

DOCUMENTO:
Anejo nº 7. Cálculos hidráulicos.

Indice

APÉNDICE 1. CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LA EDAR

APÉNDICE 2. CÁLCULOS HIDRÁULICOS OBRAS EXTERNAS

APÉNDICE 1. CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LA EDAR

ÍNDICE

1. OBJETIVO Y PLANTEAMIENTO DEL ANEJO 9

2. CRITERIOS Y FÓRMULAS EMPLEADAS PARA EL CÁLCULO DE PÉRDIDAS DE CARGA 9

2.1. Formulación empleada10

2.1.1. Pérdidas lineales en conducciones10

2.1.2. Pérdidas localizadas11

2.1.3. Vertederos13

2.1.4. Cálculo línea de fangos13

3. CÁLCULO HIDRÁULICO DE LAS LÍNEAS DE PROCESO 14

3.1. Datos de partida14

3.1.1. Línea de agua de la EDAR14

3.1.2. Línea de fangos de la EDAR15

3.2. Descripción de la línea de agua15

3.2.1. Obra de llegada. Pozo de gruesos15

3.2.2. Desbaste15

3.2.3. Desarenado-desengrasado15

3.2.4. Tubería a tratamiento biológico. Medida de caudal de agua pretratada15

3.2.5. Reactor biológico15

3.2.6. Decantación secundaria16

3.2.7. Canal de desinfección por UV. Obra de salida16

3.2.8. Canal Parshall de medida de agua tratada. Tubería de salida de efluente16

3.3. Línea piezométrica de agua16

3.4. Conducciones16

ANEXO 1. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS LINEA DE AGUA A Q_{MAX} 19

ANEXO 2. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS LINEA DE AGUA A Q_{MED} 27

ANEXO 3. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS LINEA DE AGUA A Q_{MIN} 35

ANEXO 4. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS LINEA DE FANGOS DESDE DECANTACIÓN..... 43

ANEXO 5. BOMBEO DE RECIRCULACIÓN DE FANGOS EXTERNOS..... 46

ANEXO 6. BOMBEO DE PURGA DE FANGOS 49

ANEXO 7. BOMBEO DE RECEPCIÓN DE FOSAS SÉPTICAS 53

ANEXO 8. BOMBEO DE SOBRENADANTES..... 57

ANEXO 9. BOMBEO A DESHIDRATACIÓN DE FANGOS Y FANGOS DESHIDRATADOS 61

ANEXO 10. LÍNEA DE AIRE A BIOLÓGICO Y DESARENADO-DESENGRASADO..... 67

1. OBJETIVO Y PLANTEAMIENTO DEL ANEJO

El objetivo de este documento es la justificación de los cálculos hidráulicos de la línea piezométrica de las líneas de agua y fangos en la EDAR. Para ello se utilizarán hojas de cálculo propias, con la formulación habitual utilizada para este tipo de diseños.

Los criterios y premisas adoptados en el diseño, siempre en el escenario del año horizonte, son los siguientes:

- Dimensionamiento de la Estación Depuradora de Aguas Residuales para un caudal medio de tratamiento total de 24 l/s (85.8 m³/h), 53 l/s (191.02 m³/h) de caudal punta en biológico y de 85 l/s (306 m³/h) de caudal máximo en eventos pluviales. El caudal máximo pasará por todo el tratamiento.
- La capacidad máxima de llegada de caudal a la EDAR es de 85 l/s (306 m³/h) a través de la impulsión de fundición de 300 mm. procedente del bombeo de Concello.
- Consideración de todos aquellos elementos de seguridad que permitan, ante un fallo crítico en cualquiera de las etapas, la evacuación de los caudales hacia un destino seguro, permitiendo el aislamiento total de la etapa en cuestión, o la canalización de la totalidad del caudal por una sola línea, caso de ser una etapa con líneas dobladas.
- Gran capacidad de reserva en equipos cuyo funcionamiento sea indispensable, de manera que pueda procederse a su mantenimiento preventivo o correctivo sin alterar significativamente el funcionamiento normal de la línea.
- Máxima automatización y sencillez de operación de todos los elementos constituyentes de las diferentes líneas.
- Optimización del binomio técnica-economía de funcionamiento para las distintas situaciones de caudales esperadas.
- Elección de la ubicación de los distintos elementos de manera lógica y racional, evitando bombeos innecesarios, en función de las disponibilidades de terreno y la topografía existente.

Los elementos calculados son:

- Línea de agua, desde la salida a la arqueta de conexión con el emisario terrestre hasta el pozo de gruesos de entrada a planta.
- Bombeo de recirculación externa de fangos.
- Línea de fangos, con sus correspondientes bombeos.
- Línea de aire a biológico.

En cuanto a los materiales a utilizar en las tuberías proyectadas, éstas son:

- Línea de agua: acero inoxidable AISI316L, PEAD/10 saneamiento y PVC.

- Línea de fangos y bombeos: PEAD/10 saneamiento y acero inox. AISI316L.
- Línea de aire para tratamiento biológico y desarenado: Acero inox. AISI316L.
- By pass, sobrenadantes, fecales y vaciados: PEAD/10 saneamiento y PVC.
- Reactivos: PEAD/10.

Las velocidades máximas adoptadas para el diseño de tuberías han sido:

- Para conducciones de agua en presión no bombeada: $V \leq 1,50$ m/seg
- Para conducciones de presión: $V \leq 1,50$ m/seg.
- Para conducciones de fango espesado: $V \leq 1$ m/seg.
- Conducciones de fango deshidratado: $V \leq 0,10$ m/seg
- Conducciones de aire: $V \leq 15$ m/seg.
- Conducciones en lámina libre: el calado a caudal máximo sea del 85% del total.

Como condiciones de contorno del diseño de la línea de agua se indican los siguientes:

- Cota de llegada de agua residual bombeada, dependerá de la línea hidráulica.
- Cota de emisario existente en punto de entronque de nuevo emisario (MH7-7): 7,00 m.s.n.m.
- Cota de arranque de nuevo emisario de EDAR, en pozo MH-11: 10,10 m.s.n.m.
- Cota de solera en pozo de registro de salida de EDAR previo a conexión a pozo MH-11: 11,90 m.s.n.m.

En primer lugar, se exponen los criterios y fórmulas adoptadas para el cálculo. En segundo lugar, se determinan los datos de partida, así como la línea piezométrica para las hipótesis de caudal medio y máximo y las características de las principales conducciones.

Por último, se adjuntan los cálculos efectuados para la determinación de la línea piezométrica y bombeos a partir de las hojas de cálculo propias.

2. CRITERIOS Y FÓRMULAS EMPLEADAS PARA EL CÁLCULO DE PÉRDIDAS DE CARGA

Se presentan en el presente capítulo las fórmulas utilizadas para el cálculo de las pérdidas de carga en las diferentes conducciones de la instalación y los condicionantes previos utilizados.

Las velocidades adoptadas de diseño se recogen en el epígrafe anterior.

El dimensionamiento hidráulico consiste en la determinación de las variables hidráulicas principales en el conjunto del sistema. Como datos de partida contamos con las variables y dimensiones adoptadas (ya referidas en el anejo funcional) y las variables de cálculo propuestas (coeficientes de rugosidad, coeficientes de pérdidas...). Los resultados a obtener con estos datos pueden resumirse en datos de niveles y velocidades de comprobación.

Los datos de niveles (referidos por la cota piezométrica) en cada punto, permiten definir la ubicación en alzado de cada uno de los elementos existentes en el tratamiento. A partir de ahí se definen los resguardos necesarios para evitar el desbordamiento en el caso de que existiera una punta de caudal no prevista.

En los planos se recogen de forma esquemática la línea de agua y la línea de fangos, con indicación expresa de las cotas de cada escalón de tratamiento.

2.1. Formulación empleada

La formulación empleada puede ser resumida en las siguientes categorías:

- Pérdidas lineales en conducciones.
- Pérdidas localizadas.
- Vertederos

2.1.1. Pérdidas lineales en conducciones

LÁMINA LIBRE: TUBERÍA A SECCIÓN PARCIALMENTE LLENA.

Para el caso de las tuberías a sección parcialmente llena y funcionamiento por gravedad se utilizará la formulación de Manning, que es la siguiente:

$$Q_{desaguado} = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times i^{\frac{1}{2}} \times S$$

Donde:

- Q es el caudal desaguado en m³/seg.
- n es el número de Manning, en función de la tubería utilizada, en s/m.
- R es el radio hidráulico en m.
- i es la pendiente en tanto por uno.
- S es la superficie mojada en m².

Los valores habituales del coeficiente de Manning en función del material de la tubería son:

Tipo	Coeficiente de Manning n .Tuberías nuevas	Coeficiente de Manning n .Tuberías en servicio
Fundición sin revestir	0,012	0,017

Tipo	Coeficiente de Manning n .Tuberías nuevas	Coeficiente de Manning n .Tuberías en servicio
Acero sin revestir	0,008	0,011
Hormigón	0,012	0,017
PVC: Policloruro de vinilo	0,007	0,009
Polietileno	0,007	0,009
PRFV: Poliéster reforzado con fibra de vidrio	0,009	0,010

Tabla 1. Coeficiente de Manning, según materiales.

Las velocidades en este caso pueden estar comprendidas entre 0,5 y 5 m/s. Por norma general, las pendientes estarán comprendidas entre 3 m/km (0,3 %) y 100 m/km (10 %).

En los colectores por gravedad se colocarán pozos en cada cambio de dirección y la separación máxima de los pozos se realizará según el diámetro de la conducción:

DN conducción (mm)	Separación máxima entre pozos (m)
< 600	80
600 < DN < 1.000	100
1.000 < DN < 1.500	150
DN > 1.500	200

Tabla 2. Separación máxima entre pozos de registro. Fuente: ITOHG.

CONDUCCIONES EN PRESIÓN: TUBERÍA A SECCIÓN LLENA.

Como se ha mencionado anteriormente, en canalizaciones a presión (sección llena) puede utilizarse la fórmula de Colebrook-White basada en la teoría de Prandtl-Karman sobre turbulencias y la ecuación de Darcy-Weirsbach, desarrollada para el caso de tuberías llenas, quedando:

Colebrook y White

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log \left(\frac{k_a}{3.71 \cdot D} + \frac{2.51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right)$$

Siendo:

- λ = factor de fricción de Darcy-Weisbach (adimensional)
- k_a = rugosidad absoluta equivalente (m)
- Re = Nº Reynolds, v·D/v
- D = Diámetro interior (m)

Darcy-Weisbach

$$I = \frac{\lambda}{D} \frac{V^2}{2g}$$

Siendo:

- I = Pérdida de carga (m/m)
- λ =factor de fricción de Darcy-Weisbach
- V = velocidad media (m/s)
- D = Diámetro interior (m)
- g = aceleración de la gravedad (usualmente 9,81 m/s²)
- Re = Nº Reynolds, $v \cdot D / \nu$

Eliminando I entre las ecuaciones de Colebrook-White y la de Darcy-Weisbach, se obtiene:

$$Q = \frac{\pi \cdot D^2}{4 \cdot 10^6} \cdot \left(-2 \cdot \log \left(\frac{2.51 \cdot 10^6 \cdot \nu}{D \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot J \cdot D}} + \frac{K}{3.71 \cdot D} \right) \right) \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot J \cdot D}$$

Siendo:

- Q = Caudal l/s
- D = Diámetro interior (m)
- ν = viscosidad cinemática (m²/s)
- J : Pérdida de carga (m/m)
- K : Rugosidad absoluta de la superficie interior, equivalente a la de Nikuradse (mm), en función de la siguiente tabla:

Tipo	Rugosidad equivalente ka (mm)
Fundición sin revestir	0,5
Acero sin revestir	0,2
Hormigón	1,5
PVC: Policloruro de vinilo	0,15
PEAD: Polietileno de alta densidad	0,15
PRFV: Poliéster reforzado con fibra de vidrio	0,20

Tabla 3. Rugosidad equivalente según materiales.

Las rugosidades adoptadas anteriores son conservadoras, para la situación de servicio.

Las velocidades en este caso pueden estar comprendidas entre 0,5 y 1,50 m/s.

Las características fundamentales de estas fórmulas para tuberías son:

- La fórmula de Colebrook es la más completa y correcta en todos los casos, aunque no se aplica a conducciones sin presión.
- Las fórmulas simplificadas (Manning, Hazen-Williams y Meyer Peter) permiten una flexibilidad elevada a la hora de dimensionar, mientras que la fórmula de Colebrook puede emplearse para afinar la cota piezométrica, sobre todo cuando nos encontramos con tuberías de diámetro pequeño y con longitudes elevadas en las que una pequeña desviación en la pérdida unitaria puede dar lugar a errores importantes.

2.1.2. Pérdidas localizadas

Pueden calcularse como un porcentaje del término de velocidad o como una longitud de conducción equivalente; en nuestro cálculo hemos optado por el primer caso, con los siguientes coeficientes de pérdida localizada:

$$\Delta h = K \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

- Compuertas

$K = 1,05$

- Curvas

Se toma el coeficiente K , en función de la siguiente tabla:

r/D	1	1,50	2	3	4
22,5º	0,11	0,1	0,09	0,08	0,08
45º	0,19	0,17	0,16	0,15	0,15
60º	0,25	0,22	0,21	0,2	0,19
90º	0,33	0,29	0,27	0,26	0,26
135º	0,41	0,36	0,35	0,35	0,35
180º	0,48	0,43	0,42	0,42	0,42

Tabla 4. Coeficientes de pérdida de carga en curvas.

- Codos en ángulo

Se toma el coeficiente k , en función de la siguiente tabla:

Ángulo	22,5º	30º	45º	60º	75º	90º
K	0,17	0,20	0,40	0,70	1,00	1,50

Tabla 5. Coeficientes de pérdida de carga en codos en ángulo.

- Ensanchamiento brusco ($D_1 < D_2$)

$$K = \left(\frac{D_1^2}{D_2^2} - 1 \right)^2$$

Siendo $v = v_1$

- Para entrada a depósito o arqueta:

$K = 0,50$

- Ensanchamiento gradual ($D_1 < D_2$)

$$K = \lambda \left(\frac{D_1^2}{D_2^2} - 1 \right)^2$$

Siendo $v=v_1$

Se toma el coeficiente λ , en función de la siguiente tabla:

Ángulo	6º	10º	15º	20º	30º	40º	50º	60º
λ	0,17	0,20	0,40	0,70	1,00	0,90	1	1,10

Tabla 6. Coeficientes de pérdida de carga en ensanchamientos graduales.

Con

$$\theta = 2 \times \arccos \left(\frac{D_2 - D_1}{2L} \right)$$

- Estrechamiento brusco ($D_1 > D_2$)

Se toma el coeficiente k , en función de la siguiente tabla:

D1/D2	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.5	3	4	5
K	0.08	0.17	0.26	0.34	0.37	0.41	0.43	0.45	0.46

Tabla 7. Coeficientes de pérdida de carga en ensanchamientos bruscos.

Siendo $v=v_2$

- Para la salida de un depósito o arqueta:

$K=0,5$ en arista viva

$K=1$ en tubería entrante en el depósito

$K=0,05$ en salida abocinada

- Para salida en la impulsión de bomba:

$K=1$

- Estrechamiento gradual ($D_1 > D_2$)

$K=0,04$

- Empalmes y derivaciones

Empalme a 90º: $K=1$

Unión a 45º $K=0,5$

Derivación a 45º $K=1$

Derivación a 90º $K=1,8$

Derivación en T $K=1,3$

- Entrada al elemento de recogida en decantadores

$K=3,5$.

- Válvulas

Como norma general, se toman los coeficientes propuestos por el fabricante. Caso de no disponer de dichos datos se considera que las válvulas trabajan en general, completamente abiertas, aplicando por ello los siguientes coeficientes:

- Válvulas de compuerta: 0,25
- Válvulas de grifo macho: 0,30
- Válvula de retención: 2,0
- Rejas

En este caso, el coeficiente K se divide en tres términos:

$$K = K_1 \times K_2 \times K_3$$

Siendo:

- K_1 , Atascamiento

$K_1 = 1$ para reja limpia

$K_1 = (100/C)^2$, con C comprendido entre el 60 y el 90%, en función del porcentaje de sección de paso que subsiste en el atascamiento máximo tolerado.

- K_2 , forma de la sección horizontal de los barrotes,

$K_2 = 0,74$ barrotes circulares

$K_2 = 1$ barrotes rectangulares, longitud = 5 veces la anchura.

$K_2 = 0,76$ barrotes ovalados, longitud = 5 veces la anchura

$K_2 = 0,37$ barrotes divergentes, longitud = 5 veces la anchura

- K_3 , sección de paso entre barrotes, según la tabla siguiente:

	e/(e+d)									
$\frac{z}{4} \left(\frac{2}{e} + \frac{1}{h} \right)$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	245	51,50	18,20	8,25	4,00	2,00	0,97	0,42	0,13	0,00
0,2	230	4,80	17,40	7,70	3,75	1,87	0,91	0,40	0,13	0,01

	e/(e+d)									
$\frac{z}{4} \left(\frac{2}{e} + \frac{1}{h} \right)$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,4	221	4,60	16,60	7,40	3,60	1,80	0,88	0,39	0,13	0,01
0,6	199	4,20	1,50	6,60	3,20	1,60	0,80	0,36	0,13	0,01
0,8	164	3,40	12,20	5,50	2,70	1,34	0,66	0,31	0,12	0,02
1,0	149	3,10	11,10	5,00	2,40	1,20	0,91	0,29	0,11	0,02
1,4	137	28,40	10,30	4,60	2,25	1,15	0,58	0,28	0,11	0,03
2,0	134	27,40	99,00	4,40	2,20	1,13	0,58	0,28	0,12	0,04
3,0	132	27,50	10,00	4,50	2,24	1,17	0,61	0,31	0,15	0,05

Tabla 8. Coeficiente de pérdida de carga K3 en rejās

donde:

- e = espacio entre barrotes.
- d = anchura de los barrotes.
- z = espesor de los barrotes.
- h = altura sumergida de los barrotes, vertical y oblicua.

Todas ellas en la misma unidad.

El dimensionamiento se realiza para obtener velocidades entre 0,6 m/s y 1 m/s.

2.1.3. Vertederos

Se emplea la fórmula general de vertedero en pared delgada. Para el coeficiente de caudal de vertedero se usan alternativamente los siguientes, en función de las limitaciones señaladas:

Fórmula de Bazin

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2gh}$$

$$\frac{2}{3} \mu = \left(0.405 + \frac{0.003}{h} \right) \cdot \left(1 + 0.55 \cdot \frac{h^2}{(h + p)^2} \right)$$

Condiciones de aplicación: p comprendida entre 0,2 y 2 m.

h comprendida entre 0,10 y 0,60 m

Fórmula de la Société de Ingénieurs et Architectes (S.I.A.)

$$\mu = 0,410 \left[1 + \frac{1}{1000h + 1,6} \right] \left[1 + 0,5 \frac{h^2}{(h + p)^2} \right]$$

Condiciones de aplicación: p superior a h.

h comprendida entre 0,025 y 0,80 m

Siendo:

- μ= Coeficiente de caudal del vertedero.
- L = Longitud del umbral de vertido (m)
- h= Altura de lámina (m), medida a una distancia de 5 h.
- g= Aceleración de la gravedad (m/s2)
- p = Altura de la pala (m)

2.1.4. Cálculo línea de fangos

El manejo de los lodos requiere la consideración de las peculiaridades propias de este líquido. Así, salvo excepciones como el caso anterior de fluidos bombeados mediante bombas de tornillo helicoidal en que el límite de la tubería lo marca la velocidad mínima, no deben utilizarse diámetros inferiores a Φ 150 mm en conducciones muy largas. Debe dimensionarse para velocidad de 1 m/s, evitándose sedimentaciones en las conducciones, no bajando de los 0,6 m/s, ni subiendo de los 2,4 m/s.

Las pérdidas de carga dependen de la naturaleza del fango y de la velocidad del flujo. Las pérdidas de carga para transporte de fangos primarios pueden ser las de la pérdida de agua limpia multiplicada por un coeficiente de 1,1 a 1,2; con fangos espesados las pérdidas pueden ser las de agua potable multiplicadas por un coeficiente de 2,0 a 4,0.

El citado coeficiente multiplicador, en conducciones, con velocidad de circulación de 1,8 m/s a 2,4 m/s, pueden ser de 1,1; entre 1,5 m/s y 1,8 m/s puede ser de 1,25; para velocidades menores a 1,5 m/s suele recomendarse el empleo del siguiente gráfico para obtener el coeficiente multiplicador, Kp, aplicado a la pérdida con circulación de agua limpia.

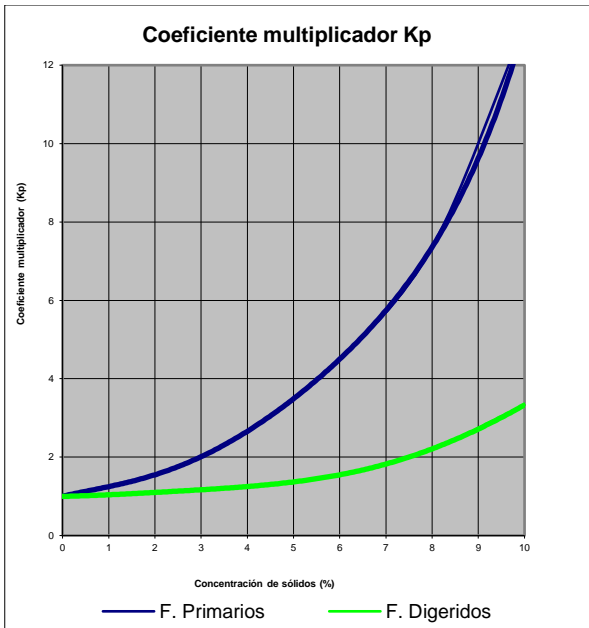


Imagen 1: Coeficiente multiplicador Kp para bombeo de fangos

Para los fangos espesados, el coeficiente multiplicador varía en función de la concentración según la siguiente tabla:

Concentración fango (mg/l)	20.000	30.000	35.000	40.000	45.000
Coeficiente	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00

Tabla 9. Coeficiente multiplicador en fangos deshidratados

3. CÁLCULO HIDRÁULICO DE LAS LÍNEAS DE PROCESO

3.1. Datos de partida

3.1.1. Línea de agua de la EDAR

Los datos más importantes, son los siguientes:

Cota rasante entrada impulsión en pozo de gruesos:	19,14	m
Cota media del terreno acabado:	13,20 – 16,90	m
Cota de viales:	14,35 – 16,95	m
Cota mínima de salida de planta (arqueta antes de emisario)	11,90	m

Tabla 10. Cotas principales.

Los caudales de diseño son:

	Año horizonte	
	NO ESTACIONAL	ESTACIONAL
QDm,total (m³/día)	1364,83	2058,76
QDp,total (m³/día)	1548,22	2366,17
QH _p ,total (m³/h)	127,64	191,02
C _{pH} ,global	2,24	2,23
QD, min (m³/día)	1022,65	1221,13
Q _{max} ,EDAR (m³/día)	7098,51	7098,51

Tabla 11. Caudales de diseño.

Los caudales de diseño por proceso son:

PARÁMETRO O REQUISITO DE DISEÑO	DATO DE DISEÑO ADOPTADO	ORIGEN	COMENTARIOS
Q _{máx} ,EDAR	7.344 m³/día 306 m³/h	Proyecto de Mellora do Saneamento. Estudio Ambiental del sistema	Es el valor del caudal máximo instantáneo que es admitido por la EDAR. Es un caudal máximo hidráulico.
QD _m ,total	2.058,76 m³/día	ITOGH	Caudal medio en 24 horas obtenido de modo sintético
QD _p ,total	2.366,17 m³/día	ITOGH	Caudal máximo en 24 horas.
QD _{min}	1.221,13 m³/día	ITOGH	El caudal mínimo registrado en 24 horas a partir de los datos de explotación de al menos un año. También se puede obtener de forma sintética.
Q _{max} ,PRET	306 m³/h		Es el valor del caudal máximo instantáneo que es admitido en el pretratamiento de la EDAR. Es un caudal máximo hidráulico.
Q _{max} ,SEC	306 m³/h		Es el valor del caudal máximo instantáneo que es admitido en el tratamiento secundario de la EDAR. Es un caudal máximo hidráulico.
Q _{max} ,TER	306 m³/h		Es el valor del caudal máximo instantáneo que es admitido en el tratamiento terciario de la EDAR. Es un caudal máximo hidráulico.

Tabla 12. Caudales de diseño por proceso

El caudal de diseño de recirculación de fangos externos será de 128 m³/h y se tendrá en cuenta en todos los escenarios en que se calcule la línea piezométrica.

3.1.2. Línea de fangos de la EDAR

Los datos más importantes, son los siguientes:

Caudal de purga de fangos secundarios	73	m³/día
	15	m³/h
	4,17	l/s
	7.200,00	mg/l
Concentración de fangos secundarios	7.200,00	mg/l
Caudal de fangos a deshidratación (día útil)	84,63	m³/día
	5,30	m³/h
	1,47	l/s
	7.200,00	mg/l
Concentración de fangos a deshidratación:	7.200,00	mg/l
Caudal de fangos a almacenamiento	3,10	m³/día
	0,20	m³/h
	0,06	l/s
	200.000,00	mg/l
Concentración de fangos a almacenamiento o secado	200.000,00	mg/l

Tabla 13. Caudales de diseño de la línea de fangos.

3.2. Descripción de la línea de agua

Describimos a continuación los diferentes elementos que intervienen en la línea principal de agua propuesta.

3.2.1. Obra de llegada. Pozo de gruesos

El agua bruta llega bombeada mediante una tubería de impulsión de fundición de 300 mm. de diámetro, previo paso por un caudalímetro de tipo electromagnético que se colocará en el tramo recto vertical de llegada al pozo de gruesos.

La cota de pavimento del edificio de pretratamiento, donde se aloja el pozo de gruesos, es la 16.40 m., mientras que la cota de piso terminado del conjunto del pretratamiento es la 19.14 m, siendo dicha cota la rasante de la cota de llegada de la impulsión.

El pozo de gruesos dispone de un alivio lateral con tamizado a cota 18.74 m. y labio de emergencia de 1.50 m. a cota 18.89 m. Este aliviadero se conecta con la red de by-pass de la planta, el cual se une a la conducción de salida tras su paso por el canal Parshall de medida.

3.2.2. Desbaste

Tras el paso por el pozo de gruesos, el agua bruta bombeada llega a dos canales de desbaste diseñados cada uno para un caudal máximo de 306 m³/h con una línea formada por reja automática de desbaste medio de 40 mm. de paso y tamiz de desbaste de 3 mm. en línea. El ancho de los canales de 0.50 m. Para el by-pass de dichas líneas se proyecta un desbaste de tipo manual en canal.

La entrada y salida a los canales se puede aislar mediante compuertas de la misma anchura que el canal.

Para el cálculo de la pérdida de carga en los tamices se considera un atascamiento del 30%.

3.2.3. Desarenado-desengrasado

El agua tamizada llega al desarenador-desengrasador a través de un canal con dos compuertas de entrada a cada línea de desarenado de 0.50x0.50 m. de paso.

El caudal de diseño es de 156 m³/h por línea.

Para el cálculo de la línea hidráulica se considerará en situación de caudal medio y caudal mínimo, el funcionamiento de una línea.

La salida de agua de cada línea de desarenado hacia el tratamiento biológico se produce a través de un aliviadero de pared delgada de 1.20 m. de longitud con cota 18.38 m.

El desarenado dispone de by-pass en canal con compuertas motorizadas para el aislamiento del mismo. Asimismo, es posible desde la salida del desarenado el by-pass de la planta, según se observa en planos.

3.2.4. Tubería a tratamiento biológico. Medida de caudal de agua pretratada

Desde la salida de desarenado sale una tubería de diámetro 315 mm de PEAD/10 que transporta hasta un caudal de 306 m³/hora hasta el tratamiento biológico.

Previo a la llegada al biológico se realiza una medida de caudal por medio de caudalímetro electromagnético de 250 mm. de diámetro, situado en arqueta con posibilidad del by-pass del mismo en caso necesario.

3.2.5. Reactor biológico

El tratamiento biológico está formado por dos líneas tipo carrusel o canal de oxidación de aireación prolongada para eliminación de nitrógeno.

La tubería llega a una arqueta de reparto, entrando a cada línea de biológico mediante labio de 1 m- de longitud a cota 16.78 m. y compuerta de 30x30 cm. A esta misma arqueta llega la tubería de recirculación externa de fangos de PEAD de 250 mm. de diámetro mediante bombeo, el cual se reparte, desde otro cubículo donde rompe carga, asimismo a cada línea mediante vertedero de 1 m. de longitud y a la misma cota que el anterior.

Para el agua ya tratada se prevé la salida de agua con un labio de vertido 1,50 m. de ancho a una arqueta de salida por canal. Desde esta arqueta se alimenta a cada decantador secundario mediante tubería de PEAD/10 de 250 mm. de diámetro.

El diseño de la arqueta de entrada presenta como singularidad la posibilidad de conectar dicha arqueta mediante compuertas a la salida de cada línea a cada decantador, de forma que es posible realizar el by-pass del reactor biológico pasando el agua residual directamente a los decantadores secundarios.

3.2.6. Decantación secundaria

Se han previsto 2 líneas de decantación secundaria circular de 14 m. de diámetro interior alimentadas desde la anterior arqueta por medio de sendas tuberías de PEAD/10 de 250 mm. de diámetro, de alimentación al centro de cada decantador.

La salida de agua decantada de cada uno de los decantadores se realiza por medio de vertedero tipo Thomson perimetral a canal de hormigón de 0,40 m. de ancho.

Se establece la cota del labio de cada decantador a la 14.08 m.

La salida del agua tratada de cada decantador se realiza mediante rebaje del canal y arqueta. En nuestro caso, se conectará el decantador 1 con tubería de PEAD/10 de 250 mm. a la arqueta de salida del decantador 2 y desde ésta, mediante tubería de PEAD/10 de 355 mm. al canal de desinfección.

3.2.7. Canal de desinfección por UV. Obra de salida

El agua tratada llega a un canal de desinfección por ultravioleta, con posibilidad de by-pass del mismo mediante canal paralelo con compuertas motorizadas.

El ancho del canal de UV para el caudal de diseño de 306 m³/h es de 0.45 m., con un calado estable de 0,77 m., de acuerdo a los datos indicados por el fabricante, el cual se controla mediante un vertedero regulable en la salida del canal.

El agua desinfectada pasa a un depósito de almacenamiento de agua de servicio, del que aspira el grupo de presión de agua de servicio. El depósito dispone de un vertedero fijo a cota 12.81 m. que permite mantener el volumen de agua necesario.

3.2.8. Canal Parshall de medida de agua tratada. Tubería de salida de efluente

El agua tratada sale de la desinfección mediante tubería de PVC de 400 mm. Previo a la conexión con el by-pass de planta y la salida del efluente hacia la conducción marina, se coloca un canal de medida Parshall de agua tratada de 6" de garganta.

El último pozo de registro previo a la conexión con el emisario terrestre, presenta como cota de fondo la 11,90 m. Desde ese punto se conecta el emisario en el denominado pozo MH-11, con cota de fondo 10,10 m.

3.3. Línea piezométrica de agua

La siguiente tabla resume la línea piezométrica obtenida para la situación más desfavorable de caudal, que se corresponde para un evento pluvial y un caudal a tratar de 306 m³/h, así como para el caudal medio de diseño (85,78 m³/h) y el caudal mínimo (50,88 m³/h) en situación estacional:

Línea piezométrica general	Qmax	Qmin	Qmed
Cota de lámina de agua en pozo de gruesos en situación de alivio (máximo)	18.99 mca	18.92 mca	18.94 mca
Cota de lámina de agua pozo de gruesos en situación sin alivio	18.76 mca	18.44 mca	18.46 mca
Cota de lámina de agua en entrada a desbaste	18.75 mca	18.44 mca	18.46 mca
Cota de lámina de agua en salida tamizado	18.47 mca	18.43 mca	18.43 mca

Línea piezométrica general	Qmax	Qmin	Qmed
Cota de lámina de agua en desarenado-desengrasado	18.46 mca	18.42 mca	18.43 mca
Cota de labio de salida de desarenado-desengrasado	18.38 mca	18.38 mca	18.38 mca
Cota de lámina de agua en salida de desarenado	18.12 mca	16.84 mca	16.93 mca
Cota de lámina de agua en arqueta de reparto a biológico	16.86 mca	16.81 mca	16.82 mca
Cota de labio de reparto a reactor biológico	16.78 mca	16.78 mca	16.78 mca
Cota de lámina de agua en reactor biológico	16.68 mca	16.65 mca	16.65 mca
Cota de labio de salida de reactor biológico	16.60 mca	16.60 mca	16.60 mca
Cota de lámina de agua en salida reactor biológico	15.74 mca	14.38 mca	14.50 mca
Cota de agua en decantadores secundarios	14.10 mca	14.09 mca	14.09 mca
Cota de labio en decantadores secundarios	14.08 mca	14.08 mca	14.08 mca
Cota de lámina de agua en canal de salida de decantadores secundarios	13.98 mca	13.89 mca	13.91 mca
Cota de lámina de agua en entrada a canal UV	13.58 mca	13.58 mca	13.58 mca
Cota de lámina de agua en canal UV	13.57 mca	13.57 mca	13.57 mca
Cota de lámina de agua en depósito de agua de servicios	12.88 mca	12.83 mca	12.84 mca
Cota de labio en salida de agua tratada	12.81 mca	12.81 mca	12.81 mca
Cota de lámina de agua en canal Parshall	12.36 mca	12.08 mca	12.13 mca
Cota de solera en canal Parshall	11.93 mca	11.93 mca	11.93 mca
Cota de lámina de agua en pozo de salida de EDAR	12.10 mca	11.98 mca	12.00 mca

Tabla 14. Cotas de línea piezométrica.

Los Anexos al presente documento contienen la totalidad de cálculos llevados a cabo para la obtención de la línea piezométrica en el año horizonte a caudal máximo, medio y mínimo.

3.4. Conducciones

Las características de las conducciones más importantes son las siguientes.

LINEA DE AGUA

DESCRIPCIÓN	Nº Cond.	DN (mm)	MATERIAL (-)
Impulsión de agua bruta	1	300	FD
Pretratamiento a reactor biológico	1	315	Polietileno Alta Densidad PN10
Reactor biológico a decantadores secundarios	2	250	Polietileno Alta Densidad PN10
Decantador secundario 1 a decantador secundario 2	1	250	Polietileno Alta Densidad PN10
Decantador secundario 2 a canal UV	1	355	Polietileno Alta Densidad PN10
Canal UV a canal Parshall	1	400	PVC SN8

DESCRIPCIÓN	Nº Cond.	DN (mm)	MATERIAL (-)
Canal Parshall a pozo de registro de salida	1	400	PVC SN8

Tabla 15. Conducciones línea de agua.

LINEA DE FANGOS

DESCRIPCIÓN	Nº Cond.	DN (mm)	MATERIAL (-)
Bombeo de recirculación externa de fangos	1	250	Polietileno Alta Densidad PN10/AISI316L
Bombeo de purga de fangos a depósito	1	80	AISI316L
Aspiración de fangos a deshidratación	1	80	AISI316L
Bombeo de fangos a deshidratación	2	65	AISI316L
Bombeo de fangos deshidratados a silo	2	150	AISI316L

Tabla 16. Conducciones línea de fangos.

LINEA DE SOBRENADANTES/BOMBEO DE FOSAS SEPTICAS

DESCRIPCIÓN	Nº Cond.	DN (mm)	MATERIAL (-)
Sobrenadantes de decantación secundaria	2	100	AISI316L
Bombeo de sobrenadantes a pozo de gruesos	1	75	Polietileno Alta Densidad PN10
Bombeo de fosas sépticas a pozo de gruesos	1	65	AISI316L

Tabla 17. Conducciones línea de sobrenadantes

LINEA DE AIRE A REACTOR BIOLOGICO

DESCRIPCIÓN	Nº Cond.	DN (mm)	MATERIAL (-)
Colector general	1	300	AISI316L
Conducción de aire ramal de línea	2	200	AISI316L

Tabla 18. Conducciones línea de aire a biológico.

