

Anejo N°4: Cálculos hidráulicos

DAVID SEDA NÚÑEZ
GRADO INGENIERIA CIVIL
CURSO 2013-2014

INDICE

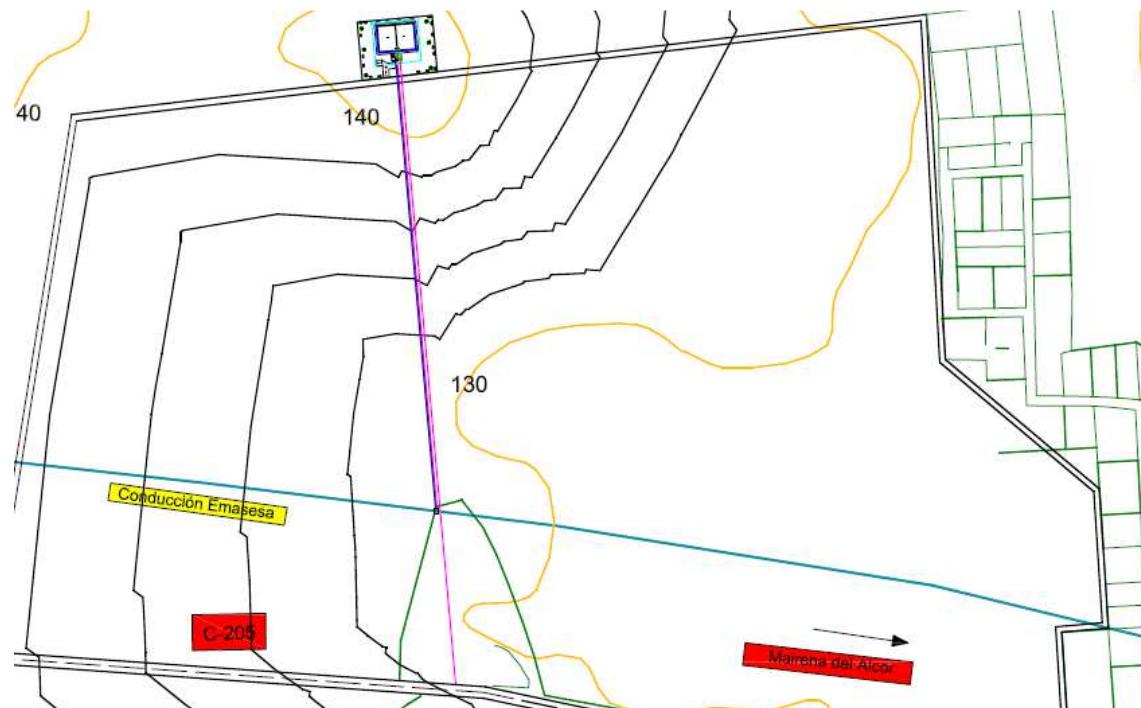
1	Datos de partida	- 3 -
2	Punto de suministro	- 3 -
3	Volumen del depósito	- 4 -
4	Definición geométrica	- 4 -
5	Caudales de las conducciones de entrada y de salida.....	- 6 -
5.1	Conducción de entrada.....	- 9 -
5.2	Conducción de salida	- 12 -
5.2.1	Sobrepresión en la conducción	- 17 -
6	Conducciones de desagüe	- 20 -
6.1	Conducción de desagüe del depósito	- 23 -
6.2	Conducción de desagüe de pluviales.....	- 25 -

1 Datos de partida

Para la elaboración de este anexo se han tomado como datos de partida los volúmenes de agua demandados y la capacidad del depósito obtenidos en el anexo Nº 1 Poblaciones y Dotaciones. El presente anexo justifica los cálculos de los diámetros de las conducciones de alimentación, salida y desagüe del depósito.

2 Punto de suministro

La alimentación al depósito se realiza mediante una nueva conducción que conecta a la tubería de EMASESA, a su entrada en el municipio desde Alcalá de Guadaira.



Según conversaciones mantenidas con EMASESA la presión disponible en el punto de conexión previsto oscila en torno a los 35 m.c.a. La cota geométrica en el punto de conexión es 130 m.

La cota de la solera del depósito es 138 m, teniendo 4 m de altura de lámina de agua.

Por lo tanto, para el cálculo de la tubería de alimentación al depósito, la cota piezométrica disponible en el punto de conexión será de 165 mca (35 +130 m). La altura piezométrica en el depósito es de 142 (138 + 4 m).

3 Volumen del depósito

Del anexo Nº1 se establecieron los siguientes volúmenes de agua.

Volumen de regulación: 1800 m³

Volumen de avería: 450 m³

Volumen de incendio: 120 m³

Volumen total = 1800 + 450 + 120 = 2370 m³

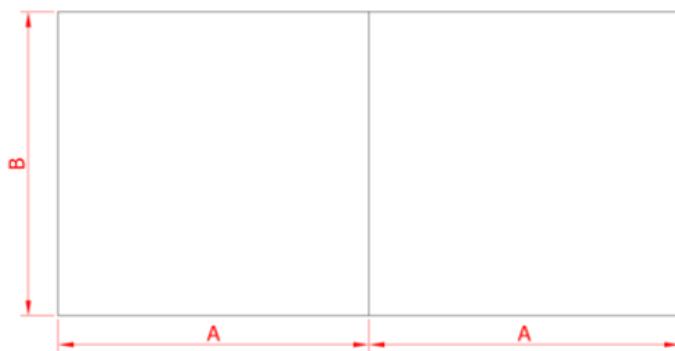
Con lo que se establece como volumen para el depósito **2500 m³**.

4 Definición geométrica

Las obras consisten en un depósito de 2500 m³ de capacidad. Se dispondrá de dos cámaras por necesidades de limpieza periódica y otras operaciones de mantenimiento, que han de ser posible sin corte de servicio. El depósito será de planta rectangular.

La altura de los muros debe ser adecuada con el fin de no realizar una ocupación excesiva. La altura y el espesor de los muros están condicionados principalmente por la fisuración. Una altura de lámina de agua muy grande obliga a los muros a ser más resistentes, hay más facilidad de fugas al haber mayor presión y complica los trabajos de limpieza. Por eso la altura máxima de la lámina de agua se limita a 4 m, por lo que la altura del muro es de 5 m, ya que se deja 1 m de resguardo.

La forma geométrica que minimiza el perímetro, para una cámara es el cuadrado, pero para dos cámaras iguales resulta:



$$\text{Perímetro} = 4A + 3B$$

El área se considera fijada por la capacidad requerida:

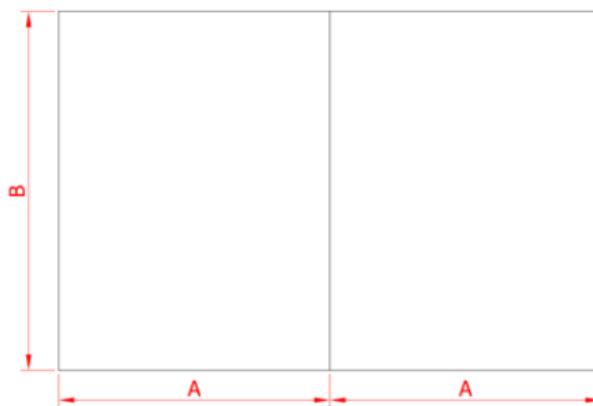
$$\text{Área} = 2 A \cdot B$$

$$\text{Perímetro} = \frac{2\text{Area}}{B} + 3 \cdot B \rightarrow \frac{d\text{Perímetro}}{dB} = 0 \rightarrow -2 \cdot \frac{\text{Area}}{B^2} + 3 = 0$$

Por lo que la forma económica resulta con:

$$B = \sqrt{\frac{2}{3}\text{Area}}, A = \sqrt{\frac{3}{8}\text{Area}}, B = \frac{4}{3}A$$

A escala queda:



Por tanto, con una altura de muro de 5 m, los parámetros A y B quedan:

$$2500 = \text{Área} \times 4 \text{ m} \rightarrow \text{Área} = 625 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{\frac{3}{8}625} = 15.31 \text{ m}, B = \frac{4}{3}15.31 = 20.41$$

Por tanto se toman como las dimensiones de los parámetros:

$$A = 15 \text{ m}$$

$$B = 21 \text{ m}$$

$$\text{Área} = 21 \cdot (15 + 15) = 630 \text{ m}^2$$

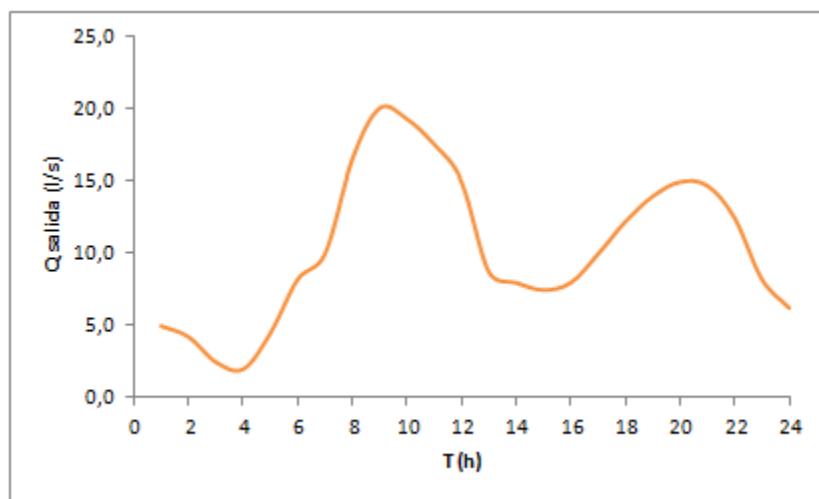
$$\text{Altura de lámina de muro} = 4 \text{ m}$$

Altura del muro = 5 m

5 Caudales de las conducciones de entrada y de salida

El objetivo es determinar el menor diámetro, que sea capaz de transportar un determinado caudal, sin unas pérdidas de carga que impidan el llenado del depósito (caso de la tubería de alimentación) o el disponer de una aceptable presión disponible en la conexión con la red de EMASESA (caso de la tubería de salida).

