

SECCIÓN 1: REVISIÓN DE HIDRÁULICA APLICADA

INTRODUCCIÓN

El objetivo de este apartado, no es otro que el de recordar algunos conceptos básicos de hidráulica para ser aplicados a la redes de saneamiento urbanas. Para un mayor conocimiento, se recomienda el estudio de una hidráulica de conducciones a presión y en régimen libre.

El análisis del flujo tanto en conductos cerrados como abiertos, se basa en las tres ecuaciones básicas de la mecánica de fluidos: *continuidad, energía y cantidad de movimiento*.

Los principales parámetros que afectan al caudal de aguas residuales durante el transporte en las alcantarillas, son:

- Pendiente J
- Sección transversal S
- Rugosidad interior de la conducción k , n o C (según la expresión utilizada para el cálculo de velocidades: Prandtl-Colebrook, Manning o Chézy-Kutter)
- Calado (sección llena o parcialmente llena) Y
- Tipo de régimen permanente o variado
- Algunas propiedades físicas del agua residual: peso específico γ y viscosidad del líquido ν .

Todos estos parámetros, inciden en la variable hidráulica más importante en el saneamiento, la velocidad de circulación del agua originada por los caudales de aguas de lluvia y las residuales domésticas e industriales, en los sistemas unitarios. En los sistemas separativos como ya sabemos, habría que hacer el cálculo separando los caudales evacuados por cada uno de los sistemas que desempeñen sus función, bien de aguas negras o de aguas de lluvia, en el que evidentemente también es necesario tener en cuenta la velocidad.

TIPOS DE MOVIMIENTO DE UN FLUJO

El movimiento del flujo en una conducción, puede presentar distintos tipos de movimiento con relación al entorno.

Así en cuanto a la variación en el tiempo puede ser:

Régimen permanente, en el que el caudal es constante, un observador situado en un punto vería la lámina libre en el colector con el mismo calado. En cada punto la velocidad es la misma en cualquier instante, aunque puede ser distinta de un punto a otro.

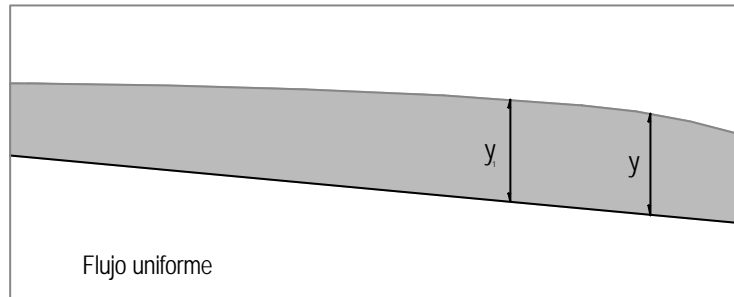


fig.

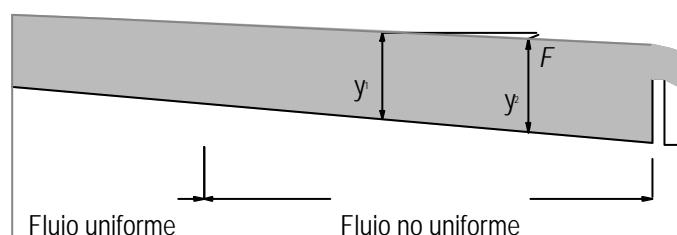
Régimen variable, el caudal varía con el tiempo, un observador situado en un punto, vería cambiar el calado de la lámina libre a medida que pasa el tiempo.

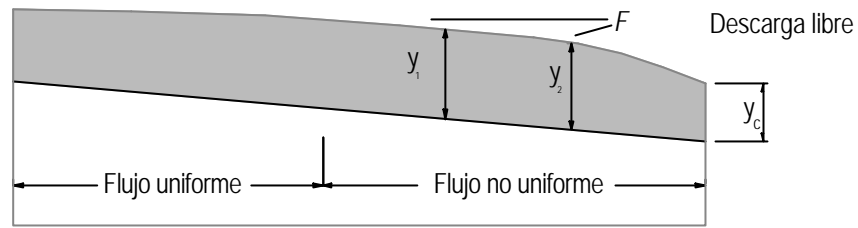
La velocidad no es constante en el tiempo y varía de unos instantes a otros, incluso en un mismo punto.

Pero también podemos tener en cuenta la variación en el espacio, en este caso entendemos por *régimen uniforme*, cuando la velocidad en un instante dado es la misma en todos los puntos de una misma línea de corriente, esto es, si consideramos en un instante dado, dos secciones rectas cualesquiera de un colector, por el que circula un líquido en régimen uniforme, la distribución de velocidades en todos los puntos de estas secciones es igual.

