

FLUJO PARCIAL: En un sistema de alcantarillado separado, las alcantarillas de agua residual raras veces fluyen a sección plena. En un sistema combinado, es poco usual que las alcantarillas trabajen a sección plena, de modo que éstas, en general, están sólo parcialmente llenas y con una superficie libre.

El cálculo de los modelos de flujo para determinar un nivel de llenado parcial es entonces difícil, ya que no se conoce el nivel de llenado de una tubería parcialmente llena como valor inicial. Es por ello que se consideran los valores del llenado parcial en función de un llenado completo, y se han establecido las "curvas de flujos, parcialmente llenos".

Las curvas de "flujos parcialmente llenos" dependen del diámetro, el gradiente y la rugosidad interna. Sin embargo, la influencia resultante es menor que la de la fricción del aire que circula encima de la superficie libre. En la práctica, bastará con emplear una curva que considere los factores de influencia decisivos.

Empleando la fórmula de la velocidad

$$v = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}} \cdot \sqrt{R \cdot J_T} \quad [m/s]$$

se obtiene la siguiente fórmula:

$$\frac{v_T}{v_V} = \sqrt{\frac{\lambda_V}{\lambda_T}} \cdot \sqrt{\frac{R_T}{R_V}} \quad [-]$$

Los índices se refieren aquí a un flujo completamente lleno o a sección plena (V) y a flujo parcialmente lleno (T). Al trazar una curva de flujo parcialmente lleno se determina la relación  $\sqrt{\lambda_V/\lambda_T}$  respecto al tirante relativo del flujo.

Sin embargo, la expresión para esta relación de los coeficientes de fricción se torna muy complicada si se toma como base la fórmula de PRANDTL-COLEBROOK.

FRANCKE /1/ ha demostrado experimentalmente que la siguiente fórmula resulta una buena aproximación:

$$\sqrt{\frac{\lambda_V}{\lambda_T}} = \left( \frac{R_T}{R_V} \right)^{1/8} = \left( \frac{R_T}{R_V} \right)^{0,125} \quad [-]$$

En la figura 4.3.-20 se presentan las curvas para un flujo parcialmente lleno de acuerdo a las pautas de la ATV para algunas secciones transversales normales, en las cuales se incluye también la influencia de la fricción del aire sobre la superficie del agua.

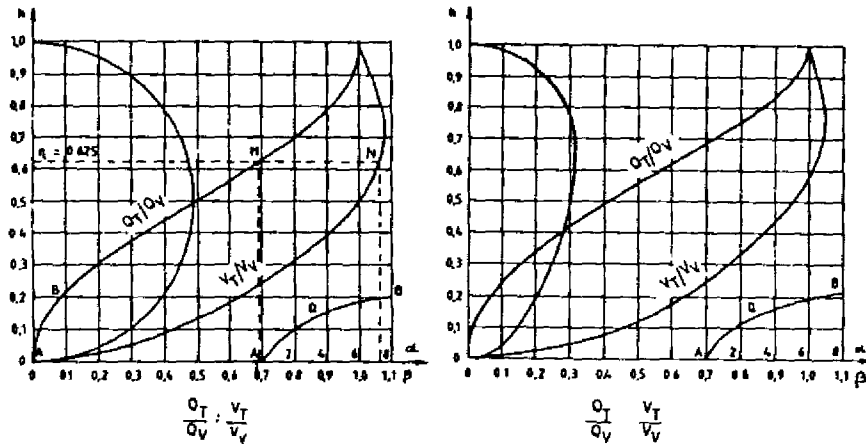


Figura 4.3.-20: Curvas de flujo parcialmente lleno para caudal y velocidad en algunas tuberías normales (PRANDTL-FRANCKE-THORMANN) para: a) tuberías circulares; b) tuberías ovaladas

CANALES ARTIFICIALES ABIERTOS: En el caso de canales artificiales abiertos, aún no existe una fórmula de flujo comprobada científicamente de acuerdo a la ecuación de PRANDTL-COLEBROOK. Por el momento se utilizarán entonces fórmulas empíricas.

Se han propuesto muchas fórmulas empíricas diferentes (quizá más de 100) para calcular el flujo en canales artificiales abiertos. De ellas, la fórmula de velocidad para canales artificiales elaborada por GAUCKLER-MANNING-STRICKLER, ha demostrado ser la más adecuada para casos generales en la ingeniería de aguas residuales. La fórmula es la siguiente:

$$v = k_{st} \cdot I^{1/2} \cdot R^{2/3} \quad [m/s]$$

donde  $k_{st}$  representa el coeficiente de velocidad de acuerdo a STRICKLER, el cual aparece en el Cuadro 4.3.-11.

Las pérdidas de carga localizadas o por fricción pueden ocurrir debido a los accesorios de las tuberías y por las variaciones en la velocidad del flujo.

En general, en la fórmula PRANDTL-COLEBROOK se incluyen las pérdidas de carga localizadas en el sistema de alcantarillado provocada por las bocas de inspección (distanciados entre sí a más de 50 m), desvíos normales, cambios en la sección transversal en las alcantarillas principales o tuberías secundarias. No se debe despreciar las pérdidas de carga mayores, como las debidas a las válvulas de estrangulamiento o de corredera, los reboses, las entradas y salidas del sistema.

CUADRO 4.3.-11  
COEFICIENTES DE VELOCIDAD  $k_{st}$ , DE ACUERDO A STRICKLER

Tipo de canal	Condición de las paredes	$k_{st}$ [m <sup>1/3</sup> /s]
Canal de tierra	Material firme y fino	50
	Material áspero y grumoso	30
Canal de mampostería	Mampostería de ladrillos o ladrillos vítreos firmemente unidos	75
	Ladrillo normal o mampostería de piedra bruta (o mampostería concertada)	60
	Mampostería de piedra bruta áspera y de pavimentación	50
Canal de concreto	Mortero liso o moldeado en acero	95
	Moldeado en madera	70
	Superficies ásperas e irregulares	50

La fórmula general para calcular las pérdidas de carga es la siguiente:

$$h_v = \zeta \frac{v^2}{2g} \quad [m]$$

donde,

- $h_v$  = pérdida de carga, en m
- $\zeta$  = coeficiente de pérdida de carga, que depende de la forma geométrica del elemento que causa la pérdida y del número de Reynolds del flujo. Los coeficientes para las diferentes formas de los elementos deberán obtenerse en manuales especializados.
- $v$  = velocidad del flujo en el conducto antes de llegar al elemento causante de la pérdida de carga, en m/s
- $g$  = constante gravitacional, en m/s<sup>2</sup>

#### 4.3.4.3.1.2 Determinación de la descarga total

La descarga total  $Q_{tot}$  se calcula de la forma siguiente:

En sistemas combinados, la descarga total  $Q_{tot}$  es:

$$Q_{tot} = Q_t + Q_f \quad [l/s]$$

donde,

$Q_{tot}$  = descarga total, l/s

$Q_t$  = Caudal en estiaje o suma de las aguas residuales domésticas, comerciales e industriales y el agua foránea en l/s

$Q_r$  = Caudal en época de lluvias, en l/s

En los sistemas separados, el caudal de estiaje es transportado a través de la alcantarilla de aguas residuales, y el agua pluvial, a través de una alcantarilla pluvial separada. La descarga total es:

en la alcantarilla de aguas residuales:  $Q_{tot} = Q_t$  [l/s]  
en la alcantarilla de agua pluvial:  $Q_{tot} = Q_r$  [l/s]

#### 4.3.4.3.1.3 Determinación de las secciones transversales de una alcantarilla cerrada con una carga hidráulica natural

La medición se basa en el gradiente de energía. En la sección transversal de una tubería de flujo parcialmente lleno, con una carga hidráulica natural y un flujo constante sin contraflujo, el gradiente de energía será equivalente al gradiente del fondo, por lo que, en estos casos, podrá utilizarse para los cálculos correspondientes.

En las tuberías de flujo completamente lleno, el cálculo se realiza de la forma siguiente:

- Determinación de  $Q_{tot}$ .
- Determinación de la rugosidad de operación  $k_b$  (en mm) o  $k_b = 1,00$  o  $k_b = 1,50$ , dependiendo de la clase de conducto (véase el Cuadro 4.3.-9). En el caso de países en desarrollo, se recomienda seleccionar el tipo de construcción común en la zona.
- Selección del perfil de la sección transversal.