A continuación, se adjuntan los cálculos referentes a las líneas siguientes:

- Línea de agua general, a Qmax.
- Línea de agua general, a Qmed.
- Línea de agua general, a Qmin.
- Línea de fangos

- Bombeos y recirculación de fangos externa
- Bombeo de purga de fangos secundarios
- Bombeo de recepción de fosas sépticas
- Bombeo de sobrenadantes
- Bombeo deshidratación de fangos
- Líneas de aire a biológico y desarenado-desengrasado

A Illa de Arousa, septiembre de 2023

Los Ingenieros Autores del Proyecto

Fdo.: Oscar F. González Vega

Ingeniero de Caminos, Canales y
Puertos. Colegiado nº 10.755

Fdo.: Luis Castillo Cano-Cortés

Ingeniero de Caminos, Canales y
Puertos. Colegiado nº 13.281

ANEXO 1. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS LINEA DE AGUA A Q_{MAX}

CALCULO DE LA LÍNEA DE AGUA A Q max-EDAR ILLA DE AROUSA**SALIDA DEL EFLUENTE DE LA E.D.A.R. EN POZO DE REGITRO PREVIO A EMISARIO**

La cota de la solera del colector se fija..... 11,9 m

TUBERÍA ENTRE CANAL PARSHALL DE SALIDA DE E.D.A.R. Y ARQUETA

El caudal máximo a transportar por esta tubería será el caudal 306 m³/h

$$Q_{\text{máximo}} = 306 \text{ m}^3/\text{h} = 85,00 \text{ l/s}$$

La tubería de transporte es tubería de PVC -400 mm con diam. Int. 364 mm

La longitud de la tubería es de 23 m

$$n_{\text{Manning}} = 0,009 \text{ s/m} \quad \text{Pendiente} = 0,4 \%$$

$$V_{\text{sección llena}} = 1,42 \text{ m/s} \quad Q_{\text{sección llena}} = 0,1479 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para el caudal máximo previsto:

$$\text{Per. Moj.} = 0,608 \text{ m} \quad \text{Supe. Moj.} = 0,059 \text{ m}^2$$

$$v = 1,477 \text{ m/s} \quad \text{Calado} = 0,200 \text{ m}$$

La pérdida continua será $h_1 = 0,092 \text{ m}$

La cota de agua en el pozo de salida del canal Parshall será: 12,19 m

CANAL PARSHALL

La cota de lámina en la salida del canal Parshall será: 12,19 m

Aforador Parshall

Caudal máximo a caudalímetro (m³/s)	0,085
Ancho de canal	0,52 m
Calado en canal en salida	0,30 m
Ancho de garganta	152,40 mm
Calado en zona de medida	0,43 m
Cota en solera canal	11,93 m
Velocidad de paso (m/seg)	1,30

Pérdida de carga en aforador $h_3 = 0,130 \text{ m}$

La cota de agua en entrada canal Parshall será : 12,36 m

TUBERÍA ENTRE CANAL PARSHALL Y SALIDA DE CANALES RAYOS UV

El caudal máximo a transportar por esta tubería será el caudal punta 306 m³/h

$$Q_{\text{punta}} = 306 \text{ m}^3/\text{h} = 85,00 \text{ l/s}$$

La tubería de transporte es tubería de PVC -400 mm con diam. Int. 364 mm

La longitud de la tubería es de 102 m

$$n_{\text{Manning}} = 0,009 \text{ s/m} \quad \text{Pendiente} = 0,4 \%$$

$$V_{\text{sección llena}} = 1,42 \text{ m/s} \quad Q_{\text{sección llena}} = 0,1479 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para el caudal máximo previsto:

$$\text{Per. Moj.} = 0,059 \text{ m} \quad \text{Supe. Moj.} = 0,059 \text{ m}^2$$

$$v = 1,477 \text{ m/s} \quad \text{Calado} = 0,20 \text{ m}$$

La pérdida continua será $h_1 = 0,408 \text{ m}$

La cota de agua en la salida del depósito tras los rayos UV será: 12,54 m

CANALES DE RAYOS ULTRAVIOLETA

La cota de la tubería de salida del tubo en los canales será: 12,34 m

Resguardo del labio del canal de salida 0,27 m

La cota del labio del aliviadero de rebose del depósito de salida del UV se fija en: 12,81 m

La anchura del vertedero
la establecemos en $L = 2,5 \text{ m}$

El caudal de vertido por el vertedero es $Q = 2/3 \cdot C_d \cdot (2 \cdot g)^{1/2} \cdot h^{3/2} \cdot L$

donde $C_d = 0,605 + 1 / (1050 \cdot h - 3) + 0,08 \cdot h \cdot P$

en la que el calado interior del tanque bajo el labio del vertedero es $P = 1,6 \text{ m}$

Resolviendo

P (m)	Labio (m)	h (m)	Cd	Q _{desg}	Q _{objet}
1,600	2,500	0,070	0,62268	0,0851	0,0850

La cota en el depósito en la salida del UV será: **12,88 m**

La cota en la solera del UV es: **12,80 m**

El calado necesario en los canales de UV es: **0,77 m**

La cota de la lámina de agua en los canales será: **13,57 m**

TUBERÍA ENTRE LA ARQUETA DE SALIDA DEL DECANTADOR SECUNDARIO 2 Y CANALES DE RAYOS ULTRAVIOLETA

La arqueta de salida del decantador se une al canal de desinfección por medio de una tubería

PEAD/10 -355 mm con diam. Int. 313 mm

Se calculan por aplicación de la fórmula Darcy-Weissbach $h_1 = f (L / D) (v^2 / 2g)$:

obteniendo el coeficiente f de la expresión de Colebrook $1 / f^{0,5} = -2 \log (K / 3,7D + 2,51 / Re f^{0,5})$

Viscosidad cinemática = 1,30E-06 m²/s

Rugosidad absoluta = 0,15 mm

Longitud de la tubería forzada = 8 m

y el número de Reynolds es $Re = v D / \nu$

Con estos valores obtenemos la siguiente tabla de pérdidas de carga producidas por rozamiento

Q (m ³ /s)	D (m)	S (m ³ /s)	Re (x 10 ⁶)	K/D (x 10 ⁻⁵)	f	Velocidad (m/s)
0,08500	0,313	0,07694	0,265976	47,92	0,018219	1,105

$h_1 = 0,03 \text{ m}$

Las pérdidas localizadas :

Tipo	Nº	Coef. Per.	Total Coef
Salida	1	1,00	1,00
Entrada	1	0,50	0,50
Codo 45	1	0,17	0,17

Codo 60	0	0,22	0,00
Codo 90	1	0,29	0,29
Otros	0		0
Suma			1,96

Por tanto h_2

= 0,12 m

La cota de agua en la arqueta de salida del decantador 2 será : **13,72 m**

La cota de solera en la arqueta de unión de los decantadores será: **13,00 m**

TUBERÍA ENTRE DECANTADOR SECUNDARIO 1 Y DECANTADOR SECUNDARIO 2

La arqueta de salida del decantador 1 se une a la salida del decantador 2 por medio de una tubería

PEAD/10 -250 mm con diam. Int. 220 mm

Se calculan por aplicación de la fórmula Darcy-Weissbach $h_1 = f (L / D) (v^2 / 2g)$:

obteniendo el coeficiente f de la expresión de Colebrook $1 / f^{0,5} = -2 \log (K / 3,7D + 2,51 / Re f^{0,5})$

Viscosidad cinemática = 1,30E-06 m²/s

Rugosidad absoluta = 0,15 mm

Longitud de la tubería forzada = 6 m

y el número de Reynolds es $Re = v D / \nu$

Con estos valores obtenemos la siguiente tabla de pérdidas de carga producidas por rozamiento

Q (m ³ /s)	D (m)	S (m ³ /s)	Re (x 10 ⁶)	K/D (x 10 ⁻⁵)	f	Velocidad (m/s)
0,04250	0,220	0,03801	0,189205	68,18	0,019769	1,12

$h_1 = 0,03 \text{ m}$

Las pérdidas localizadas :

Tipo	Nº	Coef. Per.	Total Coef
Salida	1	1,00	1,00
Entrada	1	0,50	0,50
Codo 45	2	0,17	0,34
Codo 60	0	0,22	0,00
Codo 90	0	0,29	0,00

Otros	0	0
Suma		1,84

Por tanto h2

= 0,12 m

La cota de agua en la arqueta de salida del decantador 1 será : 13,87 m
La cota de solera en el canal de salida del decantador 1 será: 13,85 m

DECANTADORES SECUNDARIOS

Caudal que sale del decantador $Q_{max} = 153 \text{ m}^3/\text{h} = 42,50 \text{ l/s}$

Diámetro interior del decantador = 14 m

El caudal rebosa sobre el vertedero interior y cae a un canal perimetral que conecta de forma

directa con la arqueta de salida del decantador. $n_{Manning} = 0,012 \text{ s/m}$

El canal perimetral con una anchura a= 0,40 m

y pendiente $i = 0,15 \%$ tendrá un calado máximo que se obtiene

a partir de la fórmula de Manning-Strikler y la ecuación de continuidad:

$$\begin{aligned} Q &= v \cdot S = \\ 1/n \cdot i^{1/2} R_h^{2/3} &= \\ Q_{punta}/2 &= 21,25 \text{ l/s} \end{aligned}$$

Si y_0 es el caudal para ese canal se verifica que:

$$Q = 1/n \cdot (a \cdot y_0) \cdot i^{1/2} \cdot (a \cdot y_0 / (a + 2y_0))^{2/3}$$

Resolviendo $y_0 = 0,110 \text{ m}$

La cota de agua máxima en el canal perimetral del decantador secundario será:

$$y_1 = \frac{(2 \cdot Q^2 / (g a^2 y_0) + y_0^2)^{1/2}}{1/2} = 0,132$$

La cota de agua en el canal perimetral será : 13,98 m

Si establecemos un resguardo de : 0,10 m

La cota del labio del vertedero será: 14,08 m

Se utilizan vertedero triangulares espaciados de manera que haya ocho unidades por metro

lineal del canal perimetral, por lo que el número de vertederos es : 352 unidades

La capacidad de desagüe de cada vertedero viene dada por $q = 1,42 \cdot h^{5/2}$ por lo que resolviendo

$h = 0,024 \text{ m}$

La cota de la lámina de agua en el decantador secundario será: 14,10 m

El caudal de recirculación en la entrada del decantador será:

$$Q_{recir} = 64 \text{ m}^3/\text{h} = 17,78 \text{ l/s}$$

Por tanto $Q_{max} + Q_{recir} \text{ culación} = 60,28 \text{ l/s}$

El efluente sale al interior del decantador secundario con diámetro : 220 mm

Se calculan por aplicación de la fórmula Darcy-Weissbach $h_1 = f (L / D) (v^2 / 2g)$:

obteniendo el coeficiente f de la expresion de Colebrook $1 / f^{0,5} = -2 \log (K / 3,7D + 2,51 / Re f^{0,5})$

Viscosidad cinemática = $1,30E-06 \text{ m}^2/\text{s}$

Rugosidad absoluta = 0,15 mm

Longitud de la tubería forzada = 70 m

y el numero de Reynolds es $Re = v D / \nu$

Con estos valores obtenemos la siguiente tabla de pérdidas de carga producidas por rozamiento

Q (m³/s)	D (m)	S (m³/s)	Re (x 10 ⁶)	K/D (x 10 ⁻⁵)	f	Velocidad (m/s)
0,06028	0,220	0,03801	0,268350	68,18	0,019287	1,59

$h_1 = 0,79 \text{ m}$

Las pérdidas localizadas :

Tipo	Nº	Coef. Per.	Total Coef
Salida	1	1,00	1,00
Entrada	1	0,50	0,50
Codo 45	6	0,17	1,02
Codo 60	0	0,22	0,00
Codo 90	2	0,29	0,58
Otros	1	3,5	3,5

Suma	6,60												
Por tanto h2													
=	0,85 m												
La cota de agua en la arqueta de salida al decantador secundario será :	15,74 m												
REACTOR BIOLÓGICO													
Resguardo del labio del canal de salida del reactor biológico	0,86 m												
La cota del labio del aliviadero de salida del biológico será	16,60 m												
La anchura del vertedero la establecemos en L=	1,5 m												
El caudal de vertido por el vertedero es $Q = 2/3.C_d.(2.g)^{1/2}.h^{3/2}.L$													
donde $C_d= 0,605 + 1/(1050.h-3)+0,08.h.P$													
en la que el calado interior del tanque bajo el labio del vertedero es P =	5 m												
Resolviendo													
<table><tr><td>P (m)</td><td>Labio (m)</td><td>h (m)</td><td>Cd</td><td>Q desg</td><td>Qobjet</td></tr><tr><td>5,000</td><td>1,500</td><td>0,080</td><td>0,61863</td><td>0,0620</td><td>0,0603</td></tr></table>		P (m)	Labio (m)	h (m)	Cd	Q desg	Qobjet	5,000	1,500	0,080	0,61863	0,0620	0,0603
P (m)	Labio (m)	h (m)	Cd	Q desg	Qobjet								
5,000	1,500	0,080	0,61863	0,0620	0,0603								
La cota en el reactor biológico será:	16,68 m												
ARQUETA DE REPARTO A BIOLOGICOS													
El agua pasa al biológico por un hueco de 30 cm.													
Caudal total (Q)	434,00 m3/h												
Nº de líneas	2,00 Ud												
Caudal unitario	217,00 m3/h.												
A=Altura hueco	0,30 m												
B=Anchura hueco	0,30 m												
S=Sección	0,09 m2												
V=Velocidad	0,67 m/s												
K=Coeficiente	1,50												
h=Pérdida de carga.	0,03 m.												
La cota en el reparto a reactor biológico será:	16,71 m												
Resguardo del labio de la arqueta de reparto	0,07 m												
La cota del labio del aliviadero de reparto será	16,78 m												

La anchura del vertedero la establecemos en L= 1 m

El caudal de vertido por el vertedero es $Q = 2/3 \cdot C_d \cdot (2 \cdot g)^{1/2} \cdot h^{3/2} \cdot L$

donde $C_d = 0,605 + 1 / (1050 \cdot h - 3) + 0,08 \cdot h \cdot P$

en la que el calado interior del tanque bajo el labio del vertedero es P = 3,5 m

Resolviendo

P (m)	Labio (m)	h (m)	Cd	Q desg	Q objet
3,500	1,000	0,080	0,61917	0,0414	0,0425

La cota de agua previa al reparto a cada línea de reactor biológico será: **16,86 m**

TUBERÍA ENTRE SALIDA PRETRATAMIENTO Y ARQUETA DE REPARTO A BIOLOGICOS

La tubería que une la salida del pretratamiento con la arqueta de reparto es

PEAD/10 -315 mm con diam. Int. 278 mm

Se calculan por aplicación de la fórmula Darcy-Weissbach $h_1 = f (L / D) (v^2 / 2g)$:

obteniendo el coeficiente f de la expresion de Colebrook $1 / f^{0,5} = -2 \log (K / 3,7D + 2,51 / Re f^{0,5})$

Viscosidad cinemática = 1,30E-06 m²/s

Rugosidad absoluta = 0,15 mm

Longitud de la tubería forzada = 92 m

y el numero de Reynolds es $Re = v D / \nu$

Con estos valores obtenemos la siguiente tabla de pérdidas de carga producidas por rozamiento

Q (m ³ /s)	D (m)	S (m ³ /s)	Re (x 10 ⁶)	K/D (x 10 ⁻⁵)	f	Velocidad (m/s)
0,08500	0,278	0,06070	0,299462	53,96	0,018411	1,400

$h_1 = 0,61 m$

Las pérdidas localizadas :

Tipo	Nº	Coef. Per.	Total Coef
Salida	1	1,00	1,00
Entrada	1	0,50	0,50
Codo 45	6	0,17	1,02
Codo 60	0	0,22	0,00
Codo 90	1	0,29	0,29
Reducción300/250	2	0,08	0,16
Válvulas de compuerta	2	0,25	0,5
Suma			3,47

Por tanto h2

= 0,35 m

El
caudalímetr
o

Caudal total a caudalímetro (m3/s)	0,085
Tipo de salida	tubería
Velocidad de paso (m/seg)	1
Diámetro teórico de caudalímetro(m)	0,329
Diámetro de caudalímetro(m)	0,250
Velocidad de paso (m/seg)	1,73

Pérdida de carga en caudalímetro $h3 =$ 0,31 m

Pérdida de carga total $ht =$ 1,26 m

La cota de lámina en la salida del pretratamiento será: 18,12 m

PRETRATAMIENTO

Cota de agua en salida de pretratamiento: **18,12 m**
Resguardo del labio por aireación 0,26 m

La cota del labio del aliviadero desde pretratamiento a biológico será 18,38 m

La anchura del vertedero
la establecemos en L= 1,2 m

El caudal de vertido por el vertedero es $Q = 2/3.C_d.(2.g)^{1/2}.h^{3/2}.L$

donde $C_d = 0,605 + 1 / (1050.h-3) + 0,08.h.P$

en la que el calado interior del tanque bajo el labio del vertedero es P = 3 m

El caudal de paso por cada línea será: 42,50 l/s

Resolviendo

P (m)	Labio (m)	h (m)	Cd	Q desg	Qobjet
3,000	1,200	0,075	0,62020	0,0451	0,0425

La cota en el desarenado-desengrasado será: 18,46 m

Pérdidas en paso por compuerta :

Caudal total (Q)	306,00 m3/h
Nº de líneas	2,00 Ud
Caudal unitario	153,00 m3/h.
A=Altura hueco	0,30 m
B=Anchura hueco	0,30 m
S=Sección	0,09 m2
V=Velocidad	0,47 m/s
K=Coeficiente	1,05
h=Perdida de carga.	0,01 m.

La cota en la entrada a desarenado será: 18,47 m

Pérdidas en paso por compuerta :

Caudal total (Q)	306,00 m3/h
Nº de líneas	1,00 Ud
Caudal unitario	306,00 m3/h.
A=Altura hueco	0,50 m
B=Anchura hueco	0,50 m
S=Sección	0,25 m2
V=Velocidad	0,34 m/s
K=Coeficiente	1,05
h=Perdida de carga.	0,01 m.

La cota en la salida de canales de desbaste será: 18,47 m

Cota solera canales de desbaste..... 17,94 m

Caudal en canal.....	306,00 m3/h.
Longitud canal.....	6,00 m
Anchura canal recogida.....	0,50 m
Calado canal.....	0,45 m
Sección de paso.....	0,23 m2
Velocidad de paso.....	0,38 m/s
Pérdida en canal.....	0,004 m

Pérdidas en paso por desbaste fino :

Caudal total (Q)	306,00	m3/h
Nº de líneas	1,00	Ud
Caudal unitario	306,00	m3/h.
A=Altura hueco	0,50	m
B=Anchura hueco	0,50	m
S=Sección	0,25	m2
V=Velocidad	0,34	m/s
K=Coeficiente	35,00	
h=Perdida de carga.	0,20	m.

La cota antes del tamizado será: 18,68 m

Pérdidas en paso por desbaste grueso:

Caudal total (Q)	306,00	m3/h
Nº de líneas	1,00	Ud
Caudal unitario	306,00	m3/h.
A=Altura hueco	0,50	m
B=Anchura hueco	0,50	m
S=Sección	0,25	m2
V=Velocidad	0,34	m/s
K=Coeficiente	12,00	
h=Perdida de carga.	0,07	m.

Pérdidas en paso por compuerta :

Caudal total (Q)	306,00	m3/h
Nº de líneas	1,000	Ud
Caudal unitario	306,000	m3/h.
A=Altura hueco	0,500	m
B=Anchura hueco	0,500	m
S=Sección	0,250	m2
V=Velocidad	0,340	m/s
K=Coeficiente	1,050	
h=Perdida de carga.	0,006	m.

La cota en la entrada al pretratamiento en pozo de gruesos será: 18,75 m

ALIVIADERO LATERAL DE EMERGENCIA

Resguardo del labio 0,14 m

La cota del labio del aliviadero lateral será 18,89 m

La anchura del vertedero
la establecemos en L= 1,5 m

El caudal de vertido por el vertedero es $Q = 2/3 \cdot C_d \cdot (2 \cdot g)^{1/2} \cdot h^{3/2} \cdot L$

donde $C_d = 0,605 + 1 / (1050 \cdot h - 3) + 0,08 \cdot h \cdot P$

en la que el calado interior del tanque bajo el labio del vertedero es P = 3 m

El caudal de paso por cada línea será: 85,000 l/s

Resolviendo

P (m)	Labio (m)	h (m)	Cd	Q desg	Q objet
3,000	1,500	0,100	0,61747	0,0865	0,0850

La cota en el pozo de gruesos en situación de alivio será: 18,99 m

ANEXO 2. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS LINEA DE AGUA A Q_{MED}

CALCULO DE LA LÍNEA DE AGUA A Q med-EDAR ILLA DE AROUSA

SALIDA DEL EFLUENTE DE LA E.D.A.R. EN POZO DE REGITRO PREVIO A EMISARIO

La cota de la solera del colector se fija..... 11,9 m

TUBERÍA ENTRE CANAL PARSHALL DE SALIDA DE E.D.A.R. Y ARQUETA

El caudal máximo a transportar por esta tubería será el caudal 85,78 m³/h

$Q_{\text{máximo}} = 85,78 \text{ m}^3/\text{h} = 23,83 \text{ l/s}$

La tubería de transporte es tubería de PVC -400 mm con diam. Int. 364 mm

La longitud de la tubería es de 23 m

$n_{\text{Manning}} = 0,009 \text{ s/m}$ $\text{Pendiente} = 0,4 \%$

$V_{\text{sección llena}} = 1,42 \text{ m/s}$ $Q_{\text{sección llena}} = 0,1479 \text{ m}^3/\text{s}$

Para el caudal máximo previsto:

$\text{Per. Moj.} = 0,402 \text{ m}$ $\text{Supe. Moj.} = 0,023 \text{ m}^2$

$v = 1,051 \text{ m/s}$ $\text{Calado} = 0,100 \text{ m}$

La pérdida continua será $h_1 = 0,092 \text{ m}$

La cota de agua en el pozo de salida del canal Parshall será: 12,09 m

CANAL PARSHALL

La cota de lámina en la salida del canal Parshall será: 12,09 m

Aforador Parshall

Caudal máximo a caudalímetro (m3/s)	0,024
Ancho de canal	0,52 m
Calado en canal en salida	0,15 m
Ancho de garganta	152,40 mm
Calado en zona de medida	0,20 m
Cota en solera canal	11,93 m
Velocidad de paso (m/seg)	0,78

Pérdida de carga en aforador $h_3 = 0,050 \text{ m}$

La cota de agua en entrada canal Parshall será : 12,13 m

TUBERÍA ENTRE CANAL PARSHALL Y SALIDA DE CANALES RAYOS UV

El caudal máximo a transportar por esta tubería será el caudal punta 85,78 m³/h

$Q_{\text{punta}} = 85,78 \text{ m}^3/\text{h} = 23,83 \text{ l/s}$

La tubería de transporte es tubería de PVC -400 mm con diam. Int. 364 mm

La longitud de la tubería es de 102 m

$n_{\text{Manning}} = 0,009 \text{ s/m}$ $\text{Pendiente} = 0,4 \%$

$V_{\text{sección llena}} = 1,42 \text{ m/s}$ $Q_{\text{sección llena}} = 0,1479 \text{ m}^3/\text{s}$

Para el caudal máximo previsto:

$\text{Per. Moj.} = 0,023 \text{ m}$ $\text{Supe. Moj.} = 0,023 \text{ m}^2$

$v = 1,051 \text{ m/s}$ $\text{Calado} = 0,10 \text{ m}$

La pérdida continua será $h_1 = 0,408 \text{ m}$

La cota de agua en la salida de los canales de rayos UV será: 12,44 m

CANALES DE RAYOS ULTRAVIOLETA

La cota de la tubería de salida del tubo en los canales será: 12,34 m

Resguardo del labio del canal de salida 0,37 m

La cota del labio del aliviadero de rebose del depósito de salida del UV se fija en: 12,81 m

La anchura del
vertedero la
establecemos en $L = 2,5 \text{ m}$

El caudal de vertido por el vertedero es $Q = 2/3 \cdot C_d \cdot (2 \cdot g)^{1/2} \cdot h^{3/2} \cdot L$

donde $C_d = 0,605 + 1 / (1050 \cdot h - 3) + 0,08 \cdot h \cdot P$

en la que el calado interior del tanque bajo el labio del vertedero es $P = 1,6 \text{ m}$

Resolviendo

P (m)	Labio (m)	h (m)	Cd	Q _{desg}	Q _{objet}
1,600	2,500	0,030	0,64159	0,0246	0,0238

La cota en el depósito en la salida del UV será: **12,84 m**

La cota en la solera del UV es: **12,80 m**

El calado necesario en los canales de UV es: **0,77 m**

La cota de la lámina de agua en los canales será: **13,57 m**

TUBERÍA ENTRE LA ARQUETA DE SALIDA DEL DECANTADOR SECUNDARIO 2 Y CANALES DE RAYOS ULTRAVIOLETA

La arqueta de salida del decantador se une al canal de desinfección por medio de una tubería

PEAD/10 -355 mm con diam. Int. 313 mm

Se calculan por aplicación de la fórmula Darcy-Weissbach $h_1 = f (L / D) (v^2 / 2g)$:

obteniendo el coeficiente f de la expresión de Colebrook $1 / f^{0.5} = -2 \log (K / 3,7D + 2,51 / Re f^{0.5})$

Viscosidad cinemática = 1,30E-06 m²/s

Rugosidad absoluta = 0,15 mm

Longitud de la tubería forzada = 8 m

Re = v D / n
y el número de Reynolds es

Con estos valores obtenemos la siguiente tabla de pérdidas de carga producidas por rozamiento

Q (m ³ /s)	D (m)	S (m ³ /s)	Re (x 10 ⁶)	K/D (x 10 ⁻⁵)	f	Velocidad (m/s)
0,02383	0,313	0,07694	0,074560	47,92	0,021092	0,310

h₁ = 0,003 m

Las pérdidas localizadas :

Tipo	Nº	Coef. Per.	Total Coef
Salida	1	1,00	1,00
Entrada	1	0,50	0,50
Codo 45	1	0,17	0,17

Codo 60	0	0,22	0,00
Codo 90	1	0,29	0,29
Otros	0		0
Suma			1,96

Por tanto h₂ = 0,01 m

La cota de agua en la arqueta de salida del decantador 2 será : **13,58 m**

La cota de solera en la arqueta de unión de los decantadores será: **13,00 m**

TUBERÍA ENTRE DECANTADOR SECUNDARIO 1 Y DECANTADOR SECUNDARIO 2

La arqueta de salida del decantador 1 se une a la salida del decantador 2 por medio de una tubería

PEAD/10 -250 mm con diam. Int. 220 mm

Se calculan por aplicación de la fórmula Darcy-Weissbach $h_1 = f (L / D) (v^2 / 2g)$:

obteniendo el coeficiente f de la expresión de Colebrook $1 / f^{0.5} = -2 \log (K / 3,7D + 2,51 / Re f^{0.5})$

Viscosidad cinemática = 1,30E-06 m²/s

Rugosidad absoluta = 0,15 mm

Longitud de la tubería forzada = 6 m

Re = v D / n
y el número de Reynolds es

Con estos valores obtenemos la siguiente tabla de pérdidas de carga producidas por rozamiento

Q (m ³ /s)	D (m)	S (m ³ /s)	Re (x 10 ⁶)	K/D (x 10 ⁻⁵)	f	Velocidad (m/s)
0,01191	0,220	0,03801	0,053039	68,18	0,022897	0,31

h₁ = 0,00 m

Las pérdidas localizadas :

Tipo	Nº	Coef. Per.	Total Coef
Salida	1	1,00	1,00
Entrada	1	0,50	0,50
Codo 45	2	0,17	0,34
Codo 60	0	0,22	0,00
Codo 90	0	0,29	0,00

	Otros	0	0
	Suma		1,84
Por tanto h2 =	0,01	m	
La cota de agua en la arqueta de salida del decantador 1 será :			13,59 m
La cota de solera en el canal de salida del decantador 1 será:			13,85 m
DECANTADORES SECUNDARIOS			
Caudal que sale del decantador Q _{max} =	42,89	m³/h	= 11,91 l/s
Diámetro interior del decantador =	14	m	
El caudal rebosa sobre el vertedero interior y cae a un canal perimetral que conecta de forma			
directa con la arqueta de salida del decantador.	n _{Manning} =	0,012	s/m
El canal perimetral con una anchura a=	0,40	m	
y pendiente i =	0,15	%	tendrá un calado máximo que se obtiene
a partir de la fórmula de Manning-Strikler y la ecuación de continuidad:			
	Q = v.S =		
	1/n.i ^{1/2} R _h ²		
	/3 =		
	Q _{punta} /2 =	5,96	l/s
Si y ₀ es el caudal para ese canal se verifica que:			
	Q=1/n.(a.		
	y ₀).i ^{1/2} .(a.y		
	o/(a+2y ₀)) ²		
	/3		
Resolviendo	y ₀ =	0,050	m
La cota de agua máxima en el canal perimetral del decantador secundario será:			
	y ₁ =		
	(2.Q²/(ga²		
	y ₀)+y ₀ ²) ^{1/2}		
	=	0,058	
La cota de agua en el canal perimetral será :			13,91 m
Si establecemos un resguardo de :	0,17	m	
La cota del labio del vertedero será:	14,08	m	

Se utilizan vertederos triangulares espaciados de manera que haya ocho unidades por metro

lineal del canal perimetral, por lo que el número de vertederos es : 352 unidades

La capacidad de desagüe de cada vertedero viene dada por $q= 1,42.h^{5/2}$ por lo que resolviendo

$h = 0,014 \text{ m}$

La cota de la lámina de agua en el decantador secundario será: 14,09 m

El caudal de recirculación en la entrada del decantador será:

$Q_{\text{recir}} = 64 \text{ m}^3/\text{h} = 17,78 \text{ l/s}$

$Q_{\text{punta}} + Q_{\text{recir culación}}$

Por tanto = 29,69 l/s

El efluente sale al interior del decantador secundario con diámetro : 220 mm

Se calculan por aplicación de la fórmula Darcy-Weissbach $h_1 = f (L / D)(v^2 / 2g) :$

obteniendo el coeficiente f de la expresion de Colebrook $1 / f^{0,5} = -2\log (K / 3,7D + 2,51 / Re f^{0,5})$

Viscosidad cinemática = $1,30E-06 \text{ m}^2/\text{s}$

Rugosidad absoluta = $0,15 \text{ mm}$

Longitud de la tubería forzada = 70 m

$Re = v D / \nu$

y el numero de Reynolds es

Con estos valores obtenemos la siguiente tabla de pérdidas de carga producidas por rozamiento

Q (m³/s)	D (m)	S (m³/s)	Re (x 10⁶)	K/D (x 10⁻⁵)	f	Velocida (m/s)
0,02969	0,220	0,03801	0,132184	68,18	0,020397	0,78

$h_1 = 0,20 \text{ m}$

Las pérdidas localizadas :

Tipo	Nº	Coef. Per.	Total Coef
Salida	1	1,00	1,00
Entrada	1	0,50	0,50
Codo 45	6	0,17	1,02

Codo 60	0	0,22	0,00
Codo 90	2	0,29	0,58
Otros	1	3,5	3,5
Suma			6,60

Por tanto h2 = 0,21 m

La cota de agua en la arqueta de salida al decantador secundario será : 14,50 m

REACTOR BIOLÓGICO

Resguardo del labio del canal de salida del reactor biológico 2,10 m

La cota del labio del aliviadero de salida del biológico será 16,60 m

La anchura del
vertedero la
establecemos en L= 1,5 m

El caudal de vertido por el vertedero es $Q = 2/3 \cdot C_d \cdot (2 \cdot g)^{1/2} \cdot h^{3/2} \cdot L$

donde $C_d = 0,605 + 1 / (1050 \cdot h - 3) + 0,08 \cdot h \cdot P$

en la que el calado interior del tanque bajo el labio del vertedero es P = 5 m

Resolviendo

P (m)	Labio (m)	h (m)	Cd	Q desg	Qobjet
5,000	1,500	0,050	0,62600	0,0310	0,0297

La cota en el reactor biológico será: 16,65 m

ARQUETA DE REPARTO A BIOLOGICOS

El agua pasa al biológico por un hueco de 30 cm.

Caudal total (Q)	213,78	m3/h
Nº de líneas	2,00	Ud
Caudal unitario	106,89	m3/h.
A=Altura hueco	0,30	m
B=Anchura hueco	0,30	m
S=Sección	0,09	m2
V=Velocidad	0,33	m/s
K=Coeficiente	1,50	
h=Pérdida de carga.	0,01	m.

La cota en el reparto a reactor biológico será: 16,66 m

Resguardo del labio de la arqueta de reparto 0,12 m

La cota del labio del aliviadero de reparto será 16,78 m

La anchura del
vertedero la
establecemos en L= 1 m

El caudal de vertido por el vertedero es $Q = 2/3 \cdot C_d \cdot (2 \cdot g)^{1/2} \cdot h^{3/2} \cdot L$

donde $C_d = 0,605 + 1 / (1050 \cdot h - 3) + 0,08 \cdot h \cdot P$

en la que el calado interior del tanque bajo el labio del vertedero es P = 3,5 m

Resolviendo

P (m)	Labio (m)	h (m)	Cd	Q desg	Qobjet
3,500	1,000	0,040	0,63156	0,0149	0,0119

La cota de agua previa al reparto a cada línea de reactor biológico será: 16,82 m

TUBERÍA ENTRE SALIDA PRETRATAMIENTO Y ARQUETA DE REPARTO A BIOLOGICOS

La tubería que une la salida del pretratamiento con la arqueta de reparto es

PEAD/10 -315 mm con diam. Int. 278 mm

Se calculan por aplicación de la fórmula Darcy-Weissbach $h_1 = f (L / D) (v^2 / 2g)$:

obteniendo el coeficiente f de la expresion de Colebrook $1 / f^{0,5} = -2 \log (K / 3,7D + 2,51 / Re f^{0,5})$

Viscosidad cinemática = 1,30E-06 m²/s

Rugosidad absoluta = 0,15 mm

Longitud de la tubería forzada = 92 m

y el numero de Reynolds es $Re = v D / \nu$

Con estos valores obtenemos la siguiente tabla de pérdidas de carga producidas por rozamiento

Q (m³/s)	D (m)	S (m³/s)	Re (x 10⁶)	K/D (x 10⁻⁵)	f	Velocidad (m/s)
-------------	----------	-------------	---------------	-----------------	---	--------------------

0,02383	0,278	0,06070	0,083947	53,96	0,020960	0,393
---------	-------	---------	----------	-------	----------	-------

h1 = 0,05 m

Las pérdidas localizadas :

Tipo	Nº	Coef. Per.	Total Coef
Salida	1	1,00	1,00
Entrada	1	0,50	0,50
Codo 45	6	0,17	1,02
Codo 60	0	0,22	0,00
Codo 90	1	0,29	0,29
Reducción 300/250	2	0,08	0,16
Válvulas de compuerta	2	0,25	0,5
Suma			3,47

Por tanto h2 = 0,03 m

El caudalímetro

Caudal total a caudalímetro (m3/s)	0,024
Tipo de salida	tubería
Velocidad de paso (m/seg)	1
Diámetro teórico de caudalímetro(m)	0,174
Diámetro de caudalímetro(m)	0,250
Velocidad de paso (m/seg)	0,49

Pérdida de carga en caudalímetro h3 = 0,02 m

Pérdida de carga total ht = 0,11 m

La cota de lámina en la salida del pretratamiento será: 16,93 m

PRETRATAMIENTO

Cota de agua en salida de pretratamiento: 16,93 m
Resguardo del labio por aireación 1,45 m

La cota del labio del aliviadero desde pretratamiento a biológico será 18,38 m

La anchura del
vertedero la
establecemos en L= 1,2 m

El caudal de vertido por el vertedero es $Q = \frac{2}{3} \cdot C_d \cdot (2 \cdot g)^{1/2} \cdot h^{3/2} \cdot L$

donde $C_d = 0,605 + 1 / (1050 \cdot h - 3) + 0,08 \cdot h \cdot P$

en la que el calado interior del tanque bajo el labio del vertedero es P = 3 m

El caudal de paso por cada línea será: 23,83 l/s

Resolviendo

P (m)	Labio (m)	h (m)	Cd	Q desg	Q objet
3,000	1,200	0,050	0,62654	0,0248	0,0238

La cota en el desarenado-desengrasado será: 18,43 m

Pérdidas en paso por compuerta :

Caudal total (Q)	85,78 m3/h
Nº de líneas	1,00 Ud
Caudal unitario	85,78 m3/h.
A=Altura hueco	0,30 m
B=Anchura hueco	0,30 m
S=Sección	0,09 m2
V=Velocidad	0,26 m/s
K=Coeficiente	1,05
h=Perdida de carga.	0,00 m.

La cota en la entrada a desarenado será: 18,43 m

Pérdidas en paso por compuerta :

Caudal total (Q)	85,78 m3/h
Nº de líneas	1,00 Ud
Caudal unitario	85,78 m3/h.
A=Altura hueco	0,50 m
B=Anchura hueco	0,50 m
S=Sección	0,25 m2
V=Velocidad	0,10 m/s
K=Coeficiente	1,05
h=Perdida de carga.	0,00 m.

