

# 1. Introducción

## 1.1. Motivación

No es ninguna sorpresa hablar de crisis mundial del agua cuando se habla del uso, necesidad o calidad del recurso hídrico y es que esta crisis no ha hecho, sino que empeorar durante el último siglo.

Solo el 0,3% del agua total del planeta tierra se puede destinar para el consumo humano. Este dato no debería ser un problema ya que con esta cantidad de agua se podría abastecer sin problemas a toda la población mundial. Sin embargo, la industrialización y las exigencias crecientes de la sociedad han incrementado de manera espectacular los usos del agua, incidiendo en muchos casos negativamente en su calidad.

La concentración demográfica, el establecimiento de centros fabriles y la demanda cada vez mayor de servicios generan volúmenes de aguas residuales que amenazan con desequilibrar definitivamente la integridad de los acuíferos, de los ríos y de las aguas litorales.

Es cierto que se han hecho enormes avances en el campo del abastecimiento en las dos últimas décadas, con 2.300 millones de personas que han logrado acceder a mejores fuentes de agua potable y 1.900 millones a mejores servicios de saneamiento (WHO y UNICEF, 2014a)

Por otra parte, se prevé que en 2030 el mundo tendrá que enfrentarse a un déficit mundial del 40% de agua en un escenario climático y social en el que todo sigue igual (2030 WRG, 2009).

Desde la ONU se está intentando dar solución a esta situación, creando una alianza mundial que luche por unos mismos objetivos para solucionar este problema. Las conferencias de Río de Janeiro del 1992 o los 17 objetivos del desarrollo sostenible aprobados en el 2015 por los estados miembros de la ONU, donde 9 de los mismos tienen relación directa con la mejora del agua son algunos de los pasos realizados.

Durante las últimas décadas se han produciendo grandes cambios en las en las condiciones climáticas. Los países al sur de Europa sufren una climatología más extrema debido a la aparición de lluvias puntuales y torrenciales y al aumento de las temperaturas. Todo esto crea unos problemas de sequía que deben ser solucionados.

Para intentar paliar estos problemas, la Unión Europea ha elaborado normativas, como la Directiva Marco del Agua, DMA para la regulación y control. Esta normativa se va actualizando cada 5 años con el objetivo de conseguir una Europa concienciada, sin carencia y con un uso eficiente del agua.

Viendo la situación de España en los últimos años, se confirma que el problema con el recurso hídrico está presente y es muy real. Los últimos registros de temperatura, precipitación y capacidad de los depósitos no engañan, en los últimos 50 años la temperatura media anual de España se ha visto incrementada en 2,8°C y el volumen de agua de los pantanos se ha reducido en un 10% en la última década. En nuestro caso (Comunidad Valenciana), hay que considerar, además, el déficit histórico que arrastramos en infraestructuras de saneamiento y depuración de aguas, resultado de procesos de crecimiento y desarrollo poco armónicos con una adecuada ordenación del territorio y en muchos casos, ajenos a la protección del medio natural. Los cauces públicos, lagunas y litoral han cumplido tradicionalmente el papel de depuradoras naturales por vía de dilución, pero esta posibilidad ha llegado a extremos de saturación casi generalizada. De ahí la necesidad de tomar medidas en relación con el saneamiento.

La Constitución establece en su artículo 45 que los poderes públicos velarán por la utilización racional de todos los recursos naturales, con el fin de proteger y mejorar la calidad de vida y defender y restaurar el medio ambiente, apoyándose en la indispensable solidaridad colectiva. Desde la promulgación de la Ley de Aguas de 1985, donde se dedica todo su Título V a la protección del dominio público hidráulico y a la calidad de las aguas continentales.

Toda esta problemática descrita, nos lleva a la búsqueda de soluciones para el uso, tratamiento y reparto del agua, que sean eficientes y eficaces. Es de vital importancia hacer el mejor uso posible del agua, pudiendo tratarla para su posterior uso o simplemente su vertido a la naturaleza de una forma no perjudicial, ya que en la actualidad un 80% del agua consumida mundialmente se vierte sin tratamiento alguno.

## 1.2. Situación actual

### 1.2.1. Vertidos y usos del agua

Los vertidos de aguas residuales están regulados en función a donde se realice el vertido:

- Vertido a colectores municipales

La autorización corresponde al ayuntamiento y están controlados por los ayuntamientos y las CCAA que pueden legislar sobre valores máximos de concentración de contaminantes en los vertidos efectuados a colectores municipales.

- Cauces naturales

En el vertido a cauces naturales la autorización corresponde a los organismos de cuenca. Estos vertidos están regulados por el RD 849/1986 (Reglamento Dominio Público Hidráulico), los cánones de vertido vienen detallados en el RD606/2003 y los límites de emisión en el RD Ley 11/95 y R.D. 509/96, (figura1).