La curva de demanda de agua es:

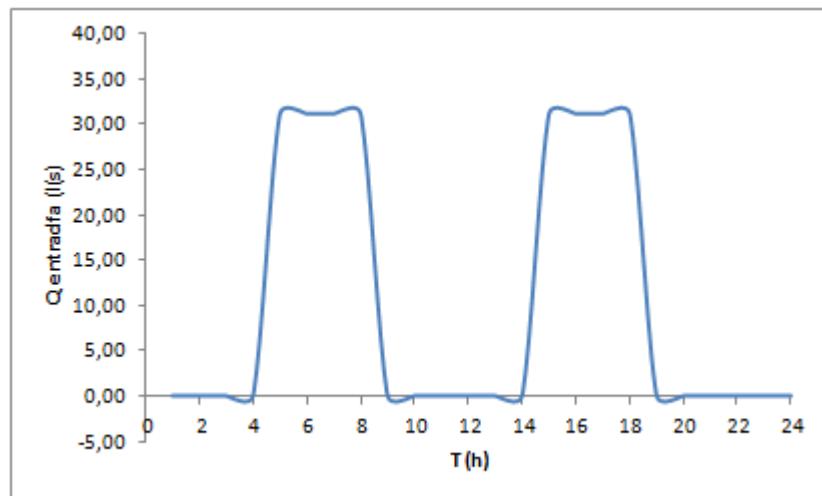


El depósito esta dimensionado para que cubra la demanda máxima de agua con una autonomía de 48 h, además de un volumen para averías y otro para incendios. Por tanto, existen tres volúmenes fijos y uno variable en el depósito.

Diseñamos la estrategia de bombeo para que la demanda variable siempre este cubierta sin tener que gastar los volúmenes del depósito permanentes. El bombeo lo realizaremos cuando menos demanda de energía se produce, para que resulte más económico. Viendo la curva de demanda de energía vemos que existen dos períodos donde la demanda es menor, entre las 4-8 h de la mañana, y entre las 14-18 h por la tarde. Utilizaremos estos períodos para el bombeo:

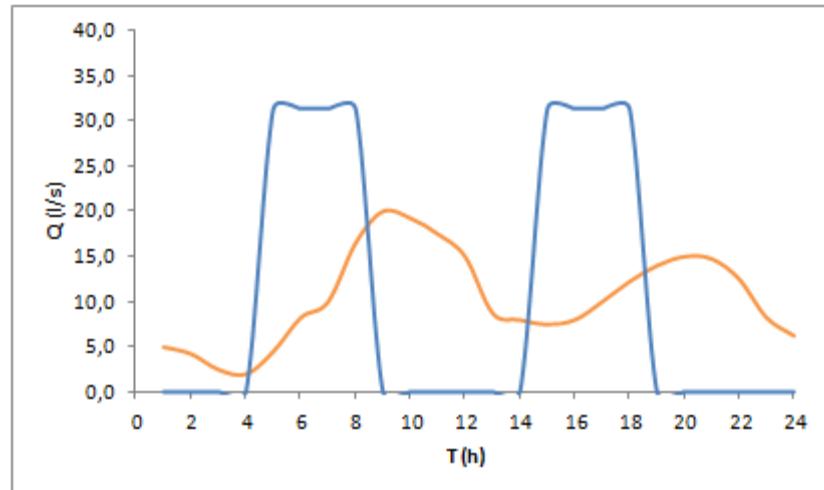


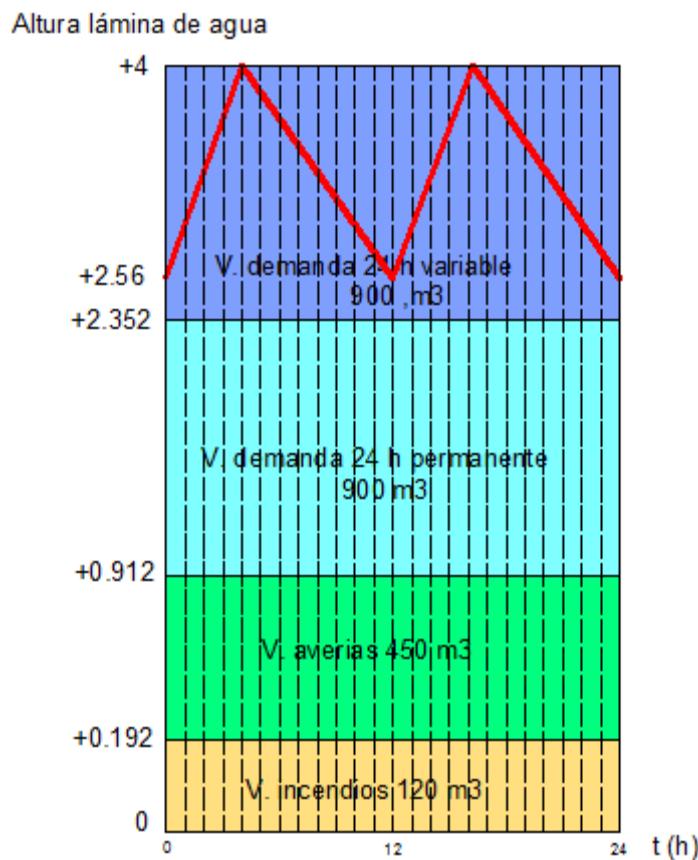
La curva de la entrada de agua al depósito es:



Realizando el balance de entradas y salidas vemos que nunca se llega a tocar los volúmenes permanentes (no negativos en columna ΔV):

Tiempo horas	Qentrada L/s	Coeficiente salida	Qsalida L/s	Ventrada L	Vsalida L	V inicial 130000	V entrada Acumulado	V salida Acumulado	ΔV L
0 - 1	0,00	0,4	5,0	0	18000,0	130000	18000		112000
1 - 2	0,00	0,3	4,3	0	15300,0	130000	33300		96700
2 - 3	0,00	0,3	2,5	0	9000,0	130000	42300		87700
3 - 4	0,00	0,3	2,0	0	7200,0	130000	49500		80500
4 - 5	31,25	0,3	4,5	112500	16200,0	242500	65700		176800
5 - 6	31,25	1,2	8,3	112500	29700,0	355000	95400		259600
6 - 7	31,25	1,2	10,0	112500	36000,0	467500	131400		336100
7 - 8	31,25	1,6	16,5	112500	59400,0	580000	190800		389200
8 - 9	0,00	1,6	20	0	72000,0	580000	262800		317200
9 - 10	0,00	1,6	19,25	0	69300,0	580000	332100		247900
10 - 11	0,00	1,1	17,5	0	63000,0	580000	395100		184900
11 - 12	0,00	1,1	15	0	54000,0	580000	449100		130900
12 - 13	0,00	1,1	8,75	0	31500,0	580000	480600		99400
13 - 14	0,00	1,1	8	0	28800,0	580000	509400		70600
14 - 15	31,25	1,2	7,5	112500	27000,0	692500	536400		156100
15 - 16	31,25	1,2	8	112500	28800,0	805000	565200		239800
16 - 17	31,25	0,8	10	112500	36000,0	917500	601200		316300
17 - 18	31,25	0,8	12,25	112500	44100,0	1030000	645300		384700
18 - 19	0,00	1,2	14	0	50400,0	1030000	695700		334300
19 - 20	0,00	1,2	15	0	54000,0	1030000	749700		280300
20 - 21	0,00	1,2	14,75	0	53100,0	1030000	802800		227200
21 - 22	0,00	1,2	12,5	0	45000,0	1030000	847800		182200
22 - 23	0,00	1	8,25	0	29700,0	1030000	877500		152500
23 - 24	0,00	1	6,25	0	22500,0	1030000	900000		130000
					900000,0	900000,0			





5.1 Conducción de entrada

El caudal de entrada en el depósito vimos que era de:

$$Q_{\text{entrada}} = 31.25 \text{ l/s}$$

Las pérdidas de carga por fricción asociadas con el caudal de paso pueden expresarse:

$$J = \frac{\lambda V^2}{2gD}$$

Para la conducción de llenado, el agua circula en conducción forzada, por lo que la fórmula de Colebrook es bastante precisa:

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

Con λ = factor de fricción

K_r = rugosidad relativa de la conducción

$$Re = V \cdot D / \nu$$

ρ = densidad

ν = viscosidad cinemática

La formula de Colebrook se puede poner:

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

Siendo:

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

I, pérdida de carga en m/m

f, coeficiente de perdida adimensional

V, velocidad del agua en m/s

g, aceleración de la gravedad en m²/s

D, diámetro interior de la tubería en m

k_a , rugosidad equivalente en m

ν , viscosidad cinemática en m²/s

Para aguas limpias a 15 °C, $\nu = 1.148 \times 10^{-6}$ m²/s. Para el caso que nos ocupa las conducciones son de fundición dúctil, por lo que $k_a = 0.15 \times 10^{-3}$ m. Para facilitar la aplicación de la fórmula de Colebrook, esta se encuentra tabulada permitiendo una visión instantánea global de las variables Q, D, V, I.

