

ANEJO 05-CALCULOS HIDRÁULICOS

ÍNDICE

1	OBJETIVO	1
2	PÉRDIDAS DE CARGA.....	2
3	BOMBEO	4
3.1	DATOS DE PARTIDA	4
3.2	CÁLCULOS HIDRÁULICOS.....	5
3.2.1	Pérdidas de carga en la impulsión	5
3.2.2	Elección de la bomba	6
3.2.3	Golpe de ariete	9
3.2.4	Desagüe de las impulsiones.....	12
4	DEPÓSITOS	13
5	RED DE DISTRIBUCIÓN	14
5.1	DATOS DE PARTIDA	14
5.2	RESULTADOS DEL CÁLCULO.....	14
5.2.2	Agua pretratada.....	15
5.2.4	Agua decantada	18
5.2.6	Agua tras reactor biológico.....	21
5.2.8	Agua tratada	24
5.4	GRUPOS DE PRESIÓN.....	27

1 OBJETIVO

El objetivo del presente anejo es modelizar el comportamiento hidráulico del sistema que proporcionará agua de diferentes fases de los procesos de depuración de la EDAR de Torrejón de Ardoz, mediante captación en varios elementos de la misma, hasta los puntos de consumo en las parcelas en las que se realizará la experimentación.

Se proyectan cuatro sistemas independientes, que proporcionarán agua de cuatro diferentes fases de depuración: agua pretratada, agua procedente de la decantación primaria, agua procedente del reactor biológico y agua tratada.

Sin embargo, el esquema básico de estos sistemas se ha planteado con una estructura similar, consistente en:

- captación en la arqueta correspondiente según el tipo de agua de proceso
- bombeo e impulsión hasta un depósito elevado de regulación (en la zona de la Planta Nodriz) con grupo de presión a la salida del mismo y
- distribución a las parcelas dedicadas a la experimentación.

Para cerrar el ciclo hidráulico se transporta por gravedad las aguas procedentes de las parcelas a cabecera de planta. Los cálculos justificativos se incluirán en el anejo de red de saneamiento.

Se ha estimado una dotación por parcela de $5 \text{ m}^3/\text{h}$. Debido a que el número total de parcelas proyectadas es de 36, se ha considerado que cada tipo de agua dará servicio a 9 parcelas, por lo que el caudal que deberá bombearse será de $9 \times 5 \text{ m}^3/\text{h} = 45 \text{ m}^3/\text{h} = 12,5 \text{ l/s}$.

2 PÉRDIDAS DE CARGA

Para el cálculo de las pérdidas de carga en las conducciones se emplea la fórmula de Darcy- Weisbach:

$$\Delta H = \frac{f}{\phi} \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot L$$

Siendo:

ΔH : pérdida de carga [m]

f: factor de fricción []

ϕ : diámetro tubería [m]

v: velocidad [m/s]

g: aceleración de la gravedad [m/s²]

L: longitud del tramo considerado [m]

El cálculo del factor de fricción se realiza mediante la expresión de Colebrook- White:

$$f = \frac{0,25}{\left[\log \left(\frac{k}{3,71\phi} + \frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{f}} \right) \right]^2}$$

Siendo:

k: rugosidad absoluta de la tubería [m]

Re: número de Reynolds []

$$Re = \frac{v \cdot \phi}{\nu_c}$$

Donde ν_c es la viscosidad cinemática [m²/s], con un valor de 1,01x10⁻⁶ para el agua a 20°C.

La pérdida de carga de los elementos puntuales se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta H_l = K_l \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Siendo K_i un coeficiente en función de la pieza especial, cuyo valor en los casos a emplear será:

- Ensanchamiento gradual: $K_i = 0,16$
- Codo circular 90º: $K_i = 0,10$

3 BOMBEO

3.1 DATOS DE PARTIDA

Para obtener las características que deben tener las bombas se ha partido de los siguientes condicionantes:

- Tipología de las bombas
- Longitud y diámetro de la conducción de impulsión
- Pérdidas de carga localizadas
- Altura de los depósitos

Para reducir la afección al funcionamiento de la EDAR (evitar paradas), así como la obra civil, se ha optado por implantar bombas centrífugas autocebantes colocadas a la intemperie a cota de la urbanización, como se observa en el documento de planos. Además se ha buscado que la tipología de las cuatro bombas sea lo más similar posible, para mejorar la explotación de las mismas.

Respecto al trazado de las conducciones de impulsión, éste se ha establecido de manera que se minimice la longitud de las mismas, además de reducir la afección a las diversas canalizaciones instaladas en la EDAR.

Para el diseño de la conducción de impulsión se ha considerado una velocidad media de 1,5 m/s, que requiere un diámetro de aproximadamente 100 mm, lo que para un tubo de polietileno, tipo PE 100, supone un diámetro nominal de 125 mm. Las características de dichas conducciones se indican a continuación:

- Diámetro nominal: DN 125
- Presión nominal: PN 16
- Diámetro interior: 102 mm
- Tensión Mínima Requerida: MRS 10,0 N/mm²
- Relación de dimensiones estándar: SDR 11
- Serie: S 5

Por último, la cota de los depósitos es en los cuatro casos la suma de la cota del terreno de cimentación, mas la altura de la brida de entrada (3,25 m).

3.2 CÁLCULOS HIDRÁULICOS

3.2.1 Pérdidas de carga en la impulsión

Teniendo en cuenta los condicionantes anteriores y el trazado que se observa en el documento de planos se ha realizado el cálculo de las pérdidas de carga en las cuatro impulsiones diseñadas, obteniéndose de esa manera la energía de bombeo necesaria.

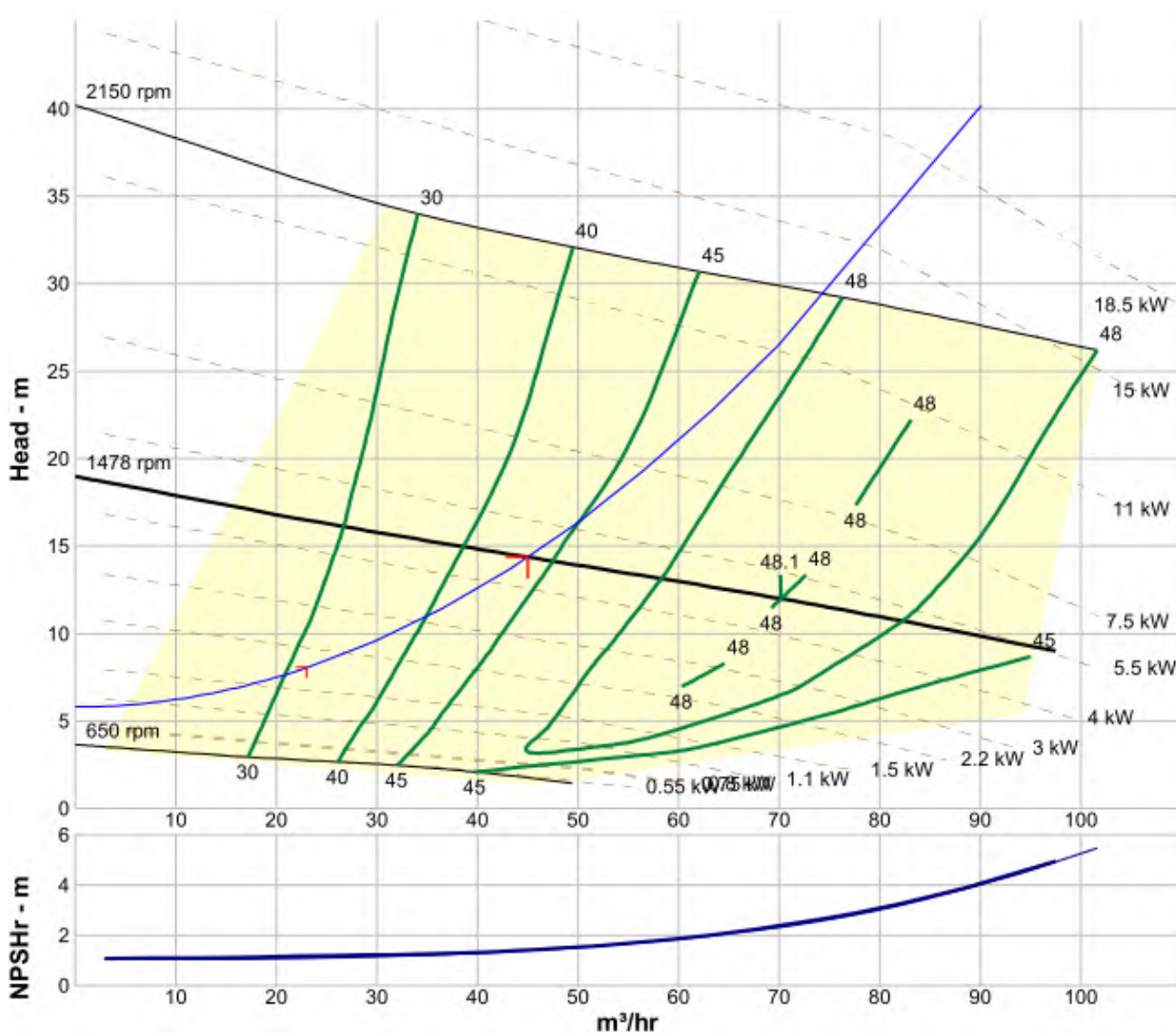
		Longitud (m)	Diámetro (m)	Caudal estimado (l/s)	Rugosidad (m)	Factor de fricción	Velocidad (m/s)	Pérdidas de carga (m)	Cota mínima captación (m)	H entrada depósito (m)	Cota terreno depósito (m)	Energía bombeo (m)
Agua pretratada	Tubería	393	0,102	12,5	3,00E-05	0,018	1,530	8,423				
	Codo 90º Ø80		0,080	12,5	2,00E-04	0,026	2,487	0,032				
	Codo 90º Ø80		0,080	12,5	2,00E-04	0,026	2,487	0,032				
	Cono Ø80-100		0,102	12,5	2,00E-04	0,024	1,530	0,019				
	Codo 90º Ø100		0,102	12,5	2,00E-04	0,024	1,530	0,012				
	Codo 90º Ø100		0,102	12,5	2,00E-04	0,024	1,530	0,012				
	Codo 90º Ø100		0,102	12,5	2,00E-04	0,024	1,530	0,012				
								8,541	570,24	3,25	572,81	14,36
Agua tras decantador	Tubería	377	0,102	12,5	3,00E-05	0,018	1,530	8,069				
	Codo 90º Ø80		0,080	12,5	2,00E-04	0,026	2,487	0,032				
	Codo 90º Ø80		0,080	12,5	2,00E-04	0,026	2,487	0,032				
	Cono Ø80-100		0,102	12,5	2,00E-04	0,024	1,530	0,019				
	Codo 90º Ø100		0,102	12,5	2,00E-04	0,024	1,530	0,012				
	Codo 90º Ø100		0,102	12,5	2,00E-04	0,024	1,530	0,012				
	Codo 90º Ø100		0,102	12,5	2,00E-04	0,024	1,530	0,012				
								8,187	573,92	3,25	573,17	10,69
Agua tras biológico	Tubería	104	0,102	12,5	3,00E-05	0,018	1,530	2,229				
	Codo 90º Ø80		0,080	12,5	2,00E-04	0,026	2,487	0,032				
	Codo 90º Ø80		0,080	12,5	2,00E-04	0,026	2,487	0,032				
	Cono Ø80-100		0,102	12,5	2,00E-04	0,024	1,530	0,019				
	Codo 90º Ø100		0,102	12,5	2,00E-04	0,024	1,530	0,012				
	Codo 90º Ø100		0,102	12,5	2,00E-04	0,024	1,530	0,012				
	Codo 90º Ø100		0,102	12,5	2,00E-04	0,024	1,530	0,012				
								2,347	573,50	3,25	572,83	4,93
Agua tratada	Tubería	186	0,102	12,5	3,00E-05	0,018	1,530	3,976				
	Codo 90º Ø80		0,080	12,5	2,00E-04	0,026	2,487	0,032				
	Codo 90º Ø80		0,080	12,5	2,00E-04	0,026	2,487	0,032				
	Cono Ø80-100		0,102	12,5	2,00E-04	0,024	1,530	0,019				
	Codo 90º Ø100		0,102	12,5	2,00E-04	0,024	1,530	0,012				
	Codo 90º Ø100		0,102	12,5	2,00E-04	0,024	1,530	0,012				
	Codo 90º Ø100		0,102	12,5	2,00E-04	0,024	1,530	0,012				
								4,093	571,33	3,25	573,19	9,20