<b>Límites de emisión</b>		
(R.D. Ley 11/95 y R.D. 509/96)		
<b>Zonas normales</b>	Tratamiento secundario (*)	
	Parámetro	Concentración
	DBO <sub>5</sub>	25 mg de O <sub>2</sub> /l
	DQO	125 mg de O <sub>2</sub> /l
	S.S.	35 mg/l (más de 10.000 h-e) 60 mg/l (de 2.000 a 10.000 h-e)
		% reducción
		70-90
		75
		90
		70
<b>Zonas sensibles (*)</b> *Deben cumplir además requisitos de zonas normales.	Eliminación de N y P	
	Parámetro	Concentración
	P total	2 (10.000-100.000 h.e.) 1 (>100.000 h.e.)
	N total	15 (10.000-100.000 h.e.) 10 (>100.000 h.e.)
		% reducción
		80
		70-80
<b>Zonas menos sensibles</b>	Tratamiento primario	
	Parámetro	% reducción
	DBO <sub>5</sub>	20
	S.S. (optativo)	50

Figura 1 "Límites de emisión"

## 1.2.2. Situación en Moncada

En la actualidad la red de saneamiento de Moncada dirige las aguas fecales a la depuradora de Alboraya (Cuenca del Carraixet). Al disponer de una red separativa de aguas pluviales, cuando se producen lluvias, las aguas pluviales mezcladas con las aguas fecales se vierten al cauce del Barranco de Carraixet, debido a que estas aguas están muy diluidas y no producen un riesgo para el medioambiente.

La depuradora Cuenca del Carraixet sirve actualmente a 131.050 habitantes, repartidos por los municipios de L'horta Nord de Valencia, Albatat dels Sorells, Almàssera, Godella, Rocafort, Vinalesa, Alboraya, Bonrepòs i Mirambell, Meliana, Tavernes Blanques, Alfara del Patriarca, Foios, Moncada y parte de la ciudad de Valencia.

Depura un caudal de  $35.360 \frac{m^3}{día}$ , consiguiendo unos rendimientos de SS:96, DBO5:94 y DQO:90. La línea de tratamiento que siguen las aguas cuando llegan al Cauce del Carraixet es el que aparece en la figura 2.

Como se puede observar la depuradora recibe una carga muy grande de aguas fecales. Por lo que la desconexión de una parte del caudal de entrada a la depuradora aliviaría su situación y permitiría reducir los costes energéticos o conectar alguna red de algún municipio cercano.

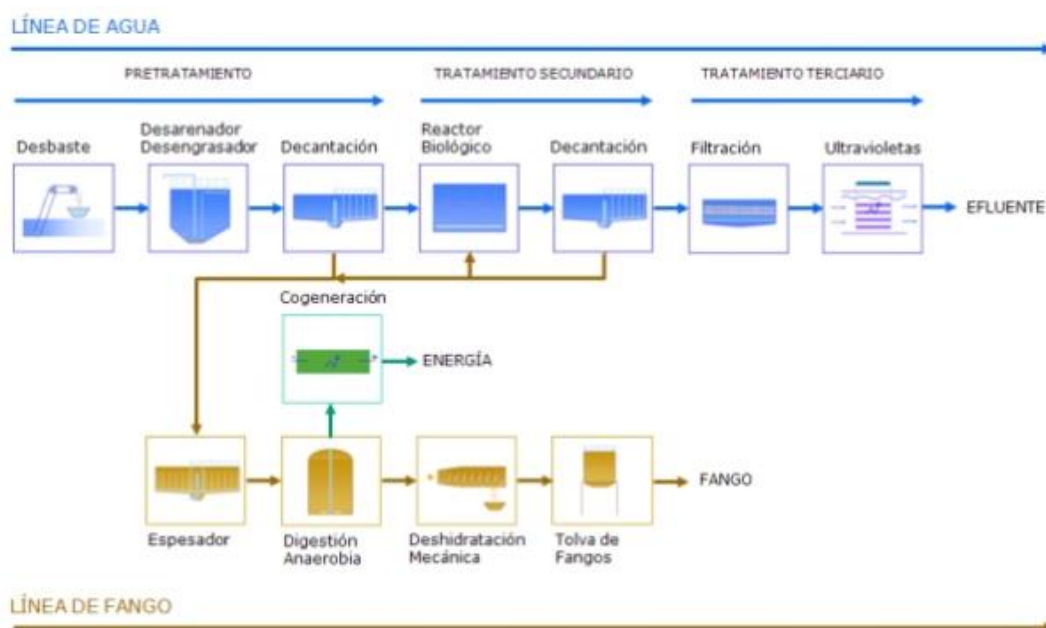


Figura 2 "Línea de tratamiento de la depuradora de Moncada (Cuenca de Carraixet). Fuente: EPSAR"

## 2. Objetivos y alcance.

El objetivo principal que persigue el sistema de tratamiento de aguas objeto de este estudio, es desconectar la barriada de Masías de la red de saneamiento, para de esta forma reducir la carga de aguas fecales que llega a la depuradora de Alboraya. Mejorando además la calidad del efluente de la depuradora y aprovechando el recurso hídrico de manera sostenible.

