

ANEJO N° 4
CÁLCULOS HIDRÁULICOS

ÍNDICE

1.-	INTRODUCCIÓN	3
2.-	CÁLCULOS HIDRÁULICOS COLECTORES	3
2.1.-	TANQUE DE TORMENTAS	3
2.2.-	COLECTORES	6
2.2.1.-	TRANSPORTE POR GRAVEDAD	6
2.3.-	APENDICE N° 1 RESULTADOS	9
3.-	CÁLCULOS HIDRÁULICOS EDAR	10
3.1.-	EDAR	10
3.1.1.-	OBJETO DEL ANEJO	10
3.1.2.-	LÍNEA DE TRATAMIENTO	10
3.1.3.-	METODOLOGIA	10
3.1.4.-	CONCLUSIONES	14
3.2.-	APENDICE N° 2 ÁBACO DE MOODY	15
3.3.-	APENDICE N° 3 LÍNEA PIEZOMÉTRICA	17

1.- INTRODUCCIÓN

Dado que en un principio el sistema de saneamiento se ha previsto como unitario para mayor simplicidad constructiva, los caudales de cálculo serán la suma del caudal de lluvia y el caudal punta de aguas negras, aunque esta fracción es mínima con respecto al total.

Qp,n (m ³ /s)	Qll (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)
0,066	1,63	1,696

Este caudal no se recoge desde el inicio del colector, por lo que se ha considerado el 50%, aproximadamente, para el dimensionamiento del primer tramo. Por lo tanto, se obtienen los siguientes caudales de diseño:

COLECTOR	CAUDAL MÁXIMO DE DISEÑO (l/ s)
Colector Principal (P.K. +0,000 al P.K. +1,270)	800,00
Colector Principal (P.K. +1,270 al P.K. +4,618)	1.696,00
Impulsión (desde tanque de tormentas)	104,17
Colector Senda de los Pastores	220,00
Colector Centro Logístico (Futuro)	150,00

2.- CALCULOS HIDRÁULICOS

2.1.- TANQUE DE TORMENTAS

Además se ha previsto un TANQUE DE TORMENTAS en el colector principal para alivio del caudal que exceda al máximo permitido por la EDAR. Este alivio se ha proyectado para un coeficiente de dilución de 5 veces el caudal punta, por lo que el líquido a aliviar será:

$$Q \text{ a aliviar} = Q \text{ máximo} - 3 * Q \text{ medio}$$
$$Q \text{ a aliviar} = 6106 - 3 * 125 = 5.731 \text{ m}^3/\text{h}$$

Por lo que a partir del punto donde se encuentra el tanque de tormentas se impulsará a la EDARI un caudal máximo de 375 m³/h.

Aliviadero de llegada

Se ha proyectado un aliviadero para evacuar el caudal sobrante al tanque de tormentas, cuyos cálculos se muestran a continuación

Aliviadero a Tanque de tormentas

	en l/seg	en m ³ /s
Q punta	66,111	0,066
Q máximo en colector	1696,110	1,696
Q máximo de impulsión	104,167	0,104
Q máximo a aliviar	1591,943	1,592

	en metros
Diámetro	1,000
Calado para Q punta	0,098
Calado para Q máximo	0,509
H	0,411

	en metros
Longitud mínima requerida	3,300
Longitud adoptada	4,000
Altura para el umbral del aliviadero	0,361

Dimensionamiento

Las dimensiones de este equipo se detallan y justifican a continuación:

• Caudal máximo en el colector (m ³ /h):	6.106,00
• Caudal máximo de impulsión a la EDAR (m ³ /h):	375,00
• Caudal máximo a aliviar (m ³ /h):	5.731,00
• Tiempo de almacenamiento requerido (min):	20,00
• Volumen mínimo requerido (m ³):	1.910,33
• Altura útil (m):	5,00
• Superficie requerida (m ²):	382,07
• Longitud adoptada (m):	21,00
• Anchura adoptada (m):	20,00
• Superficie adoptada (m ²):	420,00
• Altura útil adoptada (m):	5,00
• Volumen adoptado (m ³):	2.100,00
• Tiempo de almacenamiento adoptado (min):	21,99

