

donde:

Q_h = gasto máximo del agua residual en m^3/s o l/s

A_{E_i} = área de drenaje con una densidad demográfica uniforme, en ha.

q_{h_i} = gasto específico del agua residual, en l/s ; el valor q_{h_i} se calcula a partir de la demanda de agua:

$$q_{h_i} = \frac{Q_i}{A_i} \quad \text{con } Q_i = \text{demanda de agua, en } m^3/s \text{ o } l/s \\ \text{en el área de drenaje } A_i$$

Por lo general, aquellas áreas cuyo gasto de aguas residuales es mayor de 10 l/s , se consideran como independientes y, en los cálculos, se les toma en cuenta como gasto concentrado.

Las aguas residuales industriales, provenientes del aseo personal, se calculan como aguas residuales sanitarias si se descargan separadamente en el sistema de alcantarillado público. Sin embargo, no siempre es necesario incluir la demanda de agua sanitaria en el momento de calcular la demanda total de agua de una fábrica, por unidad de producción o por empleado, ya que es muy reducida con relación al total de aguas residuales de dicha fábrica.

4.3.3.2 Cálculo del agua foránea

De acuerdo al formulario A 118/4/ de la ATV, se deberá considerar un margen de tolerancia para el agua foránea, como principio básico al momento de proyectar los diámetros de las alcantarillas para aguas residuales.

El gasto de agua foránea deberá considerarse como el 100% del volumen de aguas residuales. En los casos necesarios, se deberán considerar márgenes de seguridad o, de lo contrario, se podrá calcular la cantidad sobre una base diferente, por ejemplo, de acuerdo a la extensión del área. Si no se dispone de datos exactos, se podrá estimar un gasto promedio de agua foránea de unos 2 a 6 $l/(s.km^2)$, representados por las fugas en las tuberías o, posiblemente, en los sistemas de drenaje conectados.

Esta cantidad adicional de agua produce un aumento considerable en el gasto de aguas residuales. Por lo tanto, siempre será recomendable obtener datos fidedignos a través de las mediciones respectivas.

En un sistema combinado de alcantarillado, no es tan importante tomar en cuenta el agua foránea cuando se proyectan las dimensiones de los diámetros de las alcantarillas. Sin embargo será importante en el caso de estructuras especiales y de colectores principales. El agua foránea es un factor de primer orden en el caso de este tipo de estructuras y plantas de tratamiento.

4.3.3.3 Cálculo de las aguas residuales comerciales e industriales

En el caso de grandes empresas comerciales e industriales, la cantidad de agua residual se deberá determinar mediante la recopilación de datos, cuestionarios y, si fuese necesario, mediciones. Esto también se aplica a los teatros, estadios, hoteles, sanatorios, cuarteles, zonas de campamento, etc. De igual modo se deberá considerar el consumo de agua a partir del abastecimiento público y las fuentes privadas; también se deberá tomar en cuenta un margen suficiente para un futuro desarrollo.

En la planificación de zonas comerciales e industriales, es imposible establecer datos exactos con respecto al tipo y dimensión de las futuras empresas. Por lo tanto, se recomiendan los siguientes valores de rendimiento de aguas residuales comerciales e industriales como base para determinar las dimensiones del caso:

Plantas con consumo de agua reducido $q_g = 0,5$ [l/(s.ua)]

Plantas con consumo de agua regular $q_g = 1,0$ [l/(s.ha)]

Plantas con alto consumo de agua $q_g = 1,5$ [l/(s.ha)]

Si no se dispusiera de dato alguno, la experiencia ha demostrado que puede tomarse como base el siguiente gasto de agua residual, comercial e industrial (ATV A 128 /4/):

$$q_g = 1,0 \quad [l/(s.ua)]$$

No se considera el agua de refrigeración en estos cálculos.

4.3.3.4 Cálculo del gasto en estiaje

El gasto en estiaje Q_t se compone de:

- El flujo de agua residual doméstica Q_h
- El flujo de agua residual comercial e industrial Q_g
- El flujo de agua foránea Q_f

$$Q_t = Q_h + Q_g + Q_f \quad [l/s]$$

La siguiente fórmula se emplea para calcular el gasto del agua residual doméstica Q_h (l/s) para un área de drenaje (A_{E1}) con un gasto máximo determinado (q_n) (en l/s x 1000 personas) y una densidad demográfica D (E/ha):

$$Q_h = \frac{q_n \cdot D \cdot A_{E1}}{1000} \quad [l/s]$$

con la definición de A_{E1} proporcionada en la sección 4.3.3.1.

El gasto de las aguas residuales comerciales e industriales Q_g (en l/s) se calcula empleando los datos provenientes de las ramas industriales y se representa como el producto resultante del área de drenaje A_{E2} (en ha) por el valor de rendimiento q_g [en l/(s.ha)]:

$$Q_g = q_g \cdot A_{E2} \quad [1/s]$$

Con A_{E2} según datos proporcionados en la sección 4.3.3.3.

El gasto de agua foránea se calcula como el múltiplo m de la cantidad de agua residual doméstica, comercial e industrial:

$$Q_f = m \cdot (Q_h + Q_g) = m \left(\frac{q_h \cdot D \cdot A_{E1}}{1000} + q_g \cdot A_{E2} \right) \quad [1/s]$$

utilizando la definición de m , proporcionada en la sección 4.3.3.2.

El caudal de diseño de una sección se calcula de acuerdo a la siguiente ecuación: (Figura 4.3.-7)

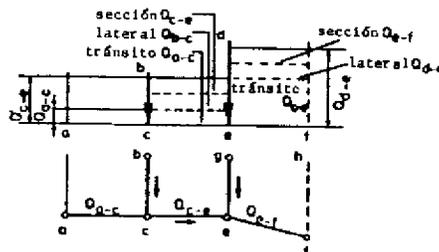


Figura 4.3.-7: Esquema para calcular los caudales de diseño

$$Q'_{c-e} = Q_{a-c} + Q_{b-c} + Q_{c-e} \quad [1/s]$$

Donde

Q'_{c-e} = Caudal al final de la sección c-e de la alcantarilla, en l/s o m^3/s

Q_{c-e} = Caudal del agua residual recolectada a lo largo de esta sección, en l/s o m^3/s

Q_{a-c} = Caudal de tránsito de las alcantarillas aguas arriba de la sección, en l/s o m^3/s

Q_{b-c} = Caudal de una alcantarilla lateral en l/s o m^3/s

Ejemplo (extraído de ATV A 128)

Q_h = 5,0 l/(s . 1000 E)

D = 100 personas/ha

A_E = 10,0 ha (zona poblada)

q_g = 0,5 l/(s.ha)

A_{E2} = 5,0 ha (zona comercial, industrial)

m = 1,0

$$Q_h = \frac{5,0 \cdot 100 \cdot 10,0}{1000} = 5,0 \text{ l/s}$$

$$Q_g = 0,5 \cdot 5,0 = 2,5 \text{ l/s}$$

$$Q_f = 1,0 \cdot (5,0 + 2,5) = 7,5 \text{ l/s}$$

$$Q_t = 5,0 + 2,5 + 7,5 = 15,0 \text{ l/s}$$

4.3.3.5 Cálculo del volumen de agua pluvial

El volumen del agua pluvial, se calcula a través de diversos métodos. El cálculo se basa en una observación meteorológica prolongada de la precipitación, (de por lo menos 20 años) y en el análisis de estos datos. Los mismos pueden ser útiles para establecer normas a nivel nacional, con cuadros, curvas y gráficos que facilitan la tarea. Si no existieran tales datos, se deberán utilizar aquéllos provenientes de países vecinos o de países de clima similar.

Se han desarrollado muchos métodos de cálculo y se han elaborado múltiples fórmulas. Casi todos los métodos utilizan las mismas relaciones básicas. Difieren únicamente en la determinación de los factores de cálculo.