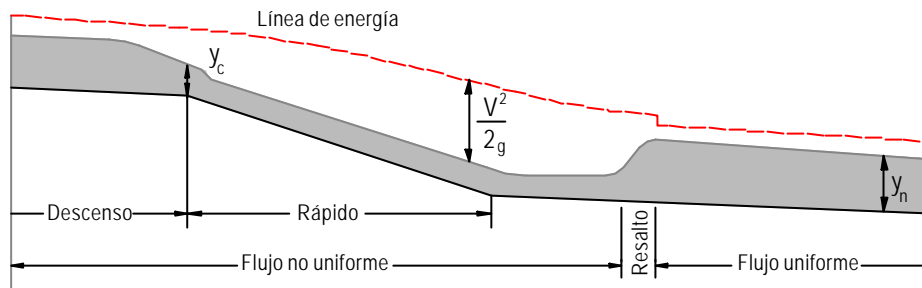
Si la velocidad fuese distinta en una misma línea de corriente sería un *régimen no uniforme o variado*. Se suele presentar cuando fluye un caudal constante de agua a través de una alcantarilla o colector con secciones, pendientes y velocidades variables.

Estas condiciones hidráulicas se suelen dar en los cambios de pendiente, cambios de sección transversal y aguas arriba de obstáculos, presas, aliviaderos, vertederos y descarga libres, tal como se recoge en las figuras 8.2, donde se representan una descarga libre y una curva de remanso, respectivamente.





Cabe matizar dentro de este régimen, el movimiento gradualmente variado cuyo calado cambia gradualmente y el rápidamente variado (RV), en el que su calado varía también rápidamente, tal como puede observarse en la figura.



El régimen permanente uniforme puede considerarse establecido en tramos muy largos de colectores con sección y pendientes constantes. Normalmente por su sencillez, es el régimen que se considera para el cálculo de caudales.

El cálculo del caudal se determina mediante la ecuación de continuidad

$$Q = S.V$$

CÁLCULO DE LA VELOCIDAD EN RÉGIMEN PERMANENTE Y UNIFORME

El cálculo de la velocidad en régimen libre o a presión, puede realizarse por cualquiera de las fórmulas conocidas, sin embargo, las que a continuación exponemos están sancionadas por la experiencia. Son las siguientes: Chézy- Kutter, Manning o Prandtl-Colebrook, que recordamos a continuación:

- **Chézy- Kutter**

$$V = C\sqrt{R J}$$

Para la expresión de Chézy- Kutter, C toma el valor de :

$$C = \frac{100 \cdot \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}$$

y m según la tabla 1

Tabla 1

Tuberías con agua residual	m
Acero	0,35
Fundición de cualquier tipo	0,35
Hormigón	0,35

- **Manning**

Aunque originalmente fue concebida para el proyecto de canales abiertos, actualmente se utiliza también para conductos cerrados. Es realmente una variante de la ecuación de Chézy.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} J^{1/2}$$

Para tubería a sección llena, el radio hidráulico es $R = D/4$, sustituyendo el valor de R en la fórmula de Manning , para tuberías a sección llena queda, en función del diámetro D y dela pérdida de carga m/m :

$$V = \frac{0,397}{n} D^{2/3} J^{1/2}, \text{ en función del caudal } Q = \frac{0,312}{n} D^{8/3} J^{1/2}$$

con **n = 0,013; 0,014** o 0,015

- **Prantdl-Colebrook,**

La expresión de Prantdl-Colebrook, nos determina el coeficiente de fricción λ en la expresión de Chézy o también conocida por Darcy-Weisbach, es la siguiente:

$$\frac{1}{\sqrt{I}} = -2 \cdot \lg \left[\frac{2,51}{Re \sqrt{I}} + \frac{k}{3,71 \cdot D} \right] \text{ o su expresión simplificada}$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \lg \left[\left(\frac{7}{Re} \right)^{0,9} + \frac{k}{3,71 \cdot D} \right]$$