D150	Q (l/s)	28	29	30	32	34
	v (m/s)	1,584	1,641	1,698	1,811	1,924
	i (mm/m)	17,898	19,16	20,466	23,205	26,116
D200	Q (l/s)	28	29	30	32	34
	v (m/s)	0,891	0,923	0,955	1,019	1,082
	i (mm/m)	4,128	4,416	4,712	5,334	5,993

El caudal que tenemos es de $31.25 \frac{l}{s} \approx 32 \frac{l}{s}$. Viendo la tabulación de los diámetros de tuberías y velocidad de Colebrocock, adoptamos un diámetro para que la circulación del agua sea entorno a 1 m/s. De esta forma, el diámetro de entrada al depósito es de 200 mm.

La cota del terreno en el punto de conexión es de 130 m y la presión disponible es de 35 mca, por lo que la altura piezométrica en la conexión es de 165 m.

La cota de la solera del depósito es 138 m, y la lámina de agua tiene una altura de 4 m por lo que la altura piezométrica es de 142 m. Se tiene una diferencia de altura piezométrica entre el punto de conexión y el depósito de 23 mca.

La longitud de la conducción de entrada es de 350 m. Vemos en la tabla que la pérdida que se produce por fricción es de 5.334 mm/m, por lo que se produce una pérdida de:

$$i = 350 \text{ m} \times 5.334 \frac{\text{mm}}{\text{m}} = 1866.9 \text{ mm} = 1.87 \text{ m}$$

En cuanto a las perdidas localizadas, su expresión general es:

$$h_i = k_i \frac{v^2}{2g}$$

Siendo h_i la pérdida de carga, v la velocidad de aguas y k_i un coeficiente adimensional.

El valor de k_i de los diferentes elementos es:

Accesorios	K	L/D
Válvula esférica (totalmente abierta)	10	350
Válvula en ángulo recto (totalmente abierta)	5	175
Válvula de seguridad (totalmente abierta)	2.5	-
Válvula de retención (totalmente abierta)	2	135
Válvula de compuerta (totalmente abierta)	0.2	13
Válvula de compuerta (abierta $\frac{3}{4}$)	1.15	35
Válvula de compuerta (abierta $\frac{1}{2}$)	5.6	160
Válvula de compuerta (abierta $\frac{1}{4}$)	24.0	900
Válvula de mariposa (totalmente abierta)	-	40
"T" por la salida lateral	1.80	67
Codo a 90° de radio corto (con bridás)	0.90	32
Codo a 90° de radio normal (con bridás)	0.75	27
Codo a 90° de radio grande (con bridás)	0.60	20
Codo a 45° de radio corto (con bridás)	0.45	-
Codo a 45° de radio normal (con bridás)	0.40	-
Codo a 45° de radio grande (con bridás)	0.35	-

Las pérdidas localizadas son de:

	nº	K	hi
codo a 90:	4	0,75	0,153
Valvula de compuerta:	2	1,15	0,117
	total		0,270 m

La altura piezométrica con la que se llega al depósito es de:

$$h_{p_conexión} = 165 \text{ mca} > 138 + 1.87 + 0.27 = 140.14 \text{ mca}$$

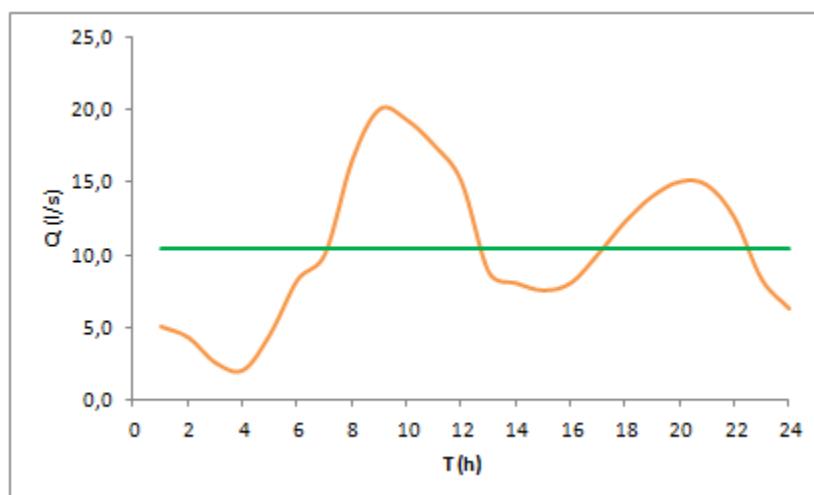
Por tanto, vemos que para llenar el depósito hay altura suficiente en la conducción de EMASESA, no siendo necesario recurrir a ningún sistema de bombeo para el llenado.

5.2 Conducción de salida

Para el diseño de la conducción de salida se considera el máximo caudal demandado, ya que es el que originará las máximas pérdidas. Este caudal, como vemos en la curva de demanda, es de 21 l/s.

Podemos obtener el factor de punta, que incrementa el caudal medio para tener en cuenta las máximas demandas. Este factor de punta es:

El caudal medio corresponde a 10,41 l/s, por lo que el caudal punta es de:



$$Q_p = C_p \cdot Q_m \rightarrow 21 = C_p \times 10.41 \rightarrow C_p = \frac{21}{10.41} = 2.02$$

Hemos visto que la altura piezométrica en el depósito es de 142 mca. El depósito debe abastecer a una futura red de varios kilómetros, a lo largo del municipio. La presión mínima disponible en el punto final de la conducción de salida (conexión con la red de EMASESA) se fija en 20 mca. Dado que la cota geométrica de este punto es de 130 m, será necesario colocar un grupo de presión en el depósito para conseguir dicha altura piezométrica.

Puesto que no es objeto del presente proyecto la conducción de abastecimiento final a los hogares, si lo es dimensionar el grupo de presión de salida, por lo que se supondrá una conducción de salida hasta la zona donde se repartirá a los clientes finales y en el que se exige 20 mca. Calculamos las pérdidas de carga en esta conducción para determinar el grupo de presión:

Cota final de la conducción: 130 m

Presión mínima disponible: 20 mca

Altura piezométrica en punto de conexión a suministro final: 150 mca

Cota de solera del pozo de bombeo: 138 m

Altura piezométrica en el depósito: 138mca

- Pérdidas de carga en la conducción de salida del depósito

D100	Q (l/s)	19	20	21	22	23
	v (m/s)	2,419	2,546	2,674	2,801	2,928
	i (mm/m)	67,826	74,995	82,524	90,411	98,657

D150	Q (l/s)	19	20	21	22	23
	v (m/s)	1,075	1,132	1,188	1,245	1,302
	i (mm/m)	8,458	9,335	10,256	11,219	12,225

D200	Q (l/s)	19	20	21	22	23
	v (m/s)	0,605	0,637	0,668	0,7	0,732
	i (mm/m)	1,973	2,174	2,385	2,606	2,836

El caudal que tenemos es de 21 l/s. Viendo la tabulación de los diámetros de tuberías y velocidad de Colebroock, adoptamos un diámetro para que la circulación del agua sea entorno a 1 m/s. De esta forma, el diámetro de salida del depósito es de 150 mm.

Longitud: 350 m

Pérdidas por fricción (Colebrook):