Aliviadero de seguridad

Puede ocurrir, que esté llegando caudal al tanque de tormentas y este se encuentre lleno. Para ello, se ha previsto un aliviadero y un emisario de 1000 mm de diámetro en HA, que enviará el exceso de caudal que NO puede ser almacenado al Río Riansares. Este aliviadero tendrá las siguientes características:

- | | |
|--------------------------------------|----------|
| • N° de unidades: | UNA (1) |
| • Caudal máximo (m ³ /h): | 5.731,00 |
| • Longitud (m): | 6,00 |
| • Altura de lámina (mm): | 275,00 |

Bombeo

Una vez finalizada la lluvia, toda el agua almacenada se enviará a cabeza de tratamiento mediante la estación de bombeo de las siguientes características:

- | | |
|--|-------------|
| • Tiempo máximo de vaciado (horas): | 15,30 |
| • Tipo de bombas: | Sumergibles |
| • N° de unidades instaladas (Uds): | TRES (3) |
| • N° de unidades en funcionamiento (Uds): | DOS (2) |
| • N° de unidades en reserva (Uds): | UNA (1) |
| • Caudal unitario requerido (m ³ /h): | 187,50 |
| • Caudal unitario adoptado (m ³ /h): | 190,00 |
| • Altura manométrica (m.c.a.): | 12,00 |
| • Potencia (kW): | 9,00 |

2.2.- COLECTORES

2.2.1.- TRANSPORTE POR GRAVEDAD

Para determinar los valores máximo y mínimo de la pendiente, que aseguren la autolimpieza de la conducción, la capacidad de la misma y la ausencia de fenómenos abrasivos, se usarán las siguientes expresiones:

Fórmula de Prandtl–Colebrook:

$$Q = \frac{\pi D^2}{2} \cdot \sqrt{2 g D J} \cdot \lg_{10} \left(\frac{K}{3,71 D} + \frac{2,51 \nu}{D \cdot \sqrt{2 g D J}} \right)$$

Siendo:

- Q = Caudal a sección llena (m³/s).
- D = Diámetro interior de la tubería (m).
- g = Aceleración de la gravedad (m/s²).
- J = Pérdida de carga (m/m).
- K = Rugosidad absoluta equivalente de la conducción (m).
- ν = Viscosidad cinemática del fluido (m²/s).

Fórmula de Manning:

$$i = \frac{n^2 \cdot v^2}{R_h^{4/3}}$$

Siendo:

- V = Velocidad (m/s).
- n = Coeficiente de rugosidad de Manning
- i = Pendiente de la conducción (m/m)
- Rh = Radio hidráulico (m)

Para traducir el valor de la velocidad al calado que realmente tenga el caudal de cálculo en la sección, aplicaremos la fórmula de THORMANN – FRANKE, cuya expresión es:

$$\frac{V_p}{V} = \left[\frac{2\beta - \sin 2\beta}{2(\beta + \gamma \cdot \sin \beta)} \right]^{0,625}$$

$$\frac{Q_p}{Q} = \frac{(2\beta - \sin 2\beta)^{1,625}}{9,69\beta + \gamma \sin \beta^{0,625}}$$

Siendo:

Q = Caudal a sección llena (m³/s)

V_p = Velocidad a sección parcialmente llena (m/s)

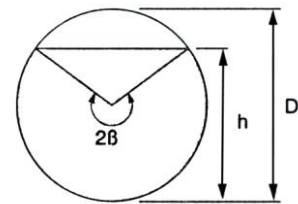
Q_p = Caudal a sección parcialmente llena (m³/s)

2β = Arco de la sección mojada

γ = Coeficiente de Thormann que considera el rozamiento entre el fluido circulante y el aire del interior del conducto.