Con estos motivos, se propone el diseño de un humedal artificial y un depósito de regulación complementario.

Este sistema trata y regula el agua residual generada, posibilitando así una reutilización de la misma y optimizando de este modo un recurso vital como lo es el agua.

### ➤ Alcance

- Diseño de aliviadero y reja de desbaste como pretratamiento.
- Diseño de un tanque Imhoff como tratamiento primario.
- Diseño de un humedal como tratamiento secundario.
- Diseño de un depósito de agua tratada.
- Diseño de una conducción de entrada al depósito que conecte con el efluente del humedal artificial.
- Diseño de una conducción de salida del agua del depósito hasta la arqueta de conexión con la red de riego municipal.

## 3.Marco normativo.

### Normativa aplicable

- **Ámbito urbanístico**

En el ámbito urbanístico será necesaria la tramitación por el municipio de un Plan especial de los previstos en el artículo 43 de la LOTU.

### Calificación urbanística de los terrenos

En el ámbito urbanístico resulta de aplicación la normativa urbanística de la Comunidad Valenciana y concretamente la Ley 5/2014 de 25 de julio, de la Generalitat Valenciana, de Ordenación del Territorio, Urbanismo y Paisaje, de la Comunitat Valenciana.

Los terrenos sobre los que se construirá el humedal y el depósito pertenecen en pleno dominio al Ayuntamiento de Moncada, como bienes dominio público, según consta en el Catastro del Registro de la Propiedad y en el inventario de Bienes Inmuebles del municipio, tienen una calificación urbanística conforme al PGOU del municipio, de suelo rústico común, no urbanizable.

Son de aplicación las normas contenidas en el Título IV de la Ley 5/2014 de 25 de julio, de la Generalitat, de Ordenación del Territorio, Urbanismo y Paisaje, de la Comunitat Valenciana, destinado a regular las posibles construcciones y actuaciones urbanísticas en el suelo no urbanizable.

Según el planeamiento aprobado, los terrenos tienen la consideración de rústicos y no urbanizables, para poder realizar cualquier tipo de actuación constructiva en ellos, habrá que modificar previamente su calificación urbanística, y transformarlos en suelo dotacional público, apto para realizar determinadas construcciones. Ello se puede hacer mediante tramitación de un Plan Especial por parte del municipio, que es el dueño de los terrenos y el promotor de las obras.

Plan Especial para la habilitación de un suelo dotacional de infraestructura y servicios humedal artificial y depósito de aguas.

### Documentación necesaria para tramitar el plan

- 1- Documentación informativa gráfica y escrita.
- 2- Memoria descriptiva y justificativa y estudios complementarios.
- 3- Estudio ambiental y territorial estratégico y estudio de integración paisajística o, en su caso, estudio de paisaje, conforme a lo establecido en los anexos I y II de esta ley.
- 4- Estudio de viabilidad económica y memoria de sostenibilidad económica.
- 5- Planos de ordenación.

### Tramitación

Conforme a lo establecido en el Capítulo II de Título Tercero de la LOTUP, con intervención de la administración autonómica y municipal y periodo de información pública, con notificación a los vecinos colindantes.

Normativa sobre el ámbito urbanístico aplicable:

- Ley 5/2014 de 25 de julio, de la Generalitat, de Ordenación del Territorio, Urbanismo y Paisaje, de la Comunitat Valenciana. LOTUP
- Plan General de Ordenación Urbana de Moncada PGOU, aprobado por la CTU el 25/07/1989 y publicado en el BOP el 4/12/1990 y reformas posteriores.

- **Saneamiento y tratamiento de aguas residuales**

### Tratamiento de Aguas Residuales

La Unión Europea aprobó la Directiva 91/271/CEE del Consejo de 21 de mayo, sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas, en la cual se establece que los Estados miembros adoptarán las medidas necesarias para garantizar que dichas aguas son tratadas correctamente antes de su vertido.

Para ello, la norma comunitaria impone la obligación de someter dichas aguas residuales a tratamientos más o menos rigurosos en diferentes plazos.