La velocidad queda determinada por la expresión clásica de :

$$V = \sqrt{2 g D J} \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = \sqrt{2 g D J} \left[-2 \lg \left(\frac{2,51 v}{D \sqrt{2 g D J}} + \frac{k}{3,71.D} \right) \right]$$

que en sección circular llena y simplificando, toma la forma:

$$V = -8,86 \sqrt{J.D} \cdot \lg \left(\frac{0,567.v}{D.\sqrt{J.D}} + 0,269.\frac{k}{D} \right)$$

para secciones no circulares y teniendo en cuenta que $D = 4 R$, nos quedaría:

$$V = \sqrt{8 g J.R} \left[-2 \lg \left(\frac{0,63 v}{R.\sqrt{8 g J.R}} + \frac{k}{14,84.R} \right) \right]$$

la determinación del caudal, viene expresada por:

$$Q = \frac{p.D^2}{4} \left[-2.\lg \left(\frac{2,51n}{D.\sqrt{2.g.J.D}} + \frac{k}{3,71.D} \right) \right] \cdot \sqrt{2.g.J.D}$$

simplificada

$$Q = -8,86 \sqrt{J.D} \cdot \lg \left(\frac{0,567.v}{D.\sqrt{J.D}} + 0,269.\frac{k}{D} \right) \frac{p.D^2}{4}$$

se suele tomar para la viscosidad cinemática ν valores comprendidos entre:

1,4 y $1,2 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, aunque la viscosidad varíe a lo largo del recorrido de la alcantarilla, su valor tan pequeño no tiene gran influencia sobre los resultados obtenidos.

Para k , rugosidad absoluta, tanto para tubos hormigón bien ejecutados o gres, incluyendo perturbaciones del flujo causadas por pozos, acometidas domiciliarias, uniones de tubos, etc. se suele tomar 1 mm, en peores condiciones de ejecución 1,5 mm.

En las ecuaciones anteriores, las unidades son las correspondientes al Sistema Internacional, esto es:

Q = caudal (m/s), V = velocidad (m/s), D = diámetro (m), R = radio hidráulico (m), S = superficie (m), P = perímetro mojado (m), J = pendiente de la línea de energía (adimensional), k/D = $k/4R$ rugosidad relativa (adimensional). Si se emplean tablas hay que tener en cuenta estas unidades.

VELOCIDADES MÁXIMAS Y MÍNIMAS

Por el interés que supone esta variable hidráulica, reproducimos su contenido ya recogido en la unidad 6.

La velocidad es un parámetro fundamental en las redes de saneamiento, no deben superarse las máximas admisibles correspondientes a los distintos materiales de construcción empleados en la red, de ahí la importancia de elegir una pendiente conveniente. Las velocidades máximas admisibles son las recogidas en la tabla 2.

La velocidad mínima debe ser de 0,6 m/s ó 0,7 m/s dependiendo de los sedimentos que caractericen el agua residual, en el caso de arenas y gravilla emplearemos esta última, con objeto de conseguir un efecto de arrastre adecuado. Debe procurarse que haya velocidad suficiente durante bastantes horas al día, de manera que los sedimentos depositados en período de baja velocidad sean arrastrados.

En sifones invertidos en los que normalmente resulta difícil el acceso y por tanto su limpieza, la velocidad mínima debe ser de 1 m/s.

La velocidad máxima está relacionada con la abrasión en las paredes de la conducción, originada por la circulación del agua que contiene en suspensión sólidos, depende también del material constitutivo del conducto, son recomendables las velocidades que se recogen en la tabla 2. Puede influir también en el deterioro de las juntas.

Tabla 2

Material de la conducción	Velocidad máxima admisible
Hormigón	3 m/s
Hormigón centrifugado	5 m/s
Hormigón con revestimiento de gres	5 m/s
Gres	6 m/s

La velocidad está íntimamente relacionada con la autolimpieza de las redes de saneamiento. Cuando es necesario realizarla, supone un coste importante, si no se eliminan los sedimentos originados por velocidades inferiores a las referidas anteriormente, pueden fermentar originando malos olores y lo que es más su acumulación puede formar depósitos considerables reduciendo la sección de transporte para el caudal de diseño en la que fue dimensionada la red. Por tanto, es recomendable utilizar siempre pendientes en la que se obtengan velocidades autolimpiadoras, aunque el coste de la excavación sea mayor que el de pendientes más suaves.

LA PENDIENTE DE LA SOLERA EN LAS CONDUCCIONES

Recordamos en la tabla 3 expuesta en la unidad 7, capítulo 1, sección 1

Tabla 3

TUBERÍAS Diámetros (mm.)	PENDIENTE		
	Mínima	Máxima	Recomendada
Acometida de edificios	1/100	1/15	1/50
200 a 300	1/300	1/15	1/50 a 1/150
300 a 600	1/500	1/25	1/100 a 1/200
600 a 1000	1/1000	1/50	1/200 a 1/500
1000 a 2000	1/3000	1/75	1/300 a 1/750