La cantidad de precipitación se determina en la forma siguiente:

$$Q_r = A \cdot \psi_g \cdot r \cdot m \quad [l/s]$$

donde,

- Q_r = flujo de agua pluvial, en l/s
- A = área de drenaje, en ha
- ψ_s = coeficiente de escorrentía
- r = precipitación por segundo por área, en l/(s.ha)
- m = coeficiente de demora en la escorrentía

El área de drenaje ha sido descrita en la sección 4.3.2. Pero repitiendo aquí lo dicho: en un sistema combinado de drenaje, que cuente con una sola tubería para todos los efluentes, existe un área de drenaje, única, para cada alcantarilla y para todos los efluentes. En sistemas separados que cuentan con por lo menos dos alcantarillas para drenar una determinada área, cada alcantarilla posee su propia área de drenaje con lo cual se facilita la evacuación (es decir, la escorrentía superficial del agua pluvial). Las áreas de drenaje son planimetradas y calculadas en ha.

El coeficiente de escorrentía ψ_s es la relación entre la escorrentía por segundo por área q_s (l/s.ha) y la precipitación por segundo por área r (l/s.ha). El coeficiente de escorrentía explica el que no todas las escorrentías de agua pluvial llegan hasta las alcantarillas. Parte de ellas se evaporan, se filtran y sólo el remanente ingresa a la alcantarilla a través de los sumideros de las calles.

$$\psi_s = \frac{q_s}{r} \quad \frac{\{l/(s.ha)\}}{\{l/(s.ha)\}}$$

El coeficiente de escorrentía depende de (ATV A 128/4/):

- La proporción de superficies pavimentadas (techos, calles, aceras, caminos de acceso, patios, etc.).
- El declive del terreno (a mayor inclinación mayor coeficiente de escorrentía).
- Intensidad y duración de la precipitación (calculadas a partir de la frecuencia de la misma).

Para facilitar los cálculos se recomienda subdividir la pendiente del área de drenaje en cuatro grupos:

Grupo	Pendiente promedio J_g
1	$J_g < 1\%$
2	$1\% < J_g < 4\%$
3	$4\% < J_g < 10\%$
4	$J_g > 10\%$

Según la proporción de superficies pavimentadas, en el Cuadro 4.3.-3 se ofrecen los coeficientes máximos de escorrentía ψ_s , calculados a partir de los valores de precipitación de $r_{15} = 100$ l/(s,ha) y $r_{15} = 130$ l/(s,ha). Los valores intermedios pueden interpolarse linealmente.

La frecuencia de precipitación es importante para calcular el gasto de agua pluvial. Hasta el momento, se supone que la frecuencia de precipitación equivale a $n = 1,0$ [L/a].

En la planificación de nuevos sistemas o en la rehabilitación de los antiguos, en los países en desarrollo se recomiendan los siguientes valores básicos (relativos a la intensidad de precipitación), para establecer la dimensión de las alcantarillas pluviales y las de un sistema combinado, según la importancia económica del área de drenaje:

Áreas generales de desarrollo de viviendas	$n = 1,0 - 0,5$	(L/a)
Centros urbanos, zonas comerciales e industriales importantes	$n = 1,0 - 0,2$	(L/a)
Carreteras fuera de las zonas pobladas	$n = 1,0$	(L/a)
Pasos a desnivel de calles y carreteras, redes ferroviarias subterráneas, etc., incluyendo drenaje	$n = 0,2 - 0,05$	(L/a)

La precipitación por segundo por área, r , es un factor importante. Puede determinarse a través de diversos métodos. Si se dispone de un gráfico de precipitación (que depende de n , i , t), se puede calcular, fácilmente, el valor de i cuando se conoce el valor de n y t . La Figura 4.3.-9 presenta un gráfico de este tipo. Se supone que el gasto máximo tiene lugar en una sección

CUADRO 4.3.-3
 COEFICIENTES MAXIMOS DE ESCORRENTIA ψ_g PARA PRECIPITACION POR SEGUNDO
 POR AREA DE 100 A 130 l/(s.ha) CON UNA DURACION DE 15 MINUTOS (r_{15}), SEGUN
 EL DECLIVE PROMEDIO J_g Y EL PORCENTAJE DE SUPERFICIE PAVIMENTADA /4/

Porcentaje de superficie pavimentada	Grupo 1 $J_g < 1\%$		Grupo 2 $1\% \leq J_g \leq 4\%$		Grupo 3 $4\% < J_g < 10\%$		Grupo 4 $J_g > 10\%$	
	por r_{15} l/(s.ha)							
	%	100	130	100	130	100	130	100
0	0,00	0,00	0,10	0,15	0,15	0,20	0,20	0,30
10	0,009	0,09	0,18	0,23	0,23	0,28	0,28	0,37
20	0,18	0,18	0,27	0,31	0,31	0,35	0,35	0,43
30	0,28	0,28	0,35	0,39	0,39	0,42	0,42	0,50
40	0,37	0,37	0,44	0,47	0,47	0,50	0,50	0,56
50	0,46	0,46	0,52	0,55	0,55	0,58	0,58	0,63
60	0,55	0,55	0,60	0,63	0,62	0,65	0,65	0,70
70	0,64	0,64	0,68	0,71	0,70	0,72	0,72	0,76
80	0,74	0,74	0,77	0,79	0,78	0,80	0,80	0,83
90	0,83	0,83	0,86	0,87	0,86	0,88	0,88	0,89
100	0,92	0,92	0,94	0,95	0,94	0,95	0,95	0,96

de la alcantarilla, cuando la duración de la precipitación T_r corresponde al tiempo de gasto t_c en dicha sección.

$$T_r = t_c \quad [\text{min}]$$

con
$$t_c = \frac{L}{v} \quad [\text{min}]$$

donde,

L = longitud de la alcantarilla, desde su inicio hasta el punto de cálculo en cuestión, en m. En algunos países, cuando se utilizan dos alcantarillas para la sección de cálculo (Figura 4.3.-8), la alcantarilla de mayor longitud L_2 puede ser considerada para fines de cálculo (ejemplo, $L_2 > L_1$).

v = velocidad de agua pluvial en la alcantarilla, en m/s. Se selecciona según material de los conductos y otras condiciones.

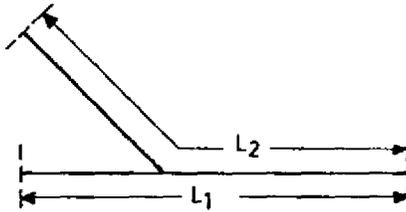


Figura 4.3-8: Longitud de las secciones de las alcantarillas

Sin embargo, T_r deberá tener un valor mínimo (expresado como la duración mínima de precipitación), de acuerdo a la pendiente del área de drenaje:

- Grupo 1 con 50% de superficie pavimentada $T_r = 15 \text{ min}$
- Grupo 1 con 50% de superficie pavimentada, al igual que los grupos 2, 3 y 4, también con un 50% de superficie pavimentada $T_r = 10 \text{ min}$
- Grupo 4 con 50 % de superficie pavimentada $T_r = 5 \text{ min}$

