913	0.285	0.547
0.620	0.639	0.915	0.286	0.551
0.625	0.642	0.917	0.287	0.555
0.630	0.645	0.920	0.287	0.560
0.635	0.649	0.922	0.288	0.565
0.640	0.652	0.924	0.288	0.569
0.645	0.655	0.926	0.289	0.574

*VER FORMULAS AL FINAL DE LAS TABLAS

RELACIONES HIDRAULICAS EN TUBERIAS DE SECCION CIRCULAR

q/Q	h/D	v/V	Rh/D	L/D
0.650	0.659	0.928	0.290	0.578
0.655	0.662	0.930	0.290	0.583
0.660	0.665	0.932	0.291	0.588
0.665	0.669	0.934	0.291	0.593
0.670	0.672	0.936	0.292	0.598
0.675	0.675	0.938	0.293	0.602
0.680	0.679	0.940	0.293	0.607
0.685	0.682	0.942	0.294	0.612
0.690	0.685	0.944	0.294	0.618
0.695	0.689	0.946	0.295	0.623
0.700	0.692	0.948	0.295	0.628
0.705	0.695	0.950	0.296	0.633
0.710	0.699	0.952	0.296	0.638
0.715	0.702	0.954	0.296	0.644
0.720	0.705	0.956	0.297	0.649
0.725	0.709	0.958	0.297	0.655
0.730	0.712	0.960	0.298	0.660
0.735	0.715	0.962	0.298	0.666
0.740	0.719	0.963	0.299	0.672
0.745	0.722	0.965	0.299	0.677
0.750	0.725	0.967	0.299	0.683
0.755	0.729	0.969	0.300	0.689
0.760	0.732	0.971	0.300	0.695
0.765	0.735	0.973	0.300	0.701
0.770	0.739	0.975	0.301	0.708
0.775	0.742	0.976	0.301	0.714
0.780	0.745	0.978	0.301	0.720
0.785	0.749	0.980	0.302	0.727
0.790	0.752	0.982	0.302	0.733
0.795	0.755	0.984	0.302	0.740
0.800	0.759	0.986	0.302	0.747
0.805	0.762	0.987	0.303	0.754
0.810	0.765	0.989	0.303	0.761
0.815	0.769	0.991	0.303	0.768
0.820	0.772	0.993	0.303	0.775
0.825	0.775	0.994	0.303	0.783
0.830	0.779	0.996	0.304	0.790
0.835	0.782	0.998	0.304	0.798
0.840	0.785	1.000	0.304	0.806
0.845	0.789	1.001	0.304	0.814
0.850	0.792	1.003	0.304	0.822
0.855	0.795	1.005	0.304	0.830
0.860	0.799	1.006	0.304	0.838

*VER FORMULAS AL FINAL DE LAS TABLAS

PERDIDAS HIDRAULICAS EN TUBERIAS DE SECCION CIRCULAR

q/Q	h/D	v/V	Rh/D	L/D
0.220	0.372	0.673	0.203	0.275
0.225	0.375	0.677	0.204	0.278
0.230	0.378	0.681	0.205	0.281
0.235	0.382	0.686	0.207	0.284
0.240	0.385	0.690	0.208	0.286
0.245	0.388	0.694	0.210	0.289
0.250	0.392	0.698	0.211	0.292
0.255	0.395	0.702	0.212	0.295
0.260	0.398	0.705	0.214	0.298
0.265	0.402	0.715	0.215	0.301
0.270	0.405	0.719	0.216	0.304
0.275	0.408	0.723	0.218	0.307
0.280	0.412	0.727	0.219	0.310
0.285	0.415	0.731	0.220	0.313
0.290	0.418	0.734	0.221	0.316
0.295	0.422	0.738	0.223	0.319
0.300	0.425	0.742	0.224	0.322
0.305	0.428	0.745	0.225	0.325
0.310	0.432	0.749	0.226	0.328
0.315	0.435	0.752	0.228	0.331
0.320	0.438	0.756	0.229	0.334
0.325	0.442	0.759	0.230	0.337
0.330	0.445	0.762	0.231	0.340
0.335	0.448	0.766	0.233	0.343
0.340	0.452	0.769	0.234	0.346
0.345	0.455	0.772	0.235	0.349
0.350	0.458	0.775	0.236	0.352
0.355	0.462	0.779	0.237	0.356
0.360	0.465	0.782	0.238	0.359
0.365	0.468	0.785	0.240	0.362
0.370	0.472	0.788	0.241	0.365
0.375	0.475	0.791	0.242	0.368
0.380	0.478	0.794	0.243	0.372
0.385	0.482	0.797	0.244	0.375
0.390	0.485	0.800	0.245	0.378
0.395	0.488	0.803	0.246	0.381
0.400	0.492	0.806	0.247	0.385
0.405	0.495	0.809	0.248	0.388
0.410	0.498	0.812	0.250	0.391
0.415	0.502	0.815	0.251	0.395
0.420	0.505	0.818	0.252	0.398
0.425	0.508	0.820	0.253	0.401
0.430	0.512	0.823	0.254	0.405

RELACIONES HIDRAULICAS EN TUBERIAS DE SECCION CIRCULAR*

q/Q	h/D	v/V	Rh/D	L/D
0.865	0.802	1.008	0.304	0.847
0.870	0.805	1.010	0.304	0.856
0.875	0.809	1.011	0.304	0.865
0.880	0.812	1.013	0.304	0.874
0.885	0.815	1.015	0.304	0.883
0.890	0.819	1.016	0.304	0.893
0.895	0.822	1.018	0.304	0.903
0.900	0.825	1.020	0.304	0.913

Fórmulas utilizadas para el cálculo de estas tablas:

v/V:

Para: $0.00 < q/Q \leq 0.06$

$$v/V = 10^{(0.029806 + 0.29095 \cdot \text{LOG}(q/Q))}$$

$0.06 < q/Q \leq 0.26$

$$v/V = 10^{(0.013778 + 0.282597 \cdot \text{LOG}(q/Q))}$$

$0.26 < q/Q \leq 0.91$

$$v/V = 10^{(0.021763 + 0.289951 \cdot \text{LOG}(q/Q))}$$

h/D:

Para: $0.00 \leq q/Q < 0.11$

$$h/D = 0.3827 + 0.0645 \cdot \text{LN}(q/Q)$$

$0.11 \leq q/Q < 0.21$

$$h/D = 0.60025 + 0.15471 \cdot \text{LN}(q/Q)$$

$0.21 \leq q/Q < 0.91$

$$h/D = 0.225 + 0.667 \cdot (q/Q)$$

Nota: $A = 2 \cdot \text{ARCCOS}[1 - 2 \cdot (h/d)]$

Rh/D:

Para cualquier q/Q: $Rh/D = (1/4) \cdot (1 - [\text{SEN}(A)]/A)$

L/D:

Para cualquier q/Q: $L/D = \{(1/8) \cdot [A - \text{SEN}(A)]\} / [\text{SEN}(A/2)]$