La cota en la salida de canales de desbaste será: 18,43 m

Cota solera canales de desbaste..... 17,94 m

Caudal en canal.....	42,89 m3/h.
Longitud canal.....	6,00 m
Anchura canal recogida.....	0,50 m

Calado canal.....	0,30 m
Sección de paso.....	0,15 m ²
Velocidad de paso.....	0,08 m/s
Pérdida en canal.....	0,004 m

La anchura del
vertedero la
establecemos en L= 1,5 m

El caudal de vertido por el vertedero es $Q = 2/3 \cdot C_d \cdot (2 \cdot g)^{1/2} \cdot h^{3/2} \cdot L$

donde $C_d = 0,605 + 1 / (1050 \cdot h - 3) + 0,08 \cdot h \cdot P$

en la que el calado interior del tanque bajo el labio del vertedero es P = 3 m

El caudal de paso por cada línea será: 23,828 l/s

Resolviendo

P (m)	Labio (m)	h (m)	Cd	Q _{desg}	Q _{objet}
3,000	1,500	0,050	0,62654	0,0310	0,0238

La cota en el pozo de gruesos en situación de alivio será: 18,94 m

Pérdidas en paso por desbaste fino :

Caudal total (Q)	85,78 m ³ /h
Nº de líneas	1,00 Ud
Caudal unitario	85,78 m ³ /h.
A=Altura hueco	0,50 m
B=Anchura hueco	0,50 m
S=Sección	0,25 m ²
V=Velocidad	0,10 m/s
K=Coeficiente	35,00
h=Perdida de carga.	0,02 m.

La cota antes del tamizado será: 18,45 m

Pérdidas en paso por desbaste grueso:

Caudal total (Q)	85,78 m ³ /h
Nº de líneas	1,00 Ud
Caudal unitario	85,78 m ³ /h.
A=Altura hueco	0,50 m
B=Anchura hueco	0,50 m
S=Sección	0,25 m ²
V=Velocidad	0,10 m/s
K=Coeficiente	12,00
h=Perdida de carga.	0,01 m.

Pérdidas en paso por compuerta :

Caudal total (Q)	85,78 m ³ /h
Nº de líneas	1,000 Ud
Caudal unitario	85,780 m ³ /h.
A=Altura hueco	0,500 m
B=Anchura hueco	0,500 m
S=Sección	0,250 m ²
V=Velocidad	0,095 m/s
K=Coeficiente	1,050
h=Perdida de carga.	0,000 m.

La cota en la entrada al pretratamiento en pozo de gruesos será: 18,46 m

ALIVIADERO LATERAL DE EMERGENCIA

Resguardo del labio 0,43 m

La cota del labio del aliviadero lateral será 18,89 m

ANEXO 3. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS LINEA DE AGUA A Q_{MIN}

CALCULO DE LA LÍNEA DE AGUA A Q min-EDAR ILLA DE AROUSA

SALIDA DEL EFLUENTE DE LA E.D.A.R. EN POZO DE REGITRO PREVIO A EMISARIO

La cota de la solera del colector se fija..... 11,9 m

TUBERÍA ENTRE CANAL PARSHALL DE SALIDA DE E.D.A.R. Y ARQUETA

El caudal máximo a transportar por esta tubería será el caudal 50,88 m³/h

$Q_{\text{máximo}} = 50,88 \text{ m}^3/\text{h} = 14,13 \text{ l/s}$

La tubería de transporte es tubería de PVC -400 mm con diam. Int. 364 mm

La longitud de la tubería es de 23 m

$n_{\text{Manning}} = 0,009 \text{ s/m}$ Pendiente = 0,4 %

$V_{\text{sección llena}} = 1,42 \text{ m/s}$ $Q_{\text{sección llena}} = 0,1479 \text{ m}^3/\text{s}$

Para el caudal máximo previsto:

Per. Moj. = 0,355 m Supe. Moj. = 0,017 m²

$v = 0,925 \text{ m/s}$ Calado = 0,080 m

La perdida continua será $h_1 = 0,092 \text{ m}$

La cota de agua en el pozo de salida del canal Parshall será: 12,07 m

CANAL PARSHALL

La cota de lámina en la salida del canal Parshall será: 12,07 m

Aforador Parshall

Caudal máximo a caudalímetro (m3/s)	0,014
Ancho de canal	0,52 m
Calado en canal en salida	0,12 m
Ancho de garganta	152,40 mm
Calado en zona de medida	0,15 m
Cota en solera canal	11,93 m

Velocidad de paso (m/seg) 0,62

Pérdida de carga en aforador $h_3 = 0,030 \text{ m}$

La cota de agua en entrada canal Parshall será : 12,08 m

TUBERÍA ENTRE CANAL PARSHALL Y SALIDA DE CANALES RAYOS UV

El caudal máximo a transportar por esta tubería será el caudal punta 50,88 m³/h

$Q_{\text{punta}} = 50,88 \text{ m}^3/\text{h} = 14,13 \text{ l/s}$

La tubería de transporte es tubería de PVC -400 mm con diam. Int. 364 mm

La longitud de la tubería es de 102 m

$n_{\text{Manning}} = 0,009 \text{ s/m}$ Pendiente = 0,4 %

$V_{\text{sección llena}} = 1,42 \text{ m/s}$ $Q_{\text{sección llena}} = 0,1479 \text{ m}^3/\text{s}$

Para el caudal máximo previsto:

Per. Moj. = 0,017 m Supe. Moj. = 0,017 m²

$v = 0,925 \text{ m/s}$ Calado = 0,08 m

La perdida continua será $h_1 = 0,408 \text{ m}$

La cota de agua en la salida de los canales de rayos UV será: 12,42 m

CANALES DE RAYOS ULTRAVIOLETA

La cota de la tubería de salida del tubo en los canales será: 12,34 m

Resguardo del labio del canal de salida 0,39 m

La cota del labio del aliviadero de rebose del depósito de salida del UV se fija en: 12,81 m

La anchura del vertedero la 2,5 m

establece
mos en L=

El caudal de vertido por el vertedero es $Q = 2/3 \cdot C_d \cdot (2 \cdot g)^{1/2} \cdot h^{3/2} \cdot L$

donde $C_d = 0,605 + 1 / (1050 \cdot h - 3) + 0,08 \cdot h \cdot P$

en la que el calado interior del tanque bajo el labio del vertedero es $P = 1,6 \text{ m}$

Resolviendo

P (m)	Labio (m)	h (m)	Cd	Q desg	Q objet
1,600	2,500	0,020	0,66156	0,0138	0,0141

La cota en el depósito en la salida del UV será: **12,83 m**

La cota en la solera del UV es: **12,80 m**

El calado necesario en los canales de UV es: **0,77 m**

La cota de la lámina de agua en los canales será: **13,57 m**

TUBERÍA ENTRE LA ARQUETA DE SALIDA DEL DECANTADOR SECUNDARIO 2 Y CANALES DE RAYOS ULTRAVIOLETA

La arqueta de salida del decantador se une al canal de desinfección por medio de una tubería

PEAD/10 -355 mm con diam.
Int.

313 mm

Se calculan por aplicación de la fórmula Darcy-Weissbach $h_1 = f (L / D) (v^2 / 2g)$:

obteniendo el coeficiente f de la expresión de Colebrook $1 / f^{0,5} = -2 \log (K / 3,7D + 2,51 / Re f^{0,5})$

Viscosidad cinemática = **1,30E-06 m²/s**

Rugosidad absoluta = **0,15 mm**

Longitud de la tubería forzada = **8 m**

y el número de Reynolds es $Re = v D / \nu$

Con estos valores obtenemos la siguiente tabla de pérdidas de carga producidas por rozamiento

Q (m ³ /s)	D (m)	S (m ³ /s)	Re (x 10 ⁶)	K/D (x 10 ⁻⁵)	f	Velocidad (m/s)
0,01413	0,313	0,07694	0,044225	47,92	0,022979	0,184

$h_1 = 0,001 \text{ m}$

Las pérdidas localizadas :

Tipo	Nº	Coef. Per.	Total Coef
Salida	1	1,00	1,00
Entrada	1	0,50	0,50
Codo 45	1	0,17	0,17
Codo 60	0	0,22	0,00
Codo 90	1	0,29	0,29
Otros	0		0
Suma			1,96

Por tanto $h_2 = 0,00 \text{ m}$

La cota de agua en la arqueta de salida del decantador 2 será : **13,57 m**
La cota de solera en la arqueta de unión de los decantadores será: **13,00 m**

TUBERÍA ENTRE DECANTADOR SECUNDARIO 1 Y DECANTADOR SECUNDARIO 2

La arqueta de salida del decantador 1 se une a la salida del decantador 2 por medio de una tubería

PEAD/10 -250 mm con diam.
Int.

220 mm

Se calculan por aplicación de la fórmula Darcy-Weissbach $h_1 = f (L / D) (v^2 / 2g)$:

obteniendo el coeficiente f de la expresión de Colebrook $1 / f^{0,5} = -2 \log (K / 3,7D + 2,51 / Re f^{0,5})$

Viscosidad cinemática = **1,30E-06 m²/s**

Rugosidad absoluta = **0,15 mm**

Longitud de la tubería forzada = **6 m**

y el número de Reynolds es $Re = v D / \nu$

Con estos valores obtenemos la siguiente tabla de pérdidas de carga producidas por rozamiento

Q (m ³ /s)	D (m)	S (m ³ /s)	Re (x 10 ⁶)	K/D (x 10 ⁻⁵)	f	Velocidad (m/s)
--------------------------	----------	--------------------------	----------------------------	------------------------------	---	--------------------

0,00707	0,220	0,03801	0,031460	68,18	0,024994	0,19
---------	-------	---------	----------	-------	----------	------

$h_1 = 0,00 \text{ m}$

Las pérdidas localizadas :

Tipo	Nº	Coef. Per.	Total Coef
Salida	1	1,00	1,00
Entrada	1	0,50	0,50
Codo 45	2	0,17	0,34
Codo 60	0	0,22	0,00
Codo 90	0	0,29	0,00
Otros	0		0
Suma			1,84

Por tanto $h_2 = 0,00 \text{ m}$

La cota de agua en la arqueta de salida del decantador 1 será : **13,58 m**
La cota de solera en el canal de salida del decantador 1 será: **13,85 m**

**DECANTADORES
SECUNDARIOS**

Caudal que sale del decantador $Q_{\max} = 25,44 \text{ m}^3/\text{h} = 7,07 \text{ l/s}$

Diámetro interior del decantador = **14 m**

El caudal rebosa sobre el vertedero interior y cae a un canal perimetral que conecta de forma

directa con la arqueta de salida del decantador. $n_{\text{Manning}} = 0,012 \text{ s/m}$

El canal perimetral con una anchura $a = 0,40 \text{ m}$

y pendiente $i = 0,15 \%$ tendrá un calado máximo que se obtiene

a partir de la fórmula de Manning-Strikler y la ecuación de continuidad:

$Q = v \cdot S = 1/n \cdot i^{1/2} R_h^{2/3} = Q_{\text{punta}}/2 = 3,53 \text{ l/s}$

Si y_0 es el caudal para ese canal se verifica que:

$Q = 1/n \cdot (a \cdot y_0) \cdot i^{1/2} \cdot (a \cdot y_0 / (a + 2y_0))^{2/3}$

Resolviendo $y_0 = 0,035 \text{ m}$

La cota de agua máxima en el canal perimetral del decantador secundario será:

$y_1 = (2 \cdot Q^2 / (g a^2 y_0 + y_0^2))^{1/2} = 0,041$

La cota de agua en el canal perimetral será : **13,89 m**

Si establecemos un resguardo de : **0,19 m**

La cota del labio del vertedero será: **14,08 m**

Se utilizan vertedero triangulares espaciados de manera que haya ocho unidades por metro

lineal del canal perimetral, por lo que el número de vertederos es : **352 unidades**

La capacidad de desagüe de cada vertedero viene dada por $q = 1,42 \cdot h^{5/2}$ por lo que resolviendo

$h = 0,011 \text{ m}$

La cota de la lámina de agua en el decantador secundario será: **14,09 m**

El caudal de recirculación en la entrada del decantador será:

$Q_{\text{recir}} = 64 \text{ m}^3/\text{h} = 17,78 \text{ l/s}$

Por tanto $Q_{\text{punta}} + Q_{\text{recir}} = 24,84 \text{ l/s}$

El efluente sale al interior del decantador secundario con diámetro : **220 mm**

Se calculan por aplicación de la fórmula Darcy-Weissbach $h_1 = f (L / D) (v^2 / 2g)$:

obteniendo el coeficiente f de la expresion de Colebrook $1 / f^{0.5} = -2 \log (K / 3,7D + 2,51 / Re f^{0.5})$

Viscosidad cinemática = **1,30E-06 m²/s**

Rugosidad absoluta = **0,15 mm**

Longitud de la tubería forzada = **70 m**

y el numero de Reynolds es $Re = v D / \nu$

Con estos valores obtenemos la siguiente tabla de pérdidas de carga producidas por rozamiento

Q (m³/s)	D (m)	S (m³/s)	Re (x 10 ⁶)	K/D (x 10 ⁻⁵)	f	Velocidad (m/s)
0,02484	0,220	0,03801	0,110605	68,18	0,020397	0,65

$h_1 = 0,14 \text{ m}$

Las pérdidas localizadas :

Tipo	Nº	Coef. Per.	Total Coef
Salida	1	1,00	1,00
Entrada	1	0,50	0,50
Codo 45	6	0,17	1,02
Codo 60	0	0,22	0,00
Codo 90	2	0,29	0,58
Otros	1	3,5	3,5
Suma			6,60

Por tanto h2 = 0,14 m

La cota de agua en la arqueta de salida al decantador secundario será : 14,38 m

REACTOR BIOLÓGICO

Resguardo del labio del canal de salida del reactor biológico 2,22 m

La cota del labio del aliviadero de salida del biológico será 16,60 m

La anchura del vertedero la establece mos en L= 1,5 m

El caudal de vertido por el vertedero es $Q = 2/3 \cdot C_d \cdot (2 \cdot g)^{1/2} \cdot h^{3/2} \cdot L$

donde $C_d = 0,605 + 1 / (1050 \cdot h - 3) + 0,08 \cdot h \cdot P$

en la que el calado interior del tanque bajo el labio del vertedero es P = 5 m

Resolviendo

P (m)	Labio (m)	h (m)	Cd	Q desg	Q objet
5,000	1,500	0,045	0,62832	0,0266	0,0248

La cota en el reactor biológico será: 16,65 m

ARQUETA DE REPARTO A BIOLOGICOS

El agua pasa al biológico por un hueco de 30 cm.

Caudal total (Q) 178,88 m3/h
Nº de líneas 2,00 Ud

Caudal unitario 89,44 m3/h.
A=Altura hueco 0,30 m
B=Anchura hueco 0,30 m
S=Sección 0,09 m2
V=Velocidad 0,28 m/s
K=Coeficiente 1,50
h=Pérdida de carga. 0,01 m.

La cota en el reparto a reactor biológico será: 16,65 m

Resguardo del labio de la arqueta de reparto 0,13 m

La cota del labio del aliviadero de reparto será 16,78 m

La anchura del vertedero la establece mos en L= 1 m

El caudal de vertido por el vertedero es $Q = 2/3 \cdot C_d \cdot (2 \cdot g)^{1/2} \cdot h^{3/2} \cdot L$

donde $C_d = 0,605 + 1 / (1050 \cdot h - 3) + 0,08 \cdot h \cdot P$

en la que el calado interior del tanque bajo el labio del vertedero es P = 3,5 m

Resolviendo

P (m)	Labio (m)	h (m)	Cd	Q desg	Q objet
3,500	1,000	0,025	0,64858	0,0076	0,0071

La cota de agua previa al reparto a cada línea de reactor biológico será: 16,81 m

TUBERÍA ENTRE SALIDA PRETRATAMIENTO Y ARQUETA DE REPARTO A BIOLOGICOS

La tubería que une la salida del pretratamiento con la arqueta de reparto es

PEAD/10 -315 mm con diam. Int. 278 mm

Se calculan por aplicación de la fórmula Darcy-Weissbach $h_1 = f (L / D) (v^2 / 2g) :$

obteniendo el coeficiente f de la expresion de Colebrook $1 / f^{0.5} = -2 \log (K / 3,7D + 2,51 / Re f^{0.5})$

Viscosidad cinemática = 1,30E-06 m²/s

Rugosidad absoluta = 0,15 mm

Longitud de la tubería forzada = 92 m

y el numero de Reynolds es $Re = v D / \nu$

Con estos valores obtenemos la siguiente tabla de pérdidas de carga producidas por rozamiento

Q (m³/s)	D (m)	S (m³/s)	Re (x 10 ⁶)	K/D (x 10 ⁻⁵)	f	Velocidad (m/s)
0,01413	0,278	0,06070	0,049793	53,96	0,022693	0,233

$h_1 = 0,02 \text{ m}$

Las pérdidas localizadas :

Tipo	Nº	Coef. Per.	Total Coef
Salida	1	1,00	1,00
Entrada	1	0,50	0,50
Codo 45	6	0,17	1,02
Codo 60	0	0,22	0,00
Codo 90	1	0,29	0,29
Reducción300/250	2	0,08	0,16
Válvulas de compuerta	2	0,25	0,5
Suma			3,47

Por tanto $h_2 = 0,01 \text{ m}$

El caudalímetro

Caudal total a caudalímetro (m3/s)	0,014
Tipo de salida	tubería
Velocidad de paso (m/seg)	1
Diámetro teórico de caudalímetro(m)	0,134
Diámetro de caudalímetro(m)	0,250
Velocidad de paso (m/seg)	0,29

Pérdida de carga en caudalímetro $h_3 = 0,01 \text{ m}$

Pérdida de carga total $h_t = 0,04 \text{ m}$

La cota de lámina en la salida del pretratamiento será: 16,84 m

PRETRATAMIENTO

Cota de agua en salida de pretratamiento: 16,84 m
Resguardo del labio por aireación 1,54 m

La cota del labio del aliviadero desde pretratamiento a biológico será 18,38 m

La anchura del vertedero la establece mos en $L = 1,2 \text{ m}$

El caudal de vertido por el vertedero es $Q = 2/3 \cdot C_d \cdot (2 \cdot g)^{1/2} \cdot h^{3/2} \cdot L$

donde $C_d = 0,605 + 1 / (1050 \cdot h - 3) + 0,08 \cdot h \cdot P$

en la que el calado interior del tanque bajo el labio del vertedero es $P = 3 \text{ m}$

El caudal de paso por cada línea será: 14,13 l/s

Resolviendo

P (m)	Labio (m)	h (m)	Cd	Q desg	Qobj
3,000	1,200	0,035	0,63556	0,0147	0,0141

La cota en el desarenado-desengrasado será: 18,42 m

Pérdidas en paso por compuerta :

Caudal total (Q)	50,88 m3/h
Nº de líneas	1,00 Ud
Caudal unitario	50,88 m3/h.
A=Altura hueco	0,30 m
B=Anchura hueco	0,30 m
S=Sección	0,09 m2
V=Velocidad	0,16 m/s
K=Coeficiente	1,05
h=Perdida de carga	0,00 m.

La cota en la entrada a desarenado será: 18,42 m

Pérdidas en paso por compuerta :

Caudal total (Q)	50,88 m3/h
------------------------	------------

Nº de líneas	1,00	Ud
Caudal unitario	50,88	m3/h.
A=Altura hueco	0,50	m
B=Anchura hueco	0,50	m
S=Sección	0,25	m2
V=Velocidad	0,06	m/s
K=Coeficiente	1,05	
h=Perdida de carga.	0,00	m.

La cota en la salida de canales de desbaste será: 18,42 m

Cota solera canales de desbaste..... 17,94 m

Caudal en canal.....	25,44	m3/h.
Longitud canal.....	6,00	m
Anchura canal recogida.....	0,50	m
Calado canal.....	0,20	m
Sección de paso.....	0,10	m2
Velocidad de paso.....	0,07	m/s
Pérdida en canal.....	0,004	m

Pérdidas en paso por desbaste fino :

Caudal total (Q)	50,88	m3/h
Nº de líneas	1,00	Ud
Caudal unitario	50,88	m3/h.
A=Altura hueco	0,50	m
B=Anchura hueco	0,50	m
S=Sección	0,25	m2
V=Velocidad	0,06	m/s
K=Coeficiente	35,00	
h=Perdida de carga.	0,01	m.

La cota antes del tamizado será: 18,43 m

Pérdidas en paso por desbaste grueso:

Caudal total (Q)	50,88	m3/h
Nº de líneas	1,00	Ud
Caudal unitario	50,88	m3/h.
A=Altura hueco	0,50	m
B=Anchura hueco	0,50	m
S=Sección	0,25	m2
V=Velocidad	0,06	m/s
K=Coeficiente	12,00	
h=Perdida de carga.	0,00	m.

Pérdidas en paso por compuerta :

Caudal total (Q)	50,88	m3/h
------------------------	-------	------

Nº de líneas	1,000	Ud
Caudal unitario	50,880	m3/h.
A=Altura hueco	0,500	m
B=Anchura hueco	0,500	m
S=Sección	0,250	m2
V=Velocidad	0,057	m/s
K=Coeficiente	1,050	
h=Perdida de carga.	0,000	m.

La cota en la entrada al pretratamiento en pozo de gruesos será: 18,44 m

ALIVIADERO LATERAL DE EMERGENCIA

Resguardo del labio 0,45 m

La cota del labio del aliviadero lateral será 18,89 m

La
anchura
del
vertedero
la
establece
mos en L= 1,5 m

El caudal de vertido por el vertedero es $Q = 2/3 \cdot C_d \cdot (2 \cdot g)^{1/2} \cdot h^{3/2} \cdot L$

donde $C_d = 0,605 + 1 / (1050 \cdot h - 3) + 0,08 \cdot h \cdot P$

en la que el calado interior del tanque bajo el labio del vertedero es P = 3 m

El caudal de paso por cada línea será: 14,133 l/s

Resolviendo

P (m)	Labio (m)	h (m)	Cd	Q desg	Qobjet
3,000	1,500	0,030	0,64089	0,0148	0,0141

La cota en el pozo de gruesos en situación de alivio será: 18,92 m

**ANEXO 4. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS LINEA DE FANGOS
DESDE DECANTACIÓN**

CALCULO DE LA LÍNEA DE FANGOS

TUBERÍA ENTRE EL DECANTADOR SECUNDARIO Y LA ARQUETA DE RECIRCULACIÓN

El caudal que deberá transportar la tubería será:

$$Q_{\text{recirculación}} = 64 \text{ m}^3/\text{h} = 17,78 \text{ l/s}$$
$$Q_{\text{purga}} = 15,00 \text{ m}^3/\text{h} = 4,17 \text{ l/s}$$

Por tanto $Q_{\text{purga}} + Q_{\text{recirculación}} = 21,94 \text{ l/s}$

La arqueta de salida del decantador se une a la arqueta de recirculación por medio de una tubería

Acero inox. -200 mm con diam. 200 mm

Se calculan por aplicación de la fórmula Darcy-Weissbach $h_1 = f (L / D) (v^2 / 2g)$:

obteniendo el coeficiente f de la expresion de Colebrook $1 / f^{0,5} = -2 \log (K / 3,7D + 2,51 / Re f^{0,5})$

Viscosidad cinemática = $1,30E-06 \text{ m}^2/\text{s}$

Rugosidad absoluta = $0,2 \text{ mm}$

Longitud de la tubería forzada = 14 m

y el número de Reynolds es $Re = v D / \nu$

Con estos valores obtenemos la siguiente tabla de pérdidas de carga producidas por rozamiento

Q (m³/s)	D (m)	S (m³/s)	Re (x 10⁶)	K/D (x 10⁻⁵)	f	Velocidad (m/s)
0,02194	0,200	0,03142	0,107464	100,00	0,021996	0,70

$h_1 = 0,04 \text{ m}$

Las pérdidas localizadas :

Tipo	Nº	Coef. Per.	Total Coef
Salida	1	1,00	1,00
Entrada	1	0,50	0,50
Codo 45	0	0,17	0,00
Codo 60	0	0,22	0,00

Codo 90	2	0,29	0,58
Otros	2	0,5	1
Suma			3,08

Por tanto $h_2 = 0,08 \text{ m}$

Factor corrector por fluido: 1,1

Pérdidas totales corregidas 0,13

La cota de agua en el decantador secundario es : $14,10 \text{ m}$

La cota de lamina máxima en la arqueta de recirculación de fangos será : $13,98 \text{ m}$

ANEXO 5. BOMBEO DE RECIRCULACIÓN DE FANGOS EXTERNOS

BOMBEO

BOMBEO DE RECIRCULACION EXTERNO DE FANGOS

Se instalarán (2+1) bombas cada una de las cuales deberá bombear:

$Q_E = 64,00 \text{ m}^3/\text{h} = 17,78 \text{ l/s}$
 $Q_T = 128,00 \text{ m}^3/\text{h} = 35,56 \text{ l/s}$

Las cotas del bombeo son: Cota máx. 16,83 m Cota mín. 12,98 m

La altura máxima de elevación será Hg = 3,85 m

Labio entrada reparto a reactor biológico

La cota del labio del aliviadero de reparto es 16,78 m

La anchura del
vertedero la
establecemos en L= 1 m

El caudal de vertido por el vertedero es $Q = 2/3 \cdot C_d \cdot (2 \cdot g)^{1/2} \cdot h^{3/2} \cdot L$

donde $C_d = 0,605 + 1 / (1050 \cdot h - 3) + 0,08 \cdot h \cdot P$

en la que el calado interior del tanque bajo el labio del vertedero es P = 3,5 m

Resolviendo

P (m)	Labio (m)	h (m)	Cd	Q _{desg}	Q _{objet}
3,500	1,000	0,050	0,62634	0,0207	0,0178

La cota de agua previa al reparto a cada línea de reactor biológico será: 16,83 m

Tramo individual

La tubería de transporte es tubería de Acero inox.. -125 mm con diam. Int. 125 mm

Se calculan las pérdidas por aplicación de la fórmula Darcy-Weissbach $h_1 = f (L / D) (v^2 / 2g)$:

obteniendo el coeficiente f de la expresión de Colebrook $1 / f^{0,5} = -2 \log (K / 3,7D + 2,51 / Re f^{0,5})$

Viscosidad cinemática = 1,30E-06 m²/s

Rugosidad absoluta = 0,2 mm

Longitud de la tubería forzada = 8 m

y el número de Reynolds es $Re = v D / \nu$

Con estos valores obtenemos la siguiente tabla de pérdidas de carga producidas por rozamiento

Q (m³/s)	D (m)	S (m³/s)	Re (x 10⁶)	K/D (x 10⁻⁵)	f	Velocidad (m/s)
0,01778	0,125	0,01227	0,139295	160,00	0,023511	1,45

h1 = 0,16 m

Las pérdidas localizadas :

Tipo	Nº	Coef. Per.	Total Coef
Salida	0	1,00	0,00
Entrada	1	0,50	0,50
Codo 45	0	0,17	0,00
Codo 60	0	0,22	0,00
Codo 90	1	0,29	0,29
Ampliación	1	0,08	0,08
Te de			
incorporación	1	1,30	1,30
Válvula comp.	1	0,25	0,25
Válvula retenc..	1	2	2
Suma			4,42

Por tanto h2 = 0,47 m

Las pérdidas de carga en el tramo serán: 0,63 m

Tramo común

La tubería de transporte es tubería de PEAD/10-250 mm con diam. Int. 220 mm

Se calculan las pérdidas por aplicación de la fórmula Darcy-Weissbach $h_1 = f (L / D) (v^2 / 2g)$:

obteniendo el coeficiente f de la expresión de Colebrook $1 / f^{0,5} = -2 \log (K / 3,7D + 2,51 / Re f^{0,5})$

Viscosidad cinemática = 1,30E-06 m²/s

Rugosidad absoluta = 0,15 mm

Longitud de la tubería forzada
= 60 m

y el número de Reynolds es $Re = v D / \nu$

Con estos valores obtenemos la siguiente tabla de pérdidas de carga producidas por rozamiento

Q (m³/s)	D (m)	S (m³/s)	Re (x 10⁶)	K/D (x 10⁻⁵)	f	Velocidad (m/s)
0,03556	0,220	0,03801	0,158289	68,18	0,020004	0,94

$h_1 = 0,24 \text{ m}$

Las pérdidas localizadas :

Tipo	Nº	Coef. Per.	Total Coef
Salida	1	1,00	1,00
Entrada	0	1,00	0,00
Codo 45	6	0,17	1,02
Codo 60	0	0,22	0,00
Codo 90	4	0,29	1,16
Válvula comp.	0	0,25	0,00
Válvula retenc..	0	2	0
Suma			3,18

Por tanto $h_2 = 0,14 \text{ m}$

El caudalímetro

Caudal total a caudalímetro (m³/s)	0,036
Tipo de salida	tubería
Velocidad de paso (m/seg)	0,7
Diámetro teórico de caudalímetro(m)	0,254
Diámetro de caudalímetro(m)	0,250
Velocidad de paso (m/seg)	0,72

Pérdida de carga en caudalímetro $h_3 = 0,05 \text{ m}$

Las pérdidas de carga en el tramo serán: 0,44 m

Las pérdidas de carga totales serán: 1,07 m

$H_{man} = 4,93 \text{ m}$

Factor corrector por fluido: 1,1

$H_{mand} = 5,03 \text{ m}$

Tomando datos de una bomba comercial.

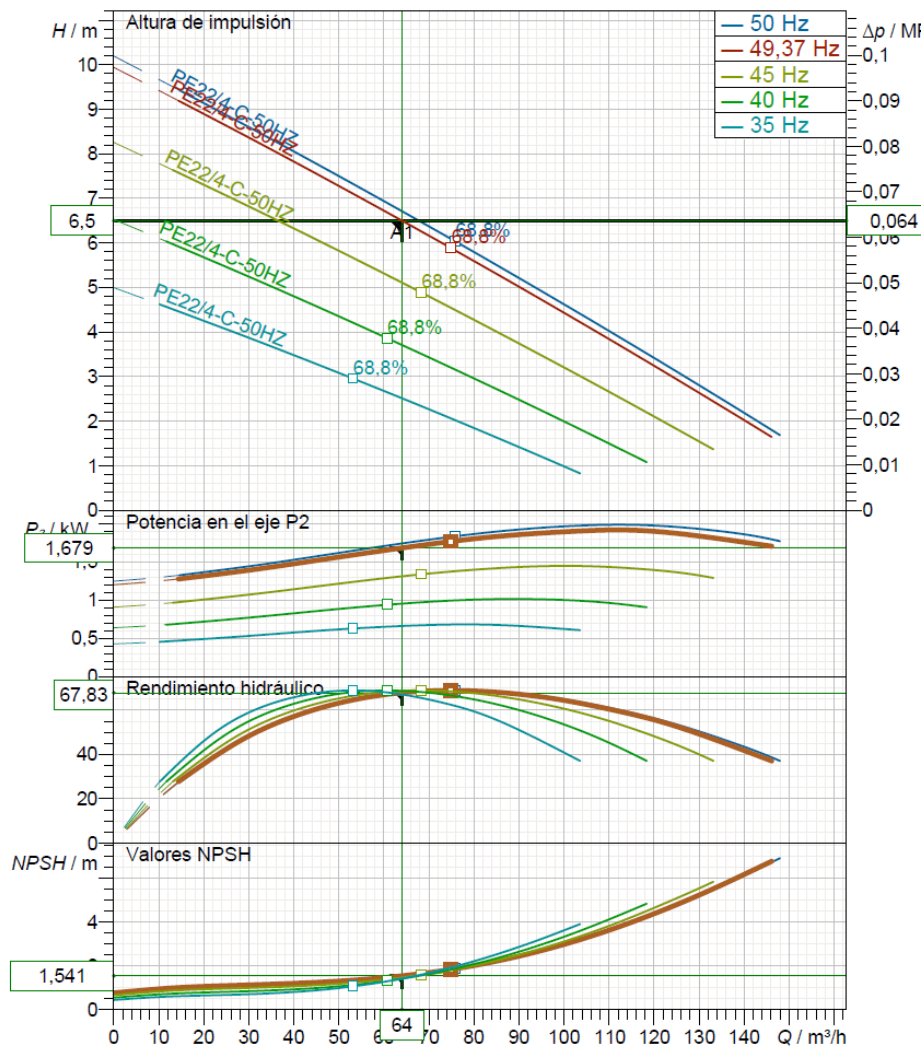
La potencia consumida por la bomba será:

$W = 1000 \cdot Q \cdot H_{mand} / 75 / \text{Rend}$

$\text{Rend}_{bomba} = 60 \%$

Por tanto: **W = 1,99 CV = 1,46 kw**

Se adjunta curva con variadores de frecuencia de la bomba comercial elegida.



ANEXO 6. BOMBEO DE PURGA DE FANGOS

BOMBEO

BOMBEO DE PURGA DE FANGOS

Se instalarán (1+1) bombas cada una de las cuales deberá bombear:

$Q_E = 15 \text{ m}^3/h = 4,17 \text{ l/s}$
 $Q_T = 15 \text{ m}^3/h = 4,17 \text{ l/s}$

Las cotas del bombeo son: Cota máx. 17,8 m Cota mín. 11,98 m

La altura máxima de elevación será Hg = 5,82 m

Tramo individual

La tubería de transporte es tubería de Acero inox.-65 mm con diam. 65 mm

Se calculan las pérdidas por aplicación de la fórmula Darcy-Weissbach $h_1 = f (L / D) (v^2 / 2g)$:

obteniendo el coeficiente f de la expresión de Colebrook $1 / f^{0,5} = -2 \log (K / 3,7D + 2,51 / Re f^{0,5})$

Viscosidad cinemática = 1,30E-06 m²/s

Rugosidad absoluta = 0,2 mm

Longitud de la tubería forzada = 8 m

y el número de Reynolds es $Re = v D / \nu$

Con estos valores obtenemos la siguiente tabla de pérdidas de carga producidas por rozamiento

Q (m ³ /s)	D (m)	S (m ³ /s)	Re (x 10 ⁶)	K/D (x 10 ⁻⁵)	f	Velocidad (m/s)
0,00417	0,065	0,00332	0,062783	307,69	0,028311	1,26

$h_1 = 0,28 \text{ m}$

Las pérdidas localizadas :

Tipo	Nº	Coef. Per.	Total Coef
Salida	0	1,00	0,00
Entrada	1	0,50	0,50

Codo 45	0	0,17	0,00
Codo 60	0	0,22	0,00
Codo 90	2	0,29	0,58
Ampliación	1	0,08	0,08
Te de incorporación	1	1,30	1,30
Válvula comp.	1	0,25	0,25
Válvula retenc..	1	2	2
Suma			4,71

Por tanto h2 = 0,38 m

Las pérdidas de carga en el tramo serán: 0,44 m

Tramo común

La tubería de transporte es tubería de PEAD/10-90 mm con diam. Int. 78 mm

Se calculan las pérdidas por aplicación de la fórmula Darcy-Weissbach $h_1 = f (L / D) (v^2 / 2g)$:

obteniendo el coeficiente f de la expresión de Colebrook $1 / f^{0,5} = -2 \log (K / 3,7D + 2,51 / Re f^{0,5})$

Viscosidad cinemática = 1,30E-06 m²/s

Rugosidad absoluta = 0,15 mm

Longitud de la tubería forzada = 56 m

y el número de Reynolds es $Re = v D / \nu$

Con estos valores obtenemos la siguiente tabla de pérdidas de carga producidas por rozamiento

Q (m ³ /s)	D (m)	S (m ³ /s)	Re (x 10 ⁶)	K/D (x 10 ⁻⁵)	f	Velocidad (m/s)
0,0042	0,078	0,00478	0,052319	192,31	0,027493	0,87

$h_1 = 0,76 \text{ m}$

Las pérdidas localizadas :

Tipo	Nº	Coef. Per.	Total Coef
Salida	1	1,00	1,00
Entrada	0	0,50	0,00
Codo 45	3	0,17	0,51
Codo 60	0	0,22	0,00
Codo 90	4	0,29	1,16

Válvula comp.	2	0,25	0,50
Válvula retenc..	0	2	0
Suma			3,17

Por tanto h2 = 0,12 m

El caudalímetro

Caudal total a caudalímetro (m3/s)	0,004
Tipo de salida	tubería
Velocidad de paso (m/seg)	0,7
Diámetro teórico de caudalímetro(m)	0,087
Diámetro de caudalímetro(m)	0,080
Velocidad de paso (m/seg)	0,83

Pérdida de carga en caudalímetro h3 = 0,07 m

Las pérdidas de carga en el tramo serán: 0,96 m

Las pérdidas de carga totales serán: 1,40 m

H_{man} = 6,78 m

Factor corrector por fluido: 1,1

H_{mand} = 7,36 m

Tomando datos de una bomba comercial.