Las secciones transversales circulares se emplean para las alcantarillas de todo tamaño. Por razones de operación, se recomienda que, independientemente de la descarga total estimada en las alcantarillas, las secciones transversales circulares no sean inferiores a los siguientes tamaños:

alcantarilla de aguas residuales DN 250 mm  
alcantarilla pluvial y combinada DN 300 mm

En casos justificados podrán emplearse las siguientes secciones transversales mínimas:

para alcantarillas de aguas residuales DN 200 mm  
para alcantarillas pluviales y combinadas DN 250 mm

En general, las secciones transversales ovaladas se utilizan para descargas pequeñas y medianas, principalmente en sistemas de alcantarillado combinados

(el radio hidráulico y también la velocidad de flujo aumentan con el nivel de agua más rápidamente que con un perfil circular) o en un espacio estrecho y cuando el nivel freático es bajo; las secciones transversales deberían ser mayores de 40 x 60 cm.

Por lo general, las secciones transversales en forma de herradura sólo se utilizan para grandes descargas, principalmente en el caso de alcantarillas combinadas y pluviales, y cuando el nivel freático es alto.

- Selección de la velocidad de flujo

El principio fundamental para determinar la velocidad de flujo es el siguiente:

- Esta velocidad de flujo debe ser superior a la velocidad de arrastre límite, de modo que no se acumulen depósitos o sedimentos considerables en las alcantarillas. Normalmente, se recomienda no tomar velocidades menores de 0,5 m/s para el flujo máximo de estiaje establecido en una alcantarilla combinada o de aguas residuales, y para la descarga pluvial máxima en la alcantarilla pluvial.
- No deberá excederse la velocidad máxima permisible con relación a los materiales de construcción. Sin embargo, la misma no deberá ser establecida a un nivel demasiado bajo (ATV A 118/4/). Podrán permitirse velocidades de 6 a 8 m/s con la selección correspondiente del material de las tuberías. Para velocidades mayores, se deberán realizar cálculos para la disipación de la energía y la carga estática e hidrodinámica.
- A medida que aumente la sección transversal de la tubería, podrá disminuirse la velocidad. Sin embargo, la misma podrá disminuir gradualmente para evitar así la formación de depósitos. A tal fin, el gradiente disponible en las secciones individuales de una alcantarilla deberá distribuirse de tal manera que en la sección longitudinal se obtenga una forma cóncava (Figura 4.3.-21), debiendo tener las secciones superiores, un gradiente mayor que disminuya gradualmente a medida que la sección transversal vaya volviéndose más ancha.

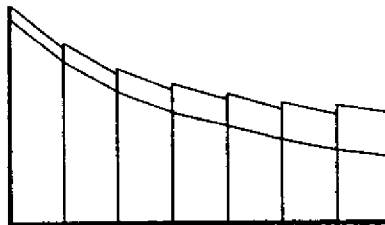


Figura 4.3.-21: Perfil longitudinal de una alcantarilla

- Dado que normalmente se utiliza el flujo por gravedad en las alcantarillas, se supone que el gradiente hidráulico (J) es igual al gradiente de fondo ( $J_s$ ). De acuerdo a la ley de CHEZY,  $v = k \cdot \sqrt{R \cdot J}$ , la velocidad seleccionada deberá ser la menor posible para así aprovechar un pequeño gradiente de fondo y, por ende, una profundidad para las alcantarillas que resulte más económica. Sin embargo, dado que para el flujo determinado el área aumenta en proporción directa a la disminución en la velocidad (según la fórmula de continuidad  $Q = F \cdot v$ ), normalmente deberán efectuarse varios cálculos para obtener la velocidad óptima, la profundidad y gradiente de la alcantarilla, y el tamaño de la sección transversal más convenientes.

La experiencia ha demostrado que los siguientes gradientes pueden recomendarse para los cálculos iniciales:

DN, mm	250	300	400	500	600	800	1000	1200
$J_s$ %	0,35	0,28	0,25	0,2	0,17	0,15	0,08	0,05

La experiencia ha demostrado también que la relación

$$J_s = \frac{1}{D}$$

puede asimismo ser utilizada, siendo D el diámetro de la tubería (en mm).

No deberán proyectarse gradientes menores de 0,05%, pues ponerlo en ejecución se torna muy dificultoso.

Una vez seleccionada la forma de la sección transversal, se determina el área de la misma en base a los gráficos o mediante cálculos.

En el caso de tuberías con flujo a sección plena, se puede emplear los gráficos de las Figuras 4.3.-14 a 4.3.-19.

Para calcular la sección transversal, se pueden emplear sólo los tamaños regulares o los que aparecen en los gráficos. Si para una Q determinada y una J o v ya seleccionadas se obtiene un tamaño que no sea regular, se recomienda elegir la sección transversal inmediata superior.

En el caso de tuberías con flujo parcialmente lleno, la sección transversal se determinará a través de aproximaciones progresivas, dado que todavía no se conoce el nivel de agua y entonces resulta imposible determinar el radio hidráulico.

A tal fin, se utilizarán curvas dimensionales de flujo parcialmente lleno, como las que aparecen en la Figura 4.3.-20 (THORMANN). Aquí, los valores efectivos  $v_{ef}$  y  $Q_{ef}$  para flujo parcialmente lleno, con relación al valor para las tuberías de flujo a sección plena, están en función del tirante relativo del flujo. El tirante relativo del flujo  $a$  representa la relación entre la altura efectiva  $h$  para el flujo parcialmente lleno y la altura de la sección transversal  $H$ :

$$a = \frac{h}{H}$$

De acuerdo a las diversas normas se deberá considerar que todas las secciones transversales poseen un flujo parcialmente lleno. Cuando se planifica nuevas alcantarillas, no deberá emplearse al máximo la capacidad de flujo  $Q_v$ . Si la descarga total estimada  $Q_{tot}$  es aproximadamente el 90% de la capacidad de flujo  $Q_v$ , se recomienda optar por la sección transversal inmediata superior.

El cálculo de la sección transversal de tuberías de flujo parcialmente lleno se realiza de la manera siguiente:

- Selección de la forma de sección transversal o de la curva del flujo parcialmente lleno.
- Selección del tirante relativo del flujo permitido ( $a < 0,9$ )
- Selección del tamaño aproximado de la sección transversal en base a los gráficos de las Figuras 4.3.-14 a 4.3.-17. Cabe señalar que la capacidad de flujo para llenar por completo la sección transversal seleccionada deberá ser aproximadamente 10% mayor que el flujo necesario  $Q_{ef}$ .
- Cálculo de la relación

$$a = \frac{Q_{ef}}{Q_{completo}}$$

donde  $Q_{ef}$  es el flujo efectivo (necesario) y  $Q$  completo es el flujo cuando la tubería está a sección plena.

- En la Figura 4.3.-20, para la  $a$  estimada, una línea vertical hasta la curva  $Q$  proporciona un punto M, a partir del cual parte una línea horizontal que hacia la izquierda en el eje de las ordenadas, determina el tirante relativo del flujo  $a$ , y hacia la derecha, en la línea  $v$ , un punto N, a partir del cual parte una línea vertical descendente que proporciona:

$$\beta = \frac{v_{ef}}{v_{completa}}$$

- Se calcula el valor  $v_{ef} = \beta \cdot v_{completa}$ , donde  $v_{ef}$  es la velocidad efectiva del agua residual, en m/s.
- Comparar los valores de  $a$  y  $v_{ef}$  con los valores permitidos y, si fuese necesario (si  $a > 0,9$  o  $v_{ef} < 0,5$  m/s) repetir el dimensionamiento con otra área de la sección transversal.

Las características hidráulicas  $\frac{Q_{ef}}{Q_{completo}}$  y  $\frac{v_{ef}}{v_{completo}}$  pueden observarse también en el Cuadro 4.3.-12.