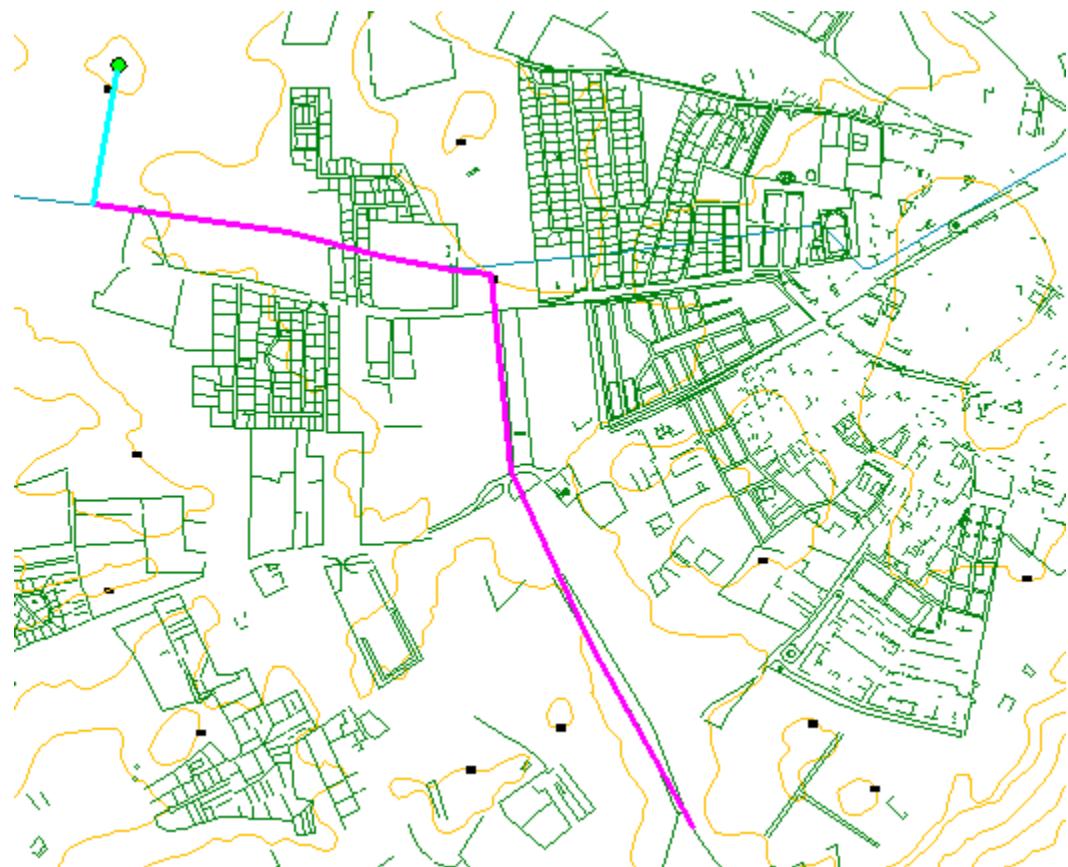
$$i = 350m \times 10.256 \frac{mm}{m} = 3589.6 mm = 3.59 m$$

Pérdidas localizadas.

	nº	K	hi
codo a 90:	3	0,75	0,162
Valvula de compuerta:	2	1,15	0,165
Valvula retención	2	2	0,288
	total		0,327 m

Pérdidas totales en el tramo de salida: $3.59 + 0.327 = 3.917$ m

- Pérdidas de carga en el tramo de conducción:



En azul: conducción objeto del proyecto

En rosa: conducción para suministro, prevista a efectos de cálculo de pérdidas de carga.

Longitud: 3 km

Pérdidas por fricción (Coolebrook):

$$i = 1500m \times 10.256 \frac{mm}{m} = 15384 \text{ mm} = 15.4 \text{ m}$$

Pérdidas localizadas.

	nº	K	hi
codo a 90:	2	0,75	0,076
codo a 45	2	0,4	0,041
Valvula de compuerta:	20	1,15	1,172
	total		1,290 m

Pérdidas totales en la conducción de suministro: $15.4 + 1.290 = 16.69 \approx 17 \text{ m}$

Cálculo del sistema de bombeo

Las pérdidas totales que se producen para dimensionar el sistema de bombeo será la suma de la conducción de salida del depósito más las de la conducción de suministro:

Pérdidas totales: $3.917 + 17 = 20.917 \approx 21 \text{ m}$

La altura manométrica de la bomba es por tanto:

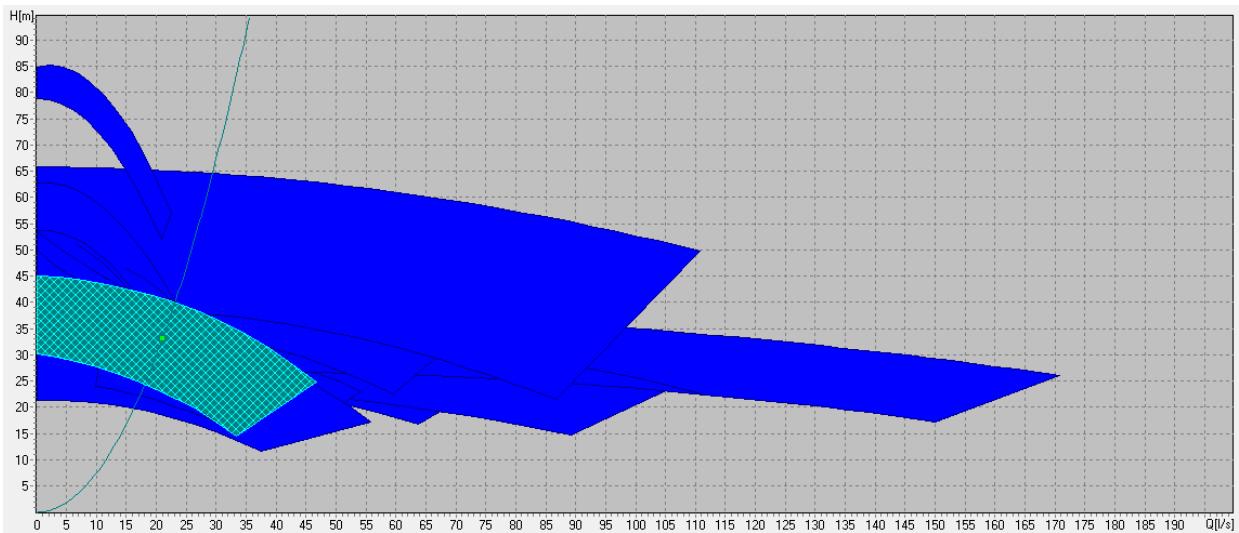
piezométrica en depósito + altura manométrica de la bomba= piezométrica en el punto de suministro + pérdidas

$$138 + Hg = 150 + \text{pérdidas}$$

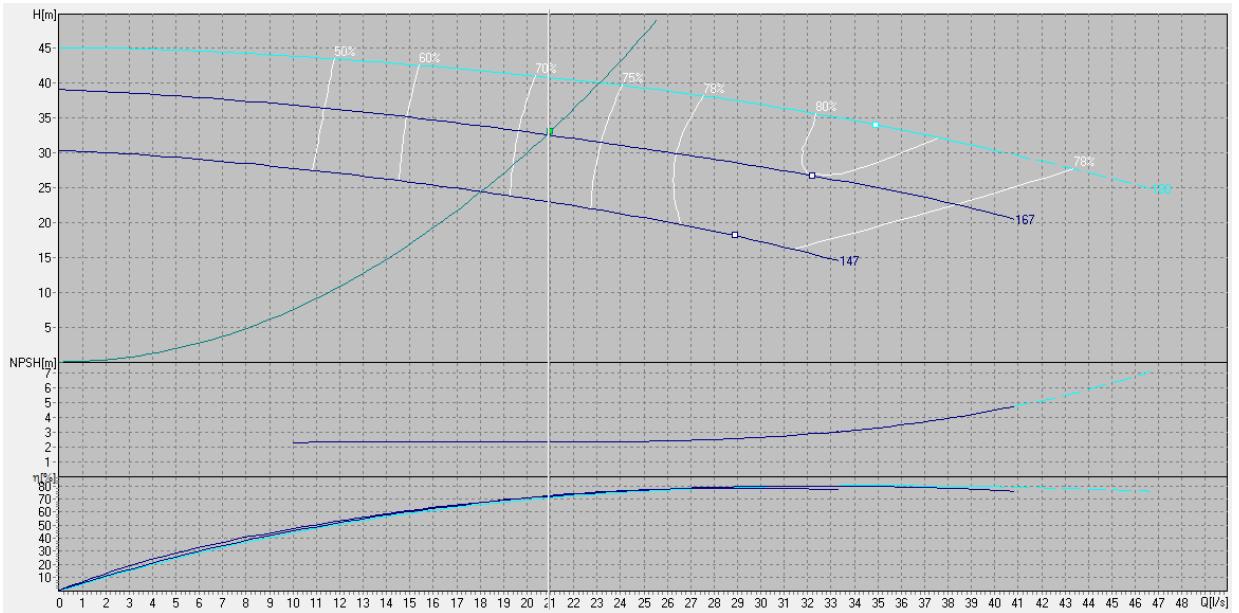
$$Hg = 150 + 21 - 138 = 33 \text{ mca}$$

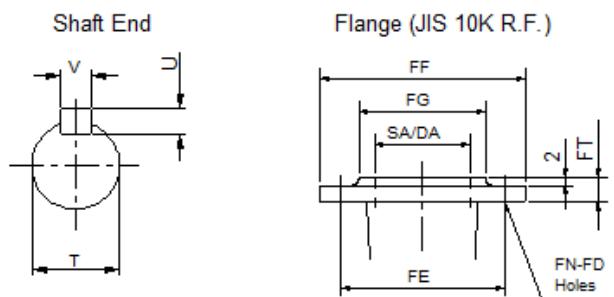
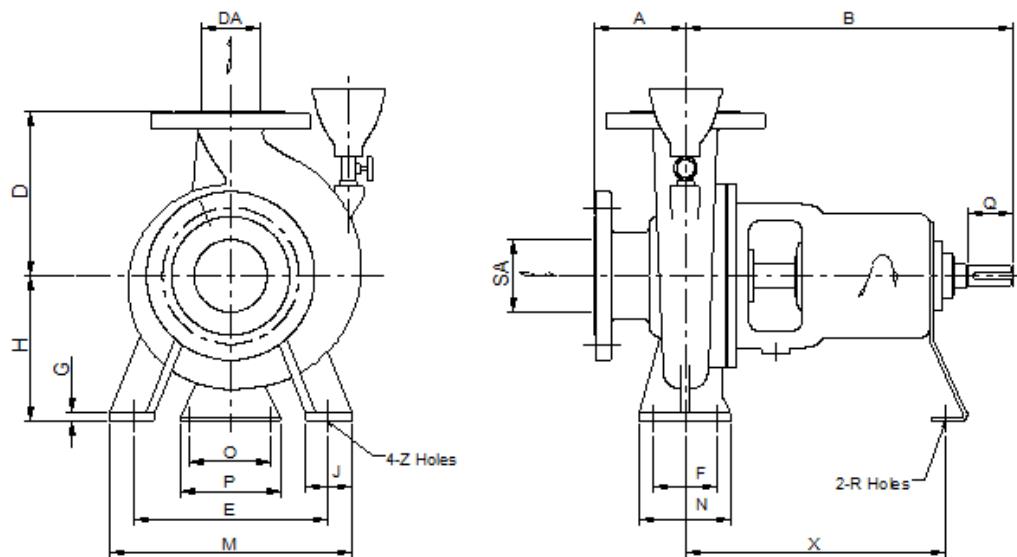
Se dispone un grupo de presión formado por una bomba y una de reserva (1+1) marca y modelo en cámara seca, capaz de bombear un caudal de 21 l/s a una altura manométrica de 33 m.