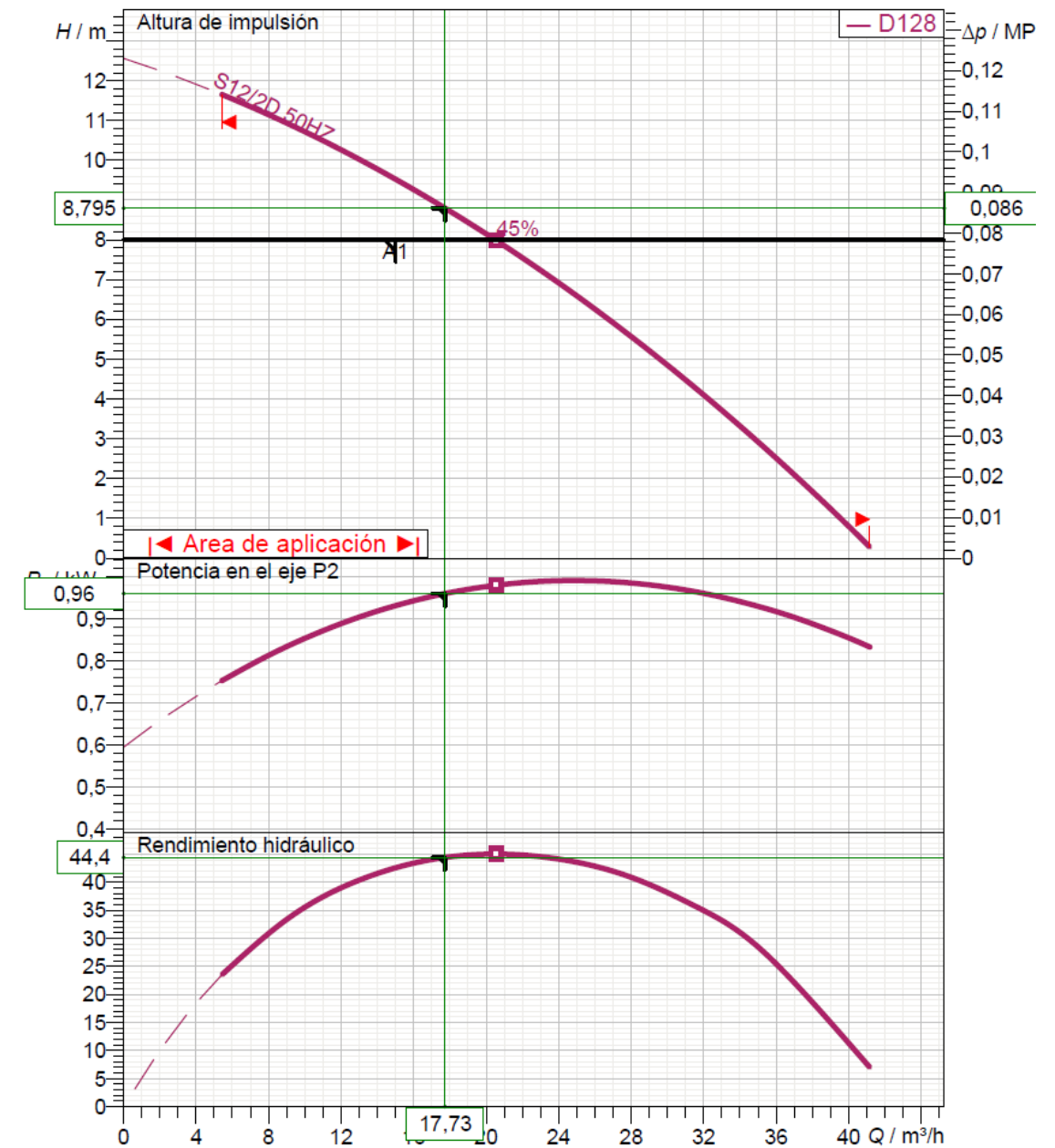
La potencia consumida por la bomba será:

$$W = 1000 \cdot Q \cdot H_{mand} / 75 / \text{Rend}$$

Rend_{bomba} = 45 %

Por tanto: W = 0,91 CV = 0,67 kw

Se adjunta curva de bomba comercial elegida.



ANEXO 7. BOMBEO DE RECEPCIÓN DE FOSAS SÉPTICAS

BOMBEO

BOMBEO DE RECEPCION DE FOSAS SEPTICAS Y FECALES

Se instalarán (1+1) bombas cada una de las cuales deberá bombear:

$Q_E = 10 \text{ m}^3/h = 2,78 \text{ l/s}$
 $Q_T = 10 \text{ m}^3/h = 2,78 \text{ l/s}$

Las cotas del bombeo son: Cota máx. 19,7 m Cota mín. 13,0 m

La altura máxima de elevación será Hg = 6,70 m

Tramo individual

La tubería de transporte es tubería de Acero inox.-65 mm con diam. 65 mm

Se calculan las pérdidas por aplicación de la fórmula Darcy-Weissbach $h_1 = f (L / D) (v^2 / 2g)$:

obteniendo el coeficiente f de la expresión de Colebrook $1 / f^{0,5} = -2 \log (K / 3,7D + 2,51 / Re f^{0,5})$

Viscosidad cinemática = 1,30E-06 m²/s

Rugosidad absoluta = 0,2 mm

Longitud de la tubería forzada = 5 m

y el número de Reynolds es $Re = v D / \nu$

Con estos valores obtenemos la siguiente tabla de pérdidas de carga producidas por rozamiento

Q (m ³ /s)	D (m)	S (m ³ /s)	Re (x 10 ⁶)	K/D (x 10 ⁻⁵)	f	Velocidad (m/s)
0,00278	0,065	0,00332	0,041855	307,69	0,028412	0,84

$h_1 = 0,08 \text{ m}$

Las pérdidas localizadas :

Tipo	Nº	Coef. Per.	Total Coef
Salida	0	1,00	0,00
Entrada	1	0,50	0,50

Codo 45	0	0,17	0,00
Codo 60	0	0,22	0,00
Codo 90	1	0,29	0,29
Ampliación	1	0,08	0,08
Te de incorporación	1	1,30	1,30
Válvula comp.	1	0,25	0,25
Válvula retenc..	1	2	2
Suma			4,42

Por tanto h2 = 0,16 m

Tramo común

La tubería de transporte es tubería de Acero inox.-65 mm con diam. 65 mm

Se calculan las pérdidas por aplicación de la fórmula Darcy-Weissbach $h_1 = f (L / D) (v^2 / 2g)$:

obteniendo el coeficiente f de la expresión de Colebrook $1 / f^{0,5} = -2 \log (K / 3,7D + 2,51 / Re f^{0,5})$

Viscosidad cinemática = 1,30E-06 m²/s

Rugosidad absoluta = 0,2 mm

Longitud de la tubería forzada = 15 m

y el número de Reynolds es $Re = v D / \nu$

Con estos valores obtenemos la siguiente tabla de pérdidas de carga producidas por rozamiento

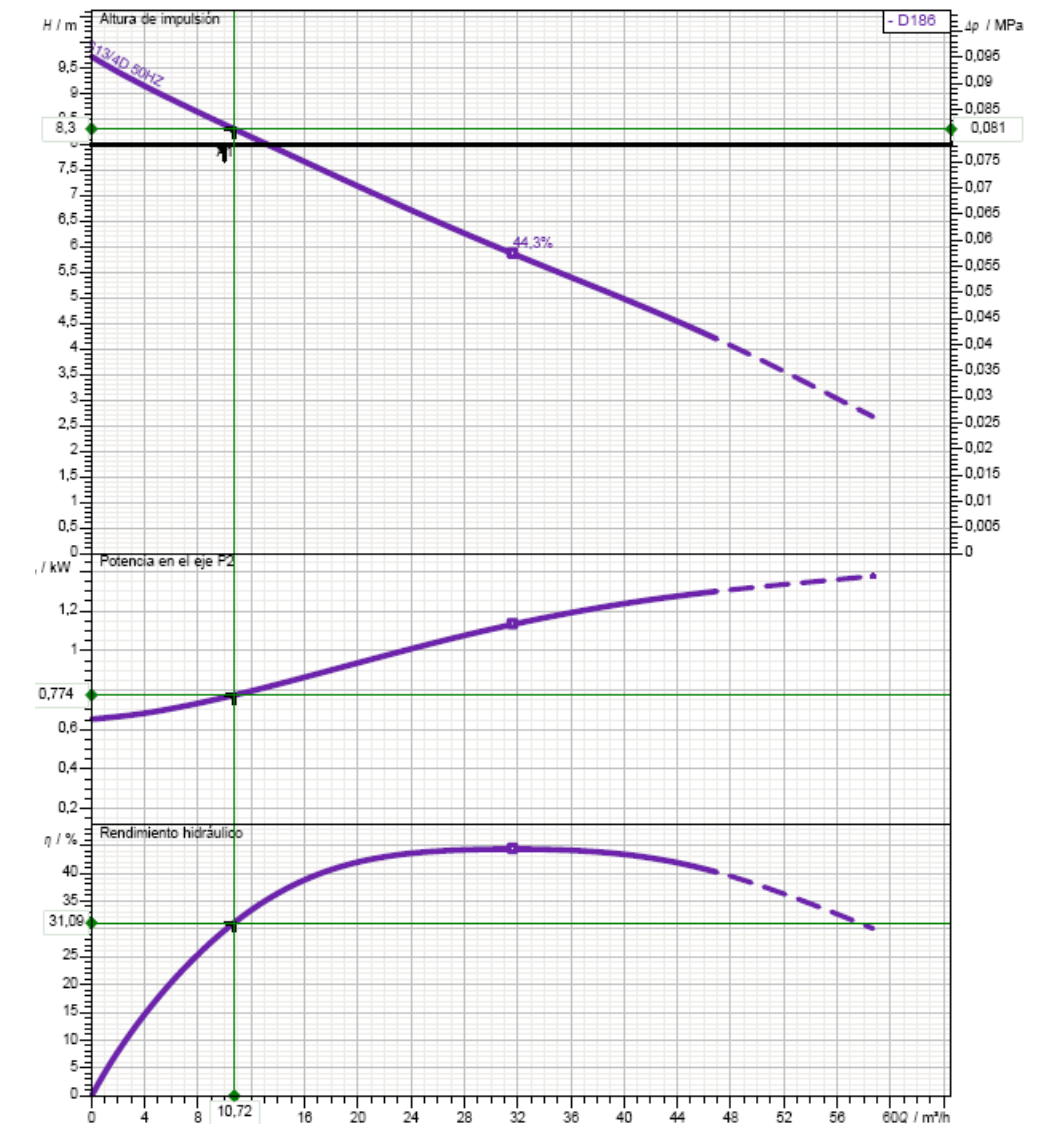
Q (m ³ /s)	D (m)	S (m ³ /s)	Re (x 10 ⁶)	K/D (x 10 ⁻⁵)	f	Velocidad (m/s)
0,00278	0,065	0,00332	0,041855	307,69	0,028755	0,84

$h_3 = 0,24 \text{ m}$

Las pérdidas localizadas :

Tipo	Nº	Coef. Per.	Total Coef
Salida	1	1,00	1,00
Entrada	0	0,50	0,00
Codo 45	0	0,17	0,00
Codo 60	0	0,22	0,00
Codo 90	6	0,29	1,74
Válvula comp.	0	0,25	0,00
Válvula retenc..	0	2	0

	Suma	2,74
Por tanto h4 =	0,10 m	
H _{man} =	7,27 m	
Factor corrector por fluido:	1,1	
H _{mand} =	7,33 m	
Tomando datos de una bomba comercial.		
La potencia consumida por la bomba será:		
W = 1000.Q.H _{mand} /75/Rend		
Rend _{bomba} =	50 %	
Por tanto:	W =	0,54 CV = 0,40 kw



ANEXO 8. BOMBEO DE SOBRENADANTES

BOMBEO

BOMBEO DE SOBRENADANTES

Se instalarán (1+1) bombas cada una de las cuales deberá bombear:

$Q_E = 10 \text{ m}^3/h = 2,78 \text{ l/s}$
 $Q_T = 10 \text{ m}^3/h = 2,78 \text{ l/s}$

Las cotas del bombeo son: Cota máx. 19,7 m Cota mín. 11,3 m

La altura máxima de elevación será Hg = 8,40 m

Tramo individual

La tubería de transporte es tubería de Acero inox.-65 mm con diam. 65 mm

Se calculan las pérdidas por aplicación de la fórmula Darcy-Weissbach $h_1 = f (L / D) (v^2 / 2g)$:

obteniendo el coeficiente f de la expresión de Colebrook $1 / f^{0,5} = -2 \log (K / 3,7D + 2,51 / Re f^{0,5})$

Viscosidad cinemática = 1,30E-06 m²/s

Rugosidad absoluta = 0,2 mm

Longitud de la tubería forzada = 4,5 m

y el número de Reynolds es $Re = v D / \nu$

Con estos valores obtenemos la siguiente tabla de pérdidas de carga producidas por rozamiento

Q (m ³ /s)	D (m)	S (m ³ /s)	Re (x 10 ⁶)	K/D (x 10 ⁻⁵)	f	Velocidad (m/s)
0,00278	0,065	0,00332	0,041855	307,69	0,030308	0,84

$h_1 = 0,07 \text{ m}$

Las pérdidas localizadas :

Tipo	Nº	Coef. Per.	Total Coef
Salida	0	1,00	0,00
Entrada	1	0,50	0,50

Codo 45	0	0,17	0,00
Codo 60	0	0,22	0,00
Codo 90	1	0,29	0,29
Ampliación	1	0,08	0,08
Te de incorporación	1	1,30	1,30
Válvula comp.	1	0,25	0,25
Válvula retenc..	1	2	2
Suma			4,42

Por tanto h2 = 0,16 m

Tramo común

La tubería de transporte es tubería de PEAD/10-75 mm con diam. 66 mm

Se calculan las pérdidas por aplicación de la fórmula Darcy-Weissbach $h_1 = f (L / D) (v^2 / 2g)$:

obteniendo el coeficiente f de la expresión de Colebrook $1 / f^{0,5} = -2 \log (K / 3,7D + 2,51 / Re f^{0,5})$

Viscosidad cinemática = 1,30E-06 m²/s

Rugosidad absoluta = 0,15 mm

Longitud de la tubería forzada = 150 m

y el número de Reynolds es $Re = v D / \nu$

Con estos valores obtenemos la siguiente tabla de pérdidas de carga producidas por rozamiento

Q (m ³ /s)	D (m)	S (m ³ /s)	Re (x 10 ⁶)	K/D (x 10 ⁻⁵)	f	Velocidad (m/s)
0,00278	0,066	0,00342	0,041221	227,27	0,027807	0,81

$h_3 = 2,12 \text{ m}$

Las pérdidas localizadas :

Tipo	Nº	Coef. Per.	Total Coef
Salida	1	1,00	1,00
Entrada	0	0,50	0,00
Codo 45	2	0,17	0,34
Codo 60	0	0,22	0,00
Codo 90	8	0,29	2,32
Válvula comp.	0	0,25	0,00
Válvula retenc..	0	2	0

Suma 3,66

Por tanto $h_4 = 0,12 \text{ m}$

$H_{\text{man}} = 10,88 \text{ m}$

Factor corrector por fluido: 1,1

$H_{\text{mand}} = 11,13 \text{ m}$

Tomando datos de una bomba comercial.

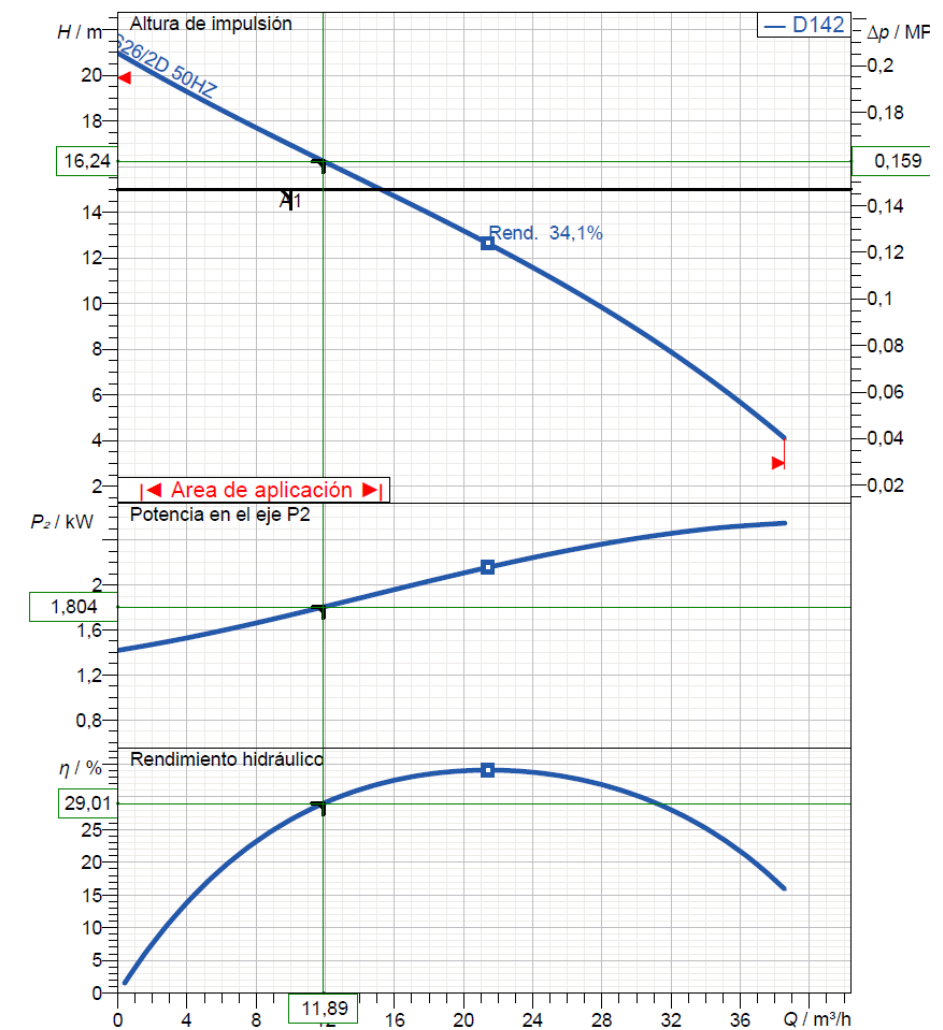
La potencia consumida por la bomba será:

$W = 1000 \cdot Q \cdot H_{\text{mand}} / 75 / \text{Rend}$

$\text{Rend}_{\text{bomba}} = 30 \%$

Por tanto: $W = 1,37 \text{ CV} = 1,01 \text{ kw}$

Se adjunta curva de la bomba comercial elegida.



ANEXO 9. BOMBEO A DESHIDRATACIÓN DE FANGOS Y FANGOS DESHIDRATADOS

DESHIDRATACION DE FANGOS

Suma

2,08

BOMBEO DE DESHIDRATACION DE LODOS

Se instalarán (1+1) bombas cada una de las cuales deberá bombear:

$$Q_E = 5,3 \text{ m}^3/\text{h} = 1,47 \text{ l/s}$$
$$Q_T = 5,3 \text{ m}^3/\text{h} = 1,47 \text{ l/s}$$

Las cotas del bombeo son:

	Cota máx.	Cota mín.
	16 m	14,00 m
	Cota tornillo	Cota mínima de boya
La altura máxima de elevación será Hg =	2 m	

ASPIRACION

La tubería de transporte es tubería de AISI -80 mm con diam. Int. 80 mm

Se calculan las pérdidas por aplicación de la fórmula Darcy-Weissbach $h_1 = f (L / D) (v^2 / 2g)$:

obteniendo el coeficiente f de la expresión de Colebrook $1 / f^{0,5} = -2 \log (K / 3,7D + 2,51 / Re f^{0,5})$

Viscosidad cinemática = 1,30E-06 m²/s

Rugosidad absoluta = 0,2 mm

Longitud de la tubería forzada = 35 m

y el número de Reynolds es $Re = v D / \nu$

Con estos valores obtenemos la siguiente tabla de pérdidas de carga producidas por rozamiento

Q (m ³ /s)	D (m)	S (m ³ /s)	Re (x 10 ⁶)	K/D (x 10 ⁻⁵)	f	Velocidad (m/s)
0,00147	0,080	0,00503	0,018024	250,00	0,031093	0,293

$h_1 = 0,06 \text{ m}$

Las pérdidas localizadas :

Tipo	Nº	Coef. Per.	Total Coef
Salida	0	1,00	0,00
Entrada	1	0,50	0,50
Codo 45	1	0,17	0,17
Codo 60	0	0,22	0,00
Codo 90	4	0,29	1,16
Válvula comp.	1	0,25	0,25
Válvula retenc..	0	2	0

Por tanto $h_2 = 0,009 \text{ m}$

IMPULSION

La tubería de transporte es tubería de A.Inox. AISI316L-65 mm con diam. Int. 65 mm

Se calculan las pérdidas por aplicación de la fórmula Darcy-Weissbach $h_1 = f (L / D) (v^2 / 2g)$:

obteniendo el coeficiente f de la expresión de Colebrook $1 / f^{0,5} = -2 \log (K / 3,7D + 2,51 / Re f^{0,5})$

Viscosidad cinemática = 1,30E-06 m²/s

Rugosidad absoluta = 0,2 mm

Longitud de la tubería forzada = 10 m

y el número de Reynolds es $Re = v D / \nu$

Con estos valores obtenemos la siguiente tabla de pérdidas de carga producidas por rozamiento

Q (m ³ /s)	D (m)	S (m ³ /s)	Re (x 10 ⁶)	K/D (x 10 ⁻⁵)	f	Velocidad (m/s)
0,00147	0,065	0,00332	0,022183	307,69	0,031153	0,44

$h_1 = 0,05 \text{ m}$

Las pérdidas localizadas :

Tipo	Nº	Coef. Per.	Total Coef
Salida	1	1,00	1,00
Entrada	0	0,50	0,00
Codo 45	0	0,17	0,00
Codo 60	0	0,22	0,00
Codo 90	4	0,29	1,16
Válvula comp.	2	0,25	0,50
Válvula retenc..	1	2	2
Suma			4,66

Por tanto $h_2 = 0,05 \text{ m}$

El caudalímetro

Caudal total a caudalímetro (m3/s)	0,001
Tipo de salida	tubería
Velocidad de paso (m/seg)	1
Diámetro teórico de caudalímetro(m)	0,043
Diámetro de caudalímetro(m)	0,065

Velocidad de paso (m/seg) 0,44

Pérdida de carga en caudalímetro $h_3 =$ 0,02 m

$H_{man} =$ 2,18 m

Factor corrector por fluido: 1,2

$H_{mand} =$ 2,22 m

Tomando datos de una bomba comercial.

La potencia consumida por la bomba será:

$$W = 1000 \cdot Q \cdot H_{mand} / 75 / \text{Rend}$$

$\text{Rend}_{bomba} =$ 50 %

Por tanto: $W =$ 0,087 CV $=$ 0,064 kw

Las bombas proyectadas son de tornillo helicoidal de las siguientes características:

$Q_u =$ 5,3 m^3/h

$H_{man} =$ 10 m.c.a.

BOMBEO DE LODOS DESHIDRATADOS

Se instalarán 1+1 bombas cada una de las cuales deberá bombear:

$Q_E =$ 0,5 $m^3/h =$ 0,14 l/s

$Q_T =$ 0,5 $m^3/h =$ 0,14 l/s

Las cotas del bombeo son:

Cota máx. 21,5

Cota mín. 15 m

Cota solera edificio 14,50 m.

La altura máxima de elevación será $H_g =$ 6,5 m

La tubería de transporte es tubería de AISI -150 mm con diam. Int. 150 mm

Se calculan las pérdidas por aplicación de la fórmula :

$$P = \frac{407 \times Q \times P_e \times V \times L}{D^4}$$

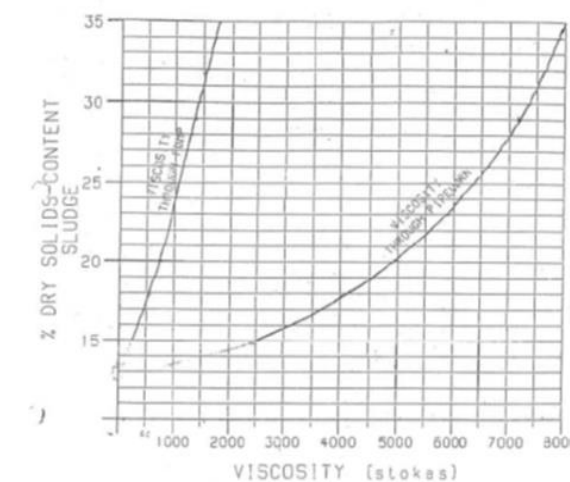
Donde:

Caudal= 0,14 l/seg.

Peso específico $P_e =$ 1,05 kg/dm³

Viscosidad cinemática $V =$ 6,00E+05 c.k.s. (fango al 20 %)

Longitud de la tubería forzada $L =$ 16 m



La longitud equivalente de las pérdidas localizadas es :

Tipo	Nº	Coef. Per.	Total Coef
Salida	1	1,00	1,00
Entrada	1	0,50	0,50
Codo 45	0	0,17	0,00
Codo 60	0	0,22	0,00
Codo 90	4	0,29	1,16
Válvula comp.	1	0,25	0,25
Válvula retenc..	1	2	2
Suma			4,91

Por tanto $L =$ 20,910 m

$P =$ 1,471 bares

$H_g =$ 0,65 bares

$H_{mano} =$ 2,121 bares

Tomamos al menos una bomba con un factor de seguridad del 10 %, con

lo que tomamos una bomba con una presión mínima de 6 bares.

La potencia consumida por la bomba será:

$W = 1000 \cdot Q \cdot H_{mand} / 75 / Rend$

$Rend_{bomba} = 30 \%$

Por tanto: $W = 0,74 \text{ CV} = 0,55 \text{ kw}$

ANEXO 10. LÍNEA DE AIRE A BIOLÓGICO Y DESARENADO-DESENGRASADO

PERDIDA DE CARGA EN TUBERIA		
RED : EDAR ILLA DE AROUSA		
TRAMO : AIREACION DESARENADO		
TRAMO COMUN		
CAUDAL	84	Nm³/h
Presión aspiración	0,592	bar
Temperatura aspiración	25	°C
Humedad relativa	90	%
Presión vapor	0,05	bar
CAUDAL ASPIRADO	171	m3/h
Temperatura impulsión	104	°C
Presión impulsión	1,39	bar
CAUDAL IMPULSADO	92	m3/h
CAUDAL	0,03	m³/s
LONGITUD TUBERIA	20	m
DIAMETRO DE TUBERIA	0,065	m
VELOCIDAD DEL FLUIDO	7,7	m/s
COTA IMPULSIÓN-DESCARGA	3,5	m
TRAMO INDIVIDUAL		
CAUDAL	42	Nm³/h
Presión aspiración	0,59210526	bar
Temperatura aspiración	25	°C
Humedad relativa	90	%
Presión vapor	0,05	bar
CAUDAL ASPIRADO	85	m3/h
Temperatura impulsión	104	°C
Presión impulsión	1,39	bar
CAUDAL IMPULSADO	46	m3/h
CAUDAL	0,01	m³/s
LONGITUD TUBERIA	10	m
DIAMETRO DE TUBERIA	0,065	m
VELOCIDAD DEL FLUIDO	3,9	m/s
COTA IMPULSIÓN-DESCARGA	3,5	m
PERDIDAS CONTINUAS		
Según la fórmula de Colebrook.		
Para K =	0,1	
I / D =	0,528	

Tenemos por tanto :

H (1) = 0,01 mca

PERDIDAS LOCALIZADAS

Puesta en carga		
Salida a depósito		
2 Codo de 45º	0,40	
6 Codo de 90º	1,80	
Válvula de compuerta	0,00	
2 Válvula de mariposa	0,60	
Válvula de retención	0,00	
1 Te bifurcación entrada	2,00	100%
Te bifurcación salida	1,30	100%
Caudalímetro	1,00	
TOTAL K =	7,10	

Por lo que tendremos :

H (2) = 0,01 mca

Factor de corrección :

F = 1,00

TOTAL PERDIDA DE CARGA 3,52 mca
0,34 bar

POTENCIA HIDRAULICA

Ph = 1,21 Kw

POTENCIA ABSORBIDA

Densidad fluido a vehicular 0,001 Kg/dm³
Rendimiento de la soplante 75 %

Por lo tanto la potencia de la soplante requerida será :

P = 1,61 kW

PERDIDA DE CARGA EN TUBERIA

RED : EDAR ILLA DE AROUSA
TRAMO : AIREACION BIOLOGICO

TRAMO COMUN

CAUDAL SOPLANTES APOYO.....	2200	Nm³/h
CAUDAL SOPLANTES APOYO.....	600	Nm³/h
CAUDAL TOTAL.....	2800	Nm³/h
Presión aspiración	0,5921	bar
Temperatura aspiración	25	°C
Humedad relativa	90	%
Presión vapor	0,05	bar
CAUDAL ASPIRADO	5689	m³/h
Temperatura impulsión	120	°C
Presión impulsión	1,55	bar
CAUDAL IMPULSADO	2876	m³/h
CAUDAL	0,80	m³/s
LONGITUD TUBERIA	20	m
DIAMETRO DE TUBERIA	0,3	m
VELOCIDAD DEL FLUIDO	11,3	m/s
COTA IMPULSIÓN-DESCARGA	5	m

TRAMO INDIVIDUAL

CAUDAL	1400	Nm³/h
Presión aspiración	0,5921	bar
Temperatura aspiración	25	°C
Humedad relativa	90	%
Presión vapor	0,05	bar
CAUDAL ASPIRADO	2844	m³/h
Temperatura impulsión	120	°C
Presión impulsión	1,55	bar
CAUDAL IMPULSADO	1438	m³/h
CAUDAL	0,40	m³/s
LONGITUD TUBERIA	10	m
DIAMETRO DE TUBERIA	0,2	m
VELOCIDAD DEL FLUIDO	12,7	m/s
COTA IMPULSIÓN-DESCARGA	5	m

PERDIDAS CONTINUAS

Según la fórmula de Colebrook.

Para K =	0,1
l / D =	0,0935
Tenemos por tanto :	
H (1) =	0,02 mca

PERDIDAS LOCALIZADAS

Puesta en carga	
Salida a depósito	
2 Codo de 45º	0,40
6 Codo de 90º	1,80
Válvula de compuerta	0,00
2 Válvula de mariposa	0,60
Válvula de retención	0,00
1 Te bifurcación entrada	2,00 100%
Te bifurcación salida	1,30 100%
Caudalímetro	1,00
TOTAL K =	7,10

Por lo que tendremos :

$$H (2) = 0,06 \text{ mca}$$

Factor de corrección :

$$F = 1,00$$

TOTAL PERDIDA DE CARGA 5,08 mca
0,49 bar

POTENCIA HIDRAULICA SOPLANTE PRAL.

$$Ph = 36,35 \text{ Kw}$$

POTENCIA ABSORBIDA SOPLANTE PRAL.

Densidad fluido a vehicular	0,001	Kg/dm³
Rendimiento de la soplante	80	%

Por lo tanto la potencia de la soplante requerida será :

$$P = 45,44 \text{ kW}$$

APÉNDICE 2. CÁLCULOS HIDRÁULICOS OBRAS EXTERNAS

ÍNDICE

1. OBJETIVO Y PLANTEAMIENTO DEL ANEJO 75

2. DATOS DE PARTIDA Y REQUERIMIENTOS DE DISEÑO 75

2.1. Datos de partida75

2.2. Requerimientos de diseño.....76

3. DATOS DE PARTIDA. COMPROBACIÓN DE FUNCIONAMIENTO DEL BOMBEO CONCELLO..... 76

3.1. Sustitución de bombas en 201476

3.2. Comprobación del estado de la EBAR Concello.....77

4. ESTUDIO HIDRÁULICO DE LA EBAR CONCELLO 77

4.1. Modelización del régimen estacionario de la EBAR77

4.1.1. Pérdidas de carga en la conducción77

4.1.2. Altura manométrica.....78

4.1.3. Curvas de funcionamiento.....78

4.1.4. Desarrollo del modelo. Simulación de los distintos escenarios de diseño.....79

4.2. Modelización del régimen transitorio de la EBAR80

4.2.1. Situación Actual. Impulsión a EDAR Actual sin elementos de protección80

4.2.2. Situación Futura. Impulsión a EDAR Actual sin elementos de protección81

4.2.3. Conclusión del estudio de régimen transitorio81

5. ESTUDIO HIDRÁULICO DE LA IMPULSIÓN A LA EDA 81

5.1. Descripción de cálculo de pérdidas de carga.....81

5.1.1. Pérdidas de carga lineales en la conducción81

5.1.2. Pérdidas de carga singulares.....82

5.2. Línea piezométrica82

5.3. Ventosas y desagües83

5.4. Cálculos mecánicos para fundición dúctil83

5.4.1. Metodología de cálculo.....83

5.4.1.1. Cargas exteriores (Pv).....84

5.4.1.1.1. Relleno (Pe).....84

5.4.1.1.2. Cargas rodantes (Pt)84

5.4.1.1.3. Carga total84

5.4.1.2. Ovalización:84

5.4.1.3. Flexión:85

5.4.2. Resultados obtenidos86

5.5. Dimensionamiento de anclajes86

5.5.1. Empuje hidráulic86

5.5.2. Cálculo de anclajes. Bases..... 87

5.5.3. Parámetros de cálculo 87

5.5.4. Anclajes en Planta 87

5.5.5. Anclaje de codos en alzado 89

5.5.6. Anclaje de codos en planta y alzado 91

5.5.7. Resultados obtenidos 92

6. ESTUDIO HIDRÁULICO DE LA DESCARGA DE LA EDAR 92

1. OBJETIVO Y PLANTEAMIENTO DEL ANEJO

El objetivo de este documento es la verificación del funcionamiento hidráulicos de la Estación de Bombeo de Concello y su capacidad para ajustar su operación a los nuevos criterios de caudal, así como el diseño de un nuevo tramo de impulsión hasta la nueva EDAR y el colector de vertido desde esta hasta su conexión con el colector de vertido de la EDAR actual. Para ello se utilizarán hojas de cálculo propias, con la formulación habitual utilizada para este tipo de diseños.

Los criterios y premisas adoptados en el diseño, siempre en el escenario del año horizonte, son los siguientes:

- La capacidad máxima de llegada de caudal a la EDAR es de 85 l/s (306 m³/h) a través de la impulsión de fundición de 300 mm procedente del bombeo de Concello.
- Consideración de todos aquellos elementos de seguridad que permitan, ante un fallo, la evacuación de los caudales hacia un destino seguro.
- Máxima automatización y sencillez de operación de todos los elementos constituyentes de las diferentes líneas.

Las tareas que se han desarrollado son:

- Comprobación de la estación de bombeo actual a los nuevos criterios de diseño de caudal, así como a otros escenarios de trabajo.
- Verificar la estabilidad del sistema para los nuevos escenarios de funcionamiento y evaluar la necesidad de nuevos equipamientos.
- Nuevo tramo de impulsión desde la tubería actual hasta la ubicación de la nueva EDAR.
- Nuevo tramo de vertido por gravedad desde nueva EDAR hasta colector de vertido de la EDAR existente.

En cuanto a los materiales a utilizar en las tuberías proyectadas, éstas son:

- Conducción de impulsión: Fundición dúctil.
- Colector en gravedad: PVC.

2. DATOS DE PARTIDA Y REQUERIMIENTOS DE DISEÑO

2.1. Datos de partida

El Bombeo de Concello se ubica en la Plaza del Concello (al inicio de la c/ Valle Inclán). Dispone de una cámara de entrada, a continuación, una zona de arenoso con una reja de desbaste que da paso a la cámara que aloja las bombas. Adosada en un lateral está la cámara de llaves, con la salida de las impulsiones de cada bomba que se unifican en el colector de impulsión DN-300, que parte hacia la EDAR con una conducción de fundición de DN-300 mm.

Originalmente el bombeo se diseñó y construyó para disponer cuatro (4) bombas, si bien en la actualidad funciona sólo con tres (3) bombas instaladas, estando la cuarta posición vacía, aunque con la tubería de impulsión y la valvulería (válvula anti-retorno y válvula de corte) instaladas.

De acuerdo con los datos disponibles, las tres (3) bombas instaladas en el pozo actualmente tienen las siguientes características:

- Marca: SULZER
- Modelo: XFP100G PE185/4
- $Q_u = 53 \text{ l/s} = 190,8 \text{ m}^3/\text{h}$
- $H_{\text{man}} = 21 \text{ mca}$
- $P_{\text{motor}} = 18,00 \text{ kW}$

De acuerdo con la geometría del pozo de bombeo, se deduce que cubica aproximadamente 56 m³ de capacidad, antes de producirse el alivio de las aguas sobrantes por entrada en carga del colector de llegada y rebose por conducción directa al mar desde un pozo adyacente.

Respecto a la conducción de impulsión actual hasta la EDAR, se trata de una tubería de fundición dúctil de diámetro Ø 300 mm.

De acuerdo con el levantamiento topográfico realizado del trazado de esta, su longitud es de 696 m; y según el perfil longitudinal obtenido, la diferencia de cota geométrica entre el bombeo y la entrada en la EDAR es de unos 17,50 m, lo cual concuerda con la lectura de presión estática realizada en el manómetro instalado en el colector de salida de la impulsión, en la cámara de llaves.

Esto nos permite deducir que la conducción se encuentra en buen estado, no existiendo fugas en la misma.