CUADRO 4.3.-12  
PARAMETROS HIDRAULICOS PARA ALCANTARILLAS CIRCULARES CERRADAS CON  
FLUJO PARCIALMENTE LLENO

$\frac{Q_{ef}}{Q_v}$	$\frac{h}{D}$	$\frac{v_{ef}}{v_v}$	$\frac{Q_{ef}}{Q_v}$	$\frac{h}{D}$	$\frac{v_{ef}}{v_v}$	$\frac{Q_{ef}}{Q_v}$	$\frac{h}{D}$	$\frac{v_{ef}}{v_v}$
0,001	0,02	0,17	0,210	0,31	0,80	0,610	0,57	1,04
0,002	0,03	0,21	0,220	0,32	0,82	0,620	0,57	1,04
0,004	0,04	0,26	0,230	0,32	0,82	0,630	0,58	1,05
0,006	0,05	0,26	0,240	0,33	0,83	0,640	0,59	1,05
0,008	0,06	0,32	0,250	0,34	0,84	0,650	0,59	1,05
0,010	0,07	0,34	0,260	0,35	0,85	0,660	0,60	1,05
0,012	0,07	0,36	0,270	0,35	0,86	0,670	0,61	1,06
0,014	0,08	0,37	0,280	0,36	0,86	0,680	0,61	1,06
0,016	0,09	0,39	0,290	0,37	0,87	0,690	0,62	1,06
0,018	0,09	0,40	0,300	0,37	0,88	0,700	0,63	1,06
0,020	0,10	0,41	0,310	0,38	0,89	0,710	0,63	1,06
0,022	0,10	0,42	0,320	0,39	0,89	0,720	0,64	1,07
0,024	0,10	0,43	0,330	0,39	0,90	0,730	0,65	1,07
0,026	0,11	0,45	0,340	0,40	0,91	0,740	0,65	1,07
0,028	0,11	0,45	0,350	0,41	0,92	0,750	0,66	1,07
0,030	0,12	0,46	0,360	0,41	0,92	0,760	0,67	1,07
0,035	0,13	0,48	0,370	0,42	0,93	0,770	0,67	1,07
0,040	0,13	0,50	0,380	0,43	0,93	0,780	0,68	1,07
0,045	0,14	0,52	0,390	0,43	0,94	0,790	0,69	1,07
0,050	0,15	0,54	0,400	0,44	0,95	0,800	0,70	1,07
0,055	0,16	0,55	0,410	0,45	0,95	0,810	0,70	1,08
0,060	0,16	0,57	0,420	0,45	0,96	0,820	0,71	1,08
0,065	0,17	0,58	0,430	0,46	0,96	0,830	0,72	1,08
0,070	0,18	0,59	0,440	0,46	0,97	0,840	0,73	1,07
0,075	0,18	0,60	0,450	0,47	0,97	0,850	0,74	1,07
0,080	0,19	0,61	0,460	0,48	0,98	0,860	0,75	1,07
0,085	0,19	0,62	0,470	0,48	0,99	0,870	0,76	1,07
0,090	0,20	0,63	0,480	0,49	0,99	0,880	0,77	1,07
0,095	0,21	0,64	0,490	0,49	1,00	0,890	0,78	1,07
0,100	0,21	0,65	0,500	0,50	1,00	0,900	0,79	1,07
0,110	0,22	0,67	0,510	0,51	1,00	0,910	0,80	1,07
0,120	0,23	0,69	0,520	0,51	1,01	0,920	0,81	1,06
0,130	0,24	0,70	0,530	0,52	1,01	0,930	0,82	1,06
0,140	0,25	0,72	0,540	0,52	1,02	0,940	0,83	1,05
0,150	0,26	0,73	0,550	0,53	1,02	0,950	0,85	1,05
0,160	0,27	0,74	0,560	0,54	1,02	0,960	0,86	1,04
0,170	0,28	0,76	0,570	0,54	1,03	0,970	0,88	1,04
0,180	0,28	0,77	0,580	0,55	1,03	0,980	0,91	1,03
0,190	0,29	0,78	0,590	0,56	1,03	0,990	0,93	1,02
0,200	0,30	0,79	0,600	0,56	1,04	1,000	1,00	1,00



4.3.4.3.1.4 Determinación de las secciones transversales de una alcantarilla abierta

En el caso de un flujo uniforme en alcantarillas abiertas, la descarga normal es igual al flujo en las tuberías de un flujo parcialmente lleno. El cálculo del modelo de flujo en canales abiertos presenta varias dificultades. Se toman como ejemplo los canales trapezoidales.

En el caso de secciones transversales simétricas (Figura 4.3.-22 a) se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$F = (b + m \cdot h) \cdot h \quad [m^2]$$

$$h = \frac{\sqrt{b^2 + 4 F \cdot m} - b}{2 \cdot m} ; b = \frac{F - mh^2}{h} \quad [m]$$

En el caso de secciones transversales asimétricas (Figura 4.3.-22 b), las dimensiones hidráulicas se calculan empleando las siguientes ecuaciones:

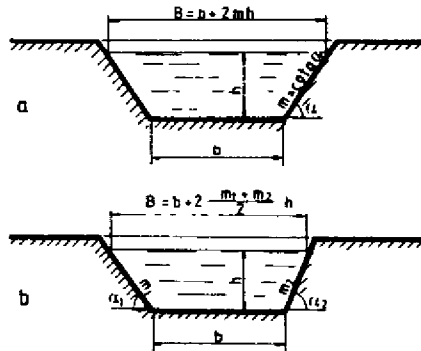


Figura 4.3.-22: Secciones transversales de un canal abierto: a - simétrica; b - asimétrica

$$F = b \cdot h + \frac{h^2}{2} (m_1 + m_2) = b \cdot h + h^2 \cdot m_m \quad [m^2]$$

$$U = b + h \left( \sqrt{1 + m_1^2} + \sqrt{1 + m_2^2} \right) = b + 2 M \cdot h \quad [m]$$

El ancho relativo del fondo (b/h) para un perfil hidráulicamente óptimo se puede calcular mediante la ecuación:

$$\beta = \frac{b}{h} = 2(\sqrt{1 + m_m^2} - m_m) = 2.(m' - m_m)$$

donde

$$m_m = \frac{m_1 + m_2}{2} ; R = \frac{h}{2}$$

Los valores m' con relación a m o m<sub>m</sub> pueden suponerse de la forma siguiente:

m	0,10	0,25	0,33	0,50	1,00	1,50	2,00
m' = $\sqrt{1+m^2}$	1,005	1,031	1,058	1,118	1,414	1,803	2,236

En el Cuadro 4.3.-13 se pueden observar los valores relativos  $\beta = \frac{b}{h} \frac{b}{\sqrt{F}}, \frac{h}{\sqrt{F}}$  con relación a m. Si no se conoce el valor de b ni el de h, pero sí se conoce Q, J, m y k<sub>st</sub>, la altura hidráulicamente óptima será:

$$h_{1/2} = \left[ \frac{2^{2/3} n Q}{(\beta + m) J^{1/2}} \right]^{2/5} ; b = \beta \cdot h \quad [m]$$

CUADRO 4.3.-13  
ELEMENTOS HIDRAULICOS PARA EL CALCULO DE CANALES TRAPEZOIDALES OPTIMOS

m = cotg	0,0	1,0	1,5	2,0	3,0
$\beta = \frac{b}{h}$	2,000	0,828	0,606	0,472	0,317
$\frac{b}{\sqrt{F}}$	1,4222	0,612	0,417	0,300	0,174
$\frac{h}{\sqrt{F}}$	0,711	0,739	0,689	0,636	0,549

4.3.4.3.1.5 Determinación de las secciones transversales para tuberías a presión

En los sistemas de alcantarillado, las tuberías a presión se utilizan como:

- Tuberías principales a presión y
- Alcantarillas sumergidas (sifones).

Las alcantarillas sumergidas (sifones) se calculan como conductos que presentan pérdidas de carga adicionales en las curvas.

Existen tres tipos básicos de alcantarillas sumergidas:

- Alcantarilla sumergida recta (sifón recto),
- Alcantarilla sumergida doble (sifón doble),
- Alcantarilla sumergida con un pozo o buzón de inspección en las compuertas superiores.

Al realizar los cálculos para las alcantarillas sumergidas, deberán considerarse los siguientes aspectos en cada caso (LAUTRICH/91//):

En el caso de una alcantarilla sumergida recta, es importante para el cálculo hidráulico que la velocidad de acceso, adentro y detrás del conducto, varíe sólo, levemente, cuando exista un flujo completamente lleno en la tubería. Para obtener cálculos aproximados, las pérdidas por fricción locales totales podrán considerarse equivalentes a 1.0.