Consultando el catálogo de grupos de bombeo de EBARA:



El modelo seleccionado para la bomba es 100x80 FS2G5 marca EBARA, trabajando a 2900 rpm con un rendimiento del 71%





Set standard					
DIN: DN100/DN80		SA	= 100	N	= 125
Suction side	DA	= 80	O	= 110	
DN100	A	= 100	P	= 150	
DIN	B	= 360	R	= 17	
Discharge side	E	= 212	X	= 285	
DN80	F	= 95	Z	= 15	
DIN	G	= 14	T	= 24	
	H	= 160	Q	= 50	
Pump weight	J	= 65	U	= 4	
	M	= 280	V	= 7	

5.2.1 Sobrepresión en la conducción

La sobrepresión máxima que puede llegar a alcanzarse por el golpe de ariete se calculará mediante la formulas de Allievi y Michaud.

La sobrepresión máxima que se alcanza en un cierre instantáneo es, aplicando la fórmula de Allievi:

$$\Delta h = \frac{a v_0}{g}$$

con:

Δh = sobrepresión en mca (1 mca=0.1 kg/cm²)

a= celeridad

v₀= velocidad en régimen del fluido

g= aceleración de la gravedad (9,81 m/s²)

la celeridad toma el valor:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D}{e}}} = 1118.8 \text{ m/s}$$

siendo:

K= 1 para fundición dúctil

D= Diámetro interior= 150 mm

e= espesor = 5 mm

$$\Delta h = \frac{a v_0}{g} = \frac{1118.2 \times 1.188}{9.81} = 135.4 \text{ mca} = 13.54 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

La sobrepresión máxima que se alcanza con cierre lento de la válvula es, aplicando la fórmula de Michaud:

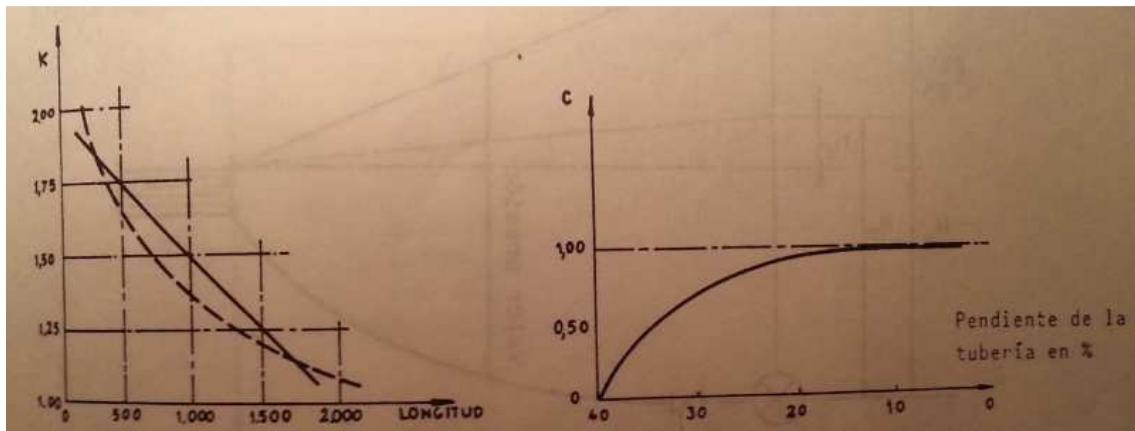
$$\Delta h = \frac{2 \cdot L \cdot v_0}{g \cdot \zeta}$$

Siendo:

ζ : tiempo de cierre

$$\zeta = C + \frac{K \cdot L \cdot v_0}{g \cdot H_m} = 23.70 \text{ s}$$

con:



$$K = 1.25 \text{ (} L = 1500 \text{)}$$

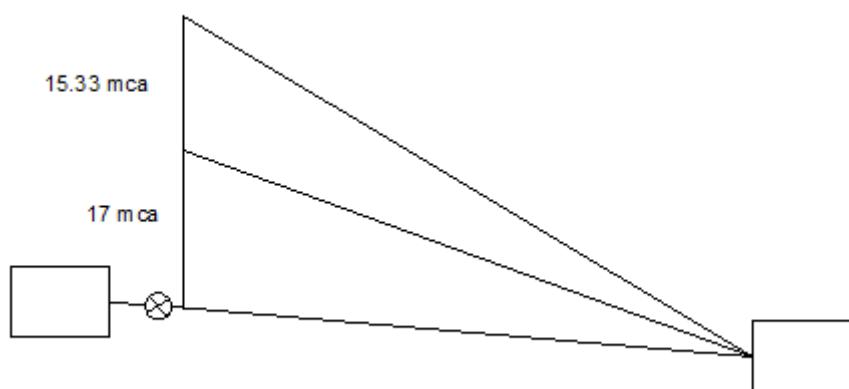
$$C = 1 \text{ (} p < 10\% \text{)}$$

$$\frac{2L}{a} = 2.68 \text{ s}$$

Tenemos que $\zeta > \frac{2L}{a}$, por lo que el cierre se produce lento:

$$\Delta h = \frac{2 \cdot L \cdot v_0}{g \cdot \zeta} = 15.33 \text{ mca}$$

La altura total de columna de agua que soporta es:



$$\Delta h = 15.33 + 17 = 32.33 \text{ mca} = 3.2 \text{ kg/cm}^2$$

Dado que las tuberías de fundición dúctil puede aguantar hasta 30 kg/cm², no existe problemas en cuanto a sobrepresiones causadas por el golpe de ariete en la conducción.

6 Conducciones de desagüe

Las conducciones de desagüe de cada vaso se proyectan para que rompan carga en una arqueta, en la que se concentrará también el agua de pluviales. Ambas aguas se desalojan de la parcela por una misma conducción de PVC hacia la red de saneamiento más próxima.

La tubería de desagüe de los vasos está en carga por lo que se calculará mediante Colebrocock. La conducción que conduce las pluviales y el desagüe de los vasos se conduce por gravedad, calculándose mediante la fórmula de Manning.

La pendiente hidráulica disponible viene dada por la cota de lámina de agua del depósito (138 m) y la cota de lámina de agua de la conducción de saneamiento (130 m).

$$H_{\text{deposito}} = 138 \text{ m}$$

$$H_{\text{saneamiento}} = 130 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de conducción} = 350 \text{ m}$$