3.2.2 Elección de la bomba

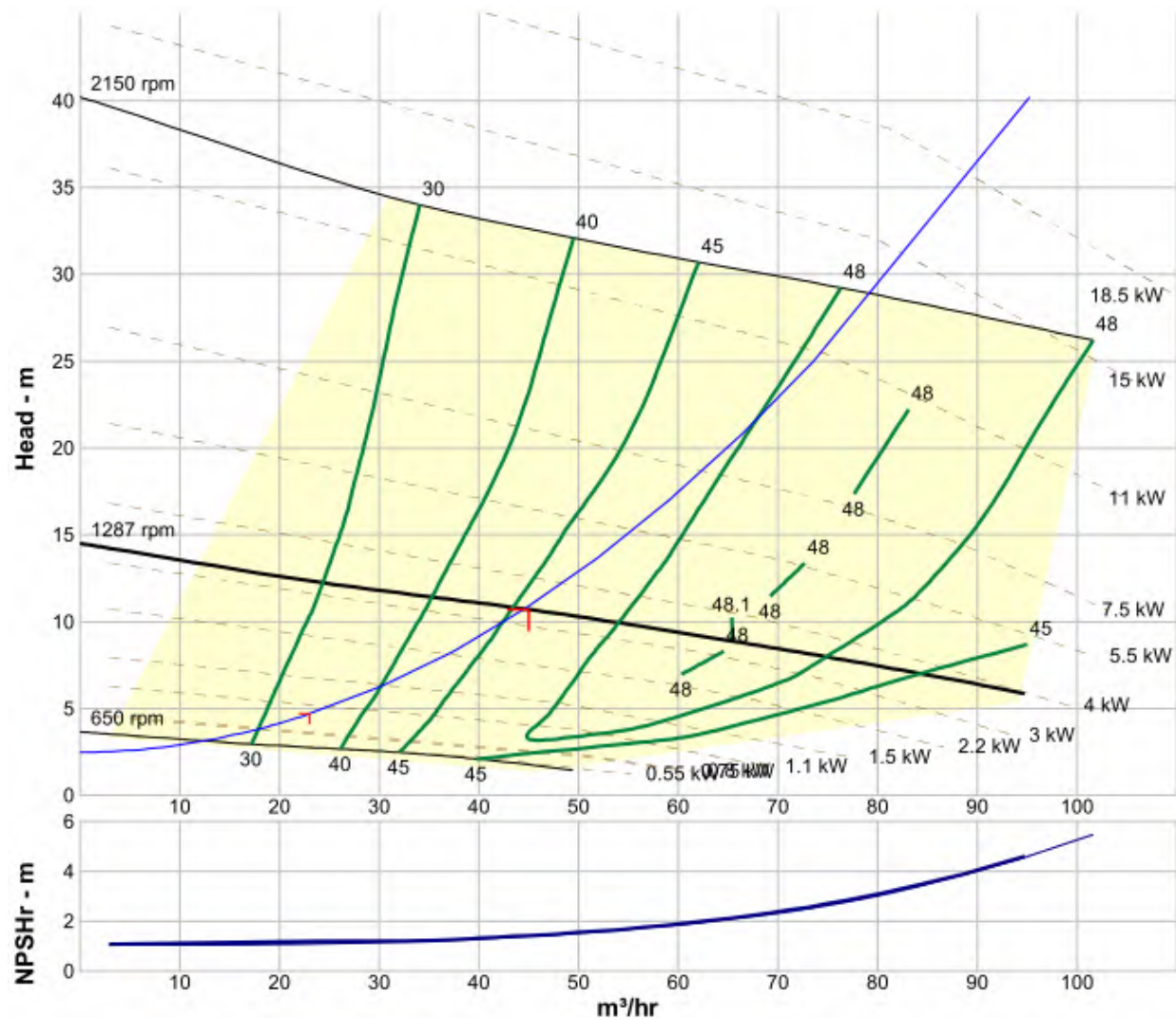
Como se ha comentado anteriormente, las bombas a instalar en los 4 bombeos son centrifugas autocebantes colocadas a la intemperie a cota de urbanización, cuya aspiración se compone de una conducción en el interior de la arqueta de toma que se une a la bomba.

Teniendo en cuenta esta tipología de bombas, las alturas manométricas totales se calculan añadiendo la altura de aspiración así como las pérdidas de carga por longitud y accesorios de las tuberías de aspiración a los datos obtenidos en el apartado anterior.

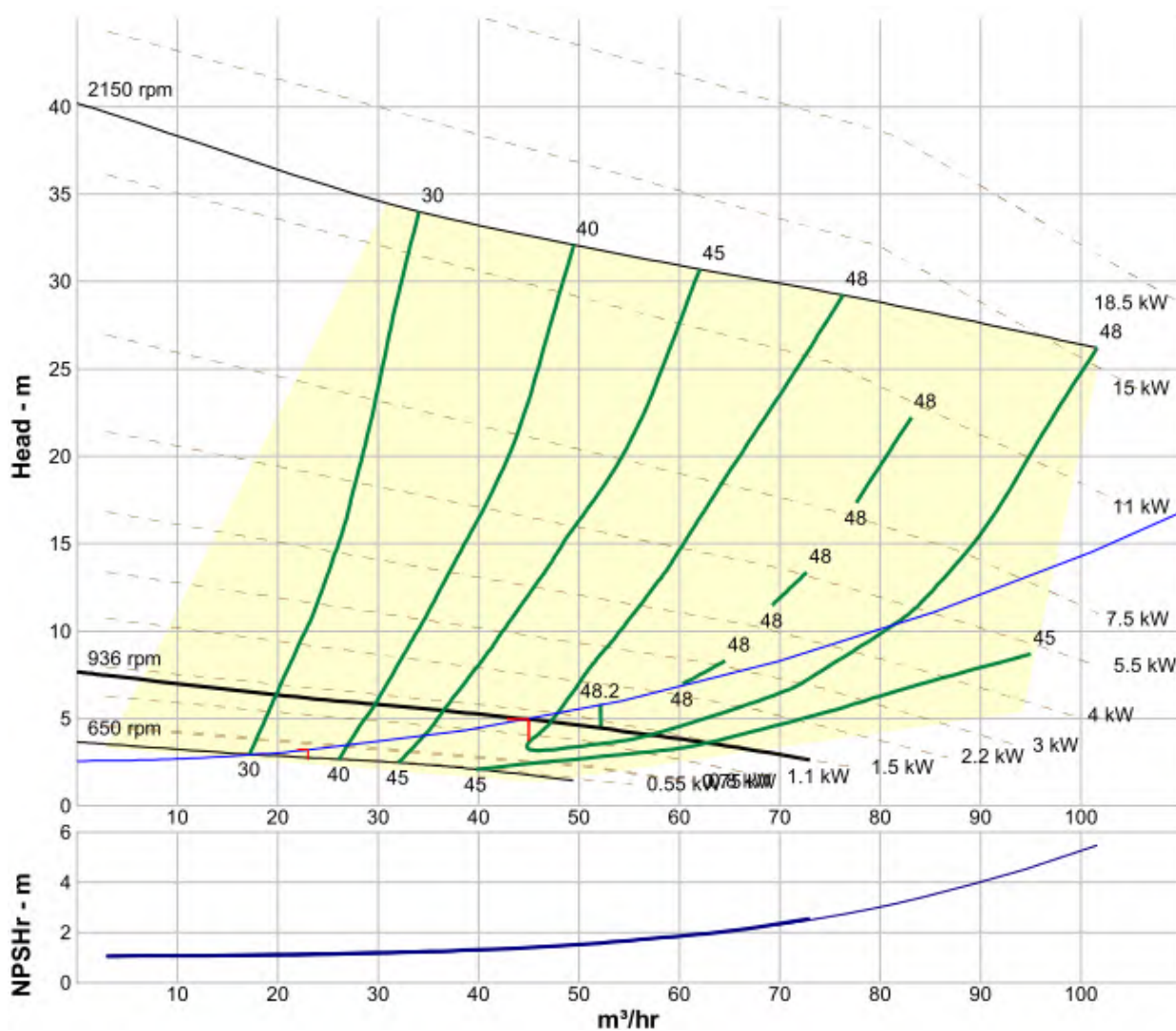
A continuación, se incluyen las curvas de funcionamiento de las bombas seleccionadas.