En una alcantarilla doble sumergida,  $Q_{tr}$  y una pequeña cantidad de agua pluvial ingresan a través del conducto recto, de modo que también aquí existirán casi las mismas condiciones de flujo que en el caso anterior. El flujo de entrada que llega al segundo conducto, por lo general atraviesa un umbral. Dependiendo de la construcción de los aliviaderos de rebose, la velocidad de acceso y la cantidad correspondiente de energía se transformarán antes de llegar al conducto doble. Dependiendo de la altura del umbral y del conducto doble, se podrá determinar la pérdida de  $h_v$  en aproximadamente 0,5, para tuberías de un flujo parcialmente lleno y en 1,0 para tuberías de flujo completamente lleno.

Conducto a desnivel (sifones) con un pozo o buzón en las compuertas superiores: el pozo de entrada por lo general posee una sección transversal significativamente mayor que la del conducto. Por lo tanto, la velocidad es sumamente lenta. Además, la dirección del flujo es desviada hacia abajo en ángulos rectos. En la mayoría de los casos, la pérdida por fricción en el pozo, para fines prácticos, podrá ser considerada como cero.

Las diversas pérdidas de carga (Figura 4.3.-23) suman una pérdida total =  $h_p$  obtenida a través de:

$$h_E = h_v + h_e + h_k + h_a + h_r \quad [m]$$

donde,

$h_e$  = pérdida por entrada, en m

$h_k$  = pérdida en codos, en m

$h_a$  = pérdida por salida, en m

- $h_v$  = gradiente de velocidad en la salida, en m
- $h_f$  = pérdida por fricción en el sifón de acuerdo a la fórmula para dimensionar conductos correspondiente a la longitud de  $= J \cdot L$ , en m
- $L$  = longitud del sifón, en m

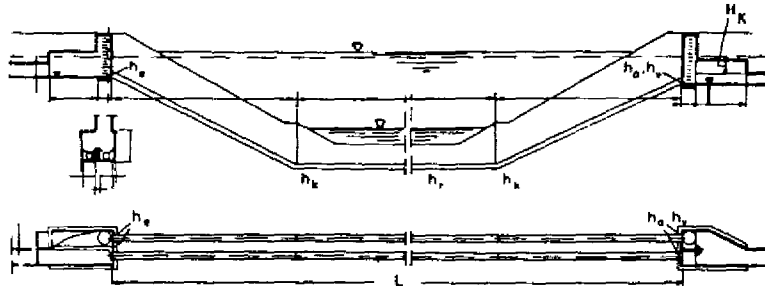


Figura 4.3.-23: Sifones

Mediante la inclusión de coeficientes de resistencia (algunas veces representados por  $\lambda$ ), se obtiene la siguiente fórmula:

$$h_E = (\lambda_v + \lambda_e + \lambda_k + \lambda_a) \frac{v^2}{2g} + h_r \quad [m]$$

La velocidad  $v$  se relaciona con el flujo de la sección transversal a la salida del sifón, en m.

En general, la suma de las pérdidas por fricción locales proporciona aproximadamente los valores siguientes:

- Sifón con una longitud mayor de 60 m, aproximadamente un 5% de pérdida por fricción lineal,
- Sifón con una longitud menor de 60 m, aproximadamente un 10% de pérdida por fricción lineal.

De esta forma, la altura total de la pérdida se puede calcular aproximadamente en:

$$h_E = (\text{de } 1,05 \text{ a } 1,10) \cdot J \cdot L \quad [m]$$

Como regla empírica, en el caso de todas las descargas consideradas,  $h_E$  deberá ser siempre menor que la diferencia de altura ( $H_K$ ) entre el nivel máximo de agua en los conductos de entrada y en los de salida.

4.3.4.3.1.6 Cálculo del aliviadero de rebose

Los aliviaderos de rebose se utilizan frecuentemente en los sistemas de alcantarillado, por ejemplo, en los sistemas combinados para descargar el agua pluvial en el cuerpo receptor y, en los sistemas de alcantarillado y plantas de tratamiento, para descargar las aguas residuales de varios depósitos cuando éstas sobrepasan un nivel predeterminado.

Para el cálculo de los aliviaderos de rebose (Figura 4.3.-24), deberán dimensionarse las siguientes estructuras:

- Estructura de rebose,
- Conducto de rebose,
- Tubería del efluente.

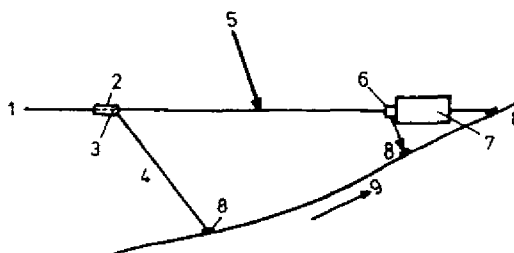


Figura 4.3.-24: Diagrama que muestra la disposición de aliviaderos de rebose

- |                           |                           |
|---------------------------|---------------------------|
| 1. Colector $C_1$         | 6. Cámara de rebose $D_2$ |
| 2. Cámara de rebose $D_1$ | 7. Planta de tratamiento  |
| 3. Estructura de rebose   | 8. Estructura de descarga |
| 4. Conducto de rebose     | 9. Cuerpo receptor        |
| 5. Colector $B_1$         |                           |

La estructura de rebose (Figura 4.3.-25) se diseñará y construirá de acuerdo a las condiciones locales y las posibilidades económicas.

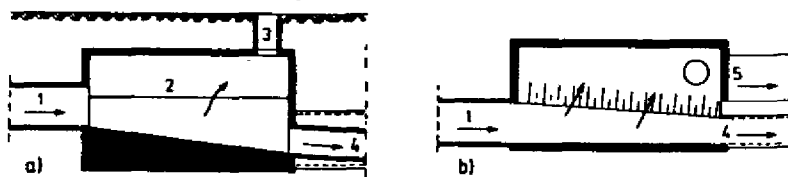


Figura 4.3.-25: Estructura de rebose

- |                         |  |
|-------------------------|--|
| a) sección longitudinal | b) plano de terreno                        |
| 1. Flujo de entrada     | 4. Descarga hacia la planta de tratamiento |
| 2. Vertedero de ingreso | 5. Descarga en el curso receptor           |
| 3. Buzón de inspección  |  |

En los sistemas de alcantarillado municipal, los ingresos se utilizan generalmente como vertederos laterales.

El cálculo de los vertederos laterales se realiza en las siguientes etapas (Figura 4.3.-26):

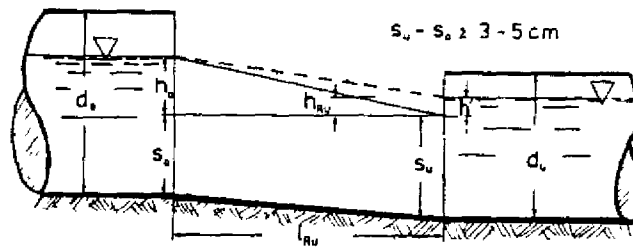


Figura 4.3.-26: Cálculo de los vertederos laterales

- Cálculo de la carga máxima en el vertedero,
- Cálculo del nivel de contraflujo hasta llegar al tope de la tubería,
- Altura del vertedero,
- Longitud del vertedero.

La carga, en el vertedero, se calcula como la diferencia entre el nivel de agua en la tubería de entrada y la cantidad de energía en la tubería de descarga. En el primer caso, se supone el nivel de agua efectivo. El dimensionamiento se realiza de tal modo que el nivel de contraflujo, debido al vertedero, no alcance o exceda el tope de la tubería.

En el caso de vertederos laterales, se puede determinar la longitud mediante las fórmulas empíricas de POLENI;

$$Q_{R\ddot{u}} = l_{R\ddot{u}} \cdot \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \sqrt{2g} \cdot c \cdot h_{R\ddot{u}}^{3/2} \quad [m^3/s]$$

y, además

$$l_{R\ddot{u}} = \frac{Q_{R\ddot{u}}}{\frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \sqrt{2g} \cdot c \cdot h_{R\ddot{u}}^{3/2}} \quad [m]$$

donde,

$Q_{R\ddot{u}}$  = descarga del rebose, en  $m^3/s$ . Con bastante precisión podrá suponerse a  $Q_{R\ddot{u}}$  como resultado de las diferencias entre el afluente y el efluente en el caso de una cámara grande de retención (umbral alto) con un umbral vertedor de  $0,6 d_0$ , siendo  $d_0$  la altura de la tubería de entrada. Si ésta ha sido purgada suficientemente, será posible instalarla tan alto como lo admita el nivel de contraflujo permitido. En el caso del flujo de estiaje, la velocidad en la tubería de entrada debe ser  $\geq 0,5$  m/s.