El coeficiente de retardo en la escorrentía, explica el que al inicio de la precipitación Q no fluya en la alcantarilla, ya que las gotas de lluvia tardan algo en llegar a la alcantarilla. Este efecto se conoce como retardo inicial y se determina en base al tiempo de precipitación. Se recomiendan los siguientes valores:

$$m = 0,8 \text{ donde } t \leq 40 \text{ min}$$

$$m = 0,9 \text{ donde } t > 40 \text{ min}$$

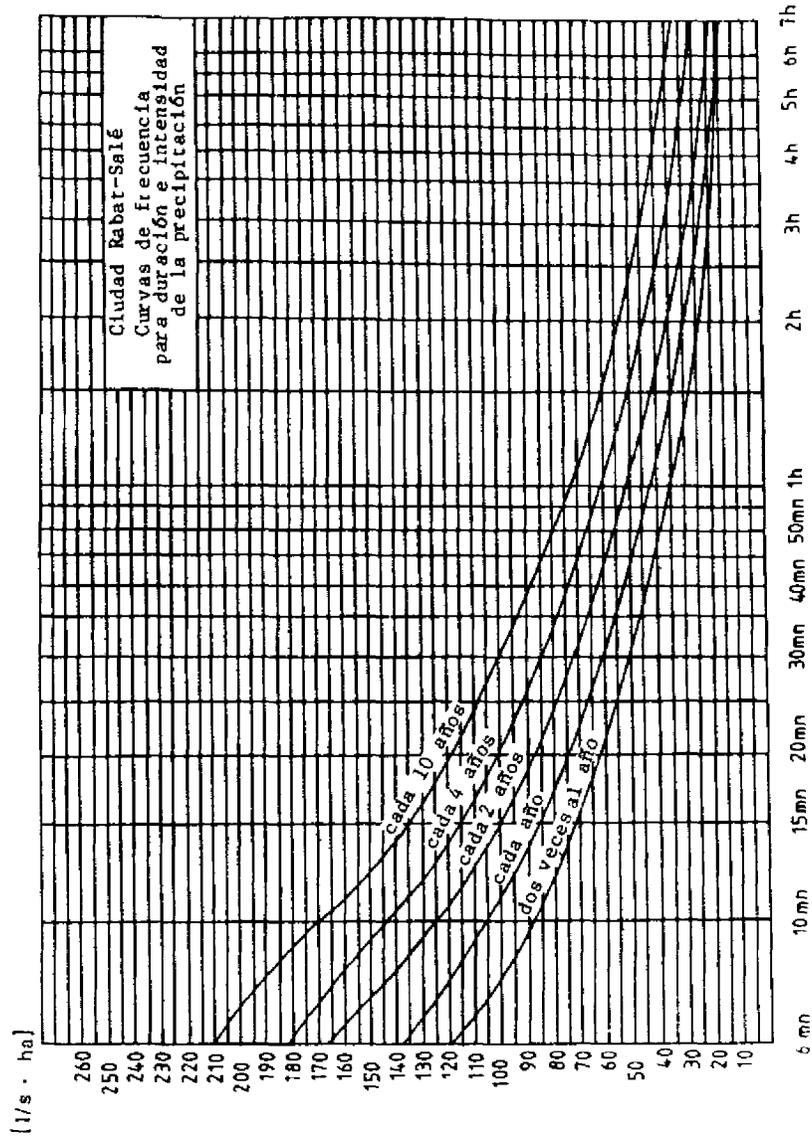


Figura 4.3.-9: Curva de frecuencia para la duración y la intensidad de la precipitación

Escorrentía superficial proveniente de zonas distantes. Las zonas alejadas son áreas no pavimentadas que se encuentran fuera del área de drenaje en desarrollo y cuya escorrentía natural fluye a través del área desarrollada. Esta escorrentía (Figura 4.3.-10) es admitida en el sistema de alcantarillado si no puede ser desviada directamente hacia el curso receptor.

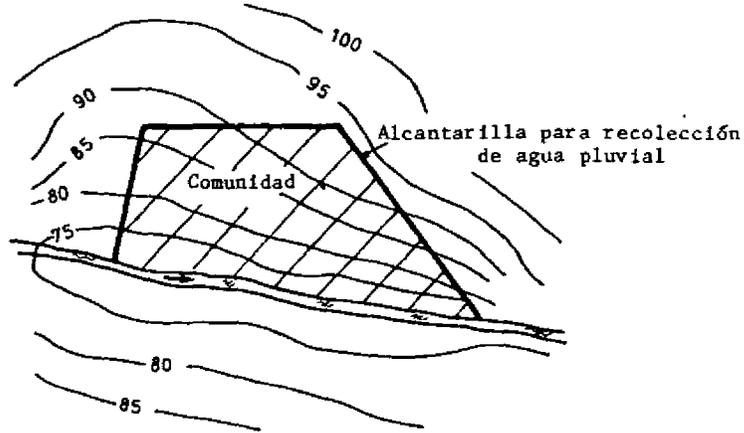


Figura 4.3.-10: Alcantarilla para agua pluvial proveniente de zonas distantes

En el caso de terrenos planos, se puede prever una escorrentía pluvial de 1-5 l/(s.ha). Deberá incluirse un factor de reducción que considere la precipitación irregular en la zona.

En las publicaciones especializadas, por ejemplo, se presentan los siguientes valores alfa:

A (km ²)	5	5-10	10-15	25-50
α	0,92	0,87	0,80	0,76

4.3.3.6 Cálculo del caudal de aguas superficiales

Rara vez, los cuerpos de agua superficiales llegan a ser canalizados a través de alcantarillas. Sin embargo, tal cosa puede ocurrir, por ejemplo, en las comunidades pequeñas, en donde el sistema de alcantarillado comunal podría emplearse para drenar pantanos o para canalizar pequeños arroyos.

Mediante fórmulas hidráulicas es factible medir el nivel de un cuerpo de agua o describir las condiciones del caudal. Por ejemplo, se puede aplicar la fórmula de HEUSSER/69/:

$$Q_{\max} = C \cdot A^{2/3} \quad [\text{en m}^3/\text{s}]$$

donde,

Q_{max} = caudal de agua en creciente, en m^3/s

A = extensión del área de drenaje, en km^2

C = Coeficiente:

- en terreno plano rodeado por colinas	2,8 - 4
- relieve mixto (terreno plano atravesado por colinas)	4 - 6
- área de drenaje montañosa con gradientes pronunciadas	9 - 12
- aguas excepcionales de crecida que provienen de valles pequeños en forma de cuenca	20 - 25

4.3.3.7 Conclusión de los cálculos

El caudal de un sistema de alcantarillado se calcula utilizando cuadros.

En el Cuadro 4.3.-4 se indica el ejemplo de uno de estos cuadros para calcular el caudal.

4.3.4 Cálculo hidráulico de la red de alcantarillado

Las diferentes partes de un sistema de alcantarillado se calculan siguiendo los mismos principios hidráulicos que en el caso del agua potable y del agua industrial.

4.3.4.1 Parámetros característicos generales

En el Cuadro 4.3.-5 se presentan las propiedades físicas del agua pura.

CUADRO 4.3.-5
PROPIEDADES FISICAS DEL AGUA PURA

Temperatura θ °C	Densidad ρ kg/m ³	Gravedad específica γ kN/m ³	Compresibilidad β 10 ⁻¹⁰ Pa ⁻¹	Elasticidad ϵ 10 ⁹ N/m ²	Viscosidad cinemática ν 10 ⁻⁵ m ² /s	Viscosidad dinámica η 10 ⁻⁵ kg/s.m	Tensión superficial σ 10 ⁻⁶ N/m
0	999,9	101,9	5,02	1,99	1,794	182,40	7,71
4	1000,0	101,9	4,94	2,02	1,567	-	7,60
10	999,4	101,9	4,82	2,07	1,310	133,19	7,65
20	998,2	101,7	4,65	2,15	1,011	102,44	7,41
30	995,7	101,4	4,56	2,19	0,804	81,60	7,25
40	992,2	101,1	4,27	2,34	0,660	66,62	7,08
60	983,2	100,2	4,08	2,45	0,477	47,94	6,74
80	971,8	99,1	4,15	2,41	0,368	36,36	6,38
100	958,4	97,8	4,30	2,32	0,296	28,77	6,00

La presión hidrostática puede considerarse como un valor absoluto o relativo.