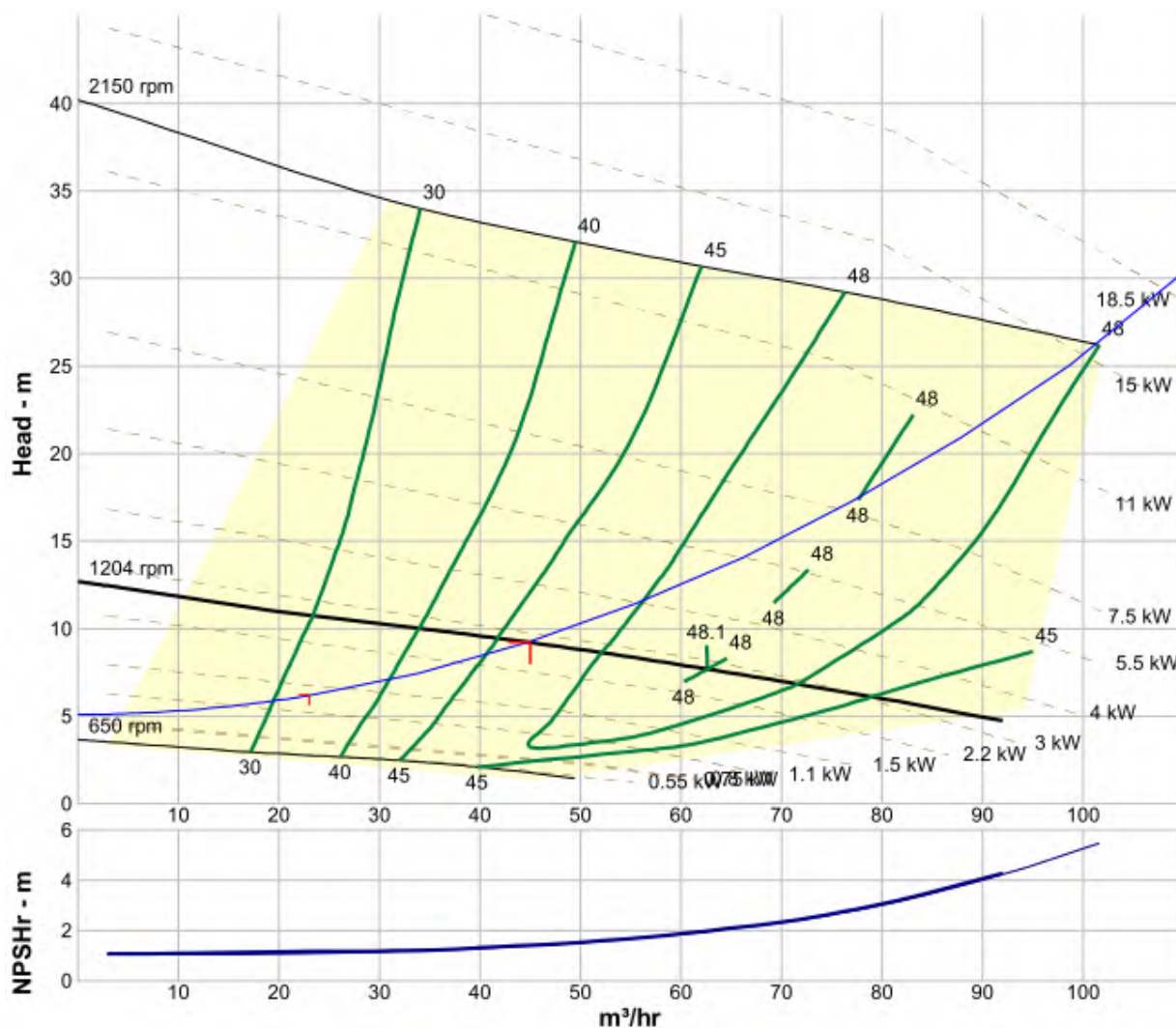
Curva característica del bombeo del agua pretratada



Curva característica del bombeo del agua decantada



Curva característica del bombeo del agua tras el reactor biológico



Curva característica del bombeo del agua tratada

3.2.3 Golpe de ariete

Para el cálculo del golpe de ariete que se producirá en las conducciones en caso de cierre de válvulas se va a calcular primeramente la celeridad, para así determinar si la fórmula a emplear para obtener el golpe de ariete debe ser la de Michaud (conducciones cortas) o la de Allievi (conducciones largas).

La celeridad tiene un valor de:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{k_c \cdot D_m}{e}}}$$

Siendo:

a: celeridad [m/s]

k_c : coeficiente función del material de la conducción

D_m : diámetro medio de la conducción [mm]

e: espesor conducción [mm]

Para el caso de las tuberías de PEAD proyectadas, la celeridad tiene un valor de:

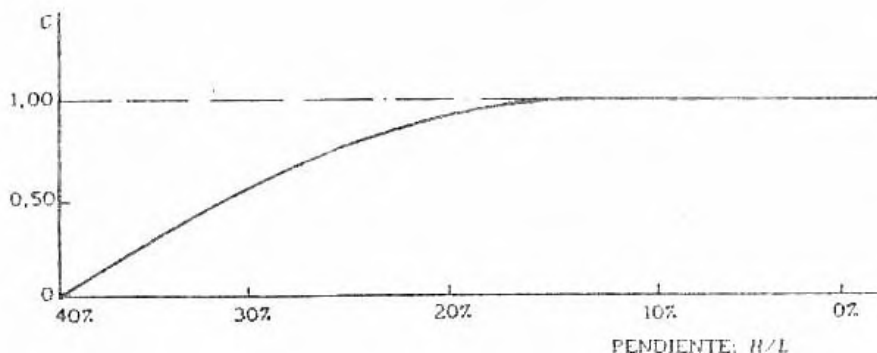
$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{100,00 \cdot 102,2}{11,4}}} = 322,08 \text{ m/s}$$

Para estimar el tiempo efectivo de cierre de las válvulas se va a emplear la siguiente expresión, obtenida por Mendiluce:

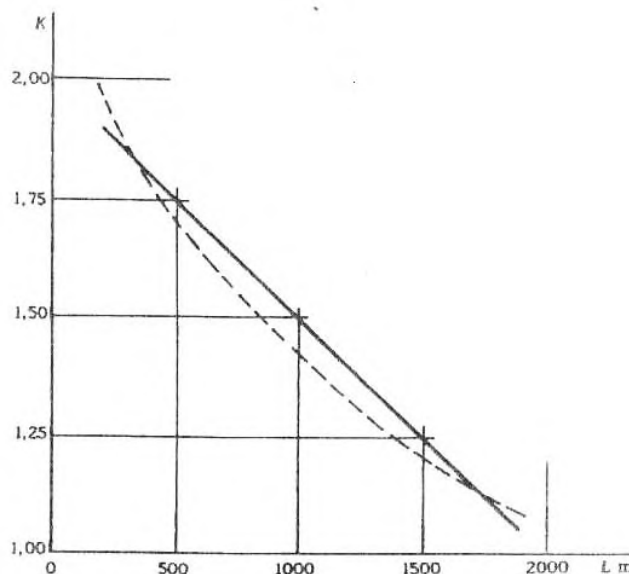
$$T = C + \frac{K \cdot L \cdot v}{g \cdot H_m}$$

Donde:

C: parámetro de valor función del cociente H_m/L , según se observa en la siguiente figura



K: coeficiente que toma los valores indicados en la figura siguiente, en función de la longitud de la conducción



H_m : altura manométrica [m]

De esta manera, los diferentes tiempos de parada serán:

$$\text{Bombeo de agua pretratada } T = 1 + \frac{1,80 \cdot 393 \cdot 1,53}{9,81 \cdot 14,36} = 9 \text{ s}$$

$$\text{Bombeo de agua decantada } T = 1 + \frac{1,81 \cdot 377 \cdot 1,53}{9,81 \cdot 10,69} = 11 \text{ s}$$

$$\text{Bombeo de agua tras el reactor biológico } T = 1 + \frac{1,95 \cdot 104 \cdot 1,53}{9,81 \cdot 4,93} = 7 \text{ s}$$

$$\text{Bombeo de agua tratada } T = 1 + \frac{1,91 \cdot 186 \cdot 1,53}{9,81 \cdot 9,20} = 7 \text{ s}$$

Conociendo la celeridad y la longitud de la conducción afectada se obtiene el tiempo que tarda la onda en recorrer la conducción y volver al punto de partida:

$$\text{Bombeo de agua pretratada } \frac{2 \cdot L}{a} = \frac{2 \cdot 393}{322,08} = 2,4 \text{ s}$$

$$\text{Bombeo de agua decantada } \frac{2 \cdot L}{a} = \frac{2 \cdot 377}{322,08} = 2,3 \text{ s}$$

$$\text{Bombeo de agua tras el reactor biológico } \frac{2 \cdot L}{a} = \frac{2 \cdot 104}{322,08} = 0,6 \text{ s}$$

$$\text{Bombeo de agua tratada } \frac{2 \cdot L}{a} = \frac{2 \cdot 186}{322,08} = 1,2 \text{ s}$$

Como se observa el tiempo de cierre es mayor que el tiempo que tarda la onda en recorrer la conducción, por lo que se considera la misma corta, y la fórmula a emplear será la de Michaud:

$$\text{Bombeo de agua pretratada } \Delta P = \frac{2 \cdot L \cdot v}{g \cdot T} = \frac{2 \cdot 393 \cdot 1,53}{9,81 \cdot 9} = 14,09 \text{ m}$$

$$\text{Bombeo de agua decantada } \Delta P = \frac{2 \cdot L \cdot v}{g \cdot T} = \frac{2 \cdot 377 \cdot 1,53}{9,81 \cdot 11} = 10,72 \text{ m}$$

$$\text{Bombeo de agua tras el reactor biológico } \Delta P = \frac{2 \cdot L \cdot v}{g \cdot T} = \frac{2 \cdot 104 \cdot 1,53}{9,81 \cdot 7} = 4,38 \text{ m}$$

$$\text{Bombeo de agua tratada } \Delta P = \frac{2 \cdot L \cdot v}{g \cdot T} = \frac{2 \cdot 186 \cdot 1,53}{9,81 \cdot 7} = 8,27 \text{ m}$$

La presión máxima en las conducciones se obtiene añadiendo a la presión manométrica el golpe de ariete. En el cuadro siguiente se refleja la presión máxima de diseño en cada conducción, la cual es inferior a la presión nominal de la conducción (PN16).