$l_{R\ddot{u}}$  = Longitud hidráulica del umbral vertedor, en m.

$\mu$  = Coeficiente de descarga. Para una descarga por un solo lado,  $\mu$  oscilará entre 0,6 y 0,65 y para un vertedero con acceso perpendicular y umbral redondeado,  $\mu = 0,6$ . Para un vertedero lateral, de doble lado, el coeficiente de descarga para cada lado será  $\mu_1 = 0,50$ .

$g$  = Constante gravitacional =  $9,81$  m/s<sup>2</sup>

$c$  = Valor de reducción para descarga incompleta; de acuerdo a las investigaciones hechas por BOSS,  $c$  tiene valores presentados en la Figura 4.3.-27, siendo  $c = f \left[ \frac{h'}{h_{R\ddot{u}}} \right]$

$h_{R\ddot{u}}$  = Altura de rebose del vertedero. La altura de rebose que tiene lugar con el flujo máximo de entrada  $Q_{max}$  es un valor promedio estimado, en el cual se supone, para simplificar que la superficie del agua sobre el umbral vertedor es horizontal. Además de las condiciones de flujo, este valor dependerá de la geometría espacial del vertedero y de la longitud del aliviadero de rebose  $l_{R\ddot{u}}$ . El valor de  $h_{R\ddot{u}}$  deberá ser del orden de 0,10 a 0,20 m o mayor, de otra manera, el vertedero poseería una longitud innecesaria, lo cual implicaría el uso de estructuras costosas.

$h'/h_{RU}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
c	1,00	0,99	0,98	0,97	0,96	0,94	0,91	0,86	0,78	0,62	0,00

Para los reboses de superficie libre, el valor promedio de la carga en el vertedero  $h_{RU}$  (usando la Figura 4.3.-26) está dado mediante la siguiente ecuación:

$$h_{RU} = 1/4 (h_o - h') \quad [m]$$

Para las salidas de superficie libre, el valor promedio de  $h_{RU}$  es:

$$h_{RU} = 1/4 \cdot h_o \quad [m]$$

La fórmula es totalmente empírica y deberá ser aplicable en el caso de vertederos laterales contraídos y no contraídos independientemente del tipo de flujo (flujo subcrítico y supercrítico).

En varios países, se supone que para comunidades pequeñas que requieren de una construcción económica, el valor de  $h_{RU}$  es:

$$h_{RU} = 1/2 (h_o - h') \quad [m]$$

o en el caso de salidas de superficie libre, se optará por,

$$h_{RU} = 1/2 h_o \quad [m]$$

Se podrá recomendar estos valores para una fase inicial de la construcción de un sistema de alcantarillado en países en desarrollo.

Empleando los valores c que aparecen en el cuadro anterior, se obtendrá la siguiente ecuación para un vertedero con acceso perpendicular y para un vertedero lateral simple:

$$Q_{RU} = 1,77 \cdot l_{RU} \cdot c \cdot h_{RU}^{3/2} \quad [m^3/s]$$

El cálculo se realiza en varias etapas; como una primera aproximación se puede escoger la relación:

$$l_{RU} = \frac{4}{1000} \cdot \frac{Q_{max}}{d_o} \quad [m]$$





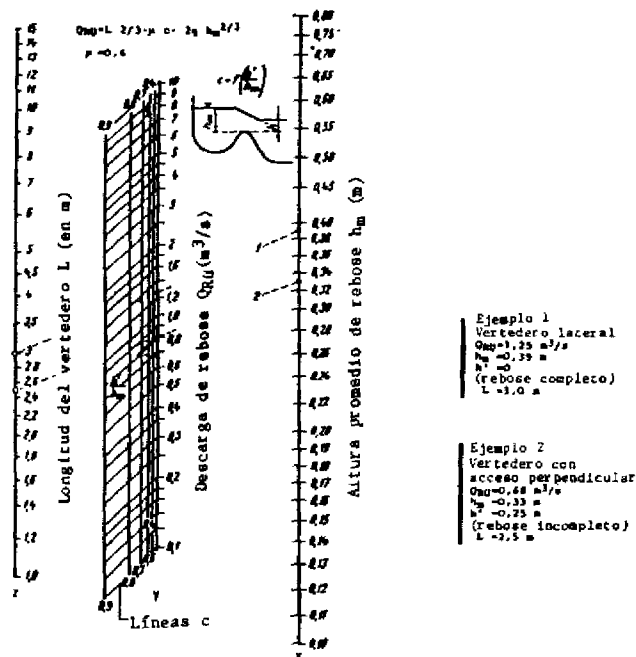


Figura 4.3.-28: Diagrama para el cálculo de vertederos de reboso siendo  $h_{RU} = 1/4 (h_0 - h')$

Para el cálculo, deberá seleccionarse primero el tipo de vertedero de reboso (lateral o perpendicular) y el régimen de descarga del flujo (por gravedad o contracción) para los que habrá que calcular el  $h_{RU}$  y  $h'$ .

Si se utiliza el diagrama para un flujo por gravedad, una línea recta desde el valor de  $h_m$  en el eje de las abscisas (eje x) y desde el valor de  $Q$ , en el eje de las ordenadas (eje y) proporcionará la longitud del umbral  $l_{RU}$  (m) en el eje (z).

En el caso de una descarga incompleta, se determinará primero el valor de  $Q$  equivalente para el flujo por gravedad. Para ello, el trazo de una línea horizontal hasta el valor de  $h'/h_{RU}$  en el eje y resultará en un punto a partir del cual una línea paralela hacia las líneas c en el eje y proporcionará el nuevo valor  $Q'$ . Una línea a partir de  $h_{RU}$  en el eje x y a partir del valor  $Q'$  en el eje y proporcionará la longitud del umbral  $l_{RU}$  (en m) en el eje z.

La longitud de la contracción (Figura 4.3.-29) se calcula en base a la descarga  $Q$ , crítica, a ser transportada a través de dicha contracción.

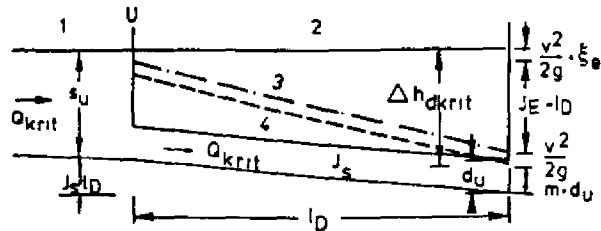


Figura 4.3.-29: Condiciones hidráulicas cuando el rebose entra en funcionamiento

- |                |                         |
|----------------|-------------------------|
| 1. Vertedero   | 3. Gradiente de energía |
| 2. Contracción | 4. Gradiente hidráulico |

El primer paso será calcular

$$v = \frac{Q_{Crft}}{F} \quad [m/s]$$

El valor  $J_E$  se obtiene a partir de los nomogramas para tuberías (PRANDTL-COLEBROOK), siendo

$$h_E = \frac{v^2}{2g} \cdot (1 + \zeta_E) \quad [m]$$

se puede determinar lo siguiente:

$$\Delta h_{d \text{ crft}} = \Delta h_E + J_E \cdot l_D \quad [m]$$

donde

$\zeta_E$  = coeficiente de flujo de entrada de acuerdo a la Figura 4.3.-30. Si la constricción posee un borde afilado, el valor de  $\zeta_E$  podrá establecerse en aproximadamente 0,35.

Al mismo tiempo,  $h_{crft}$  se transforma en:

$$h_{crft} = S_u + J_S \cdot l_D - m \cdot d_u \quad [m]$$

y en tanto el coeficiente  $m$  para determinar el gradiente de presión al final de la constricción puede tomarse como 1,0 aproximadamente (ATV),  $l_D$  se transformará en

$$l_D = \frac{S_u - d_u - \Delta h_E}{J_E - J_S} \quad [m]$$

En la Figura 4.3.-30 se puede observar el coeficiente del flujo de entrada  $\zeta_E$  para la boca de borde afilado de la constricción, conjuntamente con un nivel de agua de la misma altura que el umbral vertedor.