La presión absoluta en un punto bajo el agua es

$$p = p_0 + \gamma \cdot h \quad [\text{en kN/m}^2]$$

donde,

p = presión absoluta, en kg/m²

p_0 = presión en la superficie del agua, si la misma está expuesta, p_0 es igual a la presión atmosférica (Cuadro 4.3.-6)

γ = gravedad específica del agua, en kN/m³

CUADRO 4.3.-6
PRESION DEL AIRE EN RELACION CON LA ALTURA SOBRE EL NIVEL DEL MAR

Altura sobre el nivel del mar, en m	0	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1500	2000
Presión del aire en torr*	760	751	742	733	724	716	707	698	690	682	674	655	598
en H ₂ O	10,33	10,22	10,11	10,00	9,89	9,77	9,67	9,56	9,45	9,33	9,23	8,60	8,10

* 1 torr = 0,0133.10⁵ Pa; 10⁵ Pa = 750 torr

La presión relativa es la diferencia entre la presión absoluta y la presión atmosférica.

$$P_r = p - p_0 = \gamma \cdot h \quad [\text{en kN/m}^2]$$

En ingeniería se supone que la presión atmosférica p_0 también actúa en el interior, de modo que sólo es necesario considerar la presión de agua y de tierra para el diseño de los componentes estructurales.

La gravedad específica de un cuerpo homogéneo es la relación entre el peso G y el volumen V del cuerpo:

$$\gamma = \frac{G}{V} \quad [\text{en kN/m}^3]$$

La densidad de un cuerpo homogéneo es la relación entre la masa m y el volumen V .

$$Q = \frac{m}{V} \quad [\text{kg/m}^3]$$

Entre la gravedad específica y la densidad de un cuerpo, existen las siguientes equivalencias:

$$\gamma = Q \cdot g \quad \text{ó} \quad Q = \frac{\gamma}{g}$$

donde,

$$g = \text{constante gravitacional, } g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

La compresibilidad de los líquidos es muy baja, y puede calcularse de la forma siguiente:

$$\frac{\Delta V}{V} = -\beta \cdot \Delta p$$

Donde ΔV y Δp = cambios en el volumen y la presión, y β = Coeficiente de compresibilidad.

$$\beta = \frac{1}{\epsilon}$$

donde ϵ es el coeficiente de elasticidad.

La viscosidad es la propiedad de un fluido para resistirse a los cambios de forma. La viscosidad de un fluido se caracteriza por el coeficiente de viscosidad dinámica.

La relación entre η (coeficiente de viscosidad dinámica) y Q (densidad del fluido) se simboliza con ν (coeficiente de viscosidad cinemática).

$$\nu = \frac{\eta}{Q} \quad \text{cm}^2/\text{s} = \text{Stokes (St)}$$

depende de la temperatura del agua (θ) como

$$\nu = \nu_0 (1 + 0,0337 \cdot \theta + 0,000222 \cdot \theta^2)^{-1} \quad [\text{St}]$$

donde ν_0 es la viscosidad cinemática a 0°C .

En el Cuadro 4.3.-7 aparecen los valores de viscosidad cinemática para el agua clara a varias temperaturas (ATV A 110).

CUADRO 4.3.-7
VISCOSIDAD CINEMATICA PARA EL AGUA CLARA A VARIAS TEMPERATURAS /4/

T ($^\circ\text{C}$)	5	10	15	20	25	30
($10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$)	1,52	1,31	1,15	1,01	0,90	0,80

Por razones prácticas, bastará con utilizar un valor de viscosidad cinemática equivalente a $\nu = 1,31 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{s}$ en el caso de aguas residuales.

La solubilidad de varios gases en el agua depende de la temperatura y la presión. En el Cuadro 4.3.-8 se puede observar el grado de solubilidad en el agua a una presión de $1,013 \cdot 10^5 \text{ Pa}$.

CUADRO 4.3.-8
GRADO DE SOLUBILIDAD DE GASES EN EL AGUA, EN ml/l

T ($^\circ\text{C}$)	0	5	10	15	20	30	50	80
Aire	28,64	25,21	22,37	20,11	18,26	15,39	11,40	6,00
O ₂	10,19	8,91	7,87	7,04	6,35	5,24	3,85	1,97
N ₂	18,45	16,30	14,50	13,07	11,91	10,15	7,55	4,03

4.3.4.2 Fundamentos teóricos

Por lo general, el movimiento del agua no es uniforme, lo cual constituye un problema tridimensional. Por razones prácticas, se simplifica la situación. Este movimiento se considera como un flujo uní o bidimensional, de modo que pueden obviarse los cambios del flujo característico en el área de la sección transversal. Los principios básicos de un flujo unidimensional son:

- La ecuación de continuidad para fluidos no compresibles:

$$Q = A \cdot v_1 = A \cdot v_2 = \dots = A \cdot v \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

donde,

Q = Caudal en m^3/s

A = área de la sección transversal, en m^2 y

v = velocidad, en m/s

- El principio de la cantidad de movimiento que mediante una aproximación cercana se puede expresar así:

$$\Sigma F_x = \frac{\lambda}{g} \cdot Q \cdot (v_2 - v_1)$$

donde,

ΣF_x = la suma de componentes x de las fuerzas que actúan sobre el fluido,

v_1, v_2 = las velocidades en la sección transversal 1 y 2, respectivamente.

La ecuación de energía, por la cual un peso unitario del gasto posee una energía de

$$H_o = z + \frac{p}{\gamma} + \lambda \frac{v^2}{2g} + h_v \quad [\text{m}]$$

donde,

H_o = carga específica de energía, en m ,

z = elevación del punto sobre el nivel horizontal, en m ,

λ = coeficiente de la distribución no uniforme de velocidades:

- para flujo turbulento en tuberías circulares lisas:

$$\lambda = 1,03 - 1,05$$

- para flujo turbulento en tuberías circulares rugosas:

$$\lambda = 1,05 - 1,10$$

- para flujo turbulento en canales abiertos:

$$\lambda = 1,10 - 1,20$$

h_v = pérdidas por fricción, en m .

El flujo en los canales y las tuberías, ya sea en el caso de una superficie libre o bajo presión, puede ser laminar o turbulento. En la Figura 4.3.-11 puede observarse la distribución de la velocidad en un flujo laminar y en uno turbulento.



Figura 4.3.-11: Distribución de la velocidad en una tubería
a) de flujo turbulento, b) de flujo laminar

Un criterio para determinar el flujo de líquido en una tubería es el número de Reynolds:

$$Re = \frac{v \cdot D}{\nu}$$

Si el número de Reynolds Re es < 2320 , el flujo es laminar. Si Re es > 2320 , el flujo es turbulento.

En las alcantarillas, por lo general el flujo es turbulento.

Existen tres gamas distintas de flujo turbulento en las cuales el número de fricción puede determinarse sólo mediante el número de Reynolds, la rugosidad relativa, o una combinación de ambos.

Dependiendo de cuál sea el factor de mayor influencia, las tres variedades de flujo turbulento se conocen como: hidráulicamente lisa, rugosa y/o transitoria. La ecuación del número de Reynolds puede aplicarse con bastante eficacia en el caso de tuberías no circulares. Sin embargo, en dicha situación se emplea el radio hidráulico y no el diámetro.

$$R = \frac{A}{U} \quad [m]$$

donde,

R = radio hidráulico, en m

A = sección transversal del flujo, en m^2

U = perímetro mojado, en m

Siempre que la sección transversal no sea muy diferente a la forma circular, también podrá aplicarse la fórmula anterior en el caso de secciones transversales en U, ovales y en forma de herradura. En este caso, D se expresa como $4.R$ [m], y así el número de Reynolds se convierte en:

$$Re = \frac{4 \cdot v \cdot R}{\nu} \quad [m]$$

4.3.4.3 Cálculo de tuberías

El cálculo de las tuberías incluye:

- cálculo de las pérdidas por fricción en las tuberías o estructuras y
- determinación de la forma y tamaño de la sección transversal de la alcantarilla o canal.

4.3.4.3.1 Cálculo de tubos y canales

4.3.4.3.1.1 Determinación de las pérdidas por fricción

Las pérdidas por fricción están constituidas por la pérdida de carga (en m) debida a la fricción. Las pérdidas por fricción pueden distribuirse lineal e irregularmente. Las pérdidas totales por fricción se calculan como la suma de todas las pérdidas:

$$h_v = \Sigma h_f + \Sigma h_o \quad [m]$$

donde,

h_v = pérdidas totales por fricción, en m

Σh_f = suma de pérdidas por fricción lineales, en m

Σh_o = la suma de pérdidas por fricción irregulares, en m.