Para $\eta = \frac{h}{D} \leq 0,5 \rightarrow \gamma = 0$

para $\eta = \frac{h}{D} > 0,5 \rightarrow \gamma = \frac{\eta - 0,5}{20} + \frac{20(\eta - 0,5)^3}{3}$



η = h/D : relación entre la altura de lámina de agua y el diámetro interior (a sección llena η = 1)

En cuanto a la autolimpieza, los valores mínimos que la aseguran son los que se resumen en las siguientes tablas:

VELOCIDAD DE AUTOLIMPIEZA PARA UN CALADO = 50 % DN			
DIÁMETRO (mm)	VELOCIDAD CRÍTICA (m/s)	DIÁMETRO (mm)	VELOCIDAD CRÍTICA (m/s)
300	0,56	1.400	1,34
400	0,67	1.500	1,39
500	0,76	1.600	1,44
600	0,84	1.800	1,54
800	0,98	2.000	1,62
1.000	1,12	2.200	1,72
1.200	1,24	2.400	1,79

COEFICIENTE DE CONVERSIÓN PARA CUALQUIER CALADO	
$V_{crit} = \alpha \cdot v_{crit.50\%}$	
GRADO DE LLENADO (h/Dn)	α
< 0,1	1,37
0,10	1,22
0,20	1,10
0,30	1,04
0,40	1,01
0,50	1,00
0,60	0,99
0,70	1,00
0,80	1,01
0,90	1,04
1,00	1,15

Finalmente, la ausencia de fenómenos abrasivos queda asegurada siempre y cuando no se excedan los 3 m/s para el caudal punta de aguas negras y 5 m/s para el caudal de avenida.

APÉNDICE N° 1 – RESULTADOS

3. CÁLCULOS HIDRAULICOS DE LA EDAR

3.1. E.D.A.R.I.

3.1.1.- OBJETO DEL ANEJO

El objeto de este anejo es establecer las pérdidas de carga hidráulica que se van a registrar a lo largo de los diferentes procesos que componen la Estación Depuradora de Aguas Residuales (E.D.A.R.) con un triple objetivo:

- 1) Establecer la cota de explanación más adecuada en función de las características geotécnicas del terreno y la tipología de las diferentes infraestructuras.
- 2) Definir el desnivel manométrico que debe de disponerse en el/ los bombeos de las aguas residuales.
- 3) Garantizar, hidráulicamente, que las ampliaciones futuras puedan llevarse a cabo sin alteraciones significativas.

3.1.2.- LÍNEA DE TRATAMIENTO

• LÍNEA DE AGUA

La Línea de tratamiento considerada constará de las siguientes unidades:

- Obra de llegada y desbaste de gruesos
- Tamizado de finos
- Desarenado - desengrasado
- Balsa de homogeneización y bombeo a tratamiento
- Reactor biológico
- Decantación secundaria
- Cámara de desinfección
- Arqueta de vertido final
- Arqueta final de by-pass y salida al cauce

3.1.3.- METODOLOGIA

En las E.D.A.R. las aguas residuales son transportadas, entre los diferentes procesos, mediante tuberías o canales en los que las velocidades se limitan sobre 1 m/s, para evitar fuertes pérdidas de carga hidráulica.

Por norma general, y para garantizar los Tiempos de Retención Hidráulicos (T.R.H.), en la mayoría de los procesos la salida del mismo se produce por vertedero al que se le dota de un margen de seguridad (aprox.10 cm) para aireaciones y evitar la anegación de la lámina vertiente. En el resto de elementos singulares (compuertas, cambio de dirección, té, codos, válvulas, etc.) las pérdidas locales se calculan mediante la aplicación de un coeficiente k.

- **PERDIDAS DE CARGA EN CANALES**

Para la pérdida en canales se utiliza la fórmula de Manning:

$$i = \frac{(n \times v)^2}{(Rh)^{4/3}}$$

Donde:

- i = Pérdida hidráulica expresada en m/m
- v = Velocidad expresada en m/s
- n = Coeficiente de Manning
- R = Radio hidráulico del canal expresado en m.