El Real Decreto-Ley 11/1995 de 28 de diciembre, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas tiene por objeto la transposición al ordenamiento español de la Directiva 91/271/CEE, de acuerdo con la finalidad de protección del medio ambiente que constituye el objeto de la disposición y resulta de aplicación a las obras previstas.

De otra parte, debemos tener en cuenta la Ley 2/1992 de 26 de marzo, de saneamiento de las aguas residuales de la Comunidad Valenciana que otorga plenas competencias en esta materia a la Generalitat Valenciana, si bien permite la iniciativa municipal en este ámbito, siempre con la supervisión de la administración autonómica.

#### Normativa aplicable al saneamiento y tratamiento de aguas residuales

- Directiva 91/271/CEE del Consejo, de 21 de mayo, sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas.
- Ley 2/1992 de 26 de marzo, de saneamiento de las aguas residuales de la Comunidad Valenciana.
- Ley 22/2011 de 28 de julio, de residuos y suelos contaminados.
- Real Decreto-ley 11/1995 de 28 de diciembre, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas.

- **Control ambiental**

#### Evaluación Ambiental estratégica, estudio de paisaje y estudio acústico

El artículo 46 de la LOTUP establece los planes que estarán sujetos a un procedimiento de evaluación ambiental estratégica, remitiendo a lo que establezca la Ley 6/2014.

Estando la actuación que nos ocupa incluida en el anexo I de dicha ley, será necesario realizar la mencionada evaluación ambiental estratégica. De otro lado, la LOTUP obliga dentro de la tramitación de la evaluación ambiental estratégica a realizar también un estudio de paisaje, para analizar la ordenación urbana y territorial y la incidencia de la actuación pretendida en el entorno y en el paisaje.





Por último, la Ley 7/2002, de 3 de diciembre, de la Generalitat Valenciana, de Protección contra la Contaminación Acústica obliga a incluir en todas las evaluaciones ambientales un estudio acústico de la actividad, por poca incidencia que a priori pueda tener el ruido en el desarrollo de la misma.

#### Normativa aplicable al control ambiental

- Ley 6/2014, de 25 de julio, de la Generalitat, de Prevención, Calidad y Control Ambiental de Actividades en la Comunitat Valenciana.
- Ley 7/2002, de 3 de diciembre, de la Generalitat Valenciana, de Protección contra la Contaminación Acústica.

## 4. Estudio del municipio

### 4.1. Estudio general

El municipio de Moncada se encuentra situado en la comarca de L'Horta Nord, en la provincia de Valencia. El término municipal de 15,8 km<sup>2</sup> de superficie limita con los términos municipales de Albalat dels Sorells, Alfara del Patriarca, Bétera, Foios, Museros, Náquera y Valencia.

El relieve del término municipal está formado por una llanura cuaternaria sobre la que se elevan suavemente en las partes norte y oeste del término algunas lomas terciarias, prolongación de la Sierra Calderona. La máxima altura es el *Tos Pelat* (92 m.), cerro situado en el límite entre los términos de Bétera, Valencia y Moncada. Las lomas se prolongan hasta el mismo casco urbano que ya ha empezado a ocupar la loma de Santa Bárbara. El Barranco del Carraixet penetra por su parte noroeste y atraviesa transversalmente el término para salir por su parte sureste, junto a Alfara del Patriarca.

El municipio de Moncada pertenece a la Confederación Hidrográfica del Júcar que desde el año 2004, ha padecido una situación de sequía importante, por lo que cualquier actuación destinada a la reutilización y aprovechamiento de las aguas debe ser protegida y promovida.

- **Emplazamiento**

Con el objetivo de cumplir una serie de requisitos topográficos, funcionales y urbanísticos, (tabla 1) para la elección de la ubicación del sistema, hemos elegido las parcelas correspondientes a las coordenadas:

Coordenadas geográficas (lon: 00°24'02.40" W Lat:39°33'02.20" N).

Coordenadas UTM Zone 30N: (X:723339.99670 Y:4381109.22648).

Tabla de requisitos
▪ Proximidad a la red de saneamiento.
▪ Superficie apta para el emplazamiento del sistema.
▪ Situación elevada para así facilitar cuestiones de presiones y velocidades y reducir costes por bombeo.
▪ A cierta distancia de las viviendas para no ocasionar molestias debidas a olores.
▪ Terrenos con calificación urbanística de no urbanizables.
▪ Zonas llanas.
▪ Lugares bien comunicados que permitan un camino de acceso corto desde los puntos neurálgicos de la población.

Tabla 1 "Requisitos para la elección del emplazamiento. Fuente propia."