$$\text{Pendiente} = 2.28 \%$$

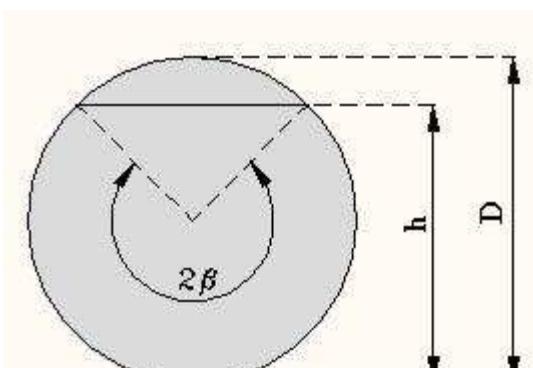


Figura 4.4.3

TABLA DE THORMANN Y FRANKE.
VARIACIONES DE CAUDALES Y VELOCIDADES
EN FUNCIÓN DE LA ALTURA DE LLENADO

Q'/Q	h/D	v'/v	Q'/Q	h/D	v'/v	Q'/Q	h/D	v'/v
0,001	0,023	0,17	0,031	0,118	0,47	0,061	0,164	0,57
0,002	0,032	0,21	0,032	0,120	0,47	0,062	0,166	0,57
0,003	0,038	0,24	0,033	0,122	0,48	0,063	0,167	0,57
0,004	0,044	0,26	0,034	0,123	0,48	0,064	0,168	0,58
0,005	0,049	0,28	0,035	0,125	0,48	0,065	0,170	0,58
0,006	0,053	0,29	0,036	0,127	0,49	0,066	0,171	0,58
0,007	0,057	0,30	0,037	0,129	0,49	0,067	0,172	0,58
0,008	0,061	0,32	0,038	0,130	0,50	0,068	0,174	0,59
0,009	0,065	0,33	0,039	0,132	0,50	0,069	0,175	0,59
0,010	0,068	0,34	0,040	0,134	0,50	0,070	0,176	0,59
0,011	0,071	0,35	0,041	0,135	0,51	0,071	0,177	0,59
0,012	0,074	0,36	0,042	0,137	0,51	0,072	0,179	0,59
0,013	0,077	0,36	0,043	0,138	0,51	0,073	0,180	0,60
0,014	0,080	0,37	0,044	0,140	0,52	0,074	0,181	0,60
0,015	0,083	0,38	0,045	0,141	0,52	0,075	0,182	0,60
0,016	0,086	0,39	0,046	0,143	0,52	0,076	0,183	0,60
0,017	0,088	0,39	0,047	0,145	0,53	0,077	0,185	0,61
0,018	0,091	0,40	0,048	0,146	0,53	0,078	0,186	0,61
0,019	0,093	0,41	0,049	0,148	0,53	0,079	0,187	0,61
0,020	0,095	0,41	0,050	0,149	0,54	0,080	0,188	0,61
0,021	0,098	0,42	0,051	0,151	0,54	0,081	0,189	0,62
0,022	0,100	0,42	0,052	0,152	0,54	0,082	0,191	0,62
0,023	0,102	0,43	0,053	0,153	0,55	0,083	0,192	0,62
0,024	0,104	0,43	0,054	0,155	0,55	0,084	0,193	0,62
0,025	0,106	0,44	0,055	0,156	0,55	0,085	0,194	0,62

0,026	0,108	0,45	0,056	0,158	0,55	0,086	0,195	0,63
0,027	0,110	0,45	0,057	0,159	0,56	0,087	0,196	0,63
0,028	0,112	0,45	0,058	0,160	0,56	0,088	0,197	0,63
0,029	0,114	0,46	0,059	0,162	0,56	0,089	0,199	0,63
0,030	0,116	0,46	0,060	0,163	0,57	0,090	0,200	0,63

Q'/Q	h/D	v'/v	Q'/Q	h/D	v'/v	Q'/Q	h/D	v'/v
0,091	0,201	0,64	0,410	0,445	0,95	0,855	0,742	1,07
0,092	0,202	0,64	0,420	0,451	0,96	0,860	0,747	1,07
0,093	0,203	0,64	0,430	0,458	0,96	0,865	0,751	1,07
0,094	0,204	0,64	0,440	0,464	0,97	0,870	0,756	1,07
0,095	0,205	0,64	0,450	0,470	0,97	0,875	0,761	1,07
0,096	0,206	0,65	0,460	0,476	0,98	0,880	0,766	1,07
0,097	0,207	0,65	0,470	0,482	0,99	0,885	0,770	1,07
0,098	0,208	0,65	0,480	0,488	0,99	0,890	0,775	1,07
0,099	0,210	0,65	0,490	0,494	1,00	0,895	0,781	1,07
0,100	0,211	0,65	0,500	0,500	1,00	0,900	0,786	1,07
0,105	0,216	0,66	0,510	0,506	1,00	0,905	0,791	1,07
0,110	0,221	0,67	0,520	0,512	1,01	0,910	0,797	1,07
0,115	0,226	0,68	0,530	0,519	1,01	0,915	0,802	1,06
0,120	0,231	0,69	0,540	0,525	1,02	0,920	0,808	1,06
0,125	0,236	0,69	0,550	0,531	1,02	0,925	0,814	1,06
0,130	0,241	0,70	0,560	0,537	1,02	0,930	0,821	1,06
0,135	0,245	0,71	0,570	0,543	1,03	0,935	0,827	1,06
0,140	0,250	0,72	0,580	0,550	1,03	0,940	0,834	1,05
0,145	0,254	0,72	0,590	0,556	1,03	0,945	0,841	1,05
0,150	0,259	0,73	0,600	0,562	1,04	0,950	0,849	1,05
0,155	0,263	0,74	0,610	0,568	1,04	0,955	0,856	1,05
0,160	0,268	0,74	0,620	0,575	1,04	0,960	0,865	1,04
0,165	0,272	0,75	0,630	0,581	1,05	0,965	0,874	1,04

0,170	0,276	0,76	0,640	0,587	1,05	0,970	0,883	1,04
0,175	0,281	0,76	0,650	0,594	1,05	0,975	0,894	1,03
0,180	0,285	0,77	0,660	0,600	1,05	0,980	0,905	1,03
0,185	0,289	0,77	0,670	0,607	1,06	0,985	0,919	1,02
0,190	0,293	0,78	0,680	0,613	1,06	0,990	0,935	1,02
0,195	0,297	0,78	0,690	0,620	1,06	0,995	0,955	1,01
0,200	0,301	0,79	0,700	0,626	1,06	1,000	1,000	1,00
0,210	0,309	0,80	0,710	0,633	1,06			
0,220	0,316	0,81	0,720	0,640	1,07			
0,230	0,324	0,82	0,730	0,646	1,07			
0,240	0,331	0,83	0,740	0,653	1,07			
0,250	0,339	0,84	0,750	0,660	1,07			
0,260	0,346	0,85	0,760	0,667	1,07			
0,270	0,353	0,86	0,770	0,675	1,07			
0,280	0,360	0,86	0,780	0,682	1,07			
0,290	0,367	0,87	0,790	0,689	1,07			
0,300	0,374	0,88	0,800	0,697	1,07			
0,310	0,381	0,89	0,805	0,701	1,08			
0,320	0,387	0,89	0,810	0,705	1,08			
0,330	0,394	0,90	0,815	0,709	1,08			
0,340	0,401	0,91	0,820	0,713	1,08			
0,350	0,407	0,92	0,825	0,717	1,08			
0,360	0,414	0,92	0,830	0,721	1,08			
0,370	0,420	0,93	0,835	0,725	1,08			
0,380	0,426	0,93	0,840	0,729	1,07			
0,390	0,433	0,94	0,845	0,734	1,07			
0,400	0,439	0,95	0,850	0,738	1,07			

6.1 Conducción de desagüe del depósito

Es el sistema de vaciado para el mantenimiento y limpieza de las cámaras. Su ubicación se corresponde con el punto más bajo de depósito.

Diseñamos la conducción de desagüe para que se produzca el vaciado de la cámara en un tiempo razonable, 6 horas:

$$Q_{max} = \frac{1250m^3}{4 \text{ h}} = 312 \frac{m^3}{\text{h}} = 0.086 \frac{m^3}{\text{s}} = 86.8 \frac{l}{\text{s}}$$

La conducción está en carga, por lo que se calculará mediante Colebroock. El material de la conducción es fundición dúctil.

D250	Q (l/s)	82	84	86	88	90
	v (m/s)	1,67	1,711	1,752	1,793	1,833
	i (mm/m)	10,544	11,05	12,639	12,097	12,639

D300	Q (l/s)	82	84	86	88	90
	v (m/s)	1,16	1,188	1,217	1,245	1,273
	i (mm/m)	4,159	4,357	4,559	4,766	4,978

D350	Q (l/s)	82	84	86	88	90
	v (m/s)	0,852	0,873	0,894	0,915	0,935
	i (mm/m)	1,904	1,994	2,086	2,18	2,276

D400	Q (l/s)	82	84	86	88	90
	v (m/s)	0,653	0,668	0,684	0,7	0,716
	i (mm/m)	0,972	1,017	1,064	1,111	1,16

El caudal que tenemos es de 87 l/s. Viendo la tabulación de los diámetros de tuberías y velocidad de Colebroock, adoptamos un diámetro para que la circulación del agua sea entorno a 1 m/s. De esta forma, el diámetro de salida del depósito es de 300 mm.

Las tuberías de desagües de cada cámara se unen a la salida de este y descargan en una arqueta. Esta arqueta recoge también las aguas pluviales, por lo que habrá que calcular la conducción que lleve tanto las pluviales como las de desagüe de las cámaras a la red de saneamiento más próxima a la parcela.

6.2 Conducción de desagüe de pluviales

Período de retorno

TABLA 1-2
MINIMOS PERIODOS DE RETORNO (años)

Tipo de elemento de drenaje	IMD en la vía afectada (*)		
	Alta 2.000	Media 500	Baja
Pasos inferiores con dificultades para desaguar por gravedad	50	25	(**)
Elementos del drenaje superficial de la plataforma y márgenes	25	10	
Obras de drenaje transversal	100		(***)

Cálculo de caudales de referencia

El caudal de referencia en el punto en el que desagüe una cuenca o superficie se obtendrá mediante la fórmula

$$Q = C * A * I / K$$

siendo:

- C: el coeficiente medio de escorrentía de la cuenca o superficie drenada (Apartado 2.5).
- A: su área, salvo que tenga aportaciones o pérdidas importantes, tales como resurgencias o sumideros, en cuyo caso el cálculo del caudal Q deberá justificarse debidamente.
- I: la intensidad media de precipitación correspondiente al período de retorno considerado y a un intervalo igual al tiempo de concentración (Apartado 2.3).
- K: un coeficiente que depende de las unidades en que se expresen Q y A, y que incluye un aumento del 20 por 100 en Q para tener en cuenta el efecto de las puntas de precipitación. Su valor está dado por la Tabla 2.1.