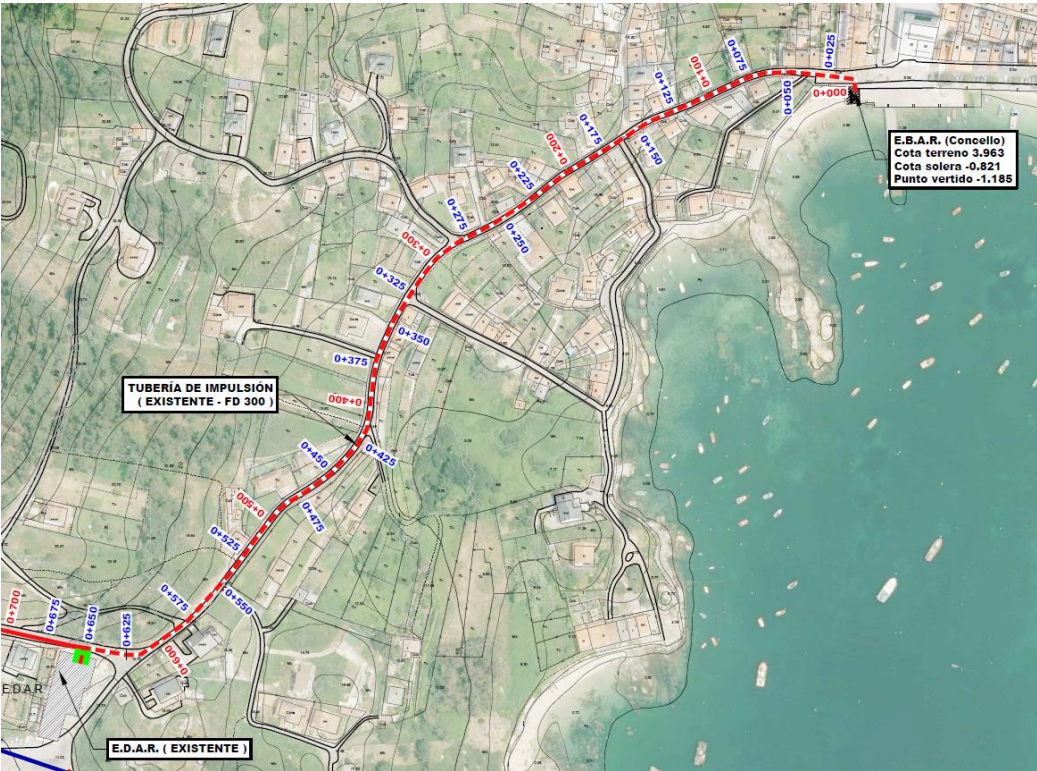


Imagen 2: Figura 1. Impulsión existente. Planta.

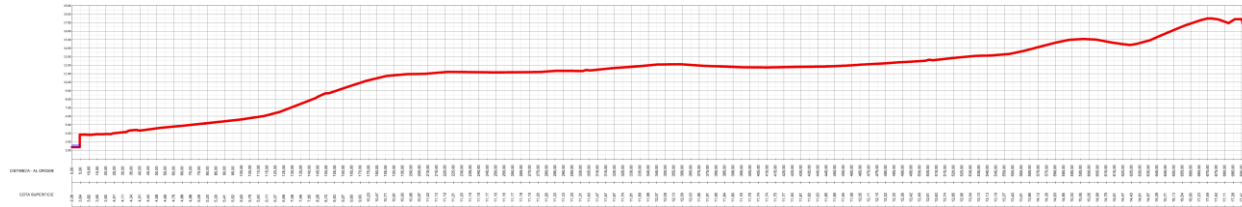


Imagen 3: Figura 2. Impulsión existente. Perfil longitudinal.

2.2. Requerimientos de diseño

Como criterio de diseño se ha establecido que el caudal máximo que debe poder dar la estación de bombeo en su conjunto debe ser de 306 m³/h, que coincide con el caudal máximo de tratamiento de la nueva EDAR. Simultáneamente, se deberá comprobar el buen funcionamiento de la estación de bombeo para las siguientes situaciones de trabajo:

ALTURA MANOMÉTRICA DEL BOMBEO:	CAUDAL DE DISEÑO(M3/H)	Nº DE BOMBAS EN FUNCIONAMIENTO	CAUDAL UNITARIO (M3/H)
CAUDAL MEDIO ESTABLE	57,00	1,00	57,00
CAUDAL MEDIO ESTACIONAL	85,79	1,00	85,79
CAUDAL PUNTA ESTABLE	127,64	1,00	127,64
CAUDAL PUNTA ESTACIONAL	191,02	2,00	95,51
CAUDAL MÁXIMO (DISEÑO)	306,00	2,00	153,00

3. DATOS DE PARTIDA. COMPROBACIÓN DE FUNCIONAMIENTO DEL BOMBEO CONCELLO

3.1. Sustitución de bombas en 2014

En agosto de 2014, Sulzer realizó un estudio de las distintas estaciones de Bombeo de Agua Residuales de Illa de Arousa, entre las cuales se encuentra la EBAR Concello (C/ Valle Inclán). De este estudio se concluyó que era preciso la sustitución de las bombas existentes por otras con una mayor eficiencia energética.

Estación de Bombeo							Fecha	SULZER	
VALLE INCLAN							28/8/2014		
Condiciones actuales	medidas	BOMBA 1	BOMBA 2	BOMBA 3	BOMBA 4	BOMBA 5	TOTAL		
MODELO BOMBA	Flygt	NP3171 HT	NP3171 HT	removida	NP3171 HT	0			
Caudal	l/s	40	0	0	0	0	40		
Altura	m	21	0	0	0	0			
Eficiencia	%	48%	0%	0%	0%	0%			
Potencia	kw	18	0	0	0	0			
Operación día	horas	10					10,0		
Volumen total día	m³	1440,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1.440,0	Operación días	365
Consumo energético día	kw/h	180,0	0,0	0,0	0,0	0,0	180,0	Coste Energía €.	0,12
								kWh / año	65.700
								Total año	€ 7.884,00
Propuesta de optimización		BOMBA 1	BOMBA 2	BOMBA 3	BOMBA 4	BOMBA 5	TOTAL		
MODELO BOMBA	ABS	XFP100G PE185/4							
Caudal	l/s	53					53		
Altura	m	21							
Eficiencia	%	64%	0%	0%	0%	0%			
Potencia	kw	17,1							
Operación día	horas	7,5	0,0	0,0	0,0	0,0	7,5		
Volumen total día	m³	1440,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1.440,0	Coste Energía €.	0,12
Consumo energético día	kw/h	129,1	0,0	0,0	0,0	0,0	129,1	kWh / año	47.106
								Total año	€ 5.652,68
COSTES OPERACIONALES							CANTIDADES	COSTE	TOTAL
Intervención cuando se realiza extracción de las bombas (2 técnicos+camión grúa)								€ 200,00	€ 0,00
Camión de vacío								€ 200,00	€ 0,00
Reparaciones en taller							1	€ 2.658,40	€ 2.658,40

Estación de Bombeo

Fecha

SULZER

VALLE INCLAN

28/8/2014

Sustitución de equipo

Gráfico de curva característica de la bomba XFP100G CB1 50Hz.

Curva característica de la bomba XFP100G CB1 50Hz.

Curva	Altura (m)	Caudal (m³/h)
Bomba	10	0
Bomba	8	10
Bomba	6	20
Bomba	4	30
Bomba	2	40
Bomba	0	50
Tubería	0	0
Tubería	2	10
Tubería	4	20
Tubería	6	30
Tubería	8	40
Tubería	10	50
Red	0	0
Red	2	10
Red	4	20
Red	6	30
Red	8	40
Red	10	50

Curva característica de la bomba XFP100G CB1 50Hz.

28,3%			Costes		Plazo Amortización calculado (Años)
Ahorro estimado (por año)	Ahorro energético kw/h	Ahorro económico €.	Sustitución equipo existente		
BOMBA 1	18594,3	2.231,32	€ 5.026,00		2,3
BOMBA 2	0,0	0,00			0,0
BOMBA 3	0,0	0,00			0,0
BOMBA 4	0,0	0,00			0,0
BOMBA 5	0,0	0,00			0,0
TOTAL	18594,3	2.231,32	€ 5.026,00		2,3
AHORRO OPERACIONAL		€ 2.658,40			1,9
TOTAL		€ 4.889,72			1,0

CONSIDERACIONES OPERATIVAS

Tras este estudio se procedió a la sustitución de los equipos existentes por otro que proporcionaban un caudal superior, pasando de un caudal unitario de 40 l/s en condiciones de diseño, a uno de 51 l/s.

3.2. Comprobación del estado de la EBAR Concello

En agosto del 2020 se procedió a la inspección del estado de la EBAR Concello y a la realización de una serie de mediciones que permitieran conocer el estado real de las bombas actuales (sustituidas en 2014, tal y como se ha descrito en el punto anterior).

Las conclusiones de este estudio fueron:

- La conducción de la impulsión está en buen estado, sin fugas ni pérdidas, puesto que la presión estática de la instalación se mantiene estable y coincide aproximadamente con la diferencia geométrica de cota entre el bombeo y la entrada de agua en la EDAR (≈ 17,50 mca).
- Las pruebas del funcionamiento de las bombas permiten deducir que se pueden asegurar unos valores de caudal y presión en torno a los siguientes valores:
 - Qunitario= 106,00 m³/h = 30,00 l/s.
 - Hman= 21 mca.
- Los valores de caudal medidos son sensiblemente inferiores a los estimados de acuerdo con la ficha del modelo de la bomba (Qteórico= 50 l/s), si bien se considera que probablemente puedan obtenerse valores superiores en condiciones de disponibilidad de volumen suficiente de agua residual a bombear, y con una puesta a punto de las bombas actuales y de los variadores.

En la siguiente tabla, se muestran las mediciones realizadas para el estudio.

Fecha: 13/08/2020	Hora	Caudal instantáneo total (m³/h)	Velocidad (m/s)	Caudal unitario por bomba (m³/h)
FASE 1: BOMBA B3				
1ª línea tamiz abierta 2/3; 2ª línea tamiz abierta <1/4; 3ª línea tamiz cerrada	13:10	52,532	0,436	
	13:11	53,489	0,444	
	13:12	56,336	0,468	
	13:13	60,554	0,503	
	13:14	65,295	0,542	
	13:15	71,870	0,597	
	13:16	72,442	0,601	
	13:17	73,125	0,607	
	13:18	75,635	0,628	
	13:19	87,226	0,724	
1ª línea tamiz abierta 2/3; 2ª y 3ª línea tamiz cerrada	13:20	103,758	0,861	103,758
	13:21	102,214	0,849	102,214
	13:22	101,522	0,843	101,522
	13:23	103,475	0,859	103,475
	13:24	103,412	0,859	103,412
	13:25	101,115	0,839	101,115
	13:26	102,356	0,850	102,356
	13:27	103,869	0,862	103,869

Fecha: 13/08/2020	Hora	Caudal instantáneo total (m³/h)	Velocidad (m/s)	Caudal unitario por bomba (m³/h)
FASE 2: BOMBAS B2+B3				
1ª línea tamiz abierta 2/3; 2ª y 3ª línea tamiz cerrada	13:28	165,365	1,373	-
	13:29	208,886	1,734	104,443
Inicio alivio pretratamiento	13:30	173,499	1,440	-
1ª y 2ª línea tamiz abierta 1/2; 3ª línea tamiz cerrada	13:31	141,237	1,173	-
	13:32	137,538	1,142	-
FASE 3: BOMBAS B1+B2+B3				
	13:33	160,112	1,329	106,741
1ª y 2ª línea tamiz abierta 1/2; 3ª línea tamiz cerrada	13:34	147,866	1,228	Caída del caudal por agotamiento del pozo
	13:35	87,693	0,728	
	13:36	53,248	0,442	
FINAL DE LA PRUEBA	13:37	Agotamiento del pozo		

4. ESTUDIO HIDRÁULICO DE LA EBAR CONCELLO

4.1. Modelización del régimen estacionario de la EBAR

Dado que de la comprobación en campo de las instalaciones de la actual EBAR Concello se concluyó que su estado es adecuado para cubrir las nuevas necesidades del sistema, se ha realizado un modelo hidráulico con el software Allievi para verificar los resultados de campo y así trabajar sobre el mismo para comprobar el comportamiento de las bombas, respecto a la ubicación de la nueva EDAR.

4.1.1. Pérdidas de carga en la conducción

Para estimar la altura manométrica de bombeo y verificar en el modelo el funcionamiento de la estación de bombeo y que se aproxime a la realidad se han tomado los siguientes valores:

- Diámetro nominal de la conducción: Ø 300 mm (Øint 311.6 mm)
- Material: Fundición dúctil.
- Rugosidad del material: 0,2 mm (Rugosidad absoluta).
- Longitud EDAR Actual: 670 m.
- Longitud EDAR Futura: 815 m.
- Caudal de diseño: 85 l/s
- Pérdidas de carga lineales: 3.421

- Pérdidas de carga localizadas: 0.904 mca.

	Caudal Unitario m ³ /h
1 CADENA DE GRUPO DE IMPULSIÓN	153.00
2 COLECTOR DE IMPULSIÓN	306.00
3 TUBERÍA IMPULSIÓN	306.00

CÁLCULO PÉRDIDA DE CARGA			PÉRDIDAS CONCELLO		
			1	2	3
Caudal de Diseño	306.000		153.00	306.00	306.00
Nº Líneas	Uds		1.00	1.00	1.00
caudal	306.000		153.00	306.00	306.00
longitud	Metros		5.00	5.00	815.00
material tubería			FD	FD	FD
Coefficiente de Manning			0.01	0.01	0.01
Rugosidad	mm		0.20	0.20	0.20
diámetro	mm		150.00	311.00	311.00
velocidad	m/s		2.41	1.12	1.12
Re			358,243.50	345,572.51	345,572.51
f			0.02	0.02	0.02
Tipo de singularidad	K		Nº	Nº	Nº
Válvula de globo	4.000				0
Válvula de compuerta totalmente abierta	0.200		1	0	1
Válvula de mariposa totalmente abierta	0.300		0	1	0
Curva de 90°	0.600		2	0	6
Curva de 60°	0.480		0	0	0
Curva de 45°	0.450		0	0	2
Curva de 30°	0.300		0	0	0
Curva de 22.5°	0.240		0	0	2
Curva de 11.25°	0.120		0	0	0
Válvula de retención	2.000		0	0	0
Embocadura	0.500		0	0	0
Desembocadura	1.000		0	0	0
nT: T-Derivación	1.800		0	1	0
Pérdida de carga localizada			0.413	0.134	0.331
Pérdida de carga continua manning			0.279	0.019	3.074
Pérdida de carga continua			0.215	0.019	3.168
Pérdida de carga total			0.628	0.153	3.498

Pérdida de carga localizada sistema	0.877
Pérdida de carga continua sistema	3.402
Pérdida de carga total sistema	4.279

Con estos valores se ha estimado que las bombas funcionarían según el modelo para la EDAR actual a 1320 rpm (considerando como nominal 1500) lo que supondrían 42 Hz. Según las indicaciones en campo, el valor de la frecuencia se aproxima a los 40 Hz.

4.1.3. Curvas de funcionamiento

En la actualidad la estación de bombeo está compuesta por 3 bombas con una configuración de 2+1, con variadores de frecuencia.

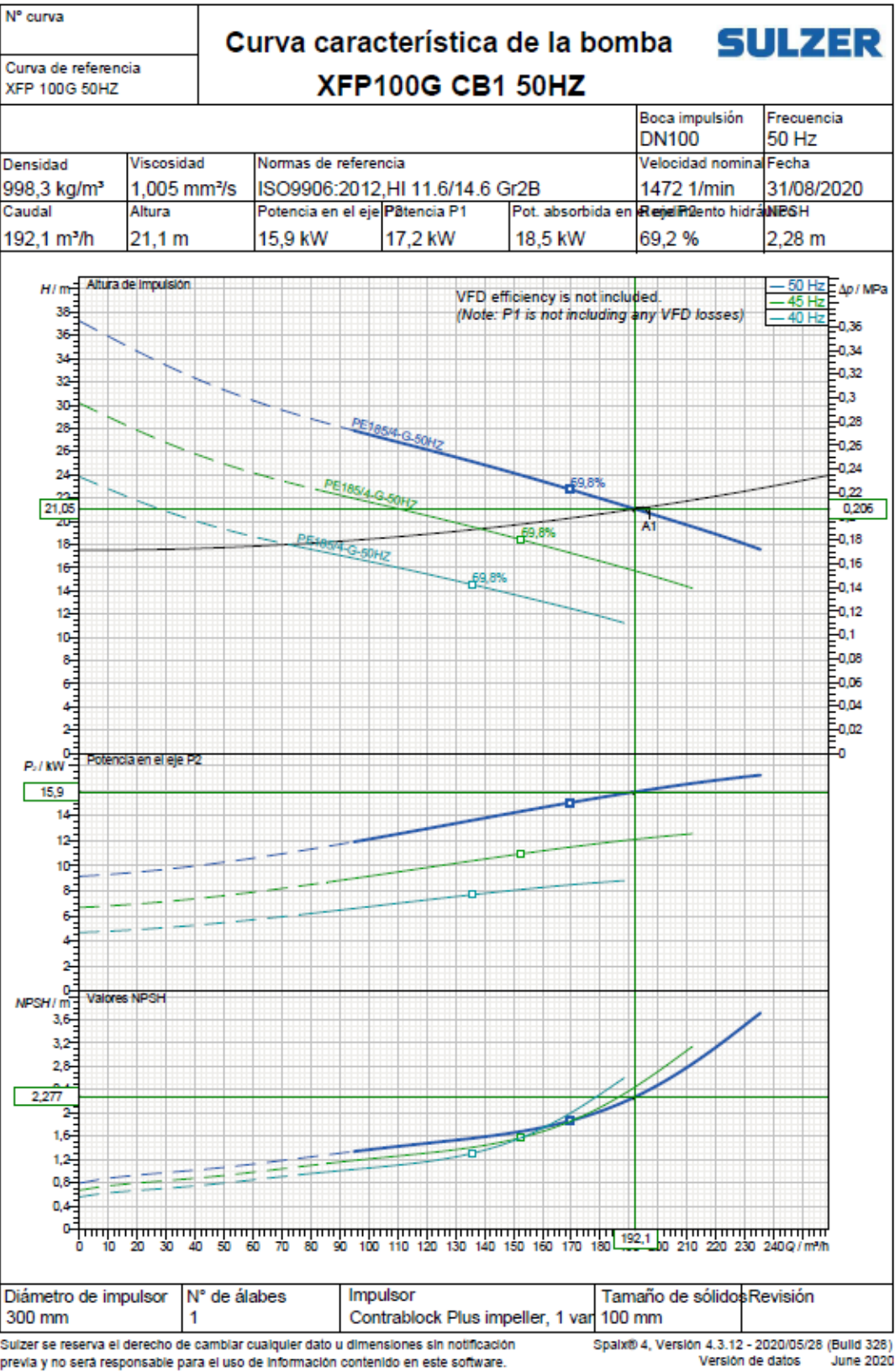
4.1.2. Altura manométrica

Actualmente el funcionamiento de la estación de bombeo consiste en un sistema 2+1 con variadores de frecuencia de modo que el caudal máximo que debe proporcionar es de 85 l/s.

Con el fin de desarrollar un modelo que replique la realidad, se han tomado los siguientes valores de funcionamiento para el diseño.

- Nivel de toma: 1,9 msnm.
- Nivel de entrega EDAR Actual: 16,1 msnm.
- Nivel de entrega EDAR Futura: 20,2 msnm.
- Pérdidas de carga total: 4,28 mca

Según lo indicado, la altura manométrica requerida por el sistema es de: 22,58 mca



Datos Curva de Funcionamiento					
Q	Q	H	H Efectiva	NPSHr	POT
M3/H	L/SEG	M.C.A.	M.C.A.	M.C.A.	Kv
117.60	32.67	24.97	24.68	3.58	1105.89
127.40	35.39	24.49	24.15	3.67	1242.16
137.20	38.11	24.01	23.61	3.76	1439.04
147.00	40.83	23.05	22.59	3.93	1621.50
156.80	43.56	22.33	21.81	4.54	1746.66
166.60	46.28	22.09	21.50	5.24	1783.16
176.40	49.00	21.13	20.47	6.02	1803.84
188.26	52.29	20.22	19.47	7.16	1812.41
196.00	54.44	18.25	17.43	8.38	1814.58

Punto de Funcionamiento para el Diseño					
Q	Q	H	H Efectiva	NPSHr	POT
M3/H	L/SEG	M.C.A.	M.C.A.	M.C.A.	Kv
153.00	42.50	22.61	22.11		

Hefectiva = Altura una vez deducidas las pérdidas de carga producidas en la Cadena de Grupo.

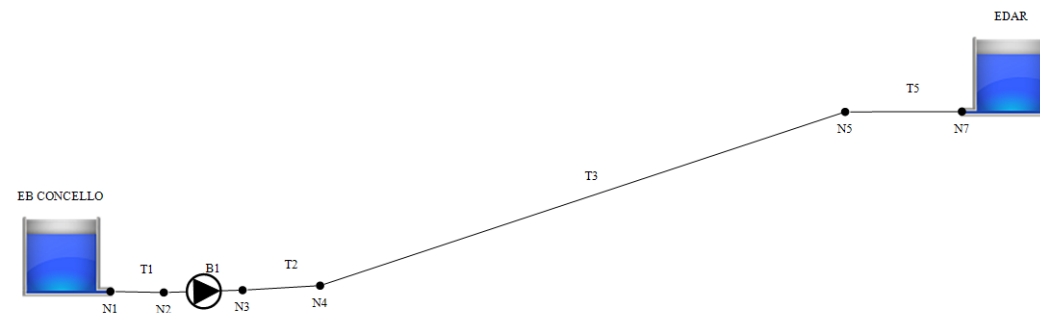
Se confirma, por tanto, que las bombas son válidas para trabajar en todo el rango de funcionamiento requerido por el sistema

4.1.4. Desarrollo del modelo. Simulación de los distintos escenarios de diseño

Se ha utilizado software informático ALLIEVI para desarrollar el estudio de la estación de bombeo, desarrollado por la Universidad Politécnica de Valencia y de licencia gratuita.

Allievi es un software profesional para el cálculo y simulación de transitorios hidráulicos en sistemas a presión y en lámina libre. Representa la culminación de años de trabajo y el paquete de software más ambicioso nunca creado por el ITA. Basado en un algoritmo propietario que viene utilizándose con éxito durante décadas en trabajos de consultoría y asesoría técnica, Allievi es uno de los pocos paquetes de software a nivel mundial que le permitirá calcular transitorios en sistemas hidráulicos de manera fiable.

Una ventaja que tiene el software es que parte del estudio del régimen permanente para realizar el régimen transitorio lo que lo convierte en un software idóneo para las necesidades del proyecto.



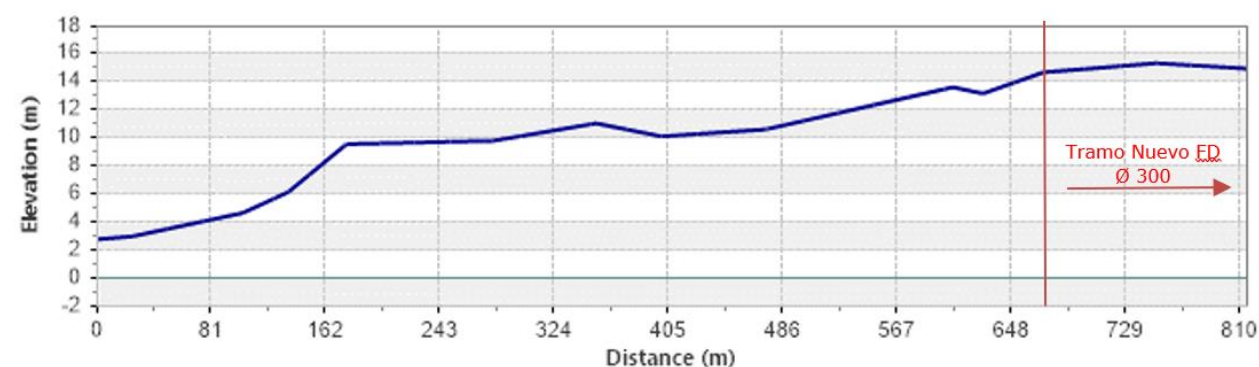
En la siguiente tabla se muestran los resultados que se obtienen de operación para los distintos escenarios de funcionamiento:

ALTURA MANOMÉTRICA DEL BOMBEO:	CAUDAL DE DISEÑO(M3/H)	Nº DE BOMBAS EN FUNCIONAMIENTO	CAUDAL UNITARIO (M3/H)	CAUDAL UNITARIO (L/S)	VELOCIDAD DE GIRO (r.p.m.)	FRECUENCIA VARIADOR (Hz)
CAUDAL MEDIO ESTABLE	57	1	57	15.83	1200.00	40.00
CAUDAL MEDIO ESTACIONAL	85.79	1	85.79	23.83	1235.00	41.17
CAUDAL PUNTA ESTABLE	127.64	1	127.64	35.46	1320.00	44.00
CAUDAL PUNTA ESTACIONAL	191.02	2	95.51	26.53	1280.00	42.67
CAUDAL MÁXIMO (DISEÑO)	306	2	153	42.50	1450.00	48.33

Según se puede comprobar los distintos escenarios de funcionamiento pueden verse cubiertos con garantías con la instalación existente.

4.2. Modelización del régimen transitorio de la EBAR

Para hacer el estudio del régimen transitorio se ha partido del análisis de la situación actual, para poder ver en qué modo la modificación en el trazado afecta al diseño original de la EBAR y, en consecuencia, proponer medidas de protección adicionales a las ya existentes. En la siguiente representación del perfil (estimado en el caso de la conducción existente) se indica el tramo adicional que supone conectar con la nueva EDAR.



El estudio del régimen transitorio debe contemplar la situación más desfavorable de trabajo y analizar si se requieren de elementos especiales de protección frente al golpe de ariete. En nuestro caso, se ha

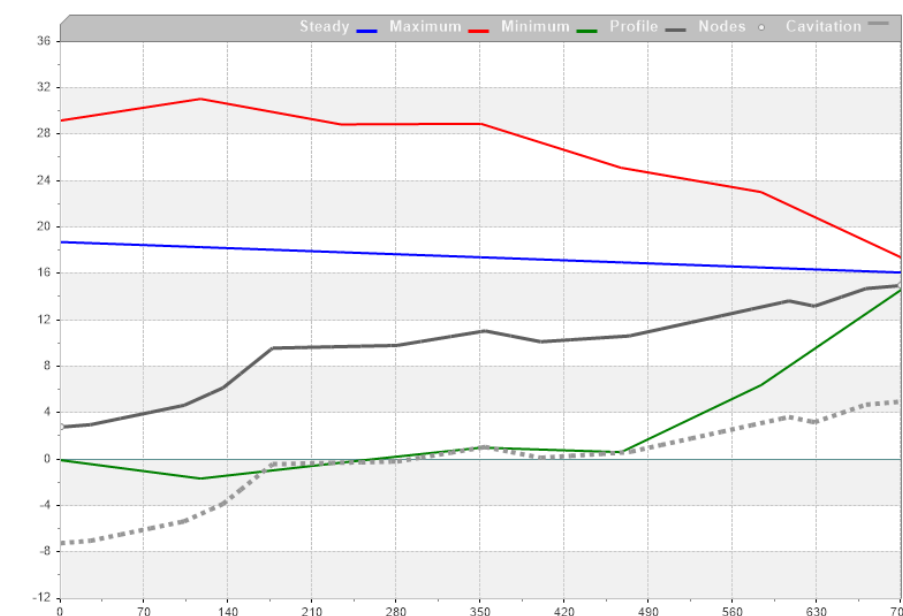
contemplado la parada total de las bombas debido a un corte de corriente. Se ha considerado para para una conducción de fundición dúctil Ø 300 una celeridad de 1150 m/s.

Se van a plantear dos simulaciones iniciales.

1. Situación actual. Impulsión con 2 bombas sumergibles (1320 rpm) para dar un caudal de 85 l/s sin considerar más elementos de protección que la mera inercia de los motores de las bombas.
2. Situación futura. Impulsión con 2 bombas sumergibles (1440 rpm) para dar un caudal de 85 l/s sin considerar más elementos de protección que la mera inercia de los motores de las bombas.

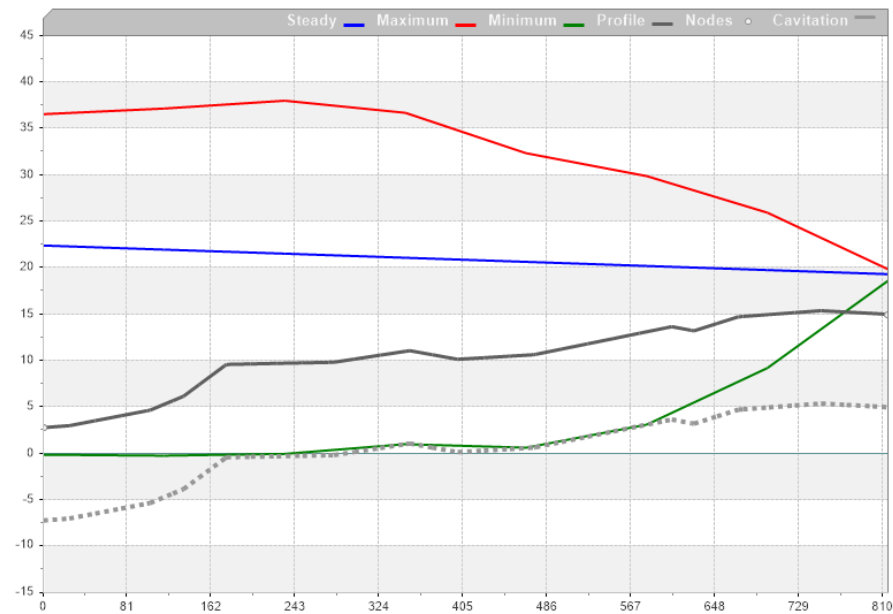
4.2.1. Situación Actual. Impulsión a EDAR Actual sin elementos de protección

A continuación, se muestra la salida gráfica del programa Allievi:



Como se puede observar, la parada genera una depresión que corta la línea de presión de vapor de agua lo que genera la rotura de vena líquida en la conducción y por tanto una situación de inestabilidad grave para este escenario de trabajo.

4.2.2. Situación Futura. Impulsión a EDAR Actual sin elementos de protección



Se observa que el efecto del golpe de ariete es exactamente el mismo que para la situación actual.

4.2.3. Conclusión del estudio de régimen transitorio

Tras comparar ambos resultados, destaca el hecho de que la modificación de extender la tubería de impulsión hasta la nueva EDAR, no modifica apenas su comportamiento hidráulico frente al golpe de ariete.

Si bien es cierto que se comprueba la necesidad teórica de equipos de protección adicional, tales como depósitos hidroneumáticos de volumen de almacenamiento entre 1 y 2 m³, dado que se produce la rotura de vena líquida en la conducción, debemos partir de la base que es preciso también comprobar el históricos de sucesos que este sistema a lo largo del tiempo.

Según se informa desde el servicio de explotación esta infraestructura no han detectado hasta la fecha daños asociados a este fenómeno, a la vez que la garantía de suministro eléctrico siempre ha estado acorde con los requerimientos hidráulicos del sistema.

Por tanto, si tenemos en cuenta ambos argumentos (la baja incidencia de golpes de ariete y que la modificación sobre el trazado supone una variación mínima frente al sistema actual) se concluye que no resulta imperativo disponer dentro del alcance de este proyecto de una protección adicional del sistema frente a golpes de ariete. Sin embargo, si se hace constar que los resultados teóricos arrojados por los modelos hidráulicos hacen advertir que es preciso extremar la vigilancia del sistema por parte del explotador actual de la red y controlar de un modo especial la garantía de suministro eléctrico a este.

5. ESTUDIO HIDRÁULICO DE LA IMPULSIÓN A LA EDAR

Una vez realizados los estudios (a través de modelos matemáticos) correspondientes al régimen permanente y transitorio del sistema hidráulico, procedemos al análisis pormenorizado de la conducción de impulsión en el tramo prolongado respecto a la conducción existente, esto es, desde el pk 673.11

5.1. Descripción de cálculo de pérdidas de carga

Para el estudio de las conducciones a presión se han tenido en consideración los siguientes criterios.

5.1.1. Pérdidas de carga lineales en la conducción

El cálculo de las pérdidas de energía por fricción se realiza a partir de la formulación de DARCY-WEISBACH, según la siguiente ecuación:

$$H_f = f \frac{L \cdot V^2}{D \cdot 2 \cdot g}$$

En donde:

- H_f= Pérdida por fricción, en m.
- f= Coeficiente de fricción, adimensional.
- L= Longitud del tramo de tubería, en m.
- D= Diámetro interno de la conducción, en m.
- V= Velocidad del flujo, en m/s.
- g= Aceleración de la gravedad, en m/s²

A su vez el coeficiente de fricción “f” se calcula por medio de la ecuación de COLEBROOK y WHITE en función de la rugosidad relativa (K/D) y del número de Reynolds del flujo.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \cdot \log \left(\frac{K/D}{3,71} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

En donde:

- f= Coeficiente de fricción, adimensional.
- K/D= Rugosidad relativa. Adimensional
- R= Número de Reynolds del flujo, adimensional.
- R = VD/v
- V= Velocidad del flujo, en m/s.
- D= Diámetro interno de la tubería, en m.

v= Viscosidad cinemática del agua, en m²/s. Este valor depende de la temperatura del agua; se asume v= 1,0 x 10-6 m²/s que corresponde a una temperatura de 20°C.

Como criterio de diseño, se seguirán las normas del Canal de Isabel II para tuberías de abastecimiento a presión:

Material	Prandtl - Colebrook		Hazen - Willians		Manning	
	k (mm)		C		n	
	nueva	en servicio	nueva	en servicio	nueva	en servicio
Fundición dúctil	0,030	0,200	130	100	0,012	0,017
Hormigón	0,300	3,000	140	110	0,013	0,017
Acero	0,030	0,100	120	90	0,008	0,011
Polietileno	0,005	0,030	150	140	0,007	0,009
PVC - O	0,003	0,060	150	140	0,007	0,009
PRFV	0,030	0,060	110	100	0,009	0,010

Finalmente se ha optado por una rugosidad para la fundición dúctil de **k = 0.2 mm**

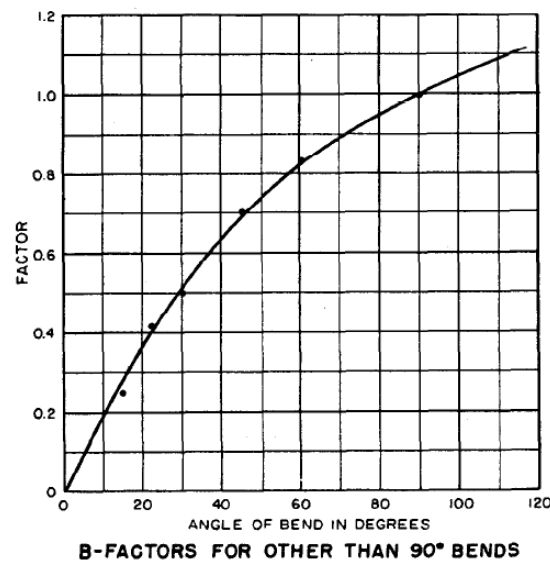
5.1.2. Pérdidas de carga singulares.

Según el trazado de la conducción se han calculado los codos existentes, tanto en planta como en alzado, a lo largo de toda la conducción. Así mismo se han tenido en consideración las pérdidas de carga en las derivaciones y en las válvulas de llegada.