Las pérdidas por fricción lineales se calculan con la siguiente ecuación:

$$h_f = J_f \cdot L \quad [m]$$

donde,

h_f = pérdida de carga por fricción, en m

J_f = gradiente adimensional (gradiente de fricción)

L = longitud de la tubería, en m

La fórmula general para determinar la carga de fricción en tuberías rectas o totalmente curvas, es la siguiente (de acuerdo a DARCY):

$$h_r = \lambda \frac{L \cdot v^2}{D \cdot 2g} \quad [m]$$

o alternativamente,

$$J_r = \frac{h_r}{L} = \lambda \cdot \frac{1 \cdot v^2}{D \cdot 2g}$$

Dado que, en general, las alcantarillas se instalan sólo con un gradiente pequeño, este cálculo se puede simplificar reemplazando la longitud real de la alcantarilla con la longitud proyectada. Esta simplificación es válida cuando se trata de gradientes con una relación profundidad-longitud de hasta 1 : 10.

En la Figura 4.3.-12 aparece el Diagrama MOODY, es decir, el coeficiente de fricción para tuberías rectas de sección circular. Para la condición hidráulicamente lisa, el coeficiente de fricción es sólo una función del número de Reynolds, independientemente de la rugosidad interna de la tubería (fórmula de PRANDTL y KARMAN).

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2.51 \lg \frac{Re \sqrt{\lambda}}{2.51} \quad [-]$$

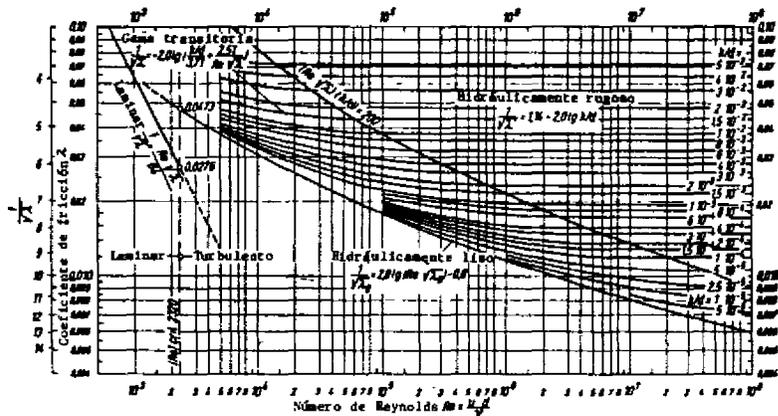


Figura 4.3.-12: Coeficiente de fricción para tuberías rectas, de sección circular (Diagrama MOODY)

En el caso de la condición hidráulicamente lisa, el coeficiente de fricción lambda $\lambda = f (Re)$ es sólo una función del número de Reynolds.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2.51 \lg \frac{Re \cdot \sqrt{\lambda}}{2.51} \quad [-]$$

En la condición hidráulicamente rugosa $\lambda = f(k/D)$, el coeficiente de fricción es sólo una función de la rugosidad relativa, independientemente del número de Reynolds (fórmula de PRANDTL y v. KARMAN)

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \cdot \lg \frac{3,71 \cdot D}{k} \quad [-]$$

En la condición transitoria ubicada entre la hidráulicamente lisa y la hidráulicamente rugosa, el coeficiente de fricción depende tanto del número de Reynolds como de la rugosidad relativa (fórmula de PRANDTL-COLEBROOK).

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \lg \left[\frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} + \frac{k}{3,71 D} \right] \quad [-]$$

Las condiciones de flujo en un colector casi siempre corresponden a la condición de transición (véase la Figura 4.3.-12). Por lo tanto, la fórmula de PRANDTL-COLEBROOK, por lo general, es suficiente para calcular la pérdida de carga.

Para el cálculo de la velocidad se obtiene la siguiente fórmula a partir de la mencionada anteriormente (J_r):

$$v = \sqrt{2 \cdot g \cdot J_r \cdot D} \cdot \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \quad [\text{m/s}]$$

y, de acuerdo a la fórmula de PRANDTL-COLEBROOK para los colectores, en la cual $\text{Re} = \frac{v \cdot D}{\nu}$, la fórmula de la velocidad es la siguiente:

$$v = \left[-2 \cdot \lg \left[\frac{2,51 \cdot \nu}{D \sqrt{2 \cdot g \cdot J_r \cdot D}} + \frac{k}{3,71 \cdot D} \right] \right] \sqrt{2 \cdot g \cdot J_r \cdot D} \quad [\text{m/s}]$$

Flujo completamente lleno: Las dimensiones de las alcantarillas de los sistemas combinados y de las alcantarillas pluviales de sistemas separados, se establecen generalmente para un flujo completamente lleno. En el caso de tuberías circulares, el cálculo para estas alcantarillas de flujo completo se realiza de acuerdo a la ecuación de continuidad.

$$Q = F \cdot v = \frac{D^2 \cdot \pi \cdot v}{4} \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

Cuando se aplica la fórmula de PRANDTL-COLEBROOK, ésta se convierte en:

$$Q = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \left[- 2.1g \left(\frac{2,51 \cdot v}{D \sqrt{2 \cdot g \cdot J_r \cdot D}} + \frac{k}{3,71 \cdot D} \right) \right] \sqrt{2 \cdot g \cdot J_r \cdot D} \quad [m^3/s]$$

Para secciones en U, ovales o de herradura, se utiliza una fórmula similar, en la cual Re se expresa como R - (radio hidráulico) (D = 4R), de modo que la fórmula anterior para Q se convierte en

$$Q = F \cdot \left(- 2.1g \frac{0,63 \cdot v}{R \sqrt{8 \cdot g \cdot J_r \cdot R}} + \frac{k}{14,84 \cdot R} \right) \sqrt{8 \cdot g \cdot J_r \cdot R} \quad [m^3/s]$$

donde k es la rugosidad natural en m.

En esta fórmula se suponen valores promedio para la rugosidad natural interna k. El término "rugosidad natural" no puede definirse con exactitud. La misma está determinada, en gran medida, no sólo por el tamaño mensurable sino también por la forma y la distribución de la rugosidad interna.

La rugosidad natural de las alcantarillas, que depende principalmente del material de construcción, tiene menor influencia sobre la capacidad de flujo que en rugosidad de la estructura u operación. Esta última es causada, entre otras cosas, por las uniones, las desviaciones de la sección transversal proyectada y otros factores relacionados con la producción e instalación de tuberías, y por factores relativos a los afluentes laterales y sedimentos.

Después de considerar estos factores importantes en la práctica, se recomienda dividir los conductos, que se utilizarán en el sistema de drenaje, en cuatro grupos, según su tipo y construcción /4/.

De acuerdo a la ATV A 110/4/, deberá considerarse lo siguiente:

- Tipo de conducto:

- a) alcantarillas normales, es decir alcantarillas con pozos o buzones de inspección, ingresos laterales (tales como conexiones domésticas, sumideros y canales de distribución) y con secciones curvas,
- b) alcantarillas rectas, es decir alcantarillas sin pozos o buzones de inspección, sin ingresos laterales ni conexiones domésticas, como por ejemplo: construcciones o tuberías de presión.

- Tipo de construcción:

- a) Construcción normal, es decir alcantarillas instaladas de acuerdo a las normas de construcción de edificios (especialmente aquéllas referidas a

la instalación de tuberías) y cuyas juntas son calafateadas, fundidas o unidas, utilizando algún material garantizado para sellarlas (Grupo de construcción I).

- b) Construcción especial, es decir alcantarillas de los tipos mencionados anteriormente, pero cuyos conductos individuales poseen una rugosidad interna mínima. Cuando exista un flujo a sección plena deberá comprobarse que la velocidad es $v > 1$ m/s (velocidad calculada para una sobrecarga permitida en la alcantarilla una vez al año). Además, se deberá garantizar: métodos de construcción especiales y un control riguroso durante la construcción, una mano de obra altamente calificada para la instalación y unión de las alcantarillas (grupo de construcción II).