TABLA 2.1
VALORES DE K

Q en	A en		
	Km ²	Ha	m ²
m ³ /s	3	300	3.000.000
l/s	0,003	0,3	3.000

Intensidad media de precipitación

La intensidad media I_t (mm/h) de precipitación a emplear en la estimación de los caudales de referencia se obtendrá por medio de la siguiente fórmula

$$\left(\frac{I_t}{I_d}\right) = \left(\frac{I_1}{I_d}\right)^{\frac{28^{0.1} - t^{0.1}}{28^{0.1} - 1}}$$

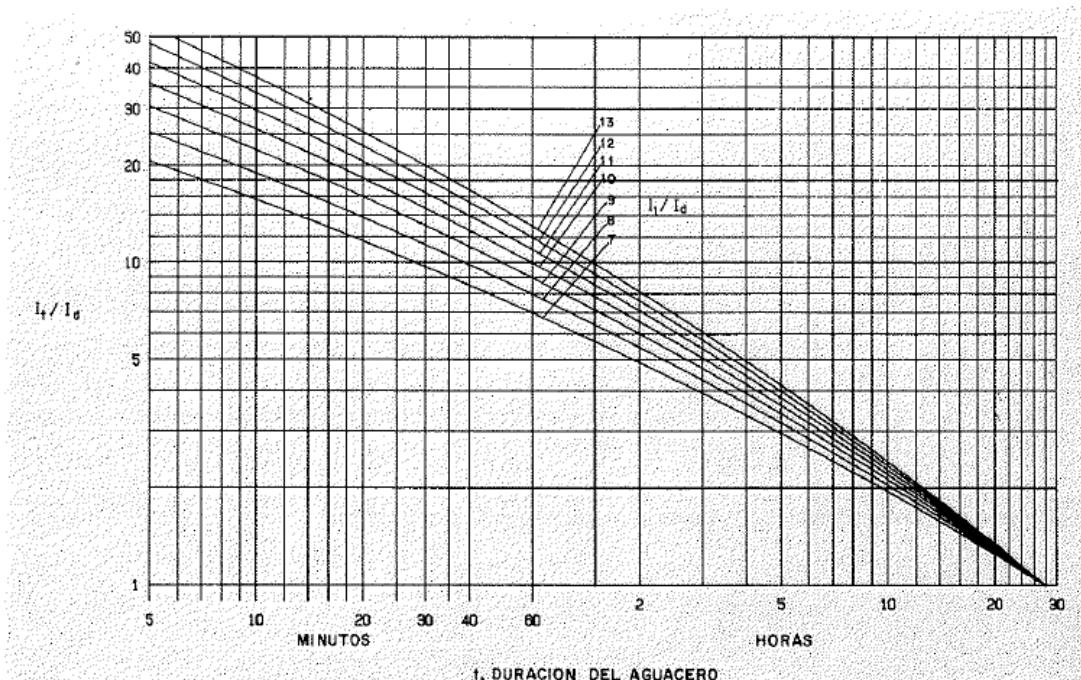


Fig. 2.1

siendo:

- Id (mm/h): la intensidad media diaria de precipitación, correspondiente al periodo de retorno (Capítulo 1) considerado. Es igual a $Pd/24$.
- Pd (mm): la precipitación total diaria correspondiente a dicho período de retorno, que podrá tomarse de los mapas contenidos en la publicación «Isolíneas de precipitaciones máximas previsibles en un día», de la Dirección General de Carreteras, o a partir de otros datos sobre lluvias, los cuales deberán proceder preferentemente del Instituto Nacional de Meteorología.

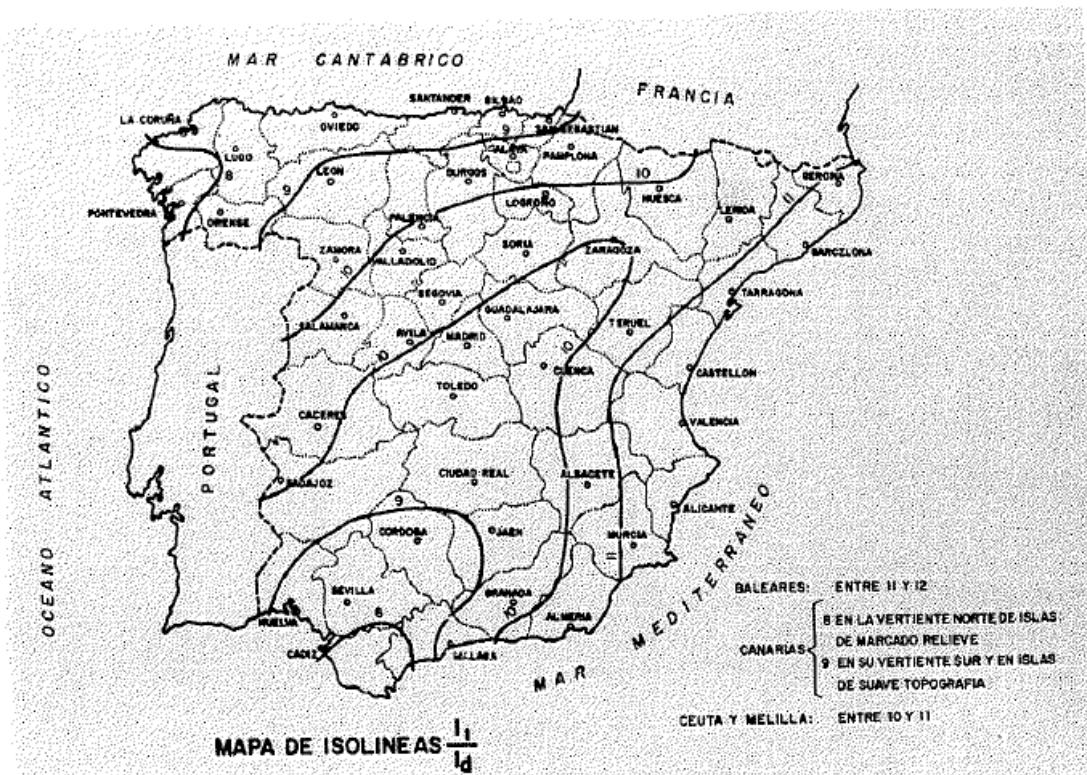


Fig. 2.2

- I_1 (mm/h): la intensidad horaria de precipitación correspondiente a dicho periodo de retorno. El valor de la razón I_1/Id se podrá tomar de la Figura 2.2.
- t (h): la duración del intervalo al que se refiere I_1 , que se tomará igual al tiempo de concentración (Apartado 2.4).

Viendo el mapa de isolíneas, para Mairena del Alcor tenemos $I_1/Id = 8.5 \rightarrow I_1/Id = 27$

Tiempo de concentración

El tiempo de concentración para una parcela tan pequeña como la que tenemos lo establecemos en 5 minutos.

Coeficiente de escorrentía

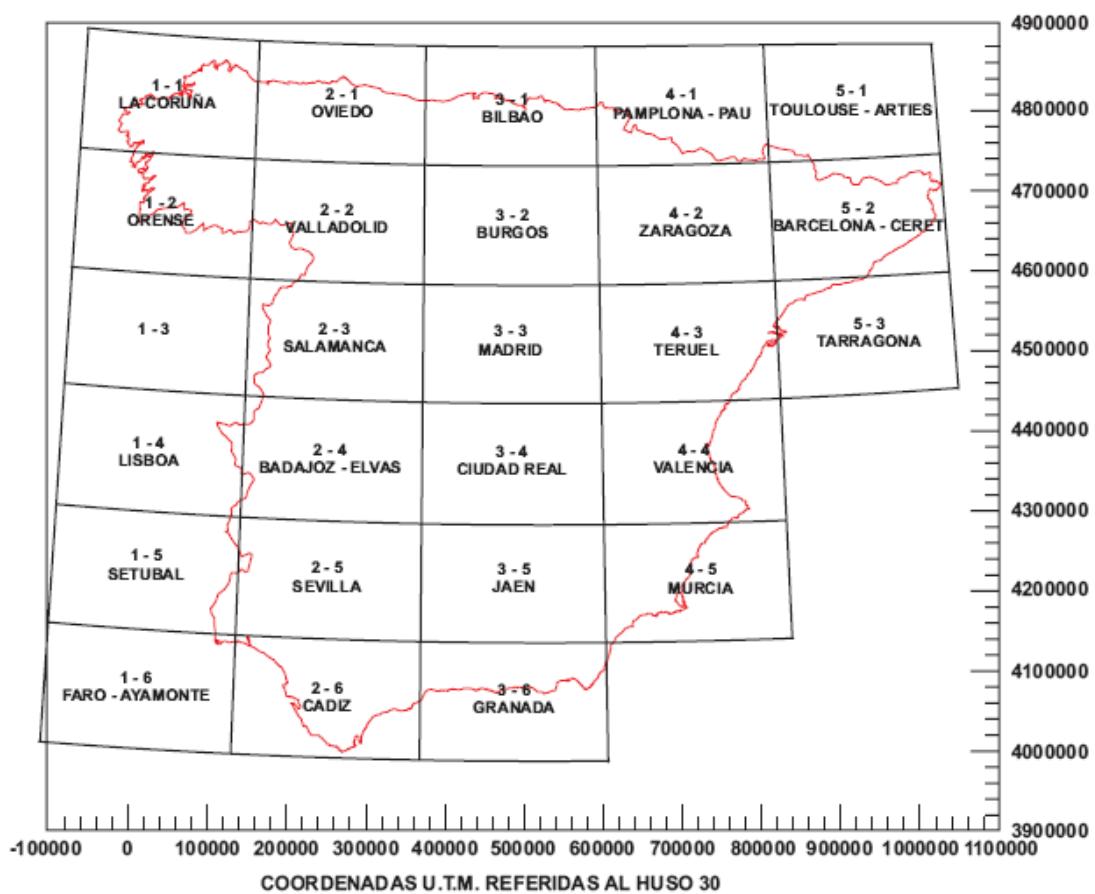
Como coeficiente de escorrentia, dada las características del terreno, se tomará 0.95.