Codos

Respecto a los codos, con carácter conservador se ha considerado un coeficiente ζ de 0,5 para un codo a 90º

Para otros ángulos, teniendo en cuenta lo indicado por "USBR. Engineering Monograph Nº7. Friction factors for large conduits flowing", las pérdidas se han calculado teniendo en cuenta la siguiente curva que relaciona las pérdidas en codos distintos a 90º a partir del valor de este:



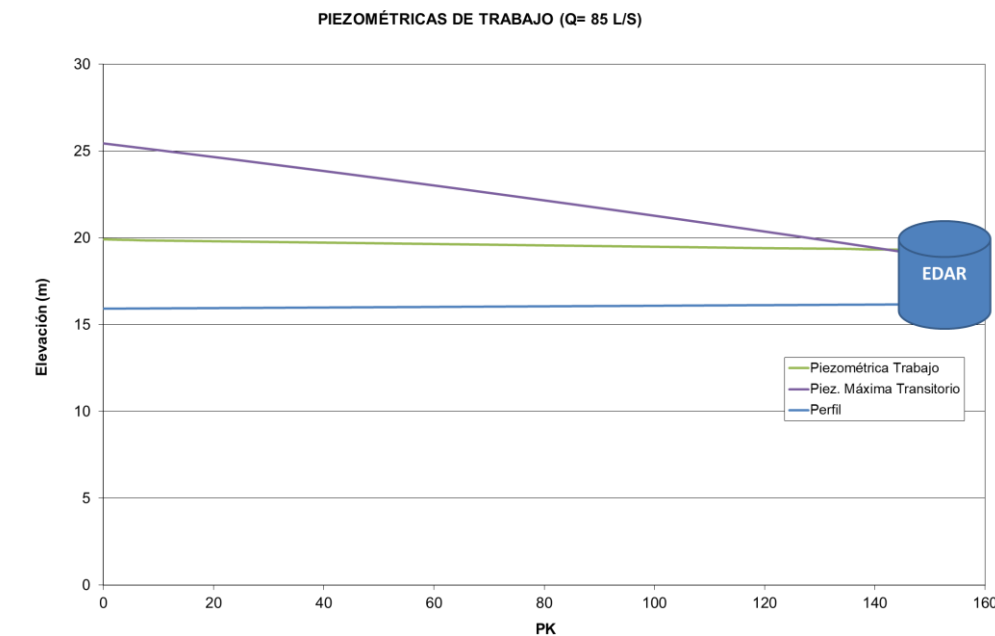
5.2. Línea piezométrica

Las características principales de la conducción son:

- Caudal diseño: 85 l/s

- Conducción: Fundición dúctil Ø 300 mm Clase C40.
 - Velocidad: 1,11 m/s.
 - Rugosidad material: 0,2 mm.
 - Longitud Total: 145,32 m.

En la siguiente imagen se muestra la representación de la línea piezométrica:



Piezométrica salida EBAR	22,11 mca
Piezométrica Inicio Tramo:	20,8 mca
Piezométrica llegada:	20,23 mca
Piezométrica necesaria entrega:	20,2 mca
Pérdidas de carga:	0.598 mca
Presión residual llegada:	0.03

En la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos en detalle:

Distancia	SINGULARIDAD	Cota Rasante	Cota Terreno	Q(l/s)	Material	DI (mm)	Dext (mm)	Pérdida lineal (mca)	Pérdida Singular (mca)	Piezométrica de trabajo	P. Máxima transitorio (mca)
0.00		15.91	17.47	85.00	FD	312	324	0.0000	0.0000	20.83	9.53
3.67	CODO 22,5º	15.92	17.59	85.00	FD	312	324	0.0140	0.0143	20.80	9.38
5.00		15.92	17.68	85.00	FD	312	324	0.0051	0.0000	20.80	9.33
7.22	CODO 22,5º	15.92	17.79	85.00	FD	312	324	0.0085	0.0151	20.78	9.24
10.00		15.93	17.89	85.00	FD	312	324	0.0106	0.0000	20.77	9.12
15.00		15.94	18.00	85.00	FD	312	324	0.0191	0.0000	20.75	8.92
20.00		15.95	18.04	85.00	FD	312	324	0.0191	0.0000	20.73	8.71
25.00		15.96	18.01	85.00	FD	312	324	0.0191	0.0000	20.71	8.50

Distancia	SINGULARIDAD	Cota Rasante	Cota Terreno	Q(l/s)	Material	DI (mm)	Dext (mm)	Pérdida lineal (mca)	Pérdida Singular (mca)	Piezométrica de trabajo	P. Máxima transitorio (mca)
30.00		15.97	18.09	85.00	FD	312	324	0.0191	0.0000	20.69	8.29
35.00		15.97	18.18	85.00	FD	312	324	0.0191	0.0000	20.67	8.08
40.00		15.98	18.26	85.00	FD	312	324	0.0191	0.0000	20.65	7.87
45.00		15.99	18.27	85.00	FD	312	324	0.0191	0.0000	20.63	7.65
50.00		16.00	18.29	85.00	FD	312	324	0.0191	0.0000	20.61	7.44
55.00		16.01	18.30	85.00	FD	312	324	0.0191	0.0000	20.59	7.22
58.26		16.02	18.29	85.00	FD	312	324	0.0125	0.0000	20.58	7.08
60.00		16.02	18.29	85.00	FD	312	324	0.0067	0.0000	20.57	7.00
65.00		16.03	18.28	85.00	FD	312	324	0.0191	0.0000	20.56	6.78
70.00		16.04	18.26	85.00	FD	312	324	0.0191	0.0000	20.54	6.55
75.00		16.05	18.26	85.00	FD	312	324	0.0191	0.0000	20.52	6.33
80.00		16.06	18.26	85.00	FD	312	324	0.0191	0.0000	20.50	6.10
85.00		16.07	18.26	85.00	FD	312	324	0.0191	0.0000	20.48	5.88
90.00		16.07	18.26	85.00	FD	312	324	0.0191	0.0000	20.46	5.65
95.00		16.08	18.22	85.00	FD	312	324	0.0191	0.0000	20.44	5.42
100.00		16.09	18.15	85.00	FD	312	324	0.0191	0.0000	20.42	5.19
105.00		16.10	18.12	85.00	FD	312	324	0.0191	0.0000	20.40	4.95
110.00		16.11	18.10	85.00	FD	312	324	0.0191	0.0000	20.38	4.71
115.00		16.12	18.07	85.00	FD	312	324	0.0191	0.0000	20.36	4.48
117.01		16.12	18.06	85.00	FD	312	324	0.0077	0.0012	20.36	4.38
120.00		16.13	18.04	85.00	FD	312	324	0.0114	0.0000	20.34	4.24
125.00		16.14	18.03	70.00	FD	312	324	0.0131	0.0000	20.33	4.00
130.00		16.15	18.02	70.00	FD	312	324	0.0131	0.0000	20.32	3.76
135.00		16.16	18.02	70.00	FD	312	324	0.0131	0.0000	20.30	3.51
138.18	CODO 90º	16.16	18.08	70.00	FD	312	324	0.0083	0.0214	20.27	3.36
140.00		16.17	18.10	70.00	FD	312	324	0.0048	0.0000	20.27	3.27
145.00		16.18	17.33	70.00	FD	312	324	0.0131	0.0000	20.26	3.02
145.32	VÁLVULA	16.18	17.28	70.00	FD	312	324	0.0008	0.0209	20.23	3.01

5.3. Ventosas y desagües

Dado que a lo largo del tramo ampliado hasta la nueva EDAR no existen cambios de pendientes (es continua del 0,2 %), no se ha precisado el cálculo de ventosas y desagües.

5.4. Cálculos mecánicos para fundición dúctil

5.4.1. Metodología de cálculo

En el presente apartado se realizan los cálculos mecánicos necesarios para determinar el comportamiento de las nuevas conducciones bajo las cargas exteriores: terreno y cargas rodantes.

El diseño de tubos de fundición dúctil a cargas exteriores puede realizarse, entre otros, a través de las consideraciones de la norma ANSI/AWWA C 150, que establece los siguientes criterios:

- La tensión de trabajo a flexión (f) no será superior a la mitad del límite a rotura por flexión.

$f \leq \frac{\sigma_{rf}}{2}$ Donde:

σ_{rf} = Tensión de rotura a flexión de la fundición dúctil = 662 N/mm²

f = Tensión de trabajo a flexión limitada a 331 N/mm²

- La tensión de trabajo a flexión (f) tendrá como mínimo un coeficiente de seguridad de 1,5 frente al límite elástico a flexión del anillo.

$f \leq \frac{\sigma_{fa}}{1,5}$

σ_{fa} = Límite elástico a flexión del anillo > 500 N/mm²

- $\frac{\Delta D}{D}$ representa la tasa de ovalización fijada de acuerdo a EN-545 en **1.85 %** del diámetro exterior, valor que garantiza el no agrietamiento del revestimiento interno de mortero de cemento.

- Para una zanja según la norma ANSI AWWA, los parámetros de la misma serán:

E' = Módulo de reacción del relleno

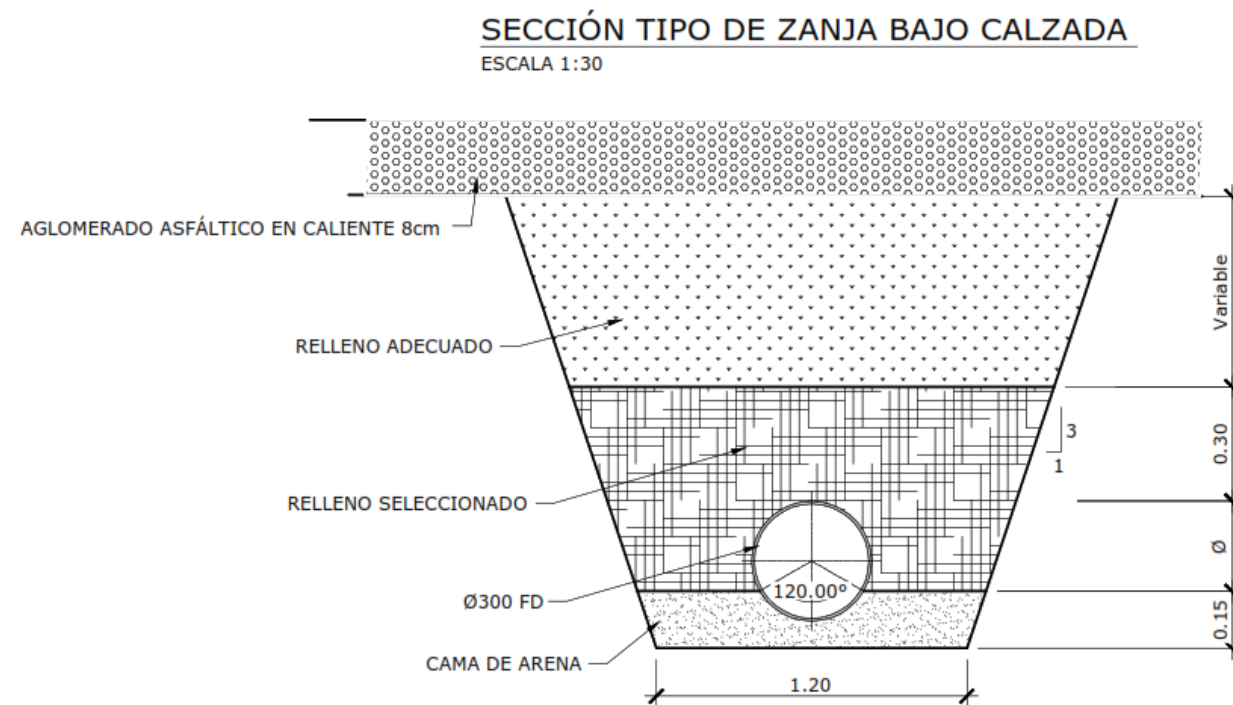
α = Angulo de apoyo

Kb = Coeficiente del momento de flexión

Kx = Coeficiente de ovalización

5.4.1.1. Zanja Tipo.

La zanja que se utilizará a lo largo de todo el trazado será:



5.4.1.2. Cargas exteriores (Pv)

5.4.1.2.1. Relleno (Pe)

Es el peso del prisma por encima del tubo: $P_e = W \cdot H$

Pe = carga de tierras en KN/m².

W = peso específico del relleno = 20 KN/m³

H = altura de cobertura

5.4.1.2.2. Cargas rodantes (Pt)

Es el efecto puntual de una rueda $P_t = \frac{4C \cdot R \cdot P' \cdot F}{D}$

Pt = Carga de tráfico, en KN/m²

C = Coeficiente de repartición de carga en un cuadrante a la profundidad H.

R = Coeficiente de reducción en función de H. Dicho coeficiente tiene en cuenta el hecho de que la parte de tubo que queda directamente bajo las ruedas es ayudada a soportar el peso por las partes adyacentes de dicho tubo, las cuales reciben poco o ningún peso. Sus valores se indican en la siguiente tabla.

DN	ALTURA DE COBERTURA (m)			
	< 1,20	1,20 - 2,10	2,40 - 3	> 3
	COEFICIENTE DE REDUCCION			
60 - 300	1,00	1,00	1,00	1,00
350	0,92	1,00	1,00	1,00
400	0,88	0,95	1,00	1,00
450	0,85	0,90	1,00	1,00
500	0,83	0,90	0,95	1,00
600 - 800	0,81	0,85	0,95	1,00
900 - 1400	0,80	0,85	0,90	1,00

F = Coeficiente de impacto = 1,5

P' = Carga aplicada = 100 KN

D = Diámetro exterior (mm)

El coeficiente de repartición de carga (C) en un sólo cuadrante se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$C = 0,25 - \frac{1}{2\pi} \arccos \left[H \sqrt{\frac{A^2 + B^2 + H^2}{(A^2 + H^2)(B^2 + H^2)}} \right] + \frac{1}{2\pi} \left[\frac{A \cdot B \cdot C}{\sqrt{A^2 + H^2 + B^2}} \right] \left[\frac{1}{A^2 + H^2} + \frac{1}{B^2 + H^2} \right]$$

A = 0,5 D

B = 0,5 m

H = Altura de cobertura (m)

5.4.1.2.3. Carga total

$$P_v = P_e + P_t$$

5.4.1.3. Ovalización:

El cálculo de las cargas exteriores, de fatiga de pared y de ovalización del tubo se basa según los principios de la Norma Americana AWWA C 150, específica para los tubos de fundición dúctil.

La presión máxima admisible vertical debida a las cargas ovalizantes, para una tasa de ovalización, unas tensiones, un tipo de relleno y unas características determinadas del tubo es de:

Pv = Presión vertical total

Kx = Coeficiente de ovalización
E = Módulo de elasticidad = 170 x 106 Kpas.
E' = Modulo de reacción del relleno
D = Diámetro exterior del tubo
e1= Espesor mínimo de fabricación

$$\frac{\Delta D}{D} = \frac{P_v \cdot 12 \cdot K_x}{8 \cdot E \cdot \left(\frac{D}{e_1} - 1\right)^3 + 0,732 \cdot E'}$$

5.4.1.4. Flexión:

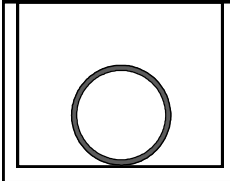
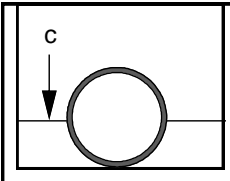
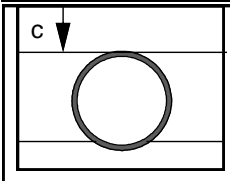
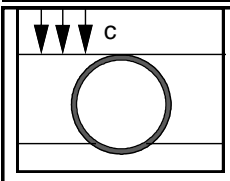
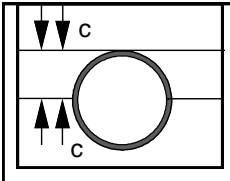
La tensión de flexión en la base del tubo se determina en base a la siguiente expresión.

D = Diámetro exterior
Pv = Presión vertical total
e2 = e1 - 2 mm (seguridad adicional)
Kb = Coeficiente del momento de flexión,
f = Fatiga a flexión limitada por seguridad a 331

$$f = P_v \frac{3D}{e_2} \cdot \left[\frac{D}{e_2} - 1\right] \cdot \left[K_b - \frac{K_x}{\frac{8E}{E' \left[\frac{D}{e_2} - 1\right]^3 + 0,732}} \right] \text{ N/mm}^2.$$

Algunos de esos parámetros son función del tipo de zanja a ejecutar:

TIPOS DE INSTALACIÓN (NORMA ANSI A 21-50)

	TIPO	DESCRIPCION	E' (bar)	Sector de apoyo	K _x	K _b
	1	Fondo de excavación nivelado en tierra sin remover. Relleno sin necesidad de compactación.	10,3	30º	0,108	0,235
	2	Fondo de la excavación nivelado. Relleno ligeramente consolidado hasta 1/2 altura del tubo.	20,7	45º	0,105	0,21
	3	Tubo descansando sobre un lecho de tierra blanda(*) con una altura mínima de 0,10 m. Relleno ligeramente consolidado hasta la clave del tubo.	27,6	60º	0,103	0,189
	4	Tubo descansando en un lecho de arena, de grava o de piedras trituradas con un espesor igual a 1/8 del diámetro del tubo con un mínimo de 0,10 m. de altura. Relleno compactado 80% PN hasta la clave del tubo.	34,5	90º	0,096	0,157
	5	Lecho de apoyo (0,10 m. mínimo) y primer relleno compuesto por materiales granulosos compactados hasta 1/2 altura del tubo. Segundo relleno compuesto por materiales granulosos o seleccionados, y compactados hasta la clave del tubo a un grado 90 % PN.	48,3	150º	0,085	0,128

(*) "Tierra blanda" o "materiales seleccionados" se definen como tierra de origen extraída de la excavación, sin piedras, materiales extraños o tierra helada.

5.4.2. Resultados obtenidos

CARACTERÍSTICAS DIMENSIONALES	Para altura de cobertura mínima, según perfiles	Para altura de cobertura máxima, según perfiles
CLASE	C40	C40
Diámetro nominal (mm)	300	300
Diámetro exterior (mm)	326	326
Espesor nominal (mm)	7.20	7.20
Espesor mínimo (mm)	5.60	5.60
Espesor de cálculo a flexión (mm)	3.60	3.60
Módulo de elasticidad (KdaNw/m ²)	17,000,000	17,000,000
RELLENO		
Altura de cobertura (m)	0.8	1.98
Densidad (KdaN/m ³)	1.885	1.885
INSTALACION		
Tipo de Zanja	4	4
E' (KdaNw/m ²)	345	345
K _x	0.096	0.096
K _b	0.157	0.157
CARGAS RODANTES		
Carga puntual (Kg)	10000	10000
Coefficiente dinámico	1.5	1.5
Coef. de reducción (R)	0.95	1.00
Coef. de repartición (C)	0.0453	0.0094
Cargas totales (KN/m²)		
Relleno Pe (KN/m ²)	15.08	37.33
Rodantes Pt (KN/m ²)	79.23	17.26
Total Pv (KN/m ²)	94.31	54.60
RESULTADOS		
Ovalización (%)	1.11%	0.64%
Tens. flexión (Nw/mm ²)	188.26	108.99

COEFICIENTES DE SEGURIDAD (Deben ser >1)

	Hmin	Hmax
Ovalización	2.70	4.67
Tensión de flexión	1.76	3.04

5.5. Dimensionamiento de anclajes

Las conducciones que transportan agua a presión están diseñadas en su origen para soportar éstas, pero existen algunos puntos críticos en los que aparecen fuerzas de empuje hidráulico como son:

- Cambios de dirección (horizontal o vertical).
- Cambios de diámetro.
- Derivaciones.
- Válvulas de corte.
- Pendientes pronunciadas.
- alguna combinación de ellos.

5.5.1. Empuje hidráulico

En un cambio de dirección, la resultante del empuje hidráulico toma el valor:

$$F = (P \times s + Q \times v) \times 2 \operatorname{sen} \frac{\alpha}{2}$$

(ver Figura 1: Fuerzas actuantes en un codo)

donde:

- P: Presión dinámica
- s: sección del tubo.
- Q: Caudal circulante.
- v: velocidad del fluido.
- α: ángulo, cambio en la alineación recta.

El primer término, dentro del paréntesis, corresponde al empuje debido a la presión y el segundo se debe a la velocidad, en la conducción en estudio la velocidad es muy reducida comparada con el empuje generado por la presión, por esta razón no se considerará el empuje debido a la velocidad en el cálculo, asumiéndose éste incluido en los coeficientes de seguridad.

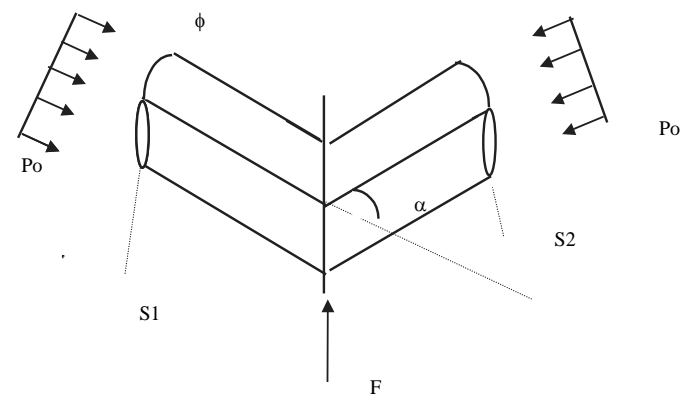


Figura 3. Fuerzas actuantes en un codo

Análogamente a lo expuesto anteriormente, el empuje hidráulico en los distintos elementos especiales se calcula en función de la presión máxima y su dirección y sentido se muestra en las figuras siguientes:

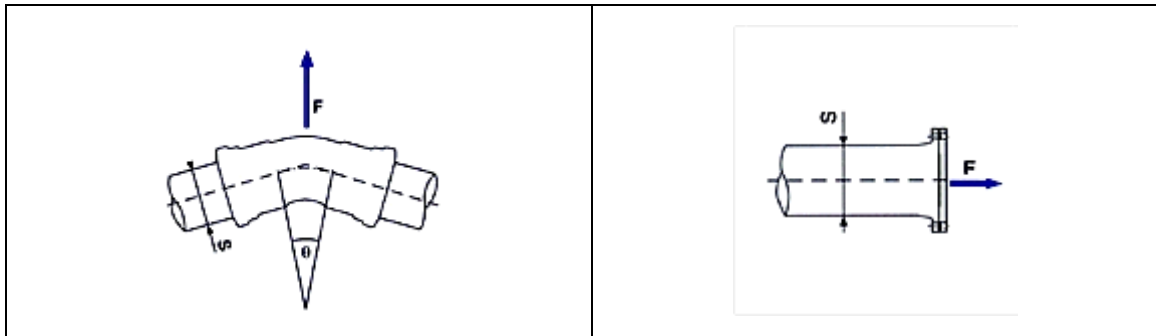


Figura 4. Empuje hidráulico en un codo

Figura 5. Empuje hidráulico en una brida ciega



Figura 6. Empuje hidráulico en una derivación

Figura 7. Empuje hidráulico en un cono de reducción

Y las fórmulas de cálculo utilizadas en cada caso serán:

Codo $2 \times P \times s \times \sin \frac{\alpha}{2}$

Derivación o brida ciega $P \times s$

Cono $P \times (s - s')$

Con estas aclaraciones, para el diseño de los elementos estabilizantes en los cambios de dirección y diámetro, se considerará el empuje hidráulico debido a la máxima presión que puede alcanzar la conducción.

5.5.2. Cálculo de anclajes. Bases

Para el cálculo de los anclajes de la tubería se han considerado las siguientes hipótesis de cálculo:

- No se tiene en cuenta la contribución de la propia tubería en la transmisión de esfuerzos.
- No hay presencia de nivel freático
- Se cuenta con el empuje activo.
- Se permite la posibilidad de dimensionar el anclaje contando con el empuje pasivo.
- En el cálculo de empujes se desprecian los efectos dinámicos, ya que la altura de velocidad ($V^2/2g$) es despreciable frente al valor de la presión de trabajo en conducciones de abastecimiento, según se ha indicado con anterioridad.
- Se considera un bloque de anclaje con forma cúbica y dimensiones B x H x L.

5.5.3. Parámetros de cálculo

Los parámetros necesarios para el cálculo de los anclajes son el ángulo de rozamiento interno del terreno (ϕ_r), el ángulo de rozamiento límite entre tierras y muro (δ), el peso específico del terreno (γ_r) y la tensión admisible del terreno (σ_{adm}), que, de acuerdo con las características geotécnicas de la traza se han considera como se especifica a continuación:

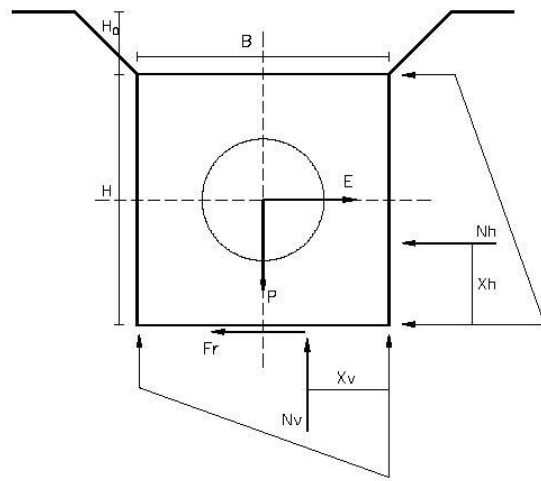
- Angulo de rozamiento interno del terreno (ϕ)= 30º
- Angulo de rozamiento terreno-muro (δ)=º
- Longitud de tubería colaborante = No aplica
- Profundidad del nivel freático= Sin presencia
- Peso específ. tierras (kN/m3) secas = 18 Kn/m3
- Peso esp. hormigón (kN/m3) =25 Kn/m3
- Tensión Admisible del terreno (KN/m2) =150 Kn/m2

Como seguridad adicional, se han establecido los siguientes coeficientes de seguridad:

- Coeficiente empuje. $C_v = 1,5$
- Coeficiente al vuelco. $C_v = 1,9$
- Coeficiente al deslizamiento. $C_v = 1,5$

5.5.4. Anclajes en Planta

Este empuje se transmitirá al terreno por rozamiento del anclaje con el mismo y por carga sobre la pared lateral, de acuerdo con el siguiente esquema:



Por tanto, para que esté en equilibrio se debe cumplir que:

- En h: $E = Fr + Nh$
- En v: $P = Nv$

(*) En ningún caso se tiene en cuenta el rozamiento entre la cara vertical de macizo y el terreno.

En donde:

- E = Empuje (kN)
- Nh = Reacción horizontal del terreno (kN)
- Nv = Reacción vertical del terreno (kN)
- Fr = Fuerza de rozamiento.
- P = Peso del macizo de anclaje (t), en el que no se considera el espacio ocupado por el tubo.

$$P = \gamma_H \cdot B \cdot H \cdot L - \left(\gamma_H - \gamma_A \right) \cdot \frac{\pi \cdot D_1^2}{4} \cdot N \cdot L$$

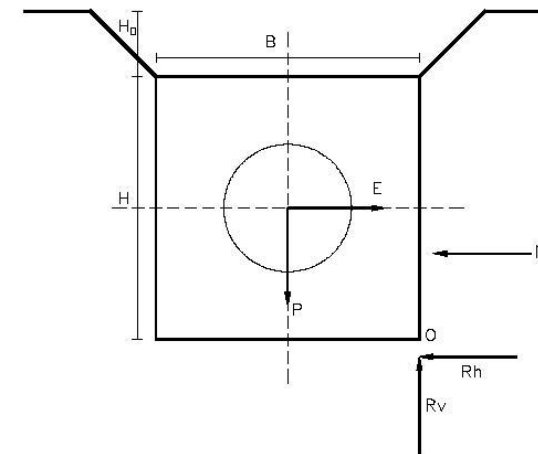
Para resolver esta ecuación es necesario establecer una condición límite que permita definir las dimensiones del anclaje necesario. Como se trata de un codo en planta, la condición límite es que antes de iniciarse el deslizamiento la reacción horizontal sea, como máximo, igual al empuje pasivo del terreno (cuyo cálculo se hace aplicando la teoría de Ranking):

$$N_h = E_p = \frac{1}{2} K_p \cdot \gamma_T \cdot H (H + 2 \cdot H_0) \cdot L \quad \text{en donde} \quad K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Resolviendo el sistema, supuestas conocidas la base (B) y la altura (H) del anclaje, se obtiene la siguiente longitud:

$$L_1 = \frac{E}{\left(\gamma_H \cdot B \cdot H - (\gamma_H - \gamma_A) \cdot \frac{\pi \cdot D_1^2}{4} \cdot N \right) \cdot \tan \delta + \frac{1}{2} K_p \cdot \gamma_T \cdot H \cdot (H + 2 \cdot H_0)}$$

Una vez calculada la longitud del anclaje, se realiza una comprobación a vuelco, de acuerdo con el siguiente esquema:



En caso, que se verifique la anterior ecuación, se calcula de nuevo la longitud del anclaje con la siguiente condición límite:

$$\frac{M_e}{M_v} = C_v \quad \text{con la condición} \quad N_h = E_p$$

Operando:

$$C_v \cdot E \cdot \frac{H}{2} = N_h \cdot x_h + P \cdot \frac{B}{2} \quad \text{en donde} \quad x_h = \frac{H \cdot (3 \cdot H_0 + H)}{3 \cdot (2 \cdot H_0 + H)}$$

y despejando L de Nh se obtiene:

$$L_2 = \frac{C_v \cdot E \cdot \frac{H}{2} - P \cdot \frac{B}{2}}{\frac{1}{2} K_p \cdot \gamma_T \cdot H \cdot (H + 2 \cdot H_0) \cdot x_h}$$

Por último, con la longitud máxima, se comprueba que la tensión que se produce sobre el terreno es menor o igual a la tensión de cálculo.

$$\sigma_m = \frac{N_v}{B \cdot L} \pm \frac{(B/2) \cdot X_v \cdot N_v}{(1/12) \cdot B^3 \cdot L}$$

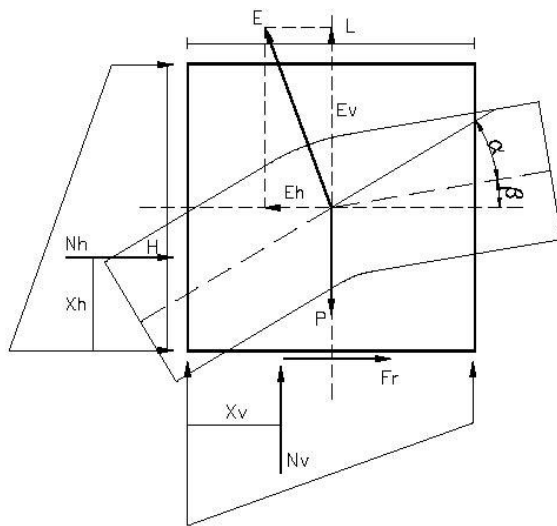
Donde x_v es la distancia entre el centro de gravedad de la sección y el punto de aplicación de la resultante de fuerzas. Y se obtiene tomando momentos en el punto de aplicación de la resultante de fuerzas.

$$X_v = \frac{E \cdot (H/2) - N_h \cdot X_h}{N_v}$$

5.5.5. Anclaje de codos en alzado

- Codos convexos

El empuje que se produce en un codo convexo tiene dos componentes, la componente horizontal del empuje que se transmitirá al terreno por rozamiento del anclaje con el mismo y por carga sobre la pared lateral, y la componente vertical que debe ser absorbida por el peso del anclaje, de acuerdo con el siguiente esquema:



Por tanto, para que esté en equilibrio se debe cumplir:

- En h: $E_h = F_r + N_h$
- En v: $P - E_v = N_v$

En donde:

- E_h = componente horizontal del empuje
- E_v = componente vertical del empuje

$$E_h = E \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2} + \beta\right)$$

$$E_v = E \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{2} + \beta\right)$$

Para resolver este sistema de ecuaciones es necesario establecer unas condiciones límites que permitan definir las dimensiones del anclaje necesario. Como se trata de un codo en alzado, es necesario definir dos condiciones límites.

- La primera condición límite es que antes de iniciarse el desplazamiento horizontal la reacción horizontal sea como máximo, igual al empuje pasivo del terreno:

$$N_h = E_p = \frac{1}{2} K_p \cdot \gamma \cdot H \cdot (H + 2 \cdot H_0) \cdot B$$

- La segunda condición es que la reacción del terreno sea como mínimo el 10% del peso para evitar que se pueda levantar la tubería:

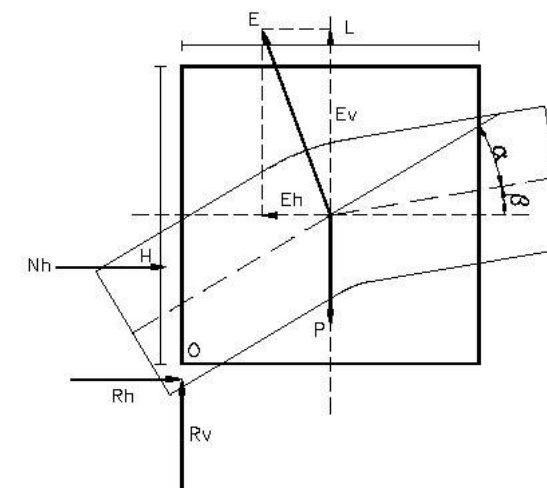
$$N_v = 0,1 \cdot P$$

Resolviendo el sistema con cada una de las dos condiciones, supuestas conocidas la base (B) y la altura (H) del anclaje, se obtienen las siguientes longitudes:

$$L_1 = \frac{E \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2} + \beta\right) + \left(E \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{2} + \beta\right)\right) \cdot \tan \delta - \frac{1}{2} K_p \cdot \gamma \cdot H \cdot (H + 2 \cdot H_0) \cdot B}{\left(\gamma_H \cdot B \cdot H - (\gamma_H - \gamma_A) \cdot \frac{\pi \cdot D_i^2}{4} \cdot N\right) \cdot \tan \delta}$$

$$L_2 = \frac{E \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{2} + \beta\right)}{0,9 \cdot \left(\gamma_H \cdot B \cdot H - (\gamma_H - \gamma_A) \cdot \frac{\pi \cdot D_i^2}{4} \cdot N\right)}$$

Seleccionando la mayor para el dimensionamiento del anclaje. Una vez calculada la longitud del anclaje, se realiza una comprobación a vuelco, de acuerdo con el siguiente esquema:



En donde se verifica la ecuación, en caso contrario, se calcula de nuevo la longitud del anclaje con la siguiente condición límite:

$$\frac{M_e}{M_v} = C_v, \text{ con la condición } N_h = E_p$$

Operando:

$$C_v \cdot E_h \cdot \frac{H}{2} + C_v \cdot E_v \cdot \frac{L}{2} = N_h \cdot x_h + P \cdot \frac{L}{2}$$

$$\text{en donde: } x_h = \frac{H \cdot (3 \cdot H_0 + H)}{3 \cdot (2 \cdot H_0 + H)}$$

y despejando L se obtiene:

$$L_3 = \frac{N_h \cdot x_h - C_v \cdot E_h \cdot \frac{H}{2}}{\frac{C_v \cdot E_v - P}{2}}$$

Por último, con la longitud máxima, se comprueba que la tensión que se produce sobre el terreno es menor o igual a la tensión de cálculo.

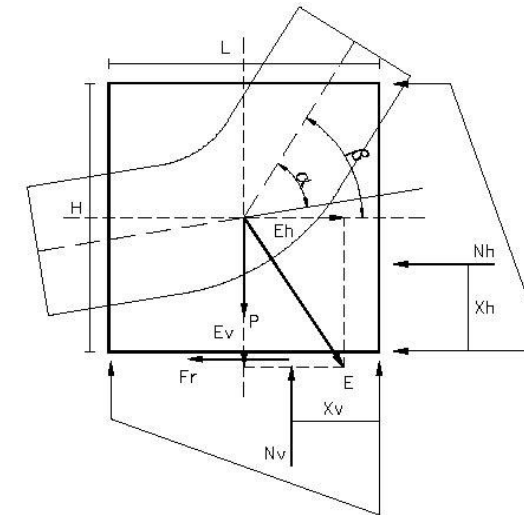
$$\sigma_m = \frac{N_v}{B \cdot L} \pm \frac{(L/2) \cdot x_v \cdot N_v}{(1/12) \cdot B \cdot L^3}$$

Donde x_v es la distancia entre el centro de gravedad de la sección y el punto de aplicación de la resultante de fuerzas. Y se obtiene tomando momentos en el punto de aplicación de la resultante de fuerzas.

$$x_v = \frac{E_h \cdot (H/2) - N_h \cdot x_h}{N_v}$$

- Codos cóncavos

El empuje que se produce en un codo cóncavo tiene dos componentes, la componente horizontal del empuje que se transmitirá al terreno por rozamiento del anclaje con el mismo y por carga sobre la pared lateral, y la componente vertical que se transmitirá por carga sobre el terreno, de acuerdo con el siguiente esquema:



Por tanto, para que esté en equilibrio se debe cumplir

- En h: $E_h = F_r + N_h$
- En v: $P + E_v = N_v$

En donde:

$$E_h = E \cdot \sin\left(\beta - \frac{\alpha}{2}\right)$$

$$E_v = E \cdot \cos\left(\beta - \frac{\alpha}{2}\right)$$

De la misma manera que en el caso anterior, para resolver este sistema de ecuaciones es necesario establecer dos condiciones límites que permitan definir las dimensiones del anclaje necesario.

- La primera condición límite es que antes de iniciarse el desplazamiento horizontal la reacción horizontal sea como máximo, igual al empuje pasivo del terreno.
- La segunda condición es que antes de iniciarse el desplazamiento vertical la reacción vertical sea como máximo.