En la Figura 4.3.-31 aparecen varios tipos de rebose.

La Figura 4.3.-32 presenta una curva para el cálculo de los reboses con aberturas y ranuras trapezoidales /26/ que se utilizan, normalmente, para las salidas de los reservorios.

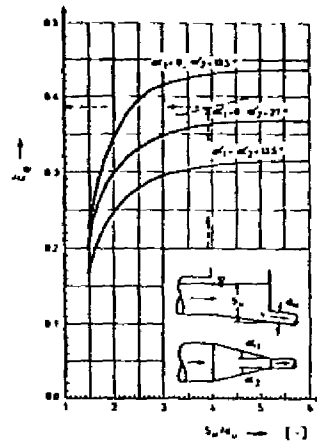


Figura 4.3.-30: Coeficiente de flujo de entrada para la boca de constricción de borde afilado y un nivel de agua de igual altura que el vertedero

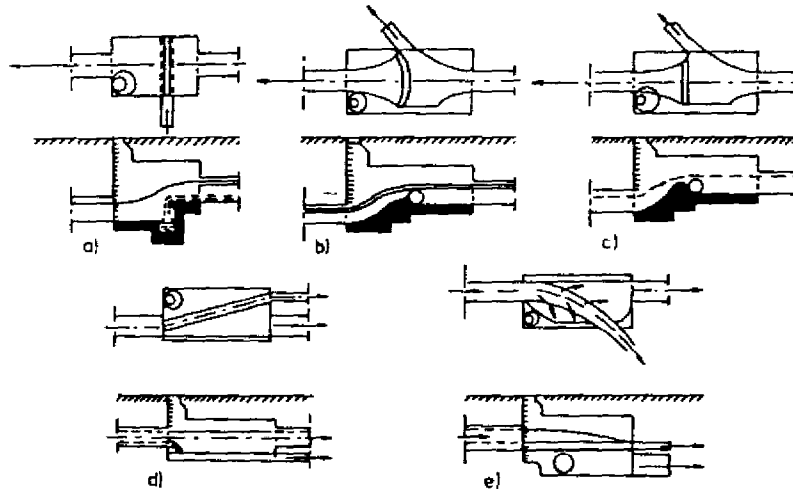


Figura 4.3.-31: Reboses

- |                                   |                      |
|-----------------------------------|----------------------|
| a) perpendicular recto            | d) unilateral, recto |
| b) perpendicular, curvo           | e) bilateral, curvo  |
| c) perpendicular, sobre la salida |                      |

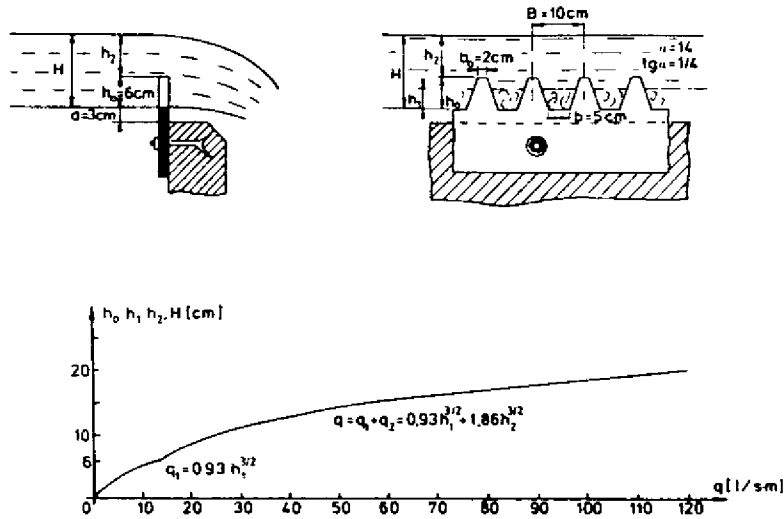


Figura 4.3.-32: Nomograma para el cálculo de los reboses con aberturas y ranuras trapezoidales /26/

#### 4.3.4.3.1.7 Golpe de ariete hidráulico

El golpe de ariete está constituido por una serie de fluctuaciones en la presión de agua de las tuberías. Esto se origina por un cambio brusco en el volumen del flujo y del cambio resultante en la velocidad que ocurre cuando se cierran y abren los dispositivos de cierre, o cuando se encienden o apagan las bombas.

La magnitud del incremento o disminución de la presión con respecto a la presión normal dependerá del tiempo en que se cierre la válvula de compuerta, los parámetros geométricos (longitud, diámetro, espesor de las paredes) de la tubería, la densidad del agua, las propiedades de elasticidad del agua, el material de las tuberías y la velocidad original.

Este fenómeno puede tener un efecto negativo en las tuberías. Las mismas pueden resultar dañadas si las fluctuaciones en la presión alcanzan un cierto nivel. Las estadísticas muestran que más del 80% de los daños en las tuberías principales de presión, se deben al golpe de ariete.

En las estaciones de bombeo, el golpe de ariete puede ser producido por un repentino corte de potencia o por una operación incorrecta por parte del personal.

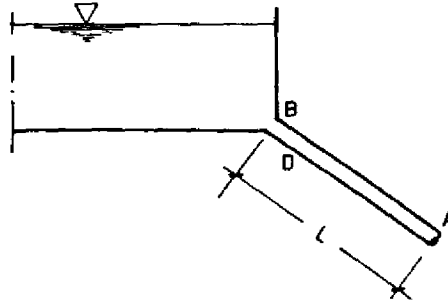


Figura 4.3.-33: Diagrama del golpe de ariete

La duración  $t_r$  de la onda de presión, desde su punto de inicio hasta su punto de reflexión (por ejemplo, hasta B - fin de la tubería) y de regreso al punto de inicio, se puede obtener a través de (Figura 4.3.-33) la siguiente ecuación:

$$t_r = \frac{2 \cdot L}{a} \quad [s]$$

donde,

- $t_r$  = Duración de la onda, en s
- L = Longitud de la tubería, en m
- a = Velocidad de onda del golpe de ariete, en m/s

$$a = \frac{1425}{\sqrt{1 + \frac{D \cdot E_w}{e \cdot E}}} \quad [m/s]$$

con

- D = Diámetro de la tubería, en m
- e = Espesor de las paredes, en m
- $E_w$  = Módulo de elasticidad del agua = 22000 kN/cm<sup>2</sup>
- E = Módulo de elasticidad del material de tubería, para el hierro fundido: 1050000, acero: 2100000, con asbesto-cemento: 250000 kg/cm<sup>2</sup>.

La velocidad fluctúa, aproximadamente, entre 1000 y 2000 m/s. Un golpe de ariete total H se produce cuando el cambio en la velocidad, debido, por

ejemplo, al cierre de la válvula de compuerta, tiene lugar durante el período  $t_1$  dentro del recorrido  $t_T$  de la onda de presión ( $t_1 < t_T$ ). La magnitud de la carga de presión es:

$$\max \Delta h = \pm \frac{a}{g} (v_1 - v_2) \quad [m]$$

donde,

$$\begin{aligned} v_1 &= \text{Velocidad del agua al iniciarse el cambio en la velocidad, en m/s} \\ v_2 &= \text{Velocidad del agua al finalizar el cambio en la velocidad, en m/s} \end{aligned}$$

Si la válvula de compuerta se encuentra completamente cerrada mientras dura la onda de presión, entonces:

$$\Delta H = \pm \frac{a}{g} v_{\max} \quad [m]$$

donde,

$$\begin{aligned} \Delta H &= \text{Incremento de la presión en la tubería, en m} \\ v_{\max} &= \text{Velocidad del agua en la tubería al iniciarse el golpe de ariete, en m/s} \end{aligned}$$

El incremento de la presión en la tubería es muy grande. Por ejemplo, se ha observado que aun cuando  $v = 1$  m/s,  $a = 1000$  m/s y  $g = 9,81$  m/s<sup>2</sup>,

$$\Delta H = \pm \frac{1000}{9,81} \cdot 1 = 100 \text{ mWS} = 10 \cdot 10^5 \text{ Pa (!)}$$

#### 4.3.5 Cálculo estático de las tuberías del alcantarillado

El cálculo estático de las tuberías de alcantarillado se efectúa para determinar aquellas tensiones que actúan sobre los elementos de la construcción y que son importantes para seleccionar el tamaño y la forma de las secciones transversales de tales elementos.