1.1.9.-Precipitación total diaria P_d (mm)

La máxima precipitación total diaria se obtiene de la monografía *Máximas lluvias diarias en la España Peninsular* del Ministerio de Fomento.

El **primero de los métodos** consiste en usar los planos y tablas incluidos en esta publicación, siguiendo el siguiente procedimiento:

- 1) Localizar en los planos el punto geográfico deseado con la ayuda del [plano-guía](#)
- 2) Estimar mediante las isolíneas presentadas el coeficiente de variación C_v (líneas rojas con valores inferiores a la unidad) y el valor medio \bar{P} de la máxima precipitación diaria anual (líneas moradas).
- 3) Para el periodo de retorno deseado T y el valor de C_v , obtener el factor de amplificación K_T mediante el uso de la [tabla \$K_T\$](#)
- 4) [realizar el producto](#) del factor de amplificación K_T por el valor medio \bar{P} de la máxima precipitación diaria anual obteniendo la precipitación diaria máxima para el periodo de retorno deseado P_T .



1.1.10.-Factores de amplificación K_t

C_v	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS (T)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
0.30	0.935	1.194	1.377	1.625	1.823	2.022	2.251	2.541
0.31	0.932	1.198	1.385	1.640	1.854	2.068	2.296	2.602
0.32	0.929	1.202	1.400	1.671	1.884	2.098	2.342	2.663
0.33	0.927	1.209	1.415	1.688	1.915	2.144	2.388	2.724
0.34	0.924	1.213	1.423	1.717	1.930	2.174	2.434	2.785
0.35	0.921	1.217	1.438	1.732	1.961	2.220	2.480	2.831
0.36	0.919	1.225	1.446	1.747	1.991	2.251	2.525	2.802
0.37	0.917	1.232	1.461	1.778	2.022	2.281	2.571	2.963
0.38	0.914	1.240	1.469	1.793	2.052	2.327	2.617	3.014
0.39	0.912	1.243	1.484	1.808	2.083	2.357	2.663	3.067
0.40	0.909	1.247	1.492	1.839	2.113	2.403	2.708	3.128
0.41	0.906	1.255	1.507	1.854	2.144	2.434	2.754	3.189
0.42	0.904	1.259	1.514	1.884	2.174	2.480	2.800	3.260
0.43	0.901	1.263	1.534	1.900	2.205	2.510	2.846	3.311
0.44	0.898	1.270	1.541	1.915	2.220	2.556	2.892	3.372
0.45	0.896	1.274	1.549	1.945	2.251	2.586	2.937	3.433
0.46	0.894	1.278	1.564	1.961	2.281	2.632	2.983	3.494
0.47	0.892	1.286	1.579	1.991	2.312	2.663	3.044	3.555
0.48	0.890	1.289	1.595	2.007	2.342	2.708	3.098	3.616
0.49	0.887	1.293	1.603	2.022	2.373	2.739	3.128	3.677
0.50	0.885	1.297	1.610	2.052	2.403	2.785	3.189	3.738
0.51	0.883	1.301	1.625	2.088	2.434	2.815	3.220	3.799
0.52	0.881	1.308	1.640	2.098	2.464	2.861	3.281	3.860

Tabla 7.1 - Cuantiles Y_1 de la Ley SQRT-ET max, también denominados Factores de Amplificación K_t , en el "Mapa para el Cálculo de Máximas Precipitaciones Diarias en la España Peninsular" (1997).

Período de retorno

TABLA 1-2
MINIMOS PERIODOS DE RETORNO (años)

Tipo de elemento de drenaje	IMD en la vía afectada (*)		
	Alta 2.000	Media 500	Baja
Pasos inferiores con dificultades para desaguar por gravedad	50	25	(**)
Elementos del drenaje superficial de la plataforma y márgenes	25	10	
Obras de drenaje transversal	100	(***)	

El periodo de retorno lo establecemos de 100 años.

Haciendo los cálculos:

$$k_T = 2.251$$

$$P = 55 \text{ mm/día}$$

$$P_d = k_T \cdot P = 123.8 \text{ mm/día}$$

$$I_d = \frac{123.8}{24} = 5.16 \text{ mm/día}$$

$$\frac{I_t}{I_d} = 27 \rightarrow I_t = 139.32 \text{ mm/día}$$

Caudal del pluviales

$$Q = C \cdot A \cdot I$$

El área de la parcela es de $100 \times 75 \text{ m} = 7500 \text{ m}^2$

$$Q = 0.091 \frac{m^3}{s}$$

Conducción

La conducción estará como máximo al 80% de su capacidad, es decir:

$$Q_{lleno} = 1.2 \times 0.091 \frac{m^3}{s} = 0.1092 \frac{m^3}{s}$$

con la formula de Manning:

$$Q = v \times A$$

$$v = \frac{1}{n} \sqrt{i} \times R_h^{2/3}$$

$$R_h = \frac{\pi \cdot D^2}{4 \cdot \pi \cdot D} = \frac{D}{4}$$

$$Q = \frac{1}{n} \sqrt{i} \times \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \times \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

Tomando un coeficiente de Manning para tuberías de plástico de 0.010

$$0.1092 = \frac{1}{0.010} \sqrt{0.0228} \times \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} \times \frac{\pi \cdot D^2}{4} \rightarrow D = 0.243 \text{ m}$$

Elegimos para la recogida de aguas de pluviales una conducción de PVC de diámetro nominal de 250 mm.

Con DN250:

$$Q_{lleno} = \frac{1}{0.010} \sqrt{0.0228} \times \left(\frac{0.25}{4}\right)^{\frac{2}{3}} \times \frac{\pi \cdot 0.25^2}{4} = 0.116 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$v_{lleno} = \frac{Q_{lleno}}{A} = \frac{0.116}{\frac{\pi \cdot 0.25^2}{4}} = 2.38 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Viendo en tablas:

$$\frac{Q_{max}}{Q_{lleno}} = \frac{0.091}{0.1092} = 0.83 \rightarrow \frac{v_{max}}{v_{lleno}} = 1.08 \rightarrow v_{max} = 1.08 \times v_{lleno} = 2.57 \frac{\text{m}}{\text{s}} < \frac{5\text{m}}{\text{s}} \text{ OK}$$

$$> \frac{0.6\text{m}}{\text{s}} \text{ OK}$$

Por tanto, con una conducción de 250 mm para pluviales se cumple el requisito de velocidad máxima que evite que se produzca mucha erosión en la conducción, y de velocidad mínima que evita que se produzca sedimentación de partículas.

En una arqueta se recoge tanto el agua de pluviales como de desagüe de las cámaras, y de aquí una conducción las llevará hasta la red de saneamiento más próxima. Su cálculo es:

$$Q_{max} = 0.086 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} + 0.091 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 0.177 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Q_{lleno} = 1.2 \times 0.177 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 0.212 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$0.212 = \frac{1}{0.010} \sqrt{0.0228} \times \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} \times \frac{\pi \cdot D^2}{4} \rightarrow D = 0.312 \text{ m}$$

Elegimos para la conducción de desagüe un diámetro nominal de 315 mm.

Con DN315:

$$Q_{lleno} = \frac{1}{0.010} \sqrt{0.0228} \times \left(\frac{0.315}{4}\right)^{\frac{2}{3}} \times \frac{\pi \cdot 0.315^2}{4} = 0.216 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$v_{lleno} = \frac{Q_{lleno}}{A} = \frac{0.216}{\frac{\pi \cdot 0.315^2}{4}} = 2.77 \frac{m}{s}$$

Viendo en tablas:

$$\frac{Q_{max}}{Q_{lleno}} = \frac{0.177}{0.277} = 0.64 \rightarrow \frac{v_{max}}{v_{lleno}} = 1.05 \rightarrow v_{max} = 1.05 \times v_{lleno} = 2.9 \frac{m}{s} < \frac{5m}{s} \text{ OK}$$

$$> \frac{0.6m}{s} \text{ OK}$$

Por tanto, con una conducción de 315 mm para evacuar desde la arqueta las aguas de pluviales y desagüe de las cámaras, se cumple el requisito de velocidad máxima que evite que se produzca mucha erosión en la conducción, y de velocidad mínima que evita que se produzca sedimentación de partículas.