	H _m (m)	ΔP (m)	MDP (m)
<i>Agua pretratada</i>	14,36	14,09	28,45
<i>Agua decantada</i>	10,69	10,72	21,41
<i>Agua tras el reactor biológico</i>	4,93	4,38	9,30
<i>Agua tratada</i>	9,20	8,27	17,47

3.2.4 Desagüe de las impulsiones

Los desagües de las impulsiones de las aguas de procesos se realizan a pozo y desde éste, mediante tubería de UPVC de 250 mm de diámetro, se conectan a la red de saneamiento de la Planta Nodriz a en el caso de la impulsión del agua del reactor biológico, y a la red de vaciados de la EDAR de Torrejón de Ardoz en los otros tres casos.

En el anejo 4 Cálculos Red de Saneamiento se describe con más detalle estos desagües.

4 DEPÓSITOS

Los cuatro depósitos a instalar reciben las aguas procedentes de los cuatro bombeos y tienen el objetivo de acumular el agua elevada en el caso de que no todas las parcelas estén en funcionamiento, dado que el bombeo se dimensiona para el 100% de las parcelas en uso.

Para calcular el volumen de estos elementos de regulación de caudal se considera el caso más desfavorable, que es cuando se abastece tan sólo a una parcela de experimentación y se bombea a mínimo caudal:

- De las curvas características de las bombas se desprende que el caudal mínimo de bombeo, empleando variadores de frecuencia, es de $22,5 \text{ m}^3/\text{h}$. Estimando un tiempo mínimo de funcionamiento del bombeo de 8 minutos se obtiene que el volumen de agua que recibe el depósito es de $22,5 \text{ m}^3/\text{h} \times 8/60 \text{ h} = 3 \text{ m}^3$.
- Considerando que únicamente está demandando caudal una parcela ($5 \text{ m}^3/\text{h}$), el tiempo que tardará en vaciarse el depósito será de $3 \text{ m}^3 / 5 \text{ m}^3/\text{h} = 0,6 \text{ h} = 36 \text{ minutos}$. Este valor se considera admisible, dado que el tiempo máximo de retención de las aguas para evitar depósitos se estima en 40 minutos.

Debido al escaso volumen de los depósitos, y a que éstos deben situarse elevados sobre el terreno, se plantean los mismos en poliéster reforzado con fibra de vidrio elevados sobre el terreno mediante patas metálicas de 2,0 m de altura.

5 RED DE DISTRIBUCIÓN

5.1 DATOS DE PARTIDA

Las aguas acumuladas en los depósitos se dirigen hacia las parcelas mediante una red de distribución que tiene las siguientes características:

- Constituida por conducciones de PE-100.
- Para evitar sedimentaciones, desde cada depósito se dará servicio mediante dos conducciones independientes, una de las cuales abastecerá a cuatro parcelas y la otra a cinco.
- Se instalarán válvulas aguas abajo de cada acometida, así como al comienzo de cada conducción, para no acumular agua en las conducciones sin demanda.
- A la salida de los depósitos se prevé la instalación de grupos de presión para elevar la misma hasta un mínimo de 25 mca en la parcela más desfavorable.

Para el análisis hidráulico se utiliza la herramienta de cálculo EPANET 2.0., programa desarrollado por el U.S. Environmental Protection Agency, que permite modelizar redes empleando la formulación de Darcy- Weisbach indicada en el apartado 2.

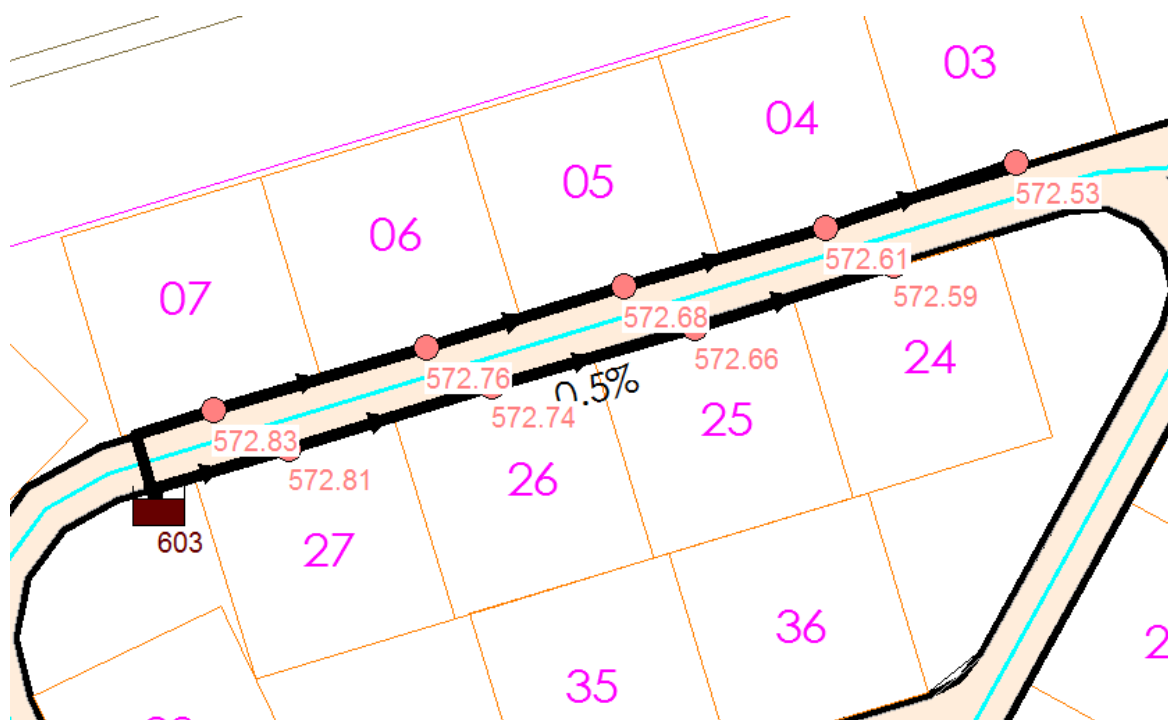
5.2 RESULTADOS DEL CÁLCULO

De la modelización que se presenta a continuación, se destacan los siguientes condicionantes:

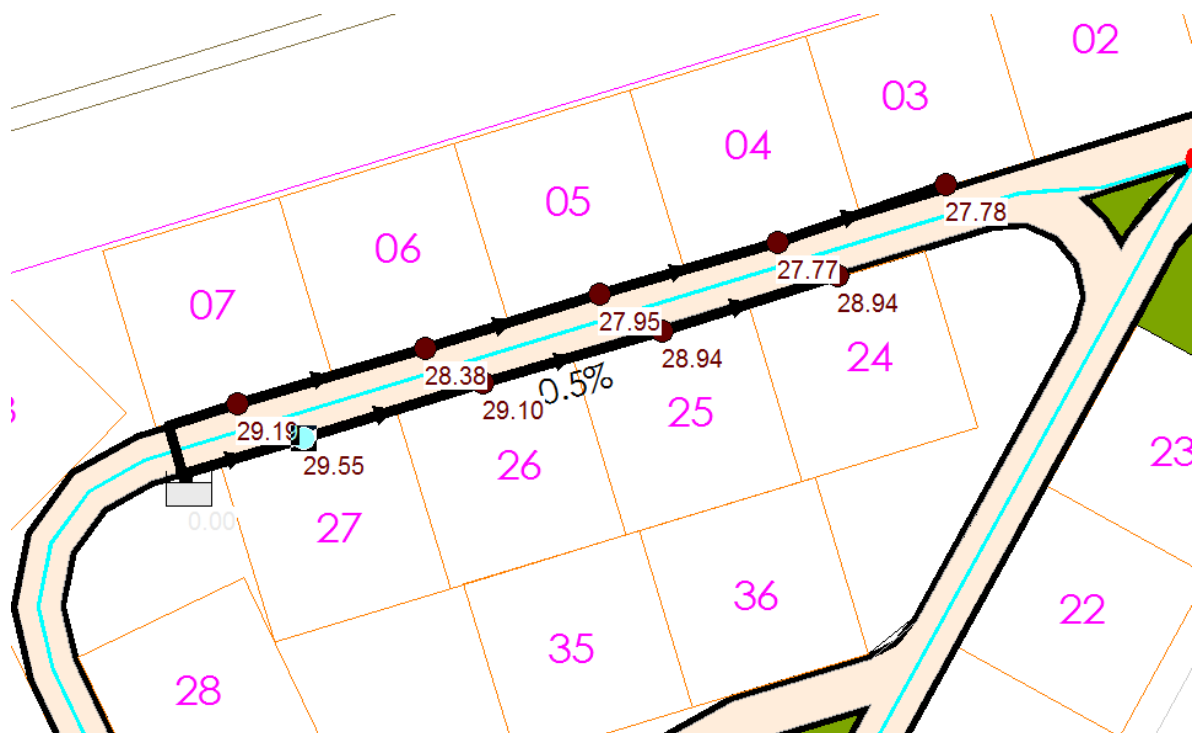
- Los depósitos de distribución se simulan con una elevación de 603 msnm, es decir, aproximadamente 30 m por encima de la cota de entrega a las diferentes parcelas. De esta forma, se pretende determinar la manométrica que precisan los grupos de presión, para obtener un mínimo de 25 mca en el punto de entrega en la parcela más desfavorable.
- Se han considerado conducciones de PEAD con diámetros $\varnothing 75$ mm y $\varnothing 63$ mm, para la distribución del caudal a las diferentes parcelas.

Se incluyen a continuación los resultados del cálculo.