En el Cuadro 4.3.-9 se ofrecen los valores para la rugosidad de operación k_b . (ATV A 110).

CUADRO 4.3.-9
RUGOSIDAD DE OPERACION k_b (mm) PARA ALCANTARILLAS /4/

Tipo de alcantarillas	Construcción	
	Grupo de const. I	Grupo de const. II
Alcantarillas normales	1,50	0,40
Secciones rectas de alcantarillas, tales como construcciones y tuberías de presión	1,00	0,25

En la Figura 4.3.-13 aparecen las formas regulares de las secciones transversales especificadas en DIN 4263 para perfiles cerrados, así como sus parámetros geométricos correspondientes.

En las Figuras 4.3.-14 y 4.3.-15 se presentan los diagramas para el cálculo, especificados en DIN 19540 para perfiles completamente circulares, donde $k = 1,50$ mm ó $k = 1,00$ mm.

En las Figuras 4.3.-16 y 4.3.-17 se indican los diagramas para el cálculo de secciones transversales ovaladas normales, o secciones transversales normales en forma de herradura, donde $k = 1,50$ mm.

En las figuras 4.3.-18 y 4.3.-19 se presentan los diagramas para el cálculo de secciones transversales completamente en U, con un paso a uno o ambos lados.

En el Cuadro 4.3.-10 se ofrecen las medidas y los valores hidráulicos de las formas de sección transversal, normales.

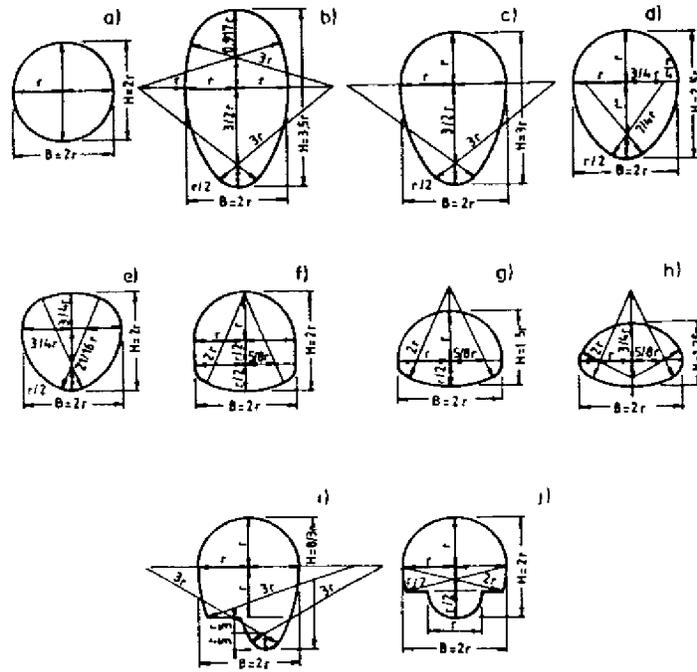


Figura 4.3.-13: Formas de sección transversal para perfiles cerrados y sus correspondientes parámetros geométricos

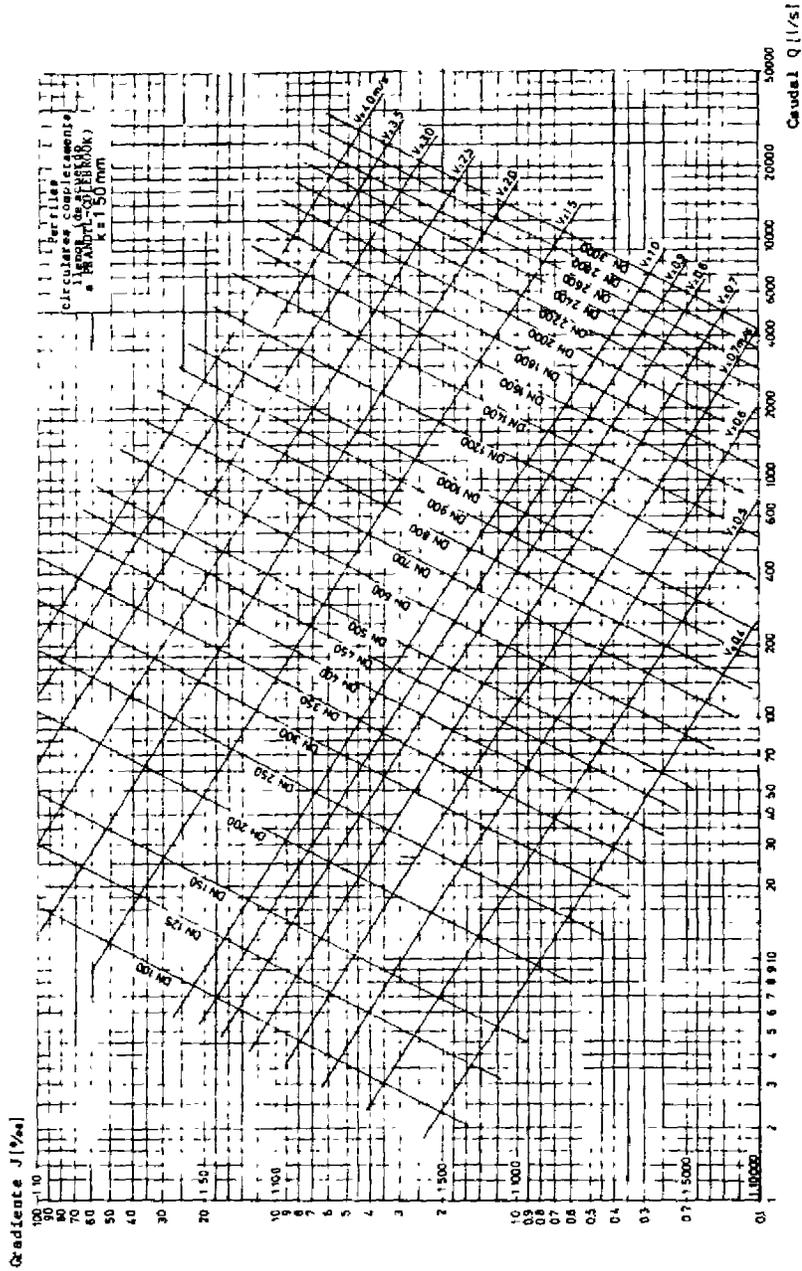


Figura 4.3.-14: Diagrama de cálculo para perfiles circulares, completamente llenos, donde $k = 1,50 \text{ mm}$