- **PÉRDIDAS DE CARGA EN TUBERIAS**

Para la pérdida en canales se utiliza la Ecuación general de Darcy-Weisbach para pérdidas de carga continuas en tuberías.

$$hc = f \times \frac{V^2}{2 * g * D}$$

Donde:

- hc = Pérdida hidráulica expresada en m/m
- V = Velocidad expresada en m/s
- f = Coeficiente de fricción (adimensional)
- D = Diámetro de la Tubería expresado en m.
- g = aceleración de la gravedad (9,8 m/s²)

El coeficiente de fricción f se obtiene a partir del ábaco de Moody (Apéndice nº 2). Se entra en el ábaco con el número de Reynolds y con la rugosidad relativa de la tubería K/D, siendo K la rugosidad absoluta de la tubería y D su diámetro.

Re: Número de Reynolds expresado en m

$$v * D$$

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

$$\nu$$

ν : Viscosidad cinemática expresada en m²/sg

T °C	5	10	15	20	30	40
$\nu * 10^6$	1,52	1,31	1,14	1,006	0,80	0,66

Los valores que se toman como rugosidades absolutas para distintos materiales son los siguientes:

- Acero inoxidable: 0,00013
- Acero galvanizado: 0,00025
- Fundición: 0,0003
- Hormigón: 0,002
- Tubos de plástico (PVC, PE, PRFV): 0,00006

Estos valores de rugosidad absoluta son los valores medios durante la vida de la tubería, teniendo en cuenta el envejecimiento que éstas sufren.

• PÉRDIDAS EN VERTEDEROS

Para la pérdida en vertederos se utiliza la fórmula:

$$hc = (Q / (1,837 \times L))^{2/3}$$

donde:

Q: Caudal expresado en m³/s

L: Longitud del vertedero expresada en m

hc: Altura de lámina de agua expresado en m.

- **PÉRDIDAS EN ELEMENTOS SINGULARES**

Las pérdidas en elementos singulares se establecen mediante la fórmula general:

$$h_c = k * \frac{v^2}{2 * g}$$

Donde:

v: Velocidad expresada en m/s

k: Coeficiente de pérdida de carga

	k
Compuerta	1,6
Hueco	1,6
Entrada en depósito	1,0
Cambio de sentido	1,3
Entrada en tubería	0,5
Puesta en velocidad tubería	1,0
Anulación de velocidad en tub.	0,5
Codo 90 °	0,3
Codo 45 °	0,17
T	1,8
Válvula de bola	10
Válvula de retención	2
Válvula de compuerta	0,2

Por último, para calcular las pérdidas de carga que se producen en elementos de desbaste y tamizado de sólidos, se utiliza la fórmula:

$$h_c = 1,6 * (b/s)^{4/3} * v^2 / 2g * \text{sen } t$$

donde:

b= separación de los barrotes o pletinas (mm)

s= ancho de barrotes o pletinas (mm)

v= velocidad en el canal de desbaste (m/s)

g= aceleración de la gravedad (m/s²)