5.2.2 Agua pretratada



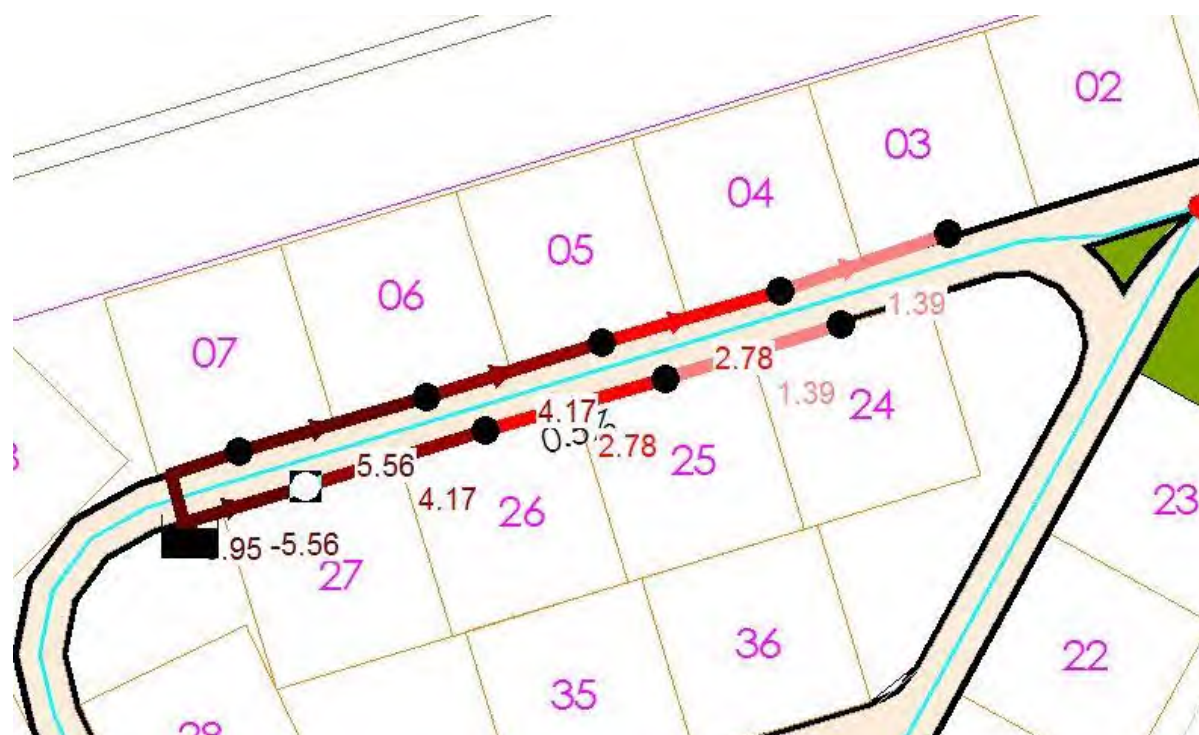
Cotas



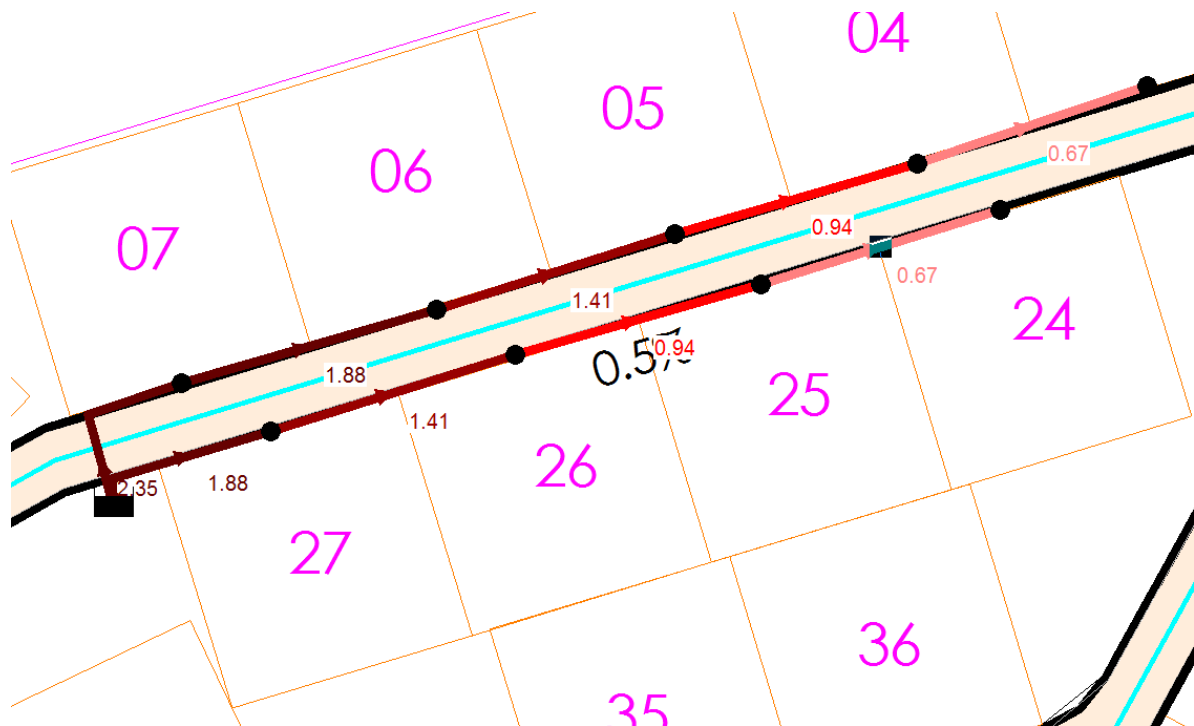
Presiones



Diámetros

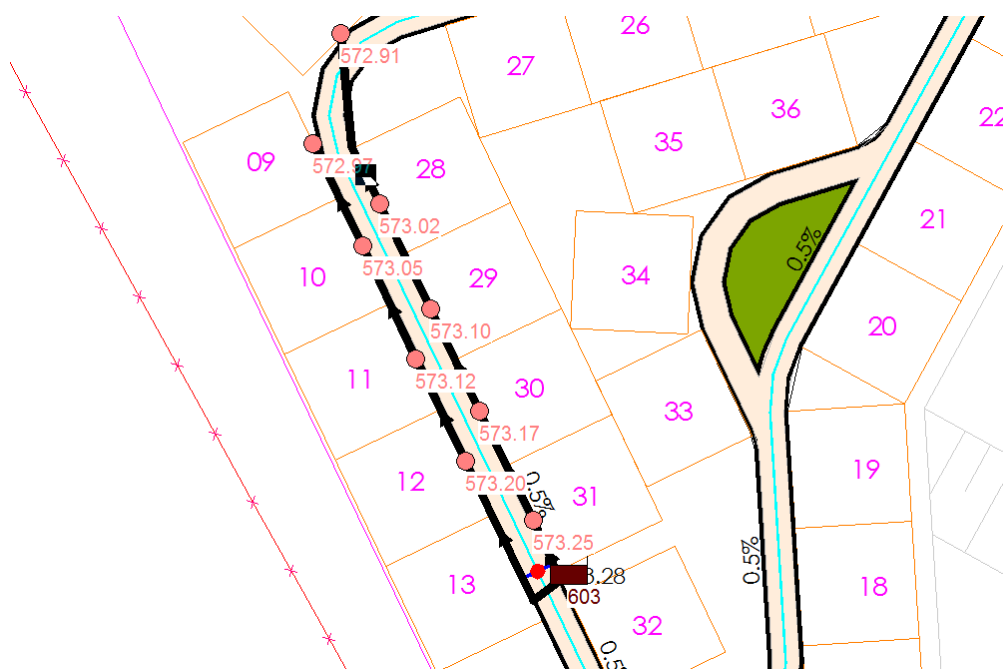


Caudales

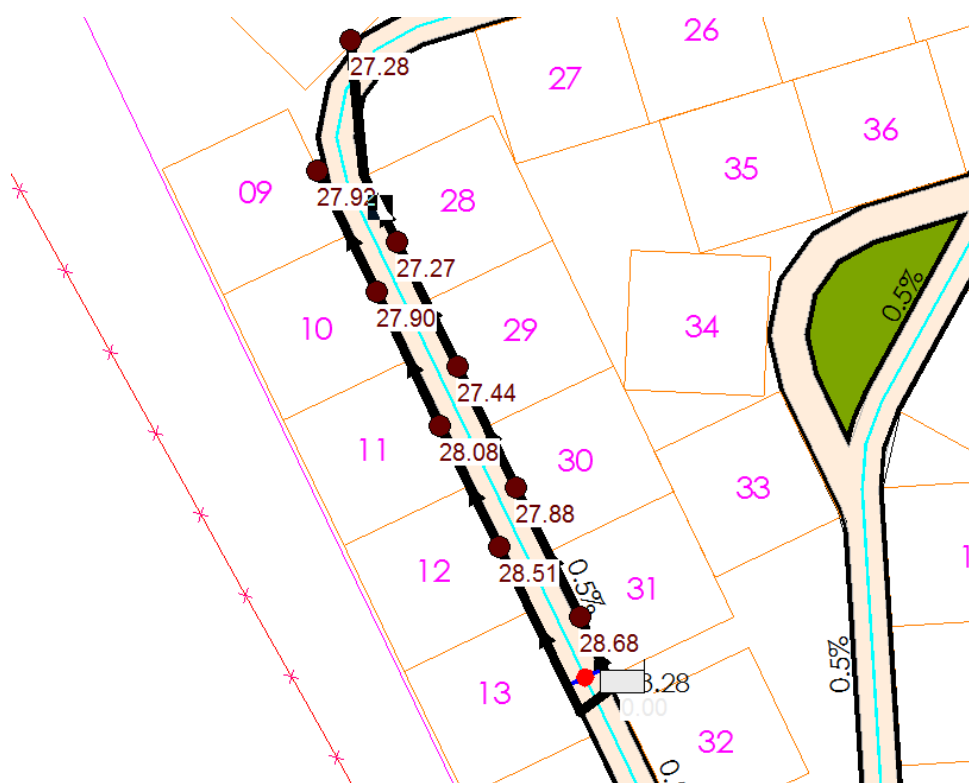


Velocidades

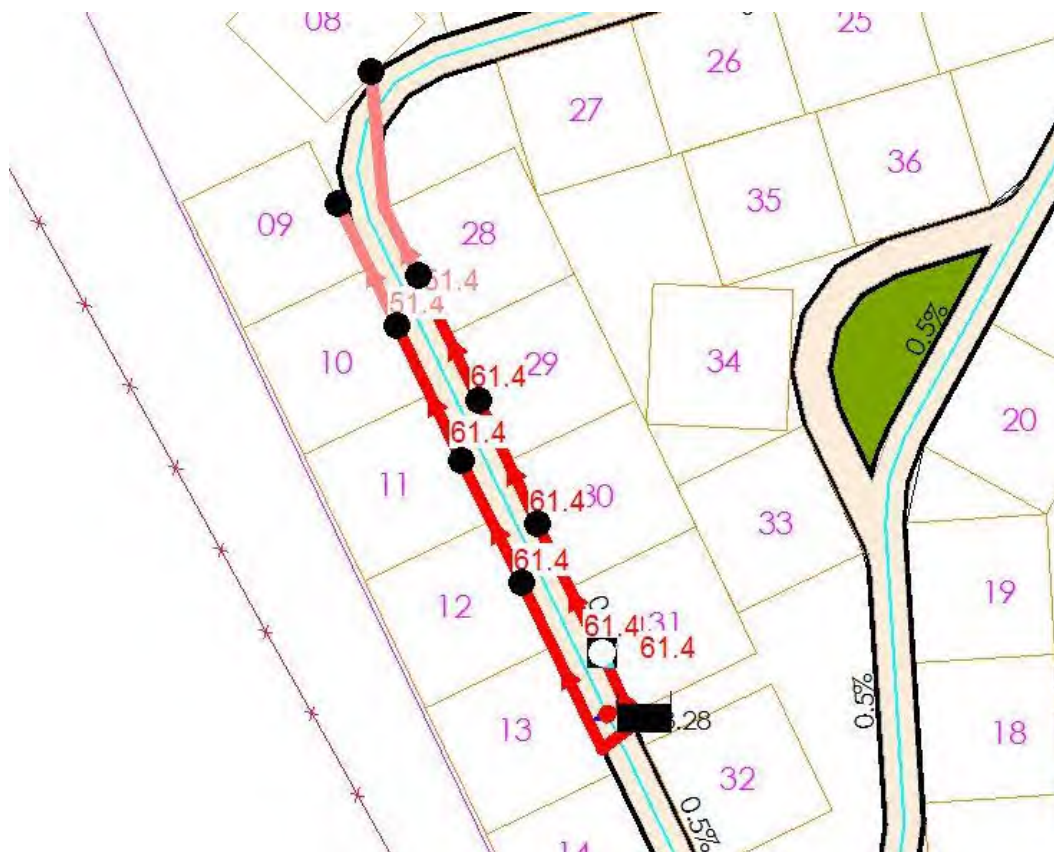
5.2.4 Agua decantada



Cotas



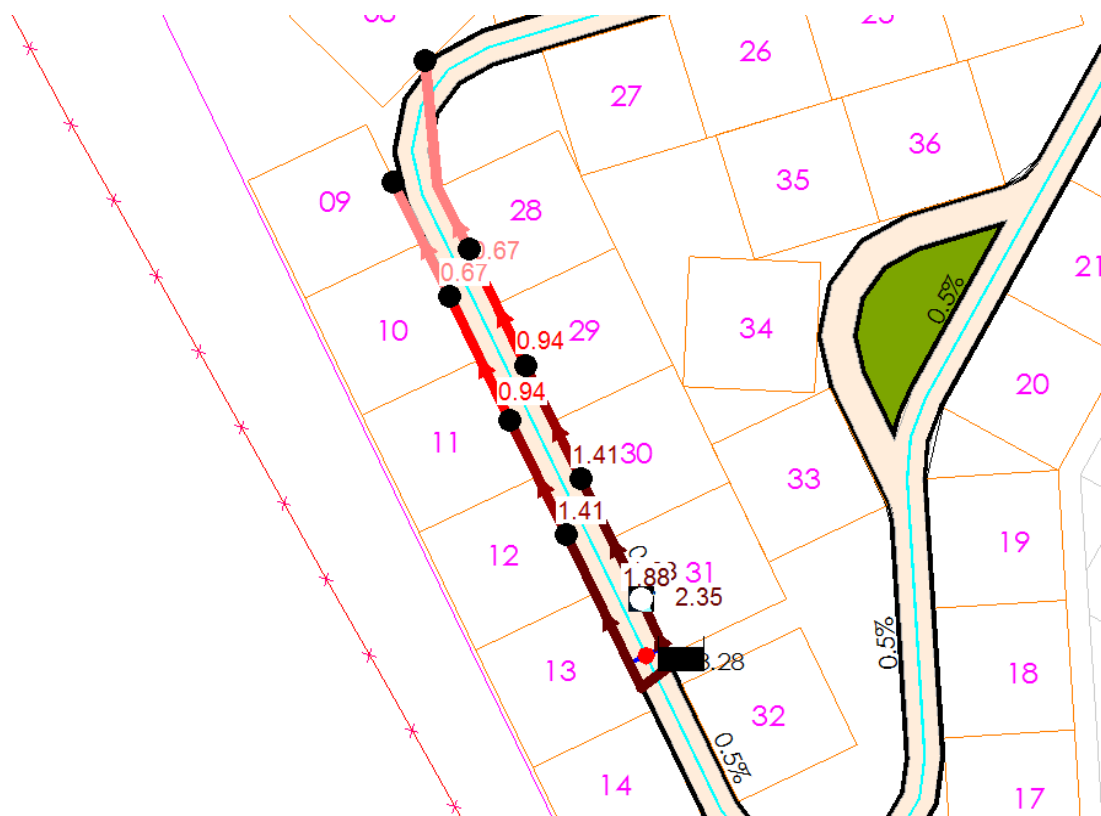
Presiones



Diámetros

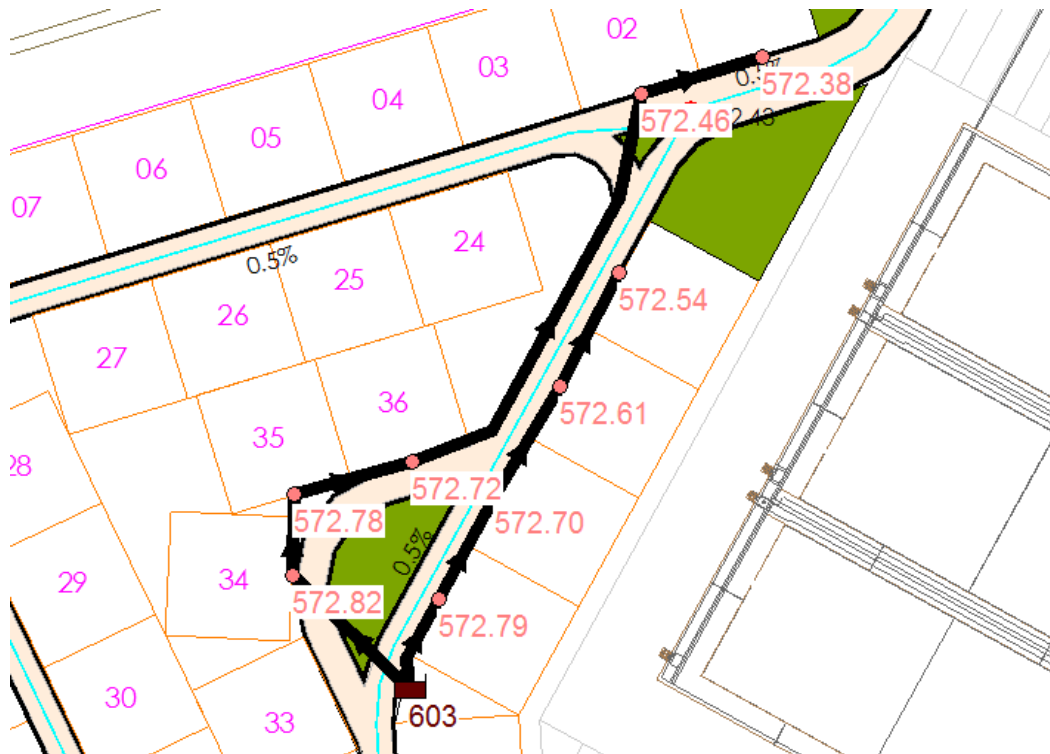


Caudales

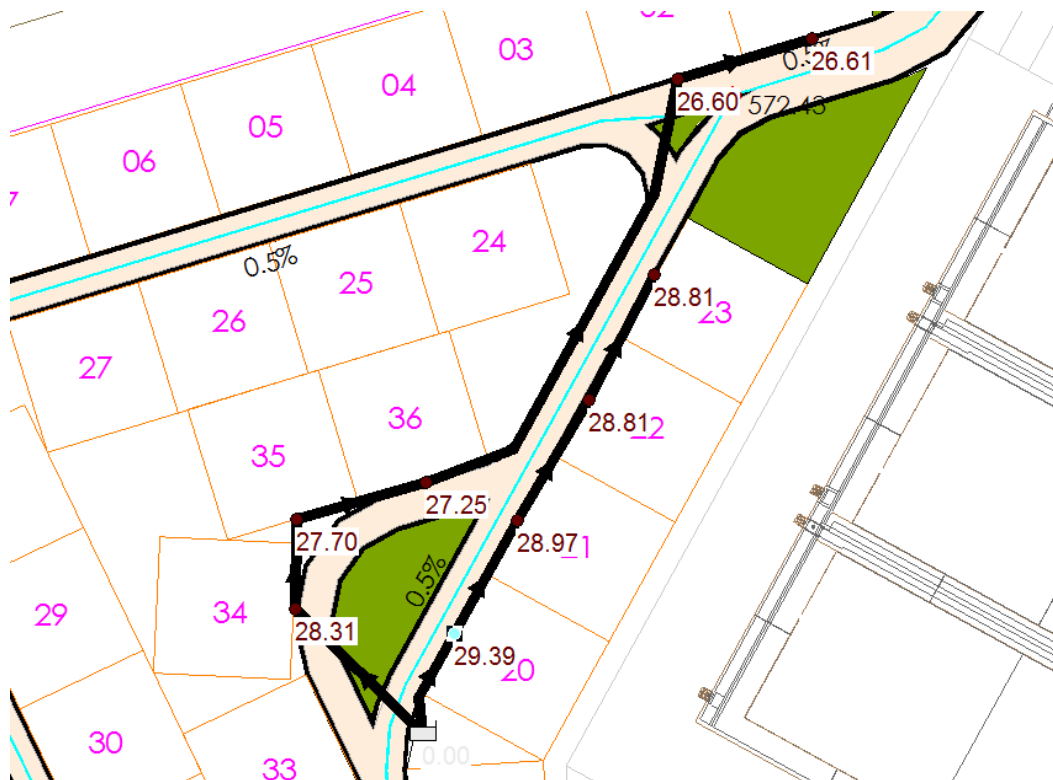


Velocidades

5.2.6 Agua tras reactor biológico



Cotas



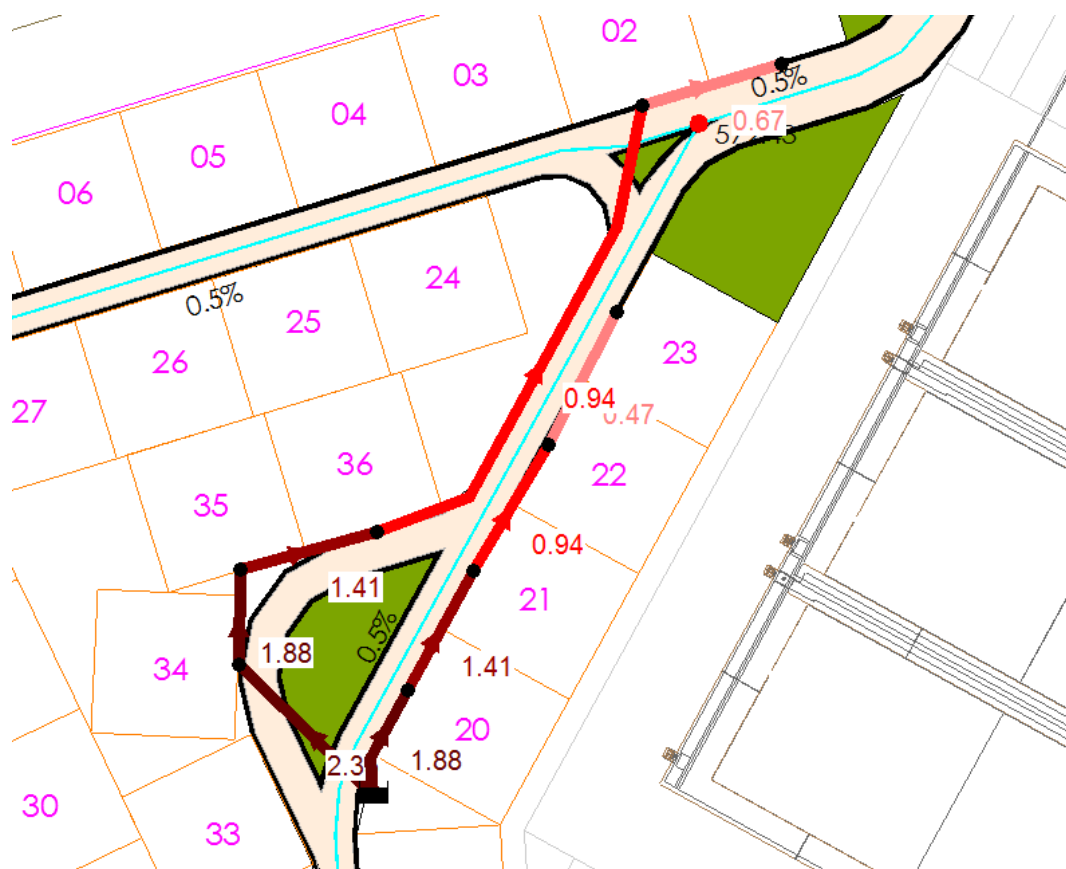
Presiones



Diámetros

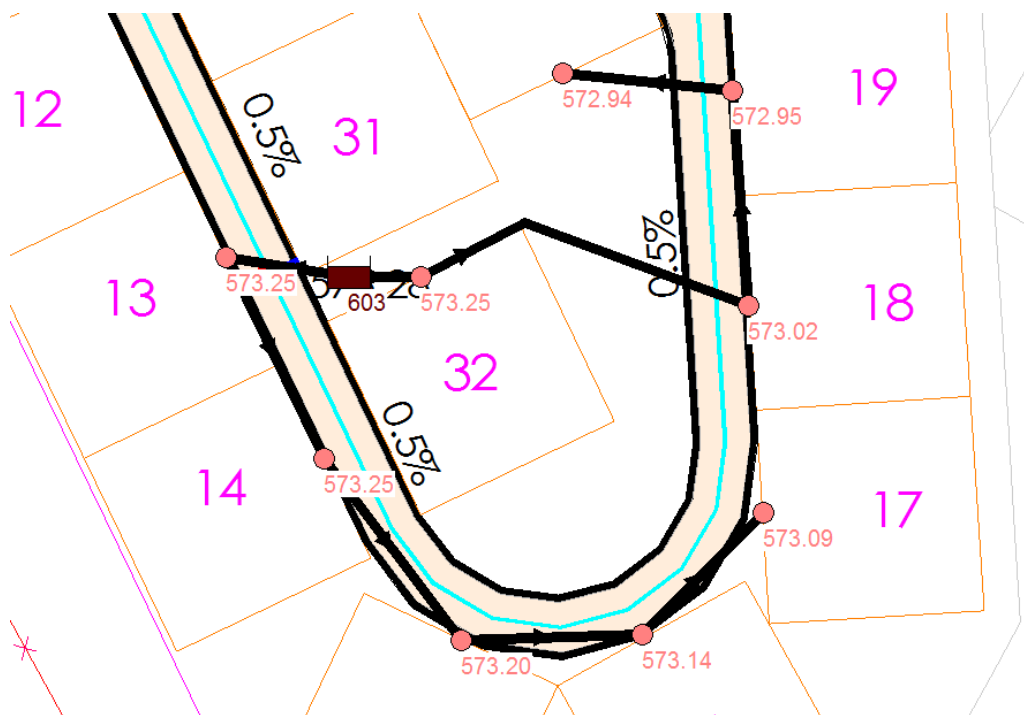


Caudales

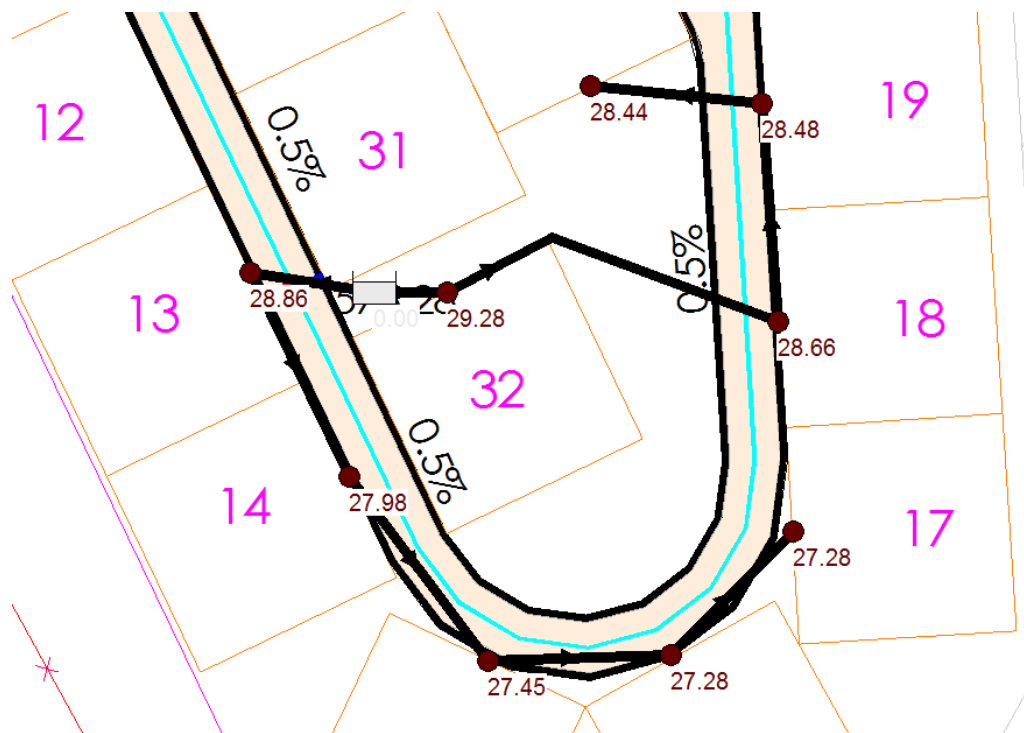


Velocidades

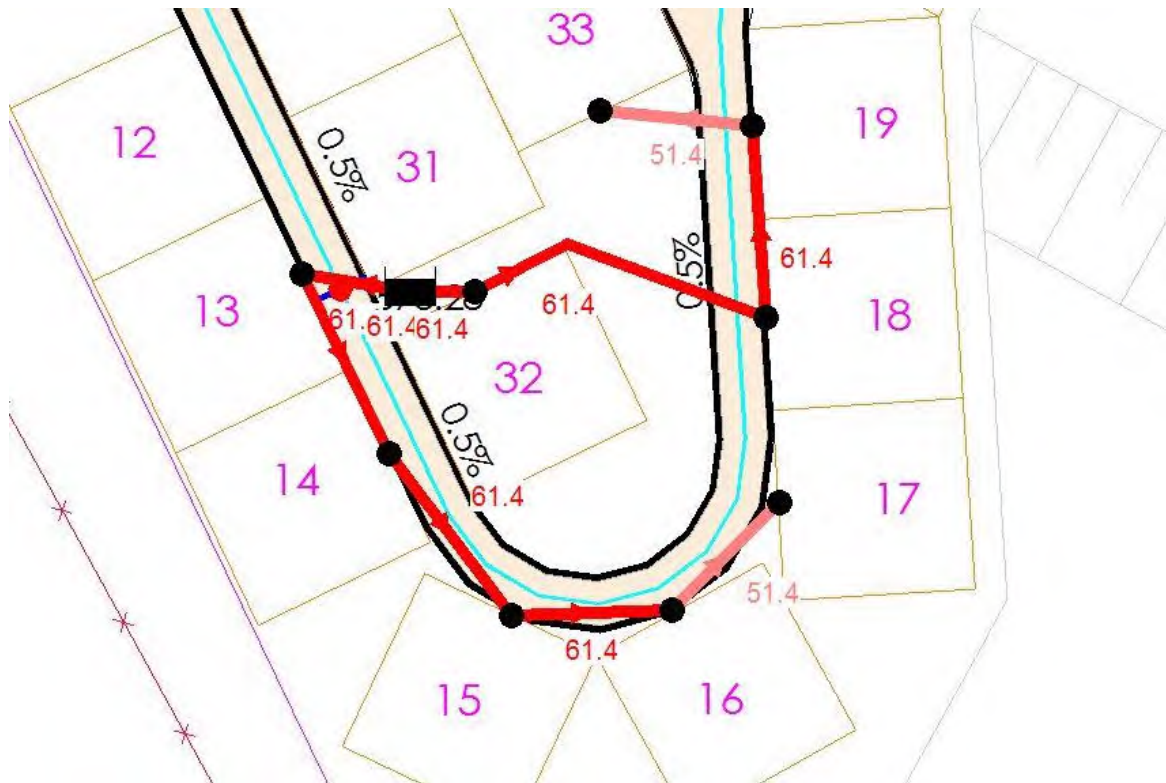