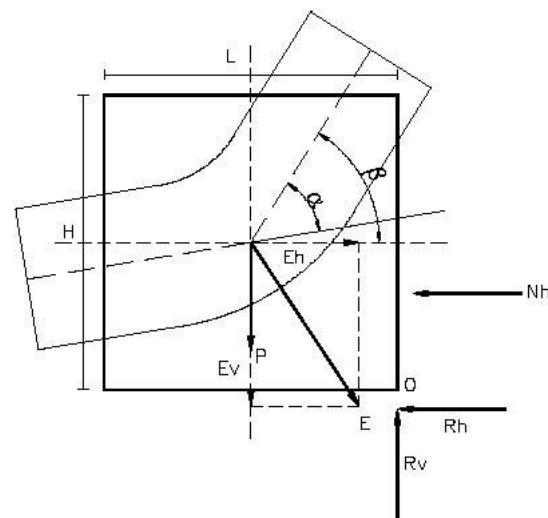
$$N_v = \sigma_c = B \cdot L$$

Resolviendo el sistema con cada una de las dos condiciones, supuestas conocidas la base (B) y la altura (H) del anclaje, se obtienen las siguientes longitudes:

$$L_1 = \frac{E \cdot \sin\left(\beta - \frac{\alpha}{2}\right) - \left(E \cdot \cos\left(\beta - \frac{\alpha}{2}\right)\right) \cdot \tan \delta - \frac{1}{2} K_p \cdot \gamma \cdot H \cdot (H + 2 \cdot H_0) \cdot B}{\left(\gamma_H \cdot B \cdot H - (\gamma_H - \gamma_A) \cdot \frac{\pi \cdot D_i^2}{4} \cdot N\right) \cdot \tan \delta}$$

$$L_2 = \frac{E \cdot \cos\left(\beta - \frac{\alpha}{2}\right)}{\sigma_c \cdot B - \left(\gamma_H \cdot B \cdot H - (\gamma_H - \gamma_A) \cdot \frac{\pi \cdot D_i^2}{4} \cdot N\right)}$$

Seleccionando la mayor para el dimensionamiento del anclaje. Una vez calculada la longitud del anclaje, se realiza una comprobación a vuelco, de acuerdo con el siguiente esquema:



En donde se verifica la ecuación. En caso contrario, se calcula de nuevo la longitud del anclaje con la siguiente condición límite:

$$\frac{M_e}{M_v} = C_v, \text{ con la condición } N_h = E_p$$

Operando:

$$C_v \cdot E_h \cdot \frac{H}{2} = N_h \cdot X_h + (P + E_v) \cdot \frac{L}{2}$$

$$\text{de donde: } x_h = \frac{H \cdot (3 \cdot H_0 + H)}{3 \cdot (2 \cdot H_0 + H)}$$

y despejando L se obtiene:

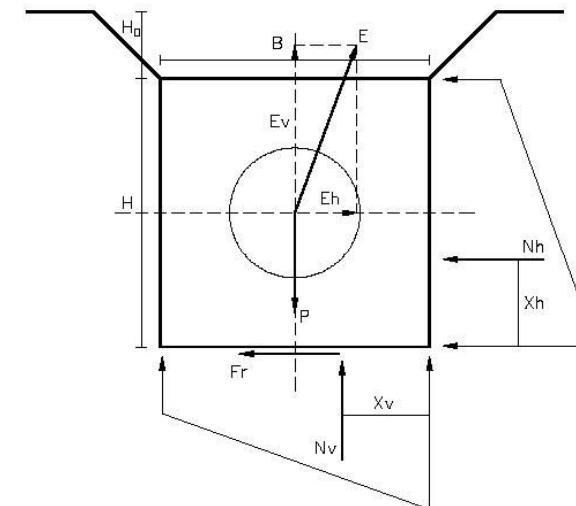
$$L_3 = \frac{C_v \cdot E_h \cdot \frac{H}{2} - N_h \cdot x_h}{\frac{P + E_v}{2}}$$

Por último, con la longitud máxima, se comprueba que la tensión que se produce sobre el terreno es menor o igual a la tensión de cálculo.

Donde x_v es la distancia entre el centro de gravedad de la sección y el punto de aplicación de la resultante de fuerzas. Y se obtiene tomando momentos en el punto de aplicación de la resultante de fuerzas.

5.5.6. Anclaje de codos en planta y alzado

Este caso se resuelve de forma análoga al anclaje de codos en planta, teniendo en cuenta que existe una nueva componente perpendicular al empuje original, de modo que el empuje se transmitirá al terreno por rozamiento del anclaje con el mismo y por carga sobre la pared lateral, de acuerdo con el siguiente esquema:



Por tanto, para que esté en equilibrio se debe cumplir:

- En h: $E_h = F_r + N_h$
- En v: $P - E_v = N_v$

Para resolver este sistema de ecuaciones es necesario establecer unas condiciones límites que permitan definir las dimensiones del anclaje necesario. Como se trata de un codo en planta y alzado, es necesario definir dos condiciones límites.

- La primera condición límite es que antes de iniciarse el desplazamiento horizontal la reacción horizontal sea como máximo, igual al empuje pasivo del terreno.
- La segunda condición es que, en caso de que sea un codo convexo, la reacción del terreno sea como mínimo el 10% del peso (ver codos convexos) y que en caso de que sea un codo cóncavo antes de iniciarse el desplazamiento vertical no se supere la tensión de cálculo del terreno (ver codos cóncavos).

$$L_1 = \frac{E_h + E_v \cdot \tan \delta}{\left(\gamma_H \cdot B \cdot H - (\gamma_H - \gamma_A) \cdot \frac{\pi \cdot D_1^2}{4} \cdot N \right) \cdot \tan \delta + \frac{1}{2} K_p \cdot \gamma \cdot H \cdot (H + 2 \cdot H_O)}$$

$$L_2 = \frac{E_v}{0,9 \cdot \left(\gamma_H \cdot B \cdot H - (\gamma_H - \gamma_A) \cdot \frac{\pi \cdot D_1^2}{4} \cdot N \right)}$$

$$L_2 = \frac{E_v}{\left(\gamma_H \cdot B \cdot H - (\gamma_H - \gamma_A) \cdot \frac{\pi \cdot D_1^2}{4} \cdot N \right) - \sigma_c \cdot B}$$

Una vez calculada la longitud del anclaje, se realiza primero una comprobación a vuelco, para calcular L_4 y posteriormente se realizan las comprobaciones de tensión como se ha visto en los anteriores apartados.

Las condiciones a comprobar son que se cumpla la seguridad al deslizamiento y que la tensión transmitida al terreno sea inferior a la tensión admisible de este.

5.5.7. Resultados obtenidos

En la siguiente tabla que se y comprobaciones realizadas para los anclajes horizontales, ya que como se ha comentado con anterioridad al no existir cambios de pendientes en la rasante de la conducción, no se precisan anclajes verticales.

P.K.	CODOS		RESULTADOS						
	P.N.	Planta	Esfuerzos			CON ANCLAJE			
	(bar)	Alfa (°)	E (kN)	Eh (kN)	Ev (kN)	Tipo	L (m)	VOLUMEN TEÓRICO (M3)	VOLUMEN FINAL (M3)
Pk 0 + 004	0.94	25.20	2.93	2.93	0.00	HORIZONTAL	0.55	0.51	1
Pk 0 + 007	0.92	27.00	3.09	3.09	0.00	HORIZONTAL	0.58	0.54	1
Pk 0 + 138	0.34	90.00	3.50	3.50	0.00	HORIZONTAL	0.65	0.61	1

Con el objeto de que exista un volumen suficiente de hormigón para que el anclaje sea ejecutable, desde el punto de vista constructivo, se establece un volumen mínimo de hormigón de 1 m³.

6. ESTUDIO HIDRÁULICO DE LA DESCARGA DE LA EDAR

6.1. Cálculo hidráulico. Modelización hidráulica de la descarga

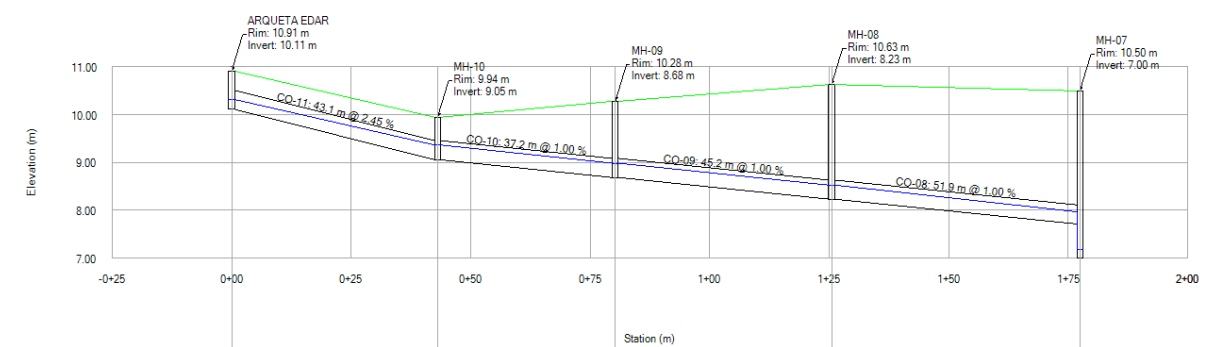
Para realizar un estudio pormenorizado de la descarga de la nueva EDAR hasta el colector de vertido existente, se ha hecho uso del software informático SEWER GEM's que permite conocer si el dimensionamiento propuesto es apropiado teniendo en cuenta el máximo nivel de marea del mar.

La modelización de la descarga de la EDAR se ha realizado con el programa SEWERGEMS de Bentley. Su principal ventaja frente a otros programas de modelización y cálculo es su compatibilidad con otros programas, entre

ellos Civil3D. Para la modelización de la red, se ha utilizado la rasante trazada desde Civil3D de colector de descarga de la nueva EDAR y se ha unido al trazado facilitado del colector existente que se inicia en la EDAR existente. Aproximadamente, el nuevo colector conectará con el antiguo en el pk 300.

Posteriormente se ha definido para completar el modelo:

- Diámetro de la conducción = Ø 400 mm PVC
- Caudal máximo de diseño de la EDAR = 85 l/s
- Nivel máximo de marea en el punto de vertido = 2,74 msnm.

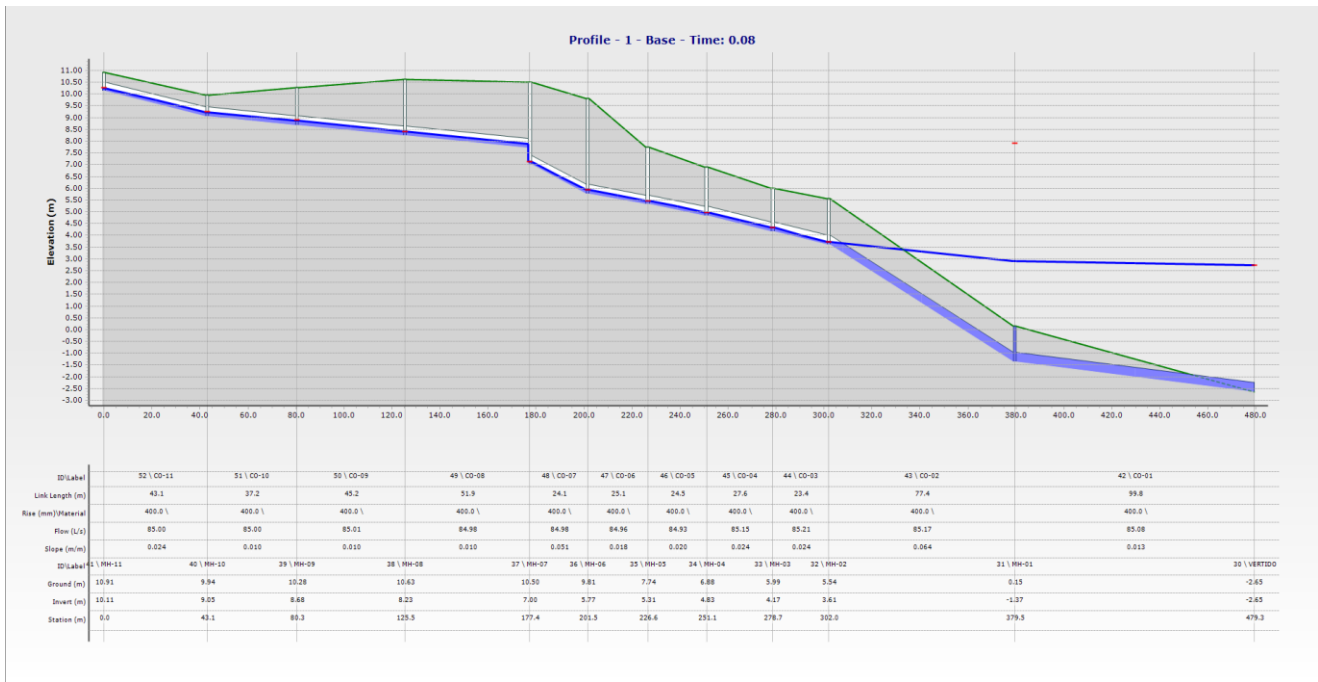


Element ID/Label	52/CO-11	51/CO-10	50/CO-09	49/CO-08	
Length (Unified) (m)	43.1	37.2	45.2	51.9	
Rise (Unified) (m)/Material	0.40/	0.40/	0.40/	0.40/	
Flow (L/s)	180.00	180.00	180.01	180.03	
Slope (Calculated) (%)	2.45	1.00	1.00	1.00	
Element ID/Label	41/ARQUETA EDAR	40/MH-10	39/MH-09	38/MH-08	37/MH-07
Elevation (Ground) (m)	10.91	9.94	10.28	10.63	10.50
Elevation (Invert) (m)	10.11	9.05	8.68	8.23	7.00
Station (m)	0+00	0+43	0+80	1+26	1+77

En la siguiente imagen se muestra en color verde, el trazado de descarga de la nueva EDAR y en rojo, el colector existente.



En la siguiente imagen se corrobora que el sistema tiene capacidad suficiente para descargar el caudal máximo capaz de producir la EDAR cuando el nivel del mar se encuentra en su máximo:



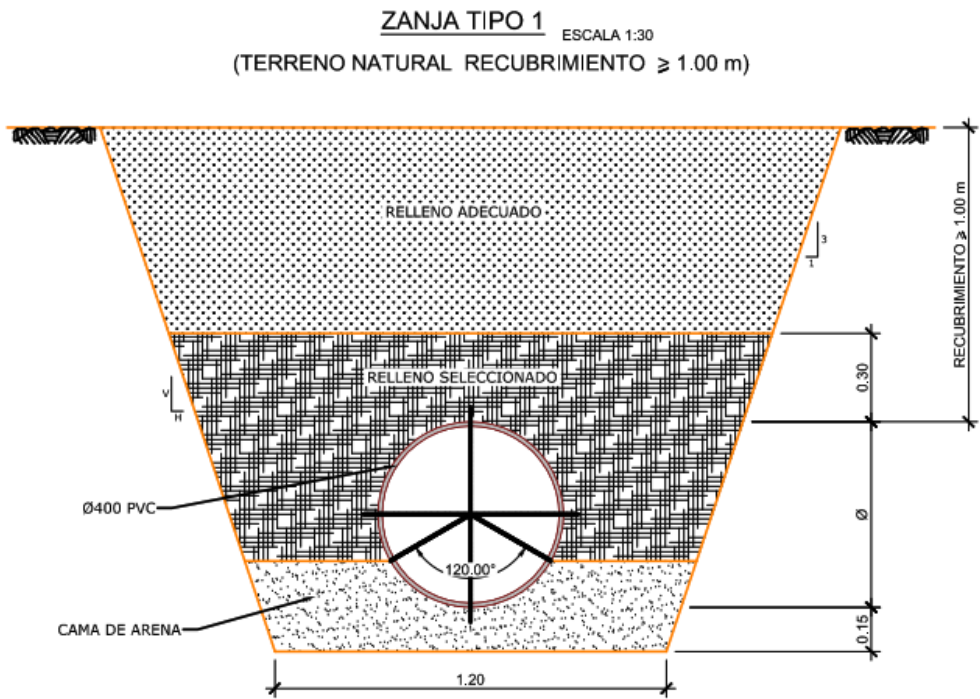
6.2. Cálculos mecánicos.

Para el cálculo mecánico de las tuberías de PEAD y PVC se ha utilizado programa de cálculo de acciones sobre tuberías plásticas enterradas de AseTUB, basado en la norma UNE 53331, en la que se describe el desarrollo teórico de cálculo empleado por el programa mencionado

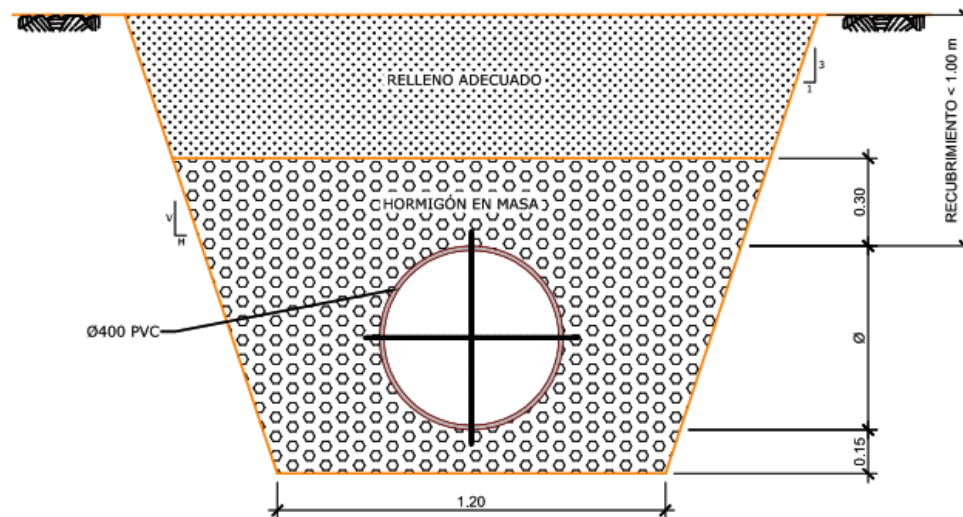
6.2.1. Zanja tipo.

Se han seleccionado tres tipos de zanja para el trazado de la conducción:

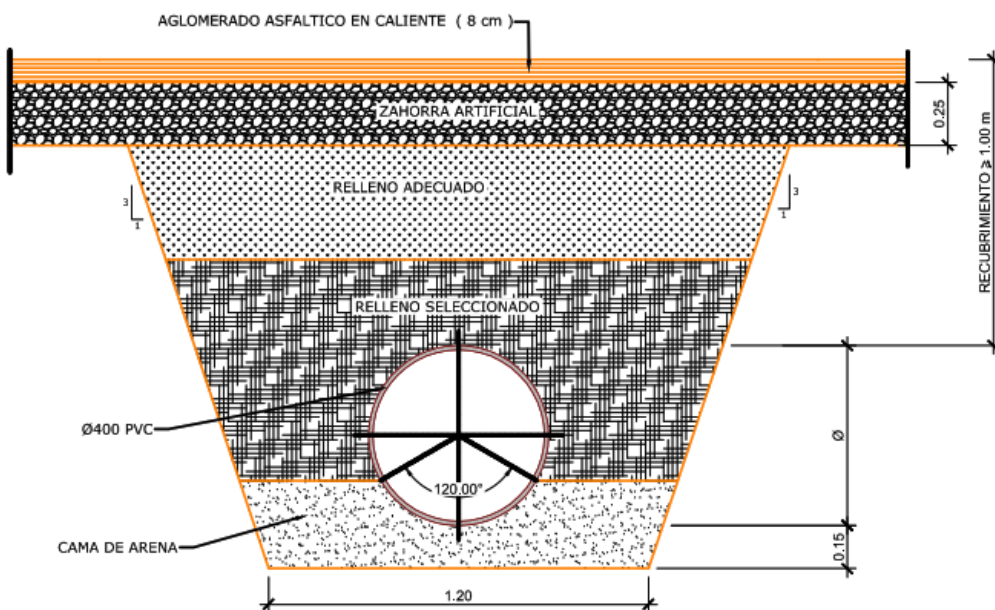
- pK 0 – 80,213 = Zanja tipo 2
- pK 80,213 – 135 = Zanja tipo 1
- pK 135 – 177,438 = Zanja tipo 3



ZANJA TIPO 2 ESCALA 1:30
(TERRENO NATURAL RECUBRIMIENTO < 1.00 m)



ZANJA TIPO 3 ESCALA 1:30
(ZONA ASFALTADA RECUBRIMIENTO ≥ 1.00 m)



6.2.2. Datos del programa. Metodología de cálculo.

A continuación, se recogen los datos introducidos en el programa de para la realización de los cálculos mecánicos de las conducciones plásticas (PEAD, PVC) proyectadas.

6.2.2.1 Características de los tubos.

Para caracterizar a las conducciones, se debe definir en el programa de cálculo la siguiente información sobre estas:

- Material: PEAD (PE100) o PVC.
- DN (mm): diámetro nominal del tubo.
- e (mm): espesor del tubo.
- PN (atm): presión nominal.
- Pi (bar): presión interior del agua, la cual se considera de 1 bar.
- Ha (m): altura del nivel freático sobre la clave del tubo.

6.2.2.2 Tipo de instalación y dimensiones de la zanja.

A continuación, se debe definir el tipo de instalación y las dimensiones de la zanja en la que se ubicará la conducción a calcular.

En cuanto a las dimensiones de la zanja, se debe especificar:

- H1 (m): altura de recubrimiento por encima de la generatriz superior del tubo hasta el nivel del suelo natural.
- B1 (m): anchura de la zanja a la altura de la generatriz superior del tubo.
- β (°): ángulo de inclinación de las paredes o talud de la zanja.

Respecto al tipo de instalación, se contemplan dos configuraciones en función de B1:

- Instalación en zanja: cuando se cumple que $B1 (m) < 2 \cdot DN (m)$.
- Instalación en terraplén: cuando se cumple que $B1 (m) \geq 4 \cdot DN (m)$.

La elección de una u otra configuración dependerá del diámetro nominal de cada conducción.

6.2.2.3 Ángulo de apoyo del tubo.

Se considera un ángulo de apoyo del tubo sobre la cama de arena de $2\alpha = 120^\circ$ en todos los casos.

6.2.2.4 Características de los suelos (terreno y relleno).

Las características de los suelos necesarias para el cálculo de las cargas de tierra son:

- Tipo de suelo.
- γ (kN/m³): peso específico de las tierras de relleno.
- Tipo de instalación del relleno.
- Módulos de compresión de las diferentes zonas del relleno y de la zanja.

En cuanto al tipo de suelo (terreno, relleno), a efectos de la norma se consideran cuatro grupos de suelos:

- Grupo 1 (G1): no cohesivos. Se incluyen en este grupo las gravas y arenas sueltas con un porcentaje de fino ($\Phi \leq 0,06$ mm) inferior al 5 %.
- Grupo 2 (G2): poco cohesivos. Se incluyen en este grupo las gravas y arenas poco arcillosas o limosas, con un porcentaje de fino ($\Phi \leq 0,06$ mm) entre el 5 % y el 15 %.
- Grupo 3 (G3): medianamente cohesivos. Se incluyen en este grupo las gravas y arenas arcillosas o limosas, con un porcentaje de fino ($\Phi \leq 0,06$ mm) entre el 15 % y el 40 % y limos poco plásticos
- Grupo 4 (G4): cohesivos. Se incluyen en este grupo las arcillas, limos y suelos con mezcla de componentes orgánicos.

Por otra parte, respecto a la compactación del relleno, se consideran las siguientes opciones:

- Relleno compactado por capas en toda la altura de la zanja, que supone una compactación equivalente a un Proctor Normal del 100 %.
- Relleno compactado en la zona del tubo, que supone una compactación equivalente a un Proctor Normal del 95 %.
- Relleno compactado posteriormente, que supone una compactación equivalente a un Proctor Normal del 92 %.
- Zanja entibada.

Respecto a los módulos de compresión, se toman los valores correspondientes a cada tipo de suelo (terreno, relleno) de la Tabla 19.

Grupo de suelo	Módulo de compresión E_s (N/mm ²)					
	Compactación Proctor normal en %					
	85	90	92	95	97	100
1	2,5	6	9	16	23	40
2	1,2	3	4	8	11	20
3	0,8	2	3	5	8	13
4	0,6	1,5	2	4	6	10

Tabla 19. Módulo de compresión en función del tipo de suelo (terreno, relleno)

Así mismo, se diferencian las siguientes zonas:

- E_1 (N/mm²): módulo de compresión del relleno en la parte superior de la zanja.
- E_2 (N/mm²): módulo de compresión del relleno alrededor del tubo, hasta 30 cm por encima de la generatriz superior.
- E_3 (N/mm²): módulo de compresión del terreno natural en la zona lateral de la zanja.
- E_4 (N/mm²): módulo de compresión del terreno natural en la zona inferior de la zanja.

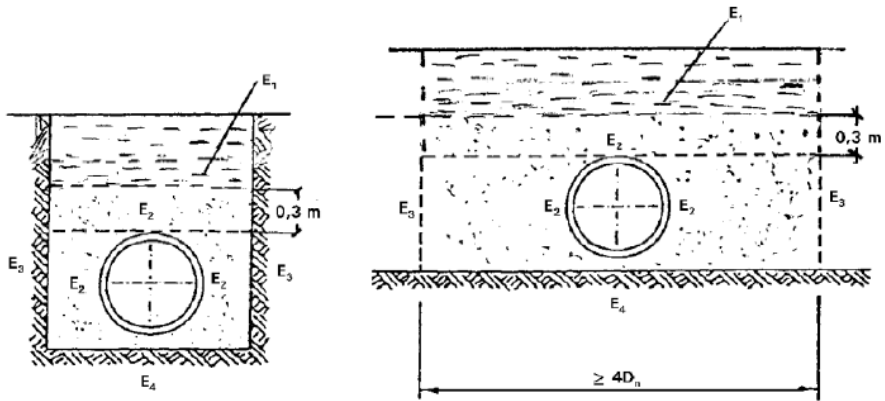


Ilustración 1. Módulo de compresión de las diferentes zonas del relleno y la zanja

6.2.2.5 Datos de sobrecargas.

Para determinar la presión sobre el tubo debida a las sobrecargas concentradas es necesario caracterizar:

- Sobrecargas concentradas: se consideran como cargas concentradas las originadas, principalmente, por las cargas de tráfico puntuales, que, en el caso de vehículos, se considera la carga máxima por rueda.
- Sobrecargas repartidas: Se consideran como cargas repartidas la originadas, principalmente, por los materiales acopiados, vehículos con cadenas, etc.
- Altura capa de pavimentación: este dato es imprescindible cuando la instalación se dispone bajo una zona pavimentada.

Como datos para las sobrecargas concentradas, se considera el vehículo tipo HT-26 en las zonas urbanizadas mientras que, en las zonas no urbanizadas, no se considera carga de tráfico. Dicho vehículo presenta las características representadas en la Tabla 20.

Nº	Símbolo	Carga total, (t)	Nº ejes	a (m)	b (m)	Carga por rueda (Pc) (kN)	
						Delantera	Trasera
1	LT 12	12	2	2	3	20	40
2	HT 26	26	2	2	3	65	65
3	HT 39	39	3	2	1,5	65	65
4	HT 60	60	3	2	1,5	100	100
5	Q 60	60	2	2	2	150	150

Tabla 20. Características de los vehículos tipo.

Donde:

- a (m): distancia entre ruedas.
- b (m): distancia entre ejes.

En cuanto a la altura de capa de pavimentación, esta se considera en las conducciones que discurren por zonas urbanizadas, considerando como pavimento la losa de 0,30 m de hormigón HM-20 que se dispone en la parte superior de la zanja.

6.2.2.6 Determinación de las acciones.

El proceso de cálculo permite obtener resultados a corto y largo plazo, por lo que se ha de seleccionar la rigidez del tubo, St , que condiciona los cálculos a corto y largo plazo.

6.2.2.6.1 Instalación en zanja o bajo terraplén.

6.2.2.6.1.1 Determinación de la presión vertical de tierras.

$$q_v = m C_z \gamma H$$

Donde:

- q_v (kN/m²): presión vertical sobre el tubo debido a la carga de tierras.
- m (Adim): factor de concentración de la presión vertical.
- C_z (Adim): coeficiente de carga de las tierras en zanja o bajo terraplén.
- H (m): altura del recubrimiento por encima de la generatriz superior del tubo.
- γ (kN/m³): peso específico de las tierras de relleno.

En cuanto a C_z , este se calcula mediante las ecuaciones siguientes:

$$C_z = 1 \quad \text{para } 0 \leq \beta < \rho$$

$$C_z = 1 - \frac{1 - C_{z90}}{90} \beta \quad \text{para } \rho \leq \beta \leq 90$$

$$C_{z90} = \frac{1 - e^{-2(H/B)K_1 \tan \rho'}}{2(H/B)K_1 \tan \rho'}$$

Donde:

- k_1 : coeficiente de empuje lateral de las tierras de relleno.
- ρ' : ángulo de rozamiento del relleno con las paredes de la zanja.
- B (m): anchura de la zanja a la altura de la generatriz superior del tubo.

Los valores de C_{z90} para diferentes valores de ρ' se dan en el anexo A de la norma.

El factor de concentración de la presión vertical, m , viene dado por las siguientes ecuaciones:

$$m = \frac{m_1 - 1}{3} \frac{B}{D_n} + \frac{4 - m_1}{3} \quad \text{para } 1 \leq \frac{B}{D_n} \leq 4$$

$$m = m_1 \quad \text{para } 4 \leq \frac{B}{D_n} \leq \infty$$

Donde:

- D_n (m): diámetro nominal del tubo.

En cualquier caso, m debe ser:

$$m \leq 1 + 4 K_1 \tan \rho$$

m_1 se calcula mediante las siguientes ecuaciones:

$$m_1 = \frac{m_m V_s + \frac{(m_m - 1)m_0 V_0}{1 - m_0}}{V_s + \frac{(m_m - 1)V_0}{1 - m_0}}$$

Siendo:

$$m_0 = \frac{4K_2}{3 + K_2}$$

$$V_0 = \frac{(1 - K_2)P_j}{P_j - 0,25} \quad (P_j > 0,25)$$

Donde:

- K_2 : coeficiente de empuje lateral de las tierras de relleno alrededor del tubo (Tabla 21).
- $P_j=1$ para los dos tipos de apoyo A y B considerados.

Grupo de suelo	K_2	
	$V_{ts} > 1$	$V_{ts} \leq 1$
1	0,5	0,4
2	0,5	0,3
3	0,5	0,2
4	0,5	0,1

Tabla 21. Coeficiente de empuje lateral de las tierras de relleno alrededor del tubo según tipo de suelo.

m_m se calcula mediante las siguientes ecuaciones:

$$m_m = 1 + \frac{\frac{H}{D_n}}{\frac{3,5}{P_j} + \frac{2,2E_1}{E_4(P_j - 0,25)} + \frac{H}{D_n} \left[\frac{0,62}{P_j} + \frac{1,6E_1}{E_4(P_j - 0,25)} \right]}$$

$$V_s = \frac{S_t P_j}{|C_v| E_2}$$

Donde:

- S_t (N/mm²): rigidez del tubo a corto o largo plazo, obtenida como:

$$S_t = \frac{E_t}{12} \left(\frac{e}{r_m} \right)^3$$

- r_m (m): es el radio medio del tubo.

$$r_m = \frac{D_n - e}{2}$$

- E_t : módulo de elasticidad en flexión transversal del tubo a corto o largo plazo.

El coeficiente para obtener la deformación vertical del diámetro del tubo, ΔD_v , se obtiene de la ecuación siguiente:

$$|C_v| = C_{v1} + C_{v2} \delta$$

Donde:

- $|C_v|$: valor absoluto del coeficiente de deformación vertical del tubo (ΔD_v).
- C_{v1} : factor de deformación vertical debido a q_v (Tabla 22).
- C_{v2} : factor de deformación debido a q_{ht} (Tabla 22).
- δ : coeficiente de reacción del relleno de la cama del tubo, que se calcula con la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{C_{h1}}{V_{ts} - C_{h2}}$$

– C_{h1} : factor de deformación horizontal debido a q_v (Tabla 22).

– C_{h2} : factor de deformación horizontal debido a q_{ht} (Tabla 22).

– V_{ts} es el coeficiente de rigidez del sistema tubo – suelo, que se obtiene con la siguiente expresión:

$$V_{ts} = \frac{S_t}{S_{sh}}$$

– S_{sh} (N/mm²): rigidez horizontal del relleno hasta la clave del tubo:

$$S_{sh} = 0,6 \cdot \xi \cdot E_2$$

– ξ (Adim.): factor de corrección, calculado por la siguiente expresión:

$$\xi = \frac{1,662 + 0,639 \left(\frac{B}{D_n} - 1 \right)}{\left(\frac{B}{D_n} - 1 \right) + \left[1,662 - 0,361 \left(\frac{B}{D_n} - 1 \right) \right] \frac{E_2}{E_3}}$$

Ángulo de apoyo 2α (en grados)	C_{v1}	C_{h1}	C_{v2}	C_{h2}
60	– 0,1053	+ 0,1026	+ 0,0640	– 0,0658
90	– 0,0966	+ 0,0956	+ 0,0640	– 0,0658
120	– 0,0893	+ 0,0891	+ 0,0640	– 0,0658
180	– 0,0833	+ 0,0833	+ 0,0640	– 0,0658

Tabla 22. Factores de deformación.

- E_1 , E_2 , E_3 y E_4 son los módulos de compresión en las diferentes zonas del relleno y de la zanja (véase Tabla 19).

6.2.2.6.1.2 Determinación de la presión lateral de tierras.

La presión lateral de tierras se compone de la presión (q_h) consecuencia de la presión vertical de tierras y de la reacción lateral del suelo (q_{ht}) debida a la deformación del tubo.

Para la determinación de estas presiones, se utilizan las siguientes expresiones:

$$q_h = n K_2 C_z \gamma H$$

$$q_{ht} = \delta (q_v - q_h)$$

Donde:

- q_h (kN/m²): presión lateral del relleno el tubo.
- n : factor de concentración de la presión lateral del suelo.

$$n = \frac{4 - m_1}{3}$$

- K_2 : coeficiente de empuje lateral de las tierras de relleno.
- C_z (Adim): coeficiente de carga de las tierras en zanja o bajo terraplén.
- H (m): altura del recubrimiento por encima de la generatriz superior del tubo.
- γ (kN/m³): peso específico de las tierras de relleno.
- q_{ht} (kN/m²): reacción máxima lateral del suelo a la altura del centro del tubo.
- δ : coeficiente de reacción del relleno de la cama del tubo
- q_v (kN/m²): presión vertical sobre el tubo debida a la carga de tierras.

6.2.2.6.2 Instalación en zanja terraplenada.

6.2.2.6.2.1 Determinación de la presión vertical de tierras

Viene dada por la ecuación:

$$q_v = m_z C_z \gamma_1 H_1 + m_t C_n \gamma_2 H_2$$

Donde:

- q_v y C_z tienen el mismo significado que los calculados anteriormente para la instalación en zanja o bajo terraplén.
- m_z y m_t son los factores de concentración de la presión vertical en zanja y terraplén, respectivamente.
- C_n es el coeficiente de carga de las tierras en zanja terraplenada.
- γ_1 , H_1 , γ_2 y H_2 son los pesos específicos y espesores de las tierras de relleno en zanja y terraplén respectivamente.

El coeficiente de carga de las tierras sobre la zanja terraplenada viene dado por la siguiente ecuación:

$$C_n = 1 \quad \text{para } 0 \leq \beta \leq \rho$$

$$C_n = 1 - \frac{\beta}{90} (1 - C_{n90}) \quad \text{para } \rho \leq \beta \leq 90$$

Siendo:

$$C_{n90} = e^{-2(H_1/B)K_1 \tan \rho'}$$

Los valores de C_{n90} para diferentes valores de ρ' se dan en el anexo B de la norma.

6.2.2.6.2.2 Determinación de la presión lateral de las tierras

Viene definida por la siguiente expresión:

$$q_h = n K_2 (C_z \gamma_1 H_1 + C_n \gamma_2 H_2)$$

$$q_{ht} = \delta (q_v - q_h)$$

Donde todos los parámetros de los que dependen han sido definidos anteriormente para la instalación en zanja o bajo terraplén.