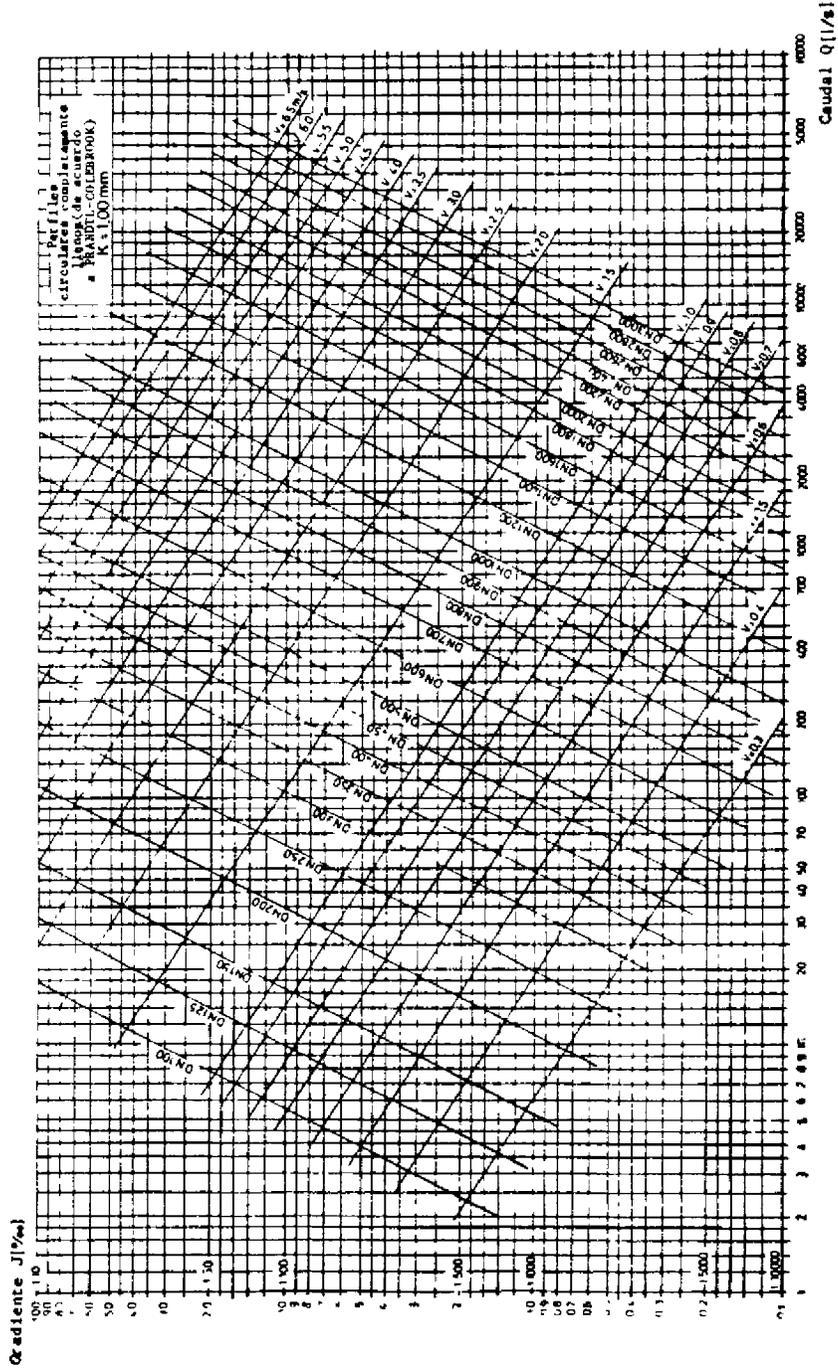


Figura 4.3.-15: Diagrama de cálculo para secciones transversales normales completamente ovaladas, donde $k = 1,00$ mm

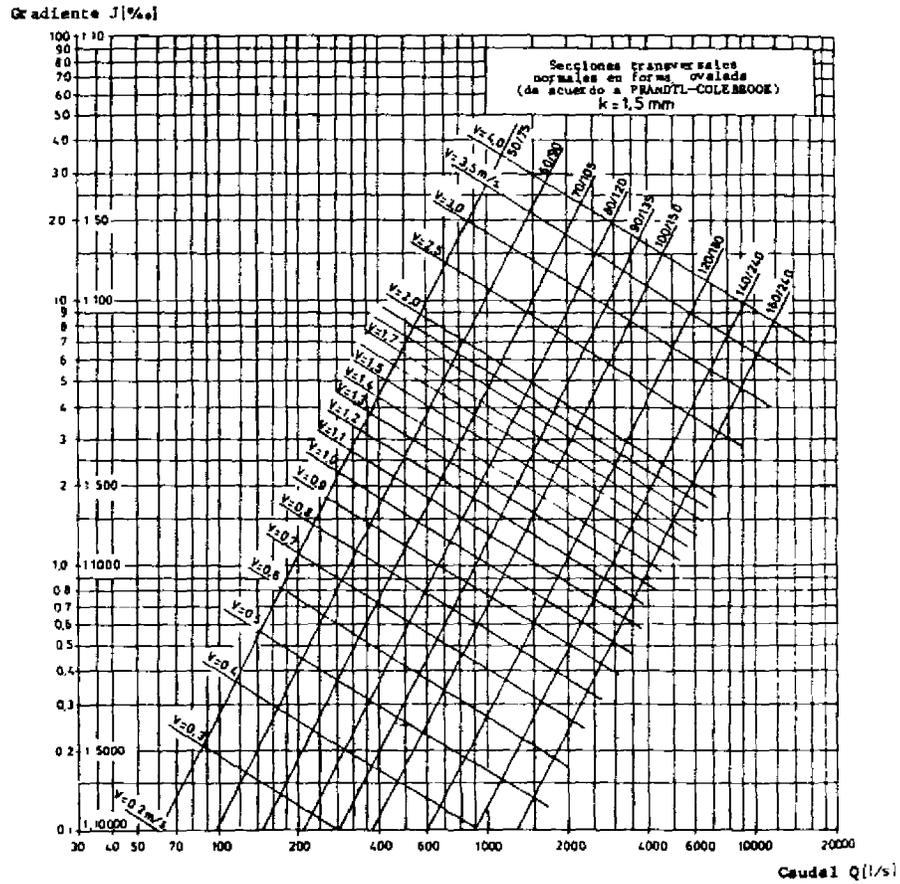


Figura 4.3.-16: Diagrama de cálculo para secciones transversales normales en forma ovalada, donde $k = 1,50 \text{ mm}$

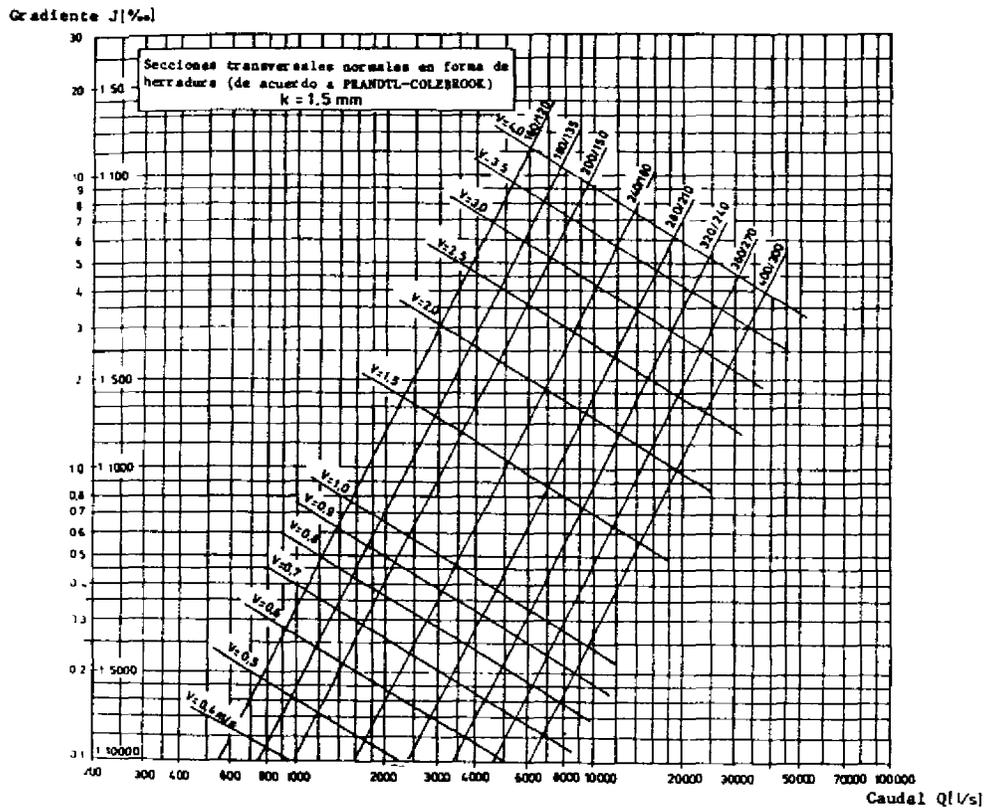


Figura 4.3.-17: Diagrama de cálculo para secciones transversales normales en forma de herradura, donde $k = 1,50 \text{ mm}$