t= inclinación del tamiz o reja respecto de la vertical en radianes

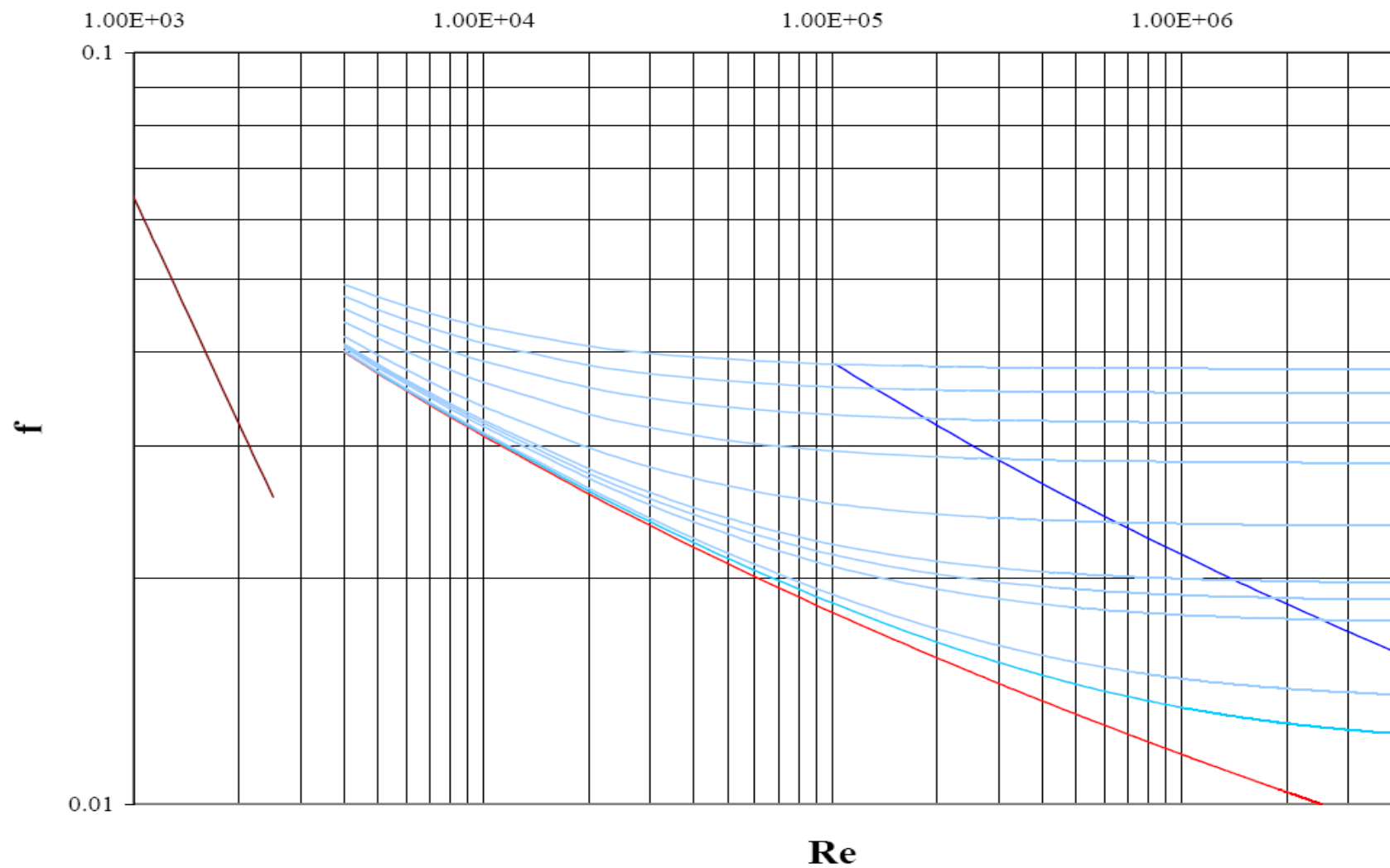
3.1.4.- CONCLUSIONES

En función de los cálculos que se adjuntan, los puntos singulares de la línea piezométrica se resumen a continuación.

RESUMEN DE NIVELES DEL CALCULO	Caudal Máx.Futuro
Nivel de agua en pozo de gruesos (m)	772,950
Nivel de agua en desarenadores (m)	772,230
Nivel de agua en balsa de regulación (m)	771,510
Nivel de agua en reactores biológicos (m)	771,290
Nivel de agua en decantadores secundarios (m)	770,730
Nivel de agua en desinfección (m)	769,960
Nivel de agua en arqueta de salida (m)	768,560
Altura de bombeo total (m)	0,000
Suma de pérdidas hidráulicas en equipos (m)	4,390
Pérdida hidráulica total de la instalación (m)	4,390

De tal forma que la pérdida total en la Línea de Agua es de 4,390 m para el caudal máximo futuro.

APÉNDICE N° 2 – ÁBACO DE MOODY



APÉNDICE N° 3 – LÍNEA PIEZOMÉTRICA