5.2.8 Agua tratada



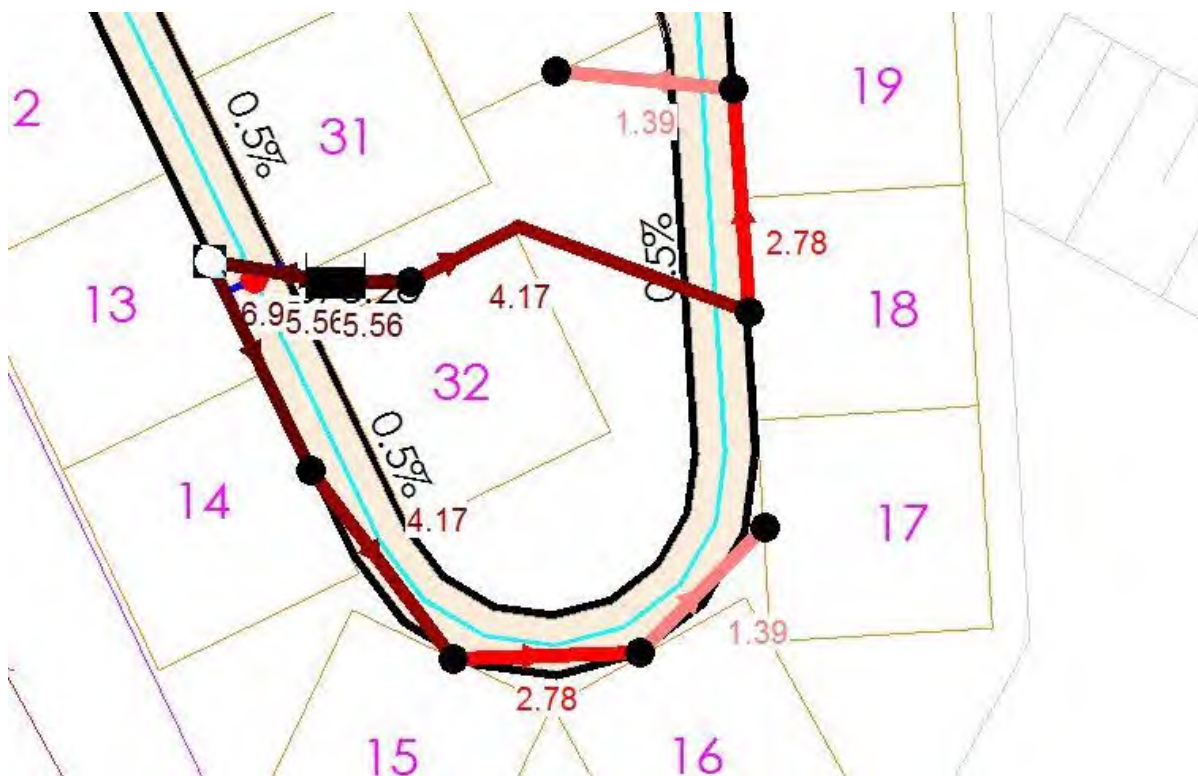
Cotas



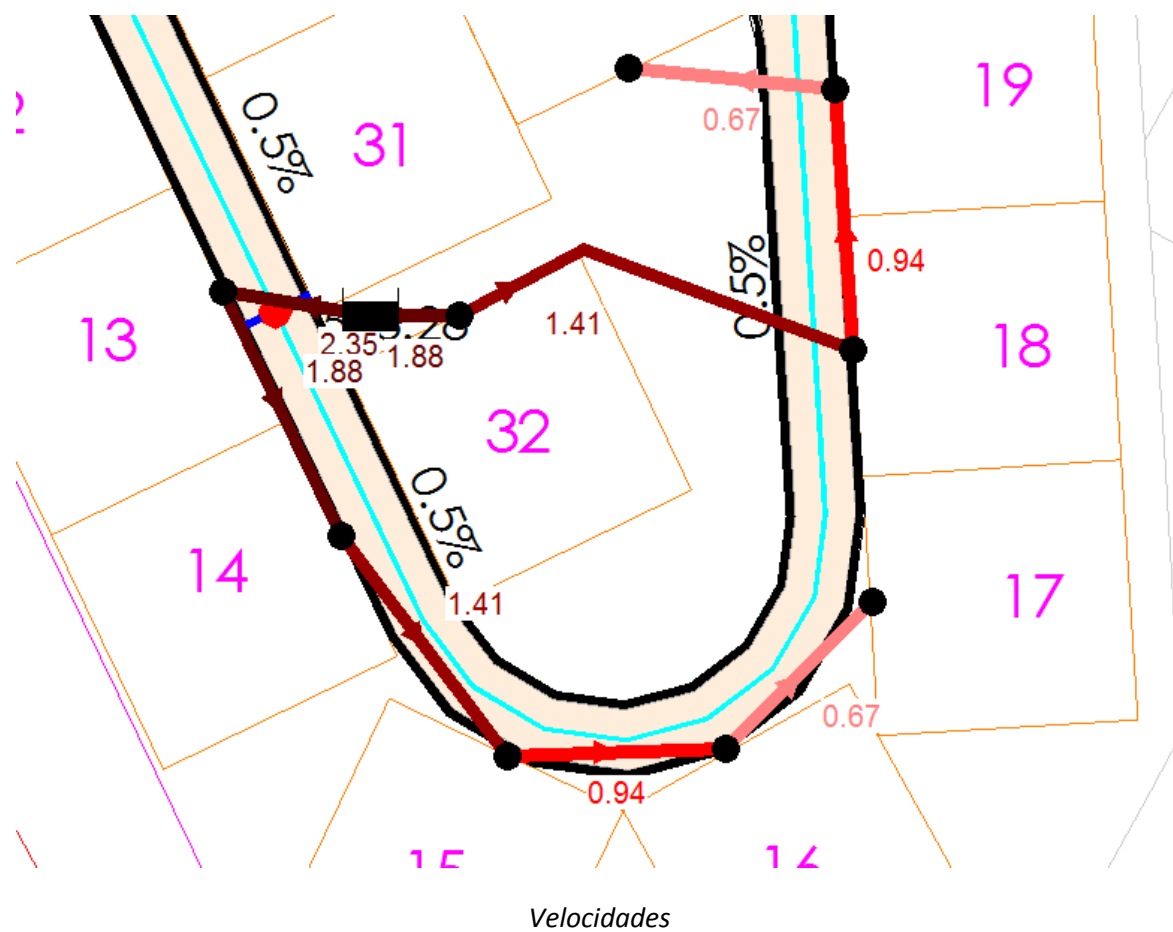
Presiones



Diámetros



Caudales



5.4 GRUPOS DE PRESIÓN

Las características de los grupos de presión a disponer junto a los depósitos, en cabecera de las redes de distribución de cada tipo de agua de procesos, son similares dadas las cotas del emplazamiento y el esquema común de reparto que se sigue en las cuatro redes.

Las condiciones de trabajo de los grupos se caracterizan especialmente por la variabilidad de caudales, en función de que se suministre agua a entre 1 y 9 parcelas, y la necesidad de mantener una presión más o menos constante de, al menos, 25 mca en la parcela más desfavorable.