No existe diferencia entre las estructuras de un sistema de alcantarillado y otras construcciones de ingeniería, de modo que los cálculos estáticos normalmente se realizan utilizando los mismos métodos. Sin embargo, las alcantarillas presentan ciertas características que no son tan relevantes para otros tipos de construcciones. Es importante, también, evitar tanto un subdimensionamiento como un sobredimensionamiento, ya que ambos influyen en forma desventajosa en los costos y en la operación.

Como principio básico, al igual que en el caso de otros elementos de la construcción, no se necesita calcular las tuberías terminadas si se cumple con las condiciones prescritas, como por ejemplo, el relleno, la cimentación, el ancho de la zanja, etc.

No obstante, debido a las condiciones locales, no siempre es posible satisfacer todos los requisitos y en consecuencia, habrá que realizar los cálculos respectivos para las alcantarillas y los conductos especiales.

En el caso de la República Federal de Alemania, en la norma DIN 4032 se mencionan cinco tipos de tuberías de concreto:

- K = Circular
- KW = Circular con paredes reforzadas
- KF = Circular con base
- KFW = Circular con base y paredes reforzadas
- EF = Ovaladas con base

De acuerdo a la norma DIN 4032, las tuberías deberán tener una estabilidad de carga vertical como la que se indica en el Cuadro 4.3.-14. Se han realizado muchos estudios y desarrollado varios métodos para calcular y determinar las tensiones en los conductos.

CUADRO 4.3.-14  
ESTABILIDAD DE CARGA VERTICAL DE CONDUCTOS SEGUN LA NORMA DIN 4032

DN en mm	Carga vertical kN/m min.		DN en mm	Carga vertical kN/m min. EF
	K y KF	KW y KFW		
100	24	-	400 x 600	50
150	26	-	500 x 750	61
200	27	-	600 x 900	69
250	28	-	700 x 1.050	75
300	30	50	800 x 1.200	77
400	32	63	900 x 1.350	80
500	35	80	1,000 x 1.500	83
600	38	98	1.200 x 1.800	86
700	41	111		
800	43	125		
900	Las cargas deben determinarse de acuerdo a las con- diciones estáticas	138		
1.000		152		
1.100		166		
1.200		181		
1.300		194		
1.400		207		
1.500		220		



#### 4.3.6 Disposición de las alcantarillas, gradientes y profundidad

##### 4.3.6.1 Trazado de las alcantarillas

La ubicación de las alcantarillas se determinará en base a

- la topografía local,
- la ubicación de la planta de tratamiento,
- las condiciones del subsuelo,
- el ancho de las calles y la intensidad del tránsito (debido a las obras viales),
- las fuentes principales de aguas residuales,
- los monumentos históricos.

Los colectores principales se ubican generalmente en las partes bajas de la ciudad. Esto permite drenar una mayor extensión del área aprovechando el gradiente natural. Los colectores principales deberán seguir la ruta más corta hasta la planta de tratamiento.

Las alcantarillas de drenaje pluvial deberán encontrarse cerca del cuerpo receptor, para que los conductos de rebose pluvial tengan poca longitud.

Las alcantarillas deberán instalarse en suelos con suficiente capacidad de acarreo de carga y a poca profundidad, a fin de mantener el costo de las obras lo más bajo posible. Deberá evitarse el uso de rellenos sanitarios anteriores, tierra mojada y suelos con capacidad insuficiente de acarreo de carga. En el caso de suelos aluviales y arcillosos, los colectores deberán ser instalados a una distancia adecuada con respecto a los edificios altos.

Por lo general, los colectores se construyen cerca de las vías principales. Si el camino o autopista posee un área verde (paseos o alamedas), el colector podrá ser instalado allí, de modo que las construcciones o reparaciones puedan llevarse a cabo sin interferir con el tránsito vehicular. A fin de evitar un número exagerado de conexiones en los colectores principales, podrá instalarse un canal auxiliar a lo largo de los mismos. Si la vía posee un ancho mayor de 30 - 50 m, se podrá instalar dos. Estos podrán ser instalados de diferentes maneras, teniendo en cuenta el perfil o rasante de las calles. (Figura 4.3.-34).

La planificación del drenaje de las aguas pluviales deberá realizarse de la misma manera que la evacuación de las aguas residuales domésticas. El método más económico será aquél que presente el mayor número de aliviaderos de rebose. Sin embargo, este factor puede resultar poco económico, siempre que implique la construcción de largos conductos de rebose y un gran número de tanques de agua pluvial. También es posible construir aliviaderos de rebose de agua pluvial que funcionen escalonadamente.

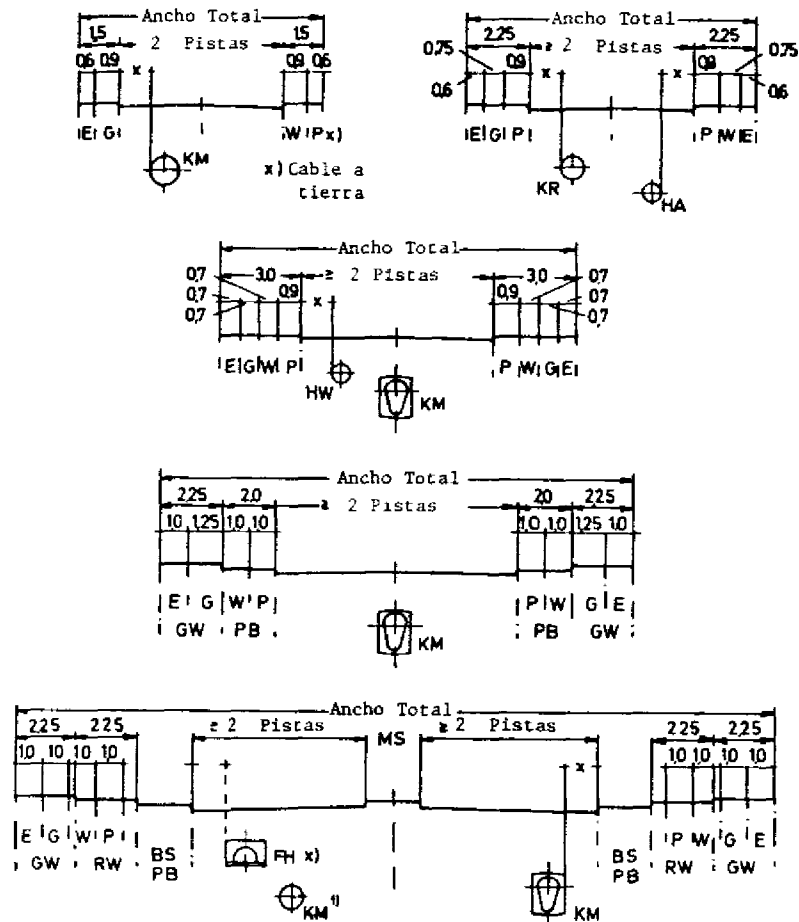


Figura 4.3.-34: Posición de las alcantarillas dentro del perfil de las calles

- |                             |  |
|-----------------------------|--|
| E = Electricidad            | G = Gas                                    |
| P = Oficina de correos      | HW = Tuberías principales de agua          |
| KM = Alcantarilla combinada | FH = Conducción de calor a larga distancia |
| BS = Hilera de árboles      | PB = Zonas de estacionamiento              |
| GW = Acera                  | RW = Vía para bicicletas                   |

En terrenos empinados, se deberá instalar la red de alcantarillado pluvial en el perímetro de la ciudad (véase la Figura 4.3.-10), debiendo ajustarse el gradiente de la red a la pendiente natural del terreno (Figura 4.3.-35).