6.2.2.6.3 Determinación de la presión vertical debida a las sobrecargas.

6.2.2.6.3.1 Sobrecargas concentradas.

La presión vertical sobre un tubo enterrado debida a las sobrecargas concentradas se calculará mediante la siguiente expresión:

$$P_{vc} = P_c \phi C_c$$

Donde:

- P_{vc} (kN/m²): presión vertical sobre el tubo debida a las sobrecargas concentradas.
- P_c (kN): valor de la sobrecarga concentrada. En caso de vehículos, se toma la sobrecarga máxima por rueda.
- ϕ : coeficiente de impacto para sobrecargas móviles
- C_c : coeficiente de carga para sobrecargas concentradas, dada por la siguiente expresión:

$$C_c = \frac{1}{D_n} - \frac{2}{\pi D_n} \left[\arcsen \left(\frac{2H \sqrt{X_1}}{\sqrt{X_2 X_3}} \right) - \frac{2HD_n}{\sqrt{X_1}} \cdot \left(\frac{1}{X_2} + \frac{1}{X_3} \right) \right] + \frac{1}{H^2} \Sigma I$$

$$X_1 = 4H^2 + D_n^2 + 1;$$

$$X_2 = 4H^2 + 1;$$

$$X_3 = 4H^2 + D_n^2;$$

Donde:

- D_n (m): diámetro nominal del tubo.
- H es la altura del relleno sobre la generatriz superior del tubo (m). Si el tubo está instalado bajo una zona pavimentada, H se sustituye por H_e (altura equivalente), la cual se calcula mediante la expresión:

$$H_e = H + \frac{0,9}{\sqrt[3]{E_1}} \left(h_1 \sqrt[3]{E_{f1}} + h_2 \sqrt[3]{E_{f2}} \right)$$

- H es la altura del recubrimiento de tierra por encima de la generatriz superior del tubo, hasta la parte inferior del firme (m). En caso de zanja terraplenada: $H = H_1 + H_{terr}$
- E_1 (N/mm²): módulo de compresión del relleno de la zanja por encima de la zona de influencia del tubo.
- h_1 y h_2 (m): espesores de la primera y segunda capa del firme.
- E_{f1} y E_{f2} (N/mm²): módulos de compresión de la primera y segunda capa de firme.
- ΣI depende de la situación de otras sobrecargas concentradas en las proximidades de la vertical del tubo. En el caso de vehículos, depende de la distancia entre ruedas (a) y de la distancia entre ejes (b).
 - Para camiones de dos ejes:

$$\Sigma I = \frac{3H^5}{2\pi} \left[\left(a^2 + H^2 \right)^{-2,5} + \left(b^2 + H^2 \right)^{-2,5} + \left(c^2 + H^2 \right)^{-2,5} \right]$$

- Para el caso de camiones de tres ejes:

$$\Sigma I = \frac{3H^5}{2\pi} \left[\left(a^2 + H^2 \right)^{-2,5} + 2 \left(b^2 + H^2 \right)^{-2,5} + 2 \left(c^2 + H^2 \right)^{-2,5} \right]$$

- Las ecuaciones para el cálculo de ΣI son válidas cuando las cargas por eje son iguales. En caso contrario, el segundo y el tercer término entre corchetes deben multiplicarse por la relación de cargas entre el eje menos cargado y el más cargado.

6.2.2.6.3.2 Sobrecargas repartidas.

La presión vertical sobre un tubo enterrado, debida a una sobrecarga repartida, se calculará mediante la siguiente ecuación:

$$P_{vr} = C_d \cdot P_d \cdot \varphi$$

Donde:

- P_{vr} (kN/m²): presión vertical sobre el tubo debida a las sobrecargas repartidas.
- C_d : coeficiente de carga para sobrecargas repartidas.
- P_d (kN/m²): valor de la sobrecarga repartida.
- φ : coeficiente de impacto para los distintos tipos de vehículos.

6.2.2.6.4 Determinación de la presión vertical total sobre el tubo.

Es la suma de la presión vertical de tierras, q_v , y la presión vertical debida a las sobrecargas P_{vc} o P_{vr} .

6.2.2.7 Cálculo de la deformación.

Con la distribución de cargas en la periferia del tubo, se calcula la variación del diámetro vertical como consecuencia de las cargas externas, según la siguiente ecuación:

$$\Delta D_v = \left| C_v \right| \frac{q_{vt} - q_h}{S_t} \cdot 2 \cdot r_m$$

Donde:

- S_t ha de venir expresada en kN/m².

De esta expresión se deduce la deformación relativa, δ_v , a corto y/o largo plazo, en %, teniendo en cuenta los valores de rigidez de tubo, S_t , al considerar el correspondiente módulo de elasticidad del material.

$$\delta_v = \frac{\Delta D_v}{2 \cdot r_m} \cdot 100 = \left| C_v \right| \frac{q_{vt} - q_h}{S_t} \cdot 100$$

El valor admisible a largo plazo debe ser igual o inferior al 5%.

6.2.2.8 Determinación de las solicitaciones.

6.2.2.8.1 Determinación de los momentos flectores longitudinales.

El momento flector por unidad de longitud, en kN · m / m, en clave, riñones y base debidos a la carga vertical (q_{vt}), a la carga horizontal (q_h), a la reacción horizontal (q_{ht}), al peso propio del tubo (t), al peso del agua considerando el tubo lleno (a) y a la presión del agua (P_a), vienen definidos por las siguientes expresiones:

$$M = M_{qvt} + M_{qh} + M_{qht} + M_t + M_a + M_{pa}$$

Para cada caso debe calcularse el momento flector en clave, riñones y base.

6.2.2.8.1.1 Por carga vertical.

$$M_{qvt} = m_{qvt} \cdot q_{vt} \cdot r_m^2$$

Donde:

- m_{qvt} : coeficiente de momento (Tabla 23).

- q_{vt} (kN/m²): presión vertical total sobre el tubo.
- r_m (m): radio medio del tubo.

6.2.2.8.1.2 Por carga horizontal.

$$M_{qh} = m_{qh} \cdot q_h \cdot r_m^2$$

Donde:

- m_{qh} : coeficiente de momento (Tabla 23).

Ángulo de apoyo 2α	Sección	Coeficiente de momentos					Coeficientes de axiles				
		m_{qvt}	m_{qh}	m_{qht}	m_t	m_a	n_{qvt}	n_{qh}	n_{qht}	n_t	n_a
60°	Clave	+ 0,286	- 0,250	- 0,181	+ 0,459	+ 0,229	+ 0,080	- 1,000	- 0,577	+ 0,417	+ 0,708
	Riñones	- 0,293	+ 0,250	+ 0,208	- 0,529	- 0,264	- 1,000	0	0	- 1,571	+ 0,215
	Base	+ 0,377	- 0,250	- 0,181	+ 0,840	+ 0,420	- 0,080	- 1,000	- 0,577	- 0,417	+ 1,292
90°	Clave	+ 0,274	- 0,250	- 0,181	+ 0,419	+ 0,210	+ 0,053	- 1,000	- 0,577	+ 0,333	+ 0,667
	Riñones	- 0,279	+ 0,250	+ 0,208	- 0,485	- 0,243	- 1,000	0	0	- 1,571	+ 0,215
	Base	+ 0,314	- 0,250	- 0,181	+ 0,642	+ 0,321	- 0,053	- 1,000	- 0,577	- 0,333	+ 1,333
120°	Clave	+ 0,261	- 0,250	- 0,181	+ 0,381	+ 0,190	+ 0,027	- 1,000	- 0,577	+ 0,250	+ 0,625
	Riñones	- 0,265	+ 0,250	+ 0,208	- 0,440	- 0,220	- 1,000	0	0	- 1,571	+ 0,215
	Base	+ 0,275	- 0,250	- 0,181	+ 0,520	+ 0,260	- 0,027	- 1,000	- 0,577	- 0,250	+ 1,375
180°	Clave	+ 0,250	- 0,250	- 0,181	+ 0,345	+ 0,172	0	- 1,000	- 0,577	+ 0,167	+ 0,583
	Riñones	- 0,250	+ 0,250	+ 0,208	- 0,393	- 0,196	- 1,000	0	0	- 1,571	+ 0,215
	Base	+ 0,250	- 0,250	- 0,181	+ 0,441	+ 0,220	0	- 1,000	- 0,577	- 0,167	+ 1,417

Tabla 23. Coeficiente de empuje lateral de las tierras de relleno alrededor del tubo según tipo de suelo.

- q_h (kN/m²): presión lateral de tierras.
- r_m (m): radio medio del tubo.

6.2.2.8.1.3 Por reacción horizontal.

$$M_{qht} = m_{qht} \cdot q_{ht} \cdot r_m^2$$

Donde:

- m_{qht} : coeficiente de momento (Tabla 23).
- q_{ht} (kN/m²): reacción lateral del suelo debido a la deformación del tubo.
- r_m (m): radio medio del tubo.

6.2.2.8.1.4 Por peso propio del tubo.

$$M_t = m_t \cdot \gamma_t \cdot e \cdot r_m^2$$

Donde:

- m_t : coeficiente de momento (Tabla 23).
- γ_t (kN/m³): peso específico del material del tubo (PVC = 14,6 kN/m³; PE = 9,5 kN/m³).
- e (m): espesor del tubo.
- r_m (m): radio medio del tubo.

6.2.2.8.1.5 Por peso del agua considerando el tubo lleno.

$$M_a = m_a \cdot \gamma_a \cdot r_m^3$$

Donde:

- m_a : coeficiente de momento (Tabla 23).
- γ_a (kN/m³): peso específico del agua (10 kN/m³).
- r_m (m): radio medio del tubo.

6.2.2.8.1.6 Por la presión del agua.

$$M_{pa} = (P_i - P_e) r_i \cdot r_e \left(\frac{1}{2} - \frac{r_i \cdot r_e}{r_e^2 - r_i^2} \ln \frac{r_e}{r_i} \right)$$

Donde:

- P_i (kN/m²): presión interior del agua.
- P_e (kN/m²): presión exterior del agua referida al eje del tubo.
- r_i (m): radio interior del tubo.
- r_e (m): radio exterior del tubo.

6.2.2.8.2 Determinación de las fuerzas normales (axil circunferencial).

La fuerza normal por unidad de longitud, en kN / m, en clave, riñones y base debidos a la carga vertical (q_{vt}), a la carga horizontal (q_h), a la reacción horizontal (q_{ht}), al peso propio del tubo (t), al peso del agua considerando el tubo lleno (a) y a la presión del agua (P_a), viene dada por:

$$N = N_{qvt} + N_{qh} + N_{qht} + N_t + N_a + N_{pa}$$

Siendo:

$$N_{qvt} = n_{qvt} \cdot q_{vt} \cdot r_m$$

$$N_{qh} = n_{qh} \cdot q_h \cdot r_m$$

$$N_{qht} = n_{qht} \cdot q_{ht} \cdot r_m$$

$$N_t = n_t \cdot \gamma_t \cdot e \cdot r_m$$

$$N_a = n_a \cdot \gamma_a \cdot r_m^2$$

$$N_{pa} = P_i \cdot r_i - P_e \cdot r_e$$

Donde:

- n_{qvt} , n_{qh} , n_{qht} , n_t y n_a : coeficientes de esfuerzo normal indicados en la Tabla 23.
- El resto de las magnitudes tienen el mismo significado que en el apartado anterior.

Para cada caso, debe calcularse la fuerza en clave, riñones y base.

6.2.2.8.3 Cálculo de las tensiones circunferenciales máximas.

Con los valores de momentos flectores (M) y fuerzas axiales (N) calculados, se determinan las tensiones tangenciales, σ (N/mm²) en clave, riñones y base, según la ecuación:

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M \cdot 100}{W} \alpha_k \cdot 100$$

donde:

- M: suma de momentos por unidad de longitud
- N: suma de fuerzas axiales por unidad de longitud
- S (cm² / cm): área de la sección longitudinal de la pared del tubo por unidad de longitud, $S = e \cdot 100$.
- e (cm): espesor de pared del tubo.
- W (cm³ / cm): momento resistente de la sección.

$$W = \frac{100 \cdot e^2}{6}$$

- α_k : factor de corrección por curvatura, que tiene en cuenta las fibras periféricas interiores, α_{ki} , y las exteriores, α_{ke}

$$\alpha_{ki} = 1 + \frac{1}{3} \frac{e}{r_m} \quad \alpha_{ke} = 1 - \frac{1}{3} \frac{e}{r_m}$$

6.2.2.9 Dimensionado.

6.2.2.9.1 Seguridad.

Los coeficientes de seguridad están determinados sobre la base de la teoría de la fiabilidad. Se tienen en cuenta en este cálculo, la dispersión de la estabilidad de los tubos (resistencia, dimensiones) y las cargas (propiedades del suelo, cargas rodantes, condiciones de puesta en obra).

La rotura y la inestabilidad están clasificados en la categoría de fallo de resistencia. Los coeficientes de seguridad para los tubos de PVC, PE y PP están indicados en las siguientes tablas, en función de la clase de seguridad:

Material del tubo	Clase de seguridad A (caso general) $p_f = 10^{-5}$	Clase de seguridad B (caso especial) $p_f = 10^{-3}$
PVC-U	2,5	2,0
PVC-O 500		
PE		
PP-B y PP-H		
PP-R		

Tabla 24. Coeficientes de seguridad a rotura (ν)

Material del tubo	Clase de seguridad A (caso general) $p_f = 10^{-5}$	Clase de seguridad B (caso especial) $p_f = 10^{-3}$
PVC-U	2,5	2,0
PVC-O 500		
PE		
PP-B y PP-H		
PP-R		

Tabla 25. Coeficientes de seguridad al aplastamiento (η)

Los coeficientes de seguridad se han tomado con un porcentaje de rotura del 5% de la resistencia anular a flexión bajo tensión. Las probabilidades de fallo, p_f , están clasificadas por clase de seguridad.

- Clase de seguridad A: caso general.
 - Amenaza de capa freática.
 - Reducción de servicio.
 - Fallo con consecuencias económicas notables.
- Clase de seguridad B: caso especial.
 - Sin amenaza de capa freática.
 - Débil reducción de servicio.
 - Fallo con consecuencias económicas poco importantes.

6.2.2.9.2 Verificación del esfuerzo tangencial.

Los esfuerzos tangenciales en clave, riñones y base calculados según el apartado anterior han de comprobarse con el valor del esfuerzo tangencial de diseño a flexión – tracción, σ_t , a corto y largo plazo en función del material del tubo considerado y de acuerdo con los valores indicados en la siguiente tabla:

Material del tubo	Corto Plazo ³⁾ , N/mm ²	Largo Plazo ³⁾ , N/mm ²
PVC-U	90	50
PVC-O 500 ^{1) 2)}	100	70
PE	21	14
PP-B y PP-H	39	17
PP-R	27	14

1) Para clases de PVC-O inferiores, el fabricante deberá aportar los valores de los esfuerzos tangenciales de diseño obtenidos según las Normas UNE-EN ISO 178 y UNE-EN ISO 9967.
2) Para PVC-O 500, los valores se obtienen según el ensayo número 131610/18 de SKZ (Southern German Plastic Centre).
3) El esfuerzo tangencial de diseño de corto plazo es el resultado de ensayo según la Norma UNE-EN ISO 178.

Tabla 26. Valores del esfuerzo tangencial de diseño

De la relación entre ambos esfuerzos resulta el coeficiente de seguridad a rotura (v):

$$v = \frac{\sigma_t}{\sigma}$$

Este coeficiente de seguridad a rotura, a corto y / o largo plazo, no debe ser inferior al seleccionado en la Tabla 24.

6.2.2.9.3 Comprobación de la estabilidad dimensional. Cálculo de la presión crítica de colapsado.

Cuando los tubos de material plástico están sometidos a la carga crítica, se produce un aplastamiento (abolladura) de su generatriz superior.

La comprobación de la estabilidad dimensional sirve para determinar el margen de seguridad entre la carga crítica y la carga realmente existente. Se realiza teniendo en cuenta las influencias de la presión del terreno, la presión exterior del agua y la acción simultánea de ambas presiones.

6.2.2.9.3.1 Cálculo de la presión del terreno.

La presión de aplastamiento crítica ($\text{crit } q_{vt}$) se calcula, a corto y / o largo plazo según la ecuación:

$$\text{crit } q_{vt} = 2\sqrt{S_t \cdot S_{sh}}$$

El coeficiente de seguridad al aplastamiento, aplicando la presión vertical total, q_{vt} (N/mm²), calculada anteriormente es:

$$\eta_1 = \frac{\text{crit } q_{vt}}{q_{vt}}$$

El valor del coeficiente de seguridad, η_1 , a corto y / o largo plazo, no debe ser inferior al seleccionado en la Tabla 25.

6.2.2.9.3.2 Cálculo de la presión exterior del agua.

De poder despreciar la carga del suelo respecto a la presión exterior del agua, la presión de aplastamiento crítica se calcula por:

$$\text{crit } P_e = \alpha_D \cdot S_t$$

Donde:

- α_D : coeficiente de penetración.

Con ello, el coeficiente de seguridad al aplastamiento resulta:

$$\eta_2 = \frac{\text{crit } P_e}{P_e}$$

Donde:

- P_e (N/mm²): presión exterior del agua, o presión hidrostática, referida al eje del tubo, que se calcula como:

$$P_e = \gamma_a \left(H_a + \frac{D_n}{2} \right) 10^{-3}$$

– γ_a (kN/m³): peso específico del agua (10 kN/m³).

– H_a (m): altura del nivel freático sobre la clave del tubo.

– D_n (m): diámetro nominal del tubo.

El valor del coeficiente de seguridad, η_2 , a corto y / o largo plazo, no debe ser inferior al seleccionado en la Tabla 25.

6.2.2.9.4 Acción simultánea de la presión del suelo y del agua externa.

Si después de instalar la tubería cabe esperar una elevación del nivel freático del agua, de modo que la presión del suelo y la presión del agua subterránea presenten, aproximadamente, el mismo orden de magnitud, el coeficiente de seguridad al aplastamiento, así como teniendo en cuenta el empuje ascensional, resulta:

$$\eta_3 = \frac{1}{\frac{q_{vt}}{\text{crit } q_{vt}} + \frac{P_e}{\text{crit } P_e}}$$

El valor del coeficiente de seguridad, η_3 , a corto y / o largo plazo, no debe ser inferior al seleccionado en la Tabla 25.

6.2.3. Resultados obtenidos.

6.2.2.10 Tubería PVC Ø 400 sin asfaltar.



Informe de resultados de cálculo mecánico

DATOS SOBRE EL INFORME

Informe número : MECÁNICO
Fecha : 01-12-2023
A la atención de D./Dña. : JMR
Empresa / Entidad : AYESA
Ciudad : AROUSA
Teléfono/Fax : +34637805529
Correo electrónico : jmaure@ayesa.com
Referencia de la obra : MECÁNICO

INSTALACIÓN VÁLIDA

Coeficiente de seguridad empleado en el cálculo: A (>2,5)

1. CARACTERÍSTICAS DEL TUBO Y LA INSTALACIÓN

Tipo de conducción :	Saneamiento sin presión (Tubos según norma UNE-EN 1401-1)	
Tipo de Instalación :	Instalación en zanja	
	Tubo	Unidades
Material del tubo :	PVC-U	
Reguidez Nominal(SN) :	8	KN/m ²
Diámetro nominal (DN) :	400	mm
Espesor (e) :	11.7	mm
Diámetro interior (di) :	376.6	mm
Radio medio (Rm) :	0.19415	mm
Módulo de elasticidad :	Et(lp)=1750, Et(cp)=3600;	N/mm ²
Peso específico (P.esp.) :	14.6	kN/m ³
Esfuerzo tang. máximo :	Sigma-t(lp)= 50, Sigma-t(cp)=90	N/mm ²

Las propiedades del material se han obtenido según la norma UNE 53331

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.



1. CARACTERÍSTICAS DEL TUBO Y LA INSTALACIÓN

	Tubo	Unidades
Presión interior del agua (Pi) :	1	bar
Presión exterior del agua (Pe) :	0.002	N/mm ²
Altura de la zanja (H) :	2	m
Anchura de la zanja (B) :	1.2	m
Altura nivel freático (Ha) :	0	m
Ángulo de inclinación de la zanja (Beta) :	80	º

Apoyo sobre material granular compactado (Tipo A)

Ángulo de apoyo :	2alfaD=120
Tipo de suelo :	No cohesivo

	Tubo 1
Tipo de relleno en la zona superior o zona 1 :	Medianamente cohesivo
Tipo de instalación del relleno superior o zona 1 :	Relleno compactado por capas en toda la altura de la zanja
Tipo de relleno zona 2 o alrededor del tubo :	Poco cohesivo
Peso específico de la tierra de relleno :	Y1=20 kN/m ³
Módulos de compresión del relleno :	E1=14 N/mm ² E2= 8 N/mm ²
Módulos de compresión del terreno :	E3=1.5 N/mm ² E4= 1.5 N/mm ²

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
Sobrecargas concentradas debidas a tráfico :			
Número de ejes de los vehículos :	0	0	
Distancia entre ruedas (a) :			m
Distancia entre ejes (b) :			m
Sobrecarga concentrada (Pc) :			kN
Sobrecarga repartida (Pd) :			kN
Altura 1ª capa de pavimentación (h1) :			m
Altura 2ª capa de pavimentación (h2) :			m
Módulos de compresión de las capas de pavimentación	Ef1= Ef2=	Ef1= Ef2=	N/mm ²

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.



2.DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES SOBRE EL TUBO

2.1. PRESIÓN VERTICAL DE LAS TIERRAS

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
Debida a las tierras (qv) :	30,16757	30,71968	kN/m ²
Debida a las sobrecargas concentradas (Pvc) :	0,00000	0,00000	kN/m ²
Debida a las sobrecargas repartidas (Pvr) :	0	0	kN/m ²
Presión vertical total sobre el tubo (qvt) :	30,16757	30,71968	kN/m ²

2.2.PRESIÓN LATERAL DE LAS TIERRAS

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
Reacción máxima lateral del suelo a la altura del centro del tubo (qht):	21,92629	18,76584	kN/m ²

2.3. DEFORMACIÓN RELATIVA

Largo plazo :	dv=1.2259401573684 %	Cumple <= 5%
Corto plazo :	dv= 0.99038177528228 %	Cumple <= 5%

2.4. MOMENTOS FLECTORES CIRCUNFERENCIALES

2.4.1 DEBIDO A LAS CARGAS VERTICALES SOBRE EL TUBO (MQVT)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Mqvt) :	0,29679	0,30223	kN/m
En Riñones (Mqvt) :	-0,30134	-0,30686	kN/m
En Base (Mqvt) :	0,31271	0,31844	kN/m

2.4.2 DEBIDOS A LA PRESIÓN LATERAL DEL RELLENO SOBRE EL TUBO (MQH)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Mqh) :	-0,09491	-0,09413	kN/m
En Riñones (Mqh) :	0,09491	0,09413	kN/m
En Base (Mqh) :	-0,09491	-0,09413	kN/m

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.



2.4.3 DEBIDOS A LA REACCIÓN MÁXIMA LATERAL DEL SUELO A LA ALTURA DEL CENTRO DEL TUBO (MQHT)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Mqht) :	-0,14960	-0,12803	kN/m
En Riñones (Mqht) :	0,17191	0,14713	kN/m
En Base (Mqht) :	-0,14960	-0,12803	kN/m

2.4.4 DEBIDOS AL PROPIO PESO DEL TUBO (MT)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Mt) :	0,00245	0,00245	kN/m
En Riñones (Mt) :	-0,00283	-0,00283	kN/m
En Base (Mt) :	0,00335	0,00335	kN/m

2.4.5 DEBIDOS AL PESO DEL AGUA (MA)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Ma) :	0,01390	0,01390	kN/m
En Riñones (Ma) :	-0,01610	-0,01610	kN/m
En Base (Ma) :	0,01903	0,01903	kN/m

2.4.6 DEBIDOS A LA PRESIÓN DEL AGUA (MPA)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Mpa) :	0,001	0,001	kN/m
En Riñones (Mpa) :	0,001	0,001	kN/m
En Base (Mpa) :	0,001	0,001	kN/m

2.4.7 MOMENTO FLECTOR TOTAL (M)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave :	0,06976	0,09754	kN/m
En Riñones :	-0,05234	-0,08341	kN/m
En Base :	0,09170	0,11977	kN/m

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.

2. DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES SOBRE EL TUBO

2.5. FUERZAS AXILES

2.5.1 DEBIDAS A LA PRESIÓN VERTICAL TOTAL SOBRE EL TUBO (NQVT)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Nqvt) :	0,15814	0,16103	kN/m
En Riñones (Nqvt) :	-5,85703	-5,96423	kN/m
En Base (Nqvt) :	-0,15814	-0,16103	kN/m

2.5.2 DEBIDAS A LA PRESIÓN LATERAL DEL RELLENO SOBRE EL TUBO(NQH)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Nqh) :	-1,95545	-1,93937	kN/m
En Riñones (Nqh) :	0,00000	0,00000	kN/m
En Base (Nqh) :	-1,95545	-1,93937	kN/m

2.5.3 DEBIDAS A LA REACCIÓN MÁXIMA LATERAL DEL SUELO A LA ALTURA DEL CENTRO DEL TUBO (NQHT)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Nqht) :	-2,45628	-2,10223	kN/m
En Riñones (Nqht) :	0,00000	0,00000	kN/m
En Base (Nqht) :	-2,45628	-2,10223	kN/m

2.5.4 DEBIDOS AL PROPIO PESO DEL TUBO (NT)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Nt) :	0,00829	0,00829	kN/m
En Riñones (Nt) :	-0,05210	-0,05210	kN/m
En Base (Nt) :	-0,00829	-0,00829	kN/m

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.

2.5.5 DEBIDOS AL PESO DEL AGUA (NA)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Na) :	0,23559	0,23559	kN/m
En Riñones (Na) :	0,08104	0,08104	kN/m
En Base (Na) :	0,51830	0,51830	kN/m

2.5.6 DEBIDOS A LA PRESIÓN DEL AGUA (NPA)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Npa) :	18,83000	18,83000	kN/m
En Riñones (Npa) :	18,83000	18,83000	kN/m
En Base (Npa) :	18,83000	18,83000	kN/m

2.5.7 FUERZA AXIL TOTAL (N)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (N) :	14,82029	15,19331	kN/m
En Riñones (N) :	13,00191	12,89471	kN/m
En Base (N) :	14,77013	15,13737	kN/m

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.

2. DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES SOBRE EL TUBO

2.6. ESFUERZOS TANGENCIALES MÁXIMOS

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (N) :	4,38581	5,65954	N/mm ²
En Riñones (N) :	3,35912	4,68462	N/mm ²
En Base (N) :	5,36239	6,64866	N/mm ²

2.7. VERIFICACIÓN DEL ESFUERZO TANGENCIAL(COEF. DE SEGURIDAD A ROTURA)

	Largo plazo		
En Clave :	11,40040	Cumple >2.5	
En Riñones :	14,88487	Cumple >2.5	
En Base :	9,32419	Cumple >2.5	
	Corto plazo		
En Clave :	15,90234	Cumple >2.5	
En Riñones :	19,21180	Cumple >2.5	
En Base :	13,53656	Cumple >2.5	

2.8. ESTABILIDAD (COEFICIENTES DE SEGURIDAD AL APLASTAMIENTO)

	Largo plazo		
Debido al terreno, n1:	16,80052	Cumple >2.5	
AlphaD:	9,371	-	
Debido a la presión ext. de agua, n2:	149,53990	Cumple >2.5	
Debido al terreno y al agua, n3:	15,10366	Cumple >2.5	
	Corto plazo		
Debido al terreno, n1:	23,66348	Cumple >2.5	
AlphaD:	7,12349	-	
Debido a la presión ext. de agua, n2:	233,84574	Cumple >2.5	
Debido al terreno y al agua, n3:	21,48896	Cumple >2.5	

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.

Página 07

6.2.2.11 Tubería PVC Ø 400 asfaltado.

Informe de resultados de cálculo mecánico

DATOS SOBRE EL INFORME

Informe número : MECÁNICO
Fecha : 01-12-2023
A la atención de D./Dña. : JMR
Empresa / Entidad : AYESA
Ciudad : AROUSA
Teléfono/Fax : +34637805529
Correo electrónico : jmaure@ayesa.com
Referencia de la obra : MECÁNICO

INSTALACIÓN VÁLIDA

Coefficiente de seguridad empleado en el cálculo: A (>2,5)

1. CARACTERÍSTICAS DEL TUBO Y LA INSTALACIÓN

Tipo de conducción :	Saneamiento sin presión (Tubos según norma UNE-EN 1401-1)	
Tipo de Instalación :	Instalación en zanja	
	Tubo	Unidades
Material del tubo :	PVC-U	
Reguidez Nominal(SN) :	8	KN/m ²
Diámetro nominal (DN) :	400	mm
Espesor (e) :	11.7	mm
Diámetro interior (di) :	376.6	mm
Radio medio (Rm) :	0.19415	mm
Módulo de elasticidad :	Et(lp)=1750, Et(cp)=3600;	N/mm ²
Peso específico (P.esp.) :	14.6	kN/m ³
Esfuerzo tang. máximo :	Sigma-t(lp)= 50, Sigma-t(cp)=90	N/mm ²

Las propiedades del material se han obtenido según la norma UNE 53331

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.

Página 01



1. CARACTERÍSTICAS DEL TUBO Y LA INSTALACIÓN

	Tubo	Unidades	
Presión interior del agua (Pi) :	1	bar	
Presión exterior del agua (Pe) :	0.002	N/mm²	
Altura de la zanja (H) :	1.5	m	
Anchura de la zanja (B) :	1.2	m	
Altura nivel freático (Ha) :	0	m	
Ángulo de inclinación de la zanja (Beta) :	80	º	
Apoyo sobre material granular compactado (Tipo A)			
Ángulo de apoyo :	2alfaD=120		
Tipo de suelo :	No cohesivo		
	Tubo 1		
Tipo de relleno en la zona superior o zona 1 :	Medianamente cohesivo		
Tipo de instalación del relleno superior o zona 1 :	Relleno compactado por capas en toda la altura de la zanja		
Tipo de relleno zona 2 o alrededor del tubo :	Poco cohesivo		
Peso específico de la tierra de relleno :	Y1=20 kN/m³		
Módulos de compresión del relleno :	E1=14 N/mm² E2= 8 N/mm²		
Módulos de compresión del terreno :	E3=1.5 N/mm² E4= 1.5 N/mm²		
	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
Sobrecargas concentradas debidas a tráfico :	LT 12	LT 12	
Número de ejes de los vehiculos :	2	2	
Distancia entre ruedas (a) :	2	2	m
Distancia entre ejes (b) :	3	3	m
Sobrecarga concentrada (Pc) :	40	40	kN
Sobrecarga repartida (Pd) :	0	0	kN
Altura 1ª capa de pavimentación (h1) :	0.25	0.25	m
Altura 2ª capa de pavimentación (h2) :	0.08	0.08	m
Módulos de compresión de las capas de pavimentación	Ef1=90 Ef2= 6000	Ef1=90 Ef2= 6000	N/mm²

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.



2.DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES SOBRE EL TUBO

2.1. PRESIÓN VERTICAL DE LAS TIERRAS	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
Debida a las tierras (qv) :	23,89107	24,30499	kN/m²
Debida a las sobrecargas concentradas (Pvc) :	6,63497	6,63497	kN/m²
Debida a las sobrecargas repartidas (Pvr) :	0	0	kN/m²
Presión vertical total sobre el tubo (qvt) :	30,52603	30,93996	kN/m²
2.2.PRESIÓN LATERAL DE LAS TIERRAS	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
Reacción máxima lateral del suelo a la altura del centro del tubo (qht):	17,41858	14,88217	kN/m²
2.3. DEFORMACIÓN RELATIVA	Largo plazo :	dv=1.378671881908 % Cumple <= 5%	
	Corto plazo :	dv= 1.1023958768797 % Cumple <= 5%	
2.4. MOMENTOS FLECTORES CIRCUNFERENCIALES	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
2.4.1 DEBIDO A LAS CARGAS VERTICALES SOBRE EL TUBO (MQVT)	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Mqvt) :	0,30032	0,30439	kN/m
En Riñones (Mqvt) :	-0,30492	-0,30906	kN/m
En Base (Mqvt) :	0,31643	0,32072	kN/m
2.4.2 DEBIDOS A LA PRESIÓN LATERAL DEL RELLENO SOBRE EL TUBO (MQH)	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Mqh) :	-0,07470	-0,07411	kN/m
En Riñones (Mqh) :	0,07470	0,07411	kN/m
En Base (Mqh) :	-0,07470	-0,07411	kN/m

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.



2.4.3 DEBIDOS A LA REACCIÓN MÁXIMA LATERAL DEL SUELO A LA ALTURA DEL CENTRO DEL TUBO (MQHT)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Mqht) :	-0,11884	-0,10154	kN/m
En Riñones (Mqht) :	0,13657	0,11668	kN/m
En Base (Mqht) :	-0,11884	-0,10154	kN/m

2.4.4 DEBIDOS AL PROPIO PESO DEL TUBO (MT)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Mt) :	0,00245	0,00245	kN/m
En Riñones (Mt) :	-0,00283	-0,00283	kN/m
En Base (Mt) :	0,00335	0,00335	kN/m

2.4.5 DEBIDOS AL PESO DEL AGUA (MA)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Ma) :	0,01390	0,01390	kN/m
En Riñones (Ma) :	-0,01610	-0,01610	kN/m
En Base (Ma) :	0,01903	0,01903	kN/m

2.4.6 DEBIDOS A LA PRESIÓN DEL AGUA (MPA)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Mpa) :	0,001	0,001	kN/m
En Riñones (Mpa) :	0,001	0,001	kN/m
En Base (Mpa) :	0,001	0,001	kN/m

2.4.7 MOMENTO FLECTOR TOTAL (M)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave :	0,12426	0,14622	kN/m
En Riñones :	-0,11147	-0,13608	kN/m
En Base :	0,14638	0,16857	kN/m

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.



2. DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES SOBRE EL TUBO

2.5. FUERZAS AXILES

2.5.1 DEBIDAS A LA PRESIÓN VERTICAL TOTAL SOBRE EL TUBO (NQVT)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Nqvt) :	0,16002	0,16219	kN/m
En Riñones (Nqvt) :	-5,92663	-6,00699	kN/m
En Base (Nqvt) :	-0,16002	-0,16219	kN/m

2.5.2 DEBIDAS A LA PRESIÓN LATERAL DEL RELLENO SOBRE EL TUBO(NQH)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Nqh) :	-1,53897	-1,52692	kN/m
En Riñones (Nqh) :	0,00000	0,00000	kN/m
En Base (Nqh) :	-1,53897	-1,52692	kN/m

2.5.3 DEBIDAS A LA REACCIÓN MÁXIMA LATERAL DEL SUELO A LA ALTURA DEL CENTRO DEL TUBO (NQHT)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Nqht) :	-1,95131	-1,66717	kN/m
En Riñones (Nqht) :	0,00000	0,00000	kN/m
En Base (Nqht) :	-1,95131	-1,66717	kN/m

2.5.4 DEBIDOS AL PROPIO PESO DEL TUBO (NT)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Nt) :	0,00829	0,00829	kN/m
En Riñones (Nt) :	-0,05210	-0,05210	kN/m
En Base (Nt) :	-0,00829	-0,00829	kN/m

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.



2.5.5 DEBIDOS AL PESO DEL AGUA (NA)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Na) :	0,23559	0,23559	kN/m
En Riñones (Na) :	0,08104	0,08104	kN/m
En Base (Na) :	0,51830	0,51830	kN/m

2.5.6 DEBIDOS A LA PRESIÓN DEL AGUA (NPA)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Npa) :	18,83000	18,83000	kN/m
En Riñones (Npa) :	18,83000	18,83000	kN/m
En Base (Npa) :	18,83000	18,83000	kN/m

2.5.7 FUERZA AXIL TOTAL (N)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (N) :	15,74362	16,04198	kN/m
En Riñones (N) :	12,93231	12,85195	kN/m
En Base (N) :	15,68970	15,98373	kN/m

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.



2. DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES SOBRE EL TUBO

2.6. ESFUERZOS TANGENCIALES MÁXIMOS

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (N) :	6,90131	7,90878	N/mm ²
En Riñones (N) :	5,89315	6,94313	N/mm ²
En Base (N) :	7,88603	8,90289	N/mm ²

2.7. VERIFICACIÓN DEL ESFUERZO TANGENCIAL(COEF. DE SEGURIDAD A ROTURA)

	Largo plazo	
En Clave :	7,24500	Cumple >2.5
En Riñones :	8,48443	Cumple >2.5
En Base :	6,34033	Cumple >2.5

	Corto plazo	
En Clave :	11,37976	Cumple >2.5
En Riñones :	12,96246	Cumple >2.5
En Base :	10,10907	Cumple >2.5

2.8. ESTABILIDAD (COEFICIENTES DE SEGURIDAD AL APLASTAMIENTO)

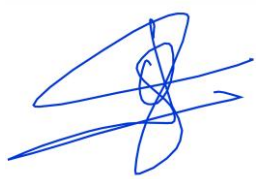
	Largo plazo	
Debido al terreno, n1:	16,60324	Cumple >2.5
AlphaD:	9,371	-
Debido a la presión ext. de agua, n2:	149,53990	Cumple >2.5
Debido al terreno y al agua, n3:	14,94402	Cumple >2.5

	Corto plazo	
Debido al terreno, n1:	23,49501	Cumple >2.5
AlphaD:	7,12349	-
Debido a la presión ext. de agua, n2:	233,84574	Cumple >2.5
Debido al terreno y al agua, n3:	21,34994	Cumple >2.5

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.

A Illa de Arousa, septiembre de 2023

Los Ingenieros Autores del Proyecto



Fdo.: Oscar F. González Vega

Ingeniero de Caminos, Canales y
Puertos. Colegiado nº 10.755



Fdo.: Luis Castillo Cano-Cortés

Ingeniero de Caminos, Canales y
Puertos. Colegiado nº 13.281