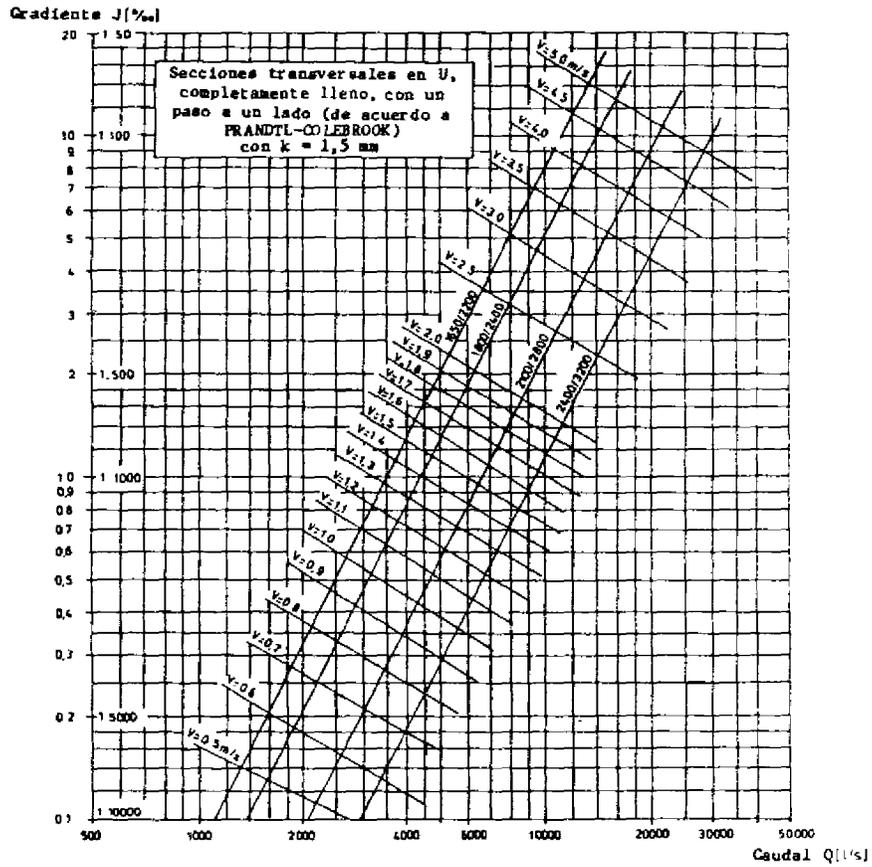


Figura 4.3.-18: Diagrama de cálculo para secciones transversales en U, completamente lleno, con un paso a un lado

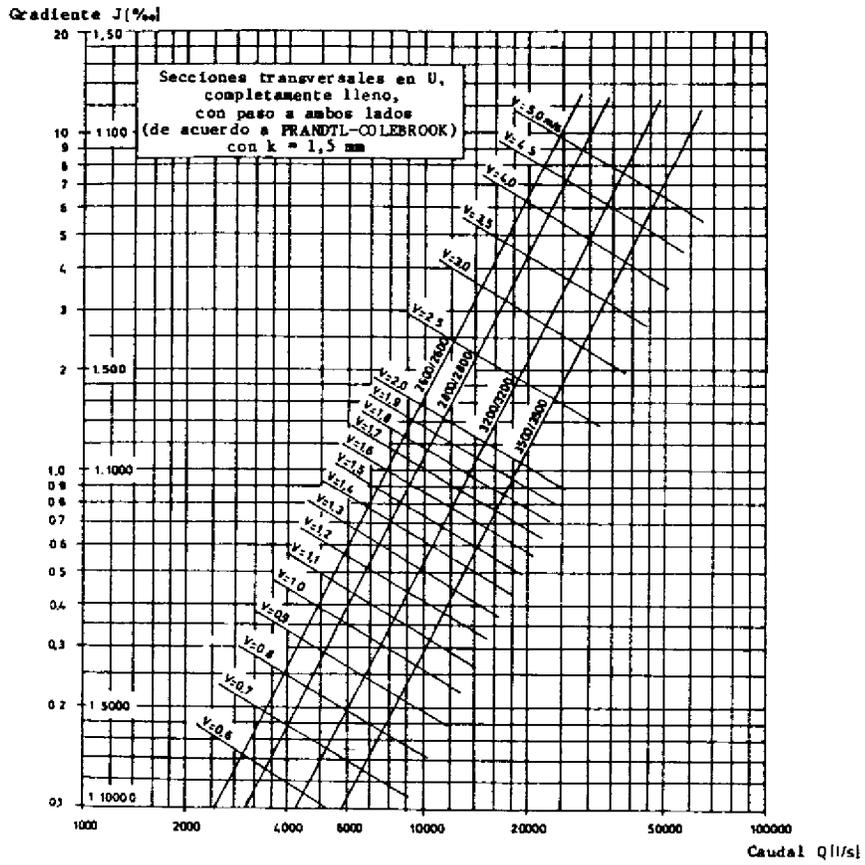
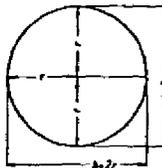
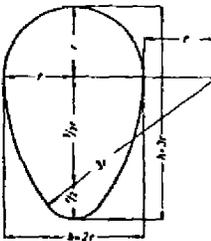
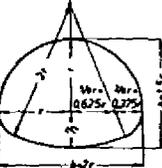


Figura 4.3.-19: Diagrama de cálculo para secciones transversales en U, completamente lleno con un paso a ambos lados

CUADRO 4.3.-10
 MEDIDAS Y DATOS HIDRAULICOS DE FORMAS DE SECCION
 TRANSVERSAL NORMALES (k = 1,50 mm)

Forma circular	Diámetro nominal = ϕ cm	r m	A m ²	U m	R m
 <p> $A = 3,142 \times r^2$ $U = 6,283 \times r$ $R = 0,500 \times r$ </p>	15	0,075	0,018	0,471	0,038
	20	0,10	0,031	0,628	0,050
	25	0,125	0,049	0,785	0,063
	30	0,15	0,071	0,942	0,075
	35	0,175	0,096	1,100	0,088
	40	0,20	0,126	1,257	0,100
	45	0,225	0,159	1,414	0,113
	50	0,25	0,196	1,571	0,125
	60	0,30	0,283	1,885	0,150
	70	0,35	0,385	2,199	0,175
	80	0,40	0,503	2,513	0,200
	90	0,45	0,636	2,827	0,225
	100	0,50	0,785	3,142	0,250
	120	0,60	1,131	3,770	0,300
	140	0,70	1,539	4,398	0,350
	160	0,80	2,011	5,026	0,400
180	0,90	2,545	5,655	0,450	
200	1,00	3,142	6,283	0,500	
220	1,10	3,801	6,912	0,550	
240	1,20	4,524	7,540	0,600	
Forma ovalada b:h = 2:3	Diámetro nominal b x h cm	r m	A m ²	U m	R m
 <p> $A = 4,594 \times r^2$ $U = 7,930 \times r$ $R = 0,579 \times r$ </p>	50x 75	0,25	0,287	1,982	0,145
	60x 90	0,30	0,413	2,379	0,174
	70x105	0,35	0,563	2,775	0,203
	80x120	0,40	0,735	3,172	0,232
	90x135	0,45	0,930	3,568	0,261
	100x150	0,50	1,149	3,965	0,290
	120x180	0,60	1,654	4,758	0,348
	140x210	0,70	2,251	5,551	0,405
160x240	0,80	2,940	6,344	0,463	
Forma de herradura b:h = 2:1,5	Diámetro nominal b x h cm	r m	A m ²	U m	R m
 <p> $A = 2,378 \times r^2$ $U = 5,603 \times r$ $R = 0,424 \times r$ </p>	160x120	0,80	1,522	4,482	0,340
	180x135	0,90	1,926	5,043	0,382
	200x150	1,00	2,378	5,603	0,424
	240x180	1,20	3,424	6,723	0,509
	280x210	1,40	4,661	7,844	0,594
	320x240	1,60	6,087	8,964	0,679