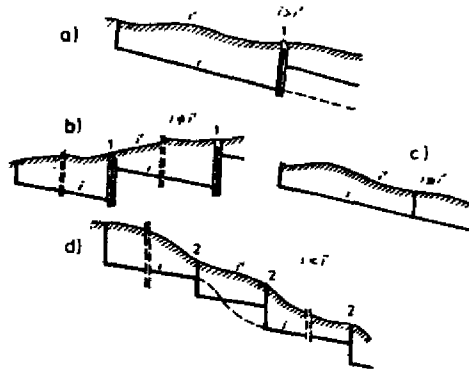


Figura 4.3-35: Ajuste del gradiente de una alcantarilla a la pendiente del terreno

1. Estación de bombeo 2. Pozo o buzón de caída

- a) Gradiente de la alcantarilla mayor que el gradiente natural;
- b) Gradiente de la alcantarilla en dirección opuesta;
- c) Gradiente de la alcantarilla igual al gradiente natural;
- d) Gradiente natural pronunciado.

#### 4.3.6.2 Gradiente

El gradiente deberá garantizar que el agua residual fluya adecuadamente. Para ello, deberá ser lo bastante pronunciado para así producir velocidades mayores (ya que  $v = c \cdot \sqrt{R \cdot I}$ ); de esa forma, sólo se requerirán tuberías con diámetros reducidos y de menor costo. Por otro lado, un gradiente pronunciado implicará una mayor proporción de excavaciones, incrementando así el costo de las obras. Entre estos factores, deberá optarse por la mejor solución.

La profundidad de los colectores se determinará con relación a los edificios a ser drenados, a los colectores existentes y proyectados en el perfil de las calles, y según la naturaleza del subsuelo. La profundidad deberá ser la menor posible, pero sin dejar de ser la adecuada, para asegurar el drenaje eficaz de las construcciones y puntos obligatorios.

La profundidad al inicio del colector es muy importante. La misma se determinará en base a los edificios a ser conectados a la distancia A, existente entre dichos edificios y la calle (Figura 4.3.-36).

La profundidad mínima para los colectores principales y secundarios dependerá de las conexiones domiciliarias, la profundidad de los puntos obligatorios, la protección contra las heladas, las condiciones hidráulicas para asegurar un drenaje eficaz, las condiciones estáticas y el tipo de cimentación.

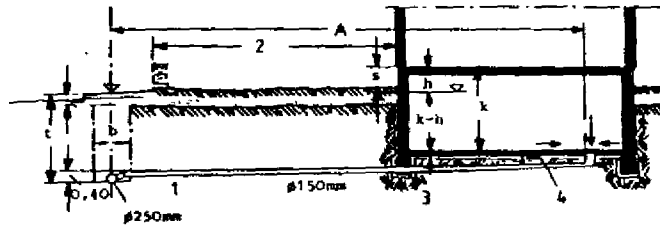


Figura 4.3.-36: Profundidad de las conexiones domiciliarias

- |  |   |
|--|---|
| 1. Conexión domiciliaria                 | 3. Cubierta   |
| 2. Profundidad del jardín frontal        | 4. 0,2 m para tuberías de cemento o arcilla vitrificada |
| A. Distancia hasta el drenaje más lejano |   |

Es igualmente importante, la profundidad del nivel freático. Si este último es alto, resultará más económico un sistema de alcantarillado separado; ya que las alcantarillas pluviales grandes podrán instalarse a poca profundidad y sólo las alcantarillas pequeñas para aguas residuales se instalarán sobre la mesa freática.

Los puntos obligatorios normalmente son todos aquellos puntos que deben ser drenados. En la ingeniería de las aguas residuales, se trata de aquellos edificios que, por su ubicación, requieren de estructuras especiales para evacuar sus aguas residuales, o por aquellos obstáculos que deben ser superados. Algunos ejemplos de puntos obligatorios son: los pasos a desnivel, las instalaciones deportivas, las sedes culturales, administrativas u otras importantes, las alcantarillas instaladas a gran profundidad, los lechos fluviales y los cursos de agua que deben desviarse hacia los sistemas de alcantarillado. Tales puntos deberán señalarse en el perfil longitudinal junto con las debidas especificación para su drenaje.

Deberán evitarse los cambios bruscos y pronunciados de gradiente (Figura 4.3.-37), utilizando para ello gradientes transitorios.



Figura 4.3.-37: Cambios bruscos y pronunciados de gradiente

- evitar cambios bruscos y pronunciados de gradiente
- uso preferencial del gradiente transitorio (para el caso a)

Deberán evitarse, asimismo, las secciones con gradiente muy pequeño y diámetro grande, para así evitar que ocurra un contraflujo (Figura 4.3.-38).

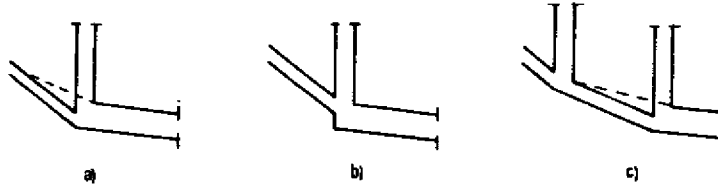


Figura 4.3.-38: Disminución rápida en el gradiente con aumento de diámetro

a) Contraflujo

b, c) Soluciones aceptables

Luego de un rápido aumento de gradiente, generalmente bastará una tubería de diámetro más pequeño. Sin embargo, este último no debe ser menor que DN = 500 mm (Figura 4.3.-39).

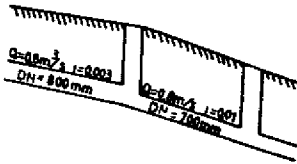


Figura 4.3.-39: Disminución del diámetro de la tubería

#### 4.3.6.3 Condiciones hidráulicas

La velocidad deberá incrementarse en dirección del flujo, para que el gradiente hidráulico (véase la Figura 4.3.-21) se asemeje al ramal descendente de una parábola de Neil. Con frecuencia se obtienen gradientes de 1:100; 1:200 y 1:300 en los tramos superiores de las alcantarillas, y gradientes de 1:400 y 1:500 en los tramos intermedios.

Los sumideros abiertos para agua pluvial deberán tener un gradiente de por lo menos 1:200. Se deberán instalar alcantarillas con un gradiente que garantice que el material sea transportado aun cuando el volumen y la velocidad del flujo sean bajos. Esto significa que la velocidad de flujo debe ser de por lo menos 0,5 m/s y, de ser posible 0,6 m/s. Se considera que el límite superior para la velocidad de flujo deberá fluctuar entre 6 y 8 m/s.

Al planificar un nuevo sistema de alcantarillado, no deberá utilizarse plenamente la capacidad de flujo  $Q_v$ . Si el flujo total calculado se aproxima al 90% de la capacidad de flujo, se recomienda seleccionar la tubería de tamaño inmediato superior.

Técnicamente, se puede cambiar de diámetro sin cambiar de gradiente, valiéndose de una de las tres formas siguientes: manteniendo una solera recta (Figura 4.3.-40 a), manteniendo una corona recta (Figura 4.3.-40 b) y de acuerdo al nivel de agua (Figura 4.3.-40 c).

Para el cambio de diámetro, se prefiere el método de "corona recta", pues su construcción resulta más simple y económica, y suele ser más eficiente que el de "solera recta". En todo caso, es prácticamente imposible conectar las tuberías según el nivel de agua debido a las fluctuaciones del flujo.

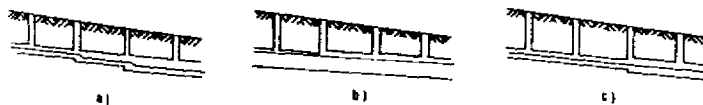


Figura 4.3.-40: Posible posición del cambio de diámetro

- a) corona recta                      b) solera recta                      c) nivel de agua

Cuando el flujo de entrada hace necesario efectuar un cambio de diámetro o, alternativamente un cambio de gradiente manteniendo el mismo diámetro, se recomienda la construcción de un desnivel horizontal o de un umbral invertido sin contraflujo, tal como se indica en la Figura 4.3.-41.

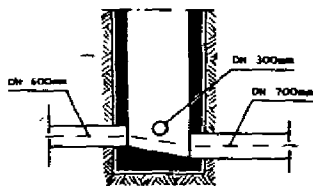


Figura 4.3.-41: Flujo lateral de entrada con buzón de inspección y umbral sin contraflujo

Existen dos métodos de construcción para modificar el diámetro: en el caso de diámetros pequeños, se utilizan buzones de inspección o bocas de visita (como en la Figura 4.3.-42 a), y en el caso de diámetros mayores, se emplea una conexión directa con un reductor y una longitud de 3 a 3,5 m (como en la Figura 4.3.-42 b).