De acuerdo con los resultados de los modelos EPANET de las redes de distribución, la condición de presión mínima en la parcela más desfavorable, se consigue con una presión manométrica en cabecera de 30 mca.

Por tanto, las condiciones de trabajo de los grupos de presión son:

- Caudal: de 5 a 45 m³/h
- Altura manométrica: 30,0 m.c.a.
- Altura aspiración: de 2,0 a 3,25 m

Los grupos de presión, seleccionados para cada red de distribución de agua de proceso, están formados por 4 bombas centrífugas verticales en línea (3 en servicio + 1 de reserva), montadas sobre bancada metálica común para bombas y cuadro eléctrico, válvulas antirretorno y de seccionamiento montadas en la impulsión de cada bomba, colector común de impulsión DN 100 mm, manómetro y presostato de emergencia con válvula de aislamiento. El colector común de aspiración será de acero DN 125 mm y estará conectado con la tubería de salida del depósito regulador.

El cuadro eléctrico de control y fuerza, permitirá la operación automática del grupo, con convertidor de frecuencia integrado en el armario, junto con microprocesador para gestionar la alternancia entre todas las bombas.

Adicionalmente, se ha previsto disponer de un depósito hidroneumático de acero, con membrana de caucho, de 100 litros, timbrado para 10 Bares, así como una cubierta de PRFV con una estructura portante metálica, para proteger el conjunto de equipos del grupo de presión de la intemperie.

Las curvas de funcionamiento de los grupos de presión seleccionados son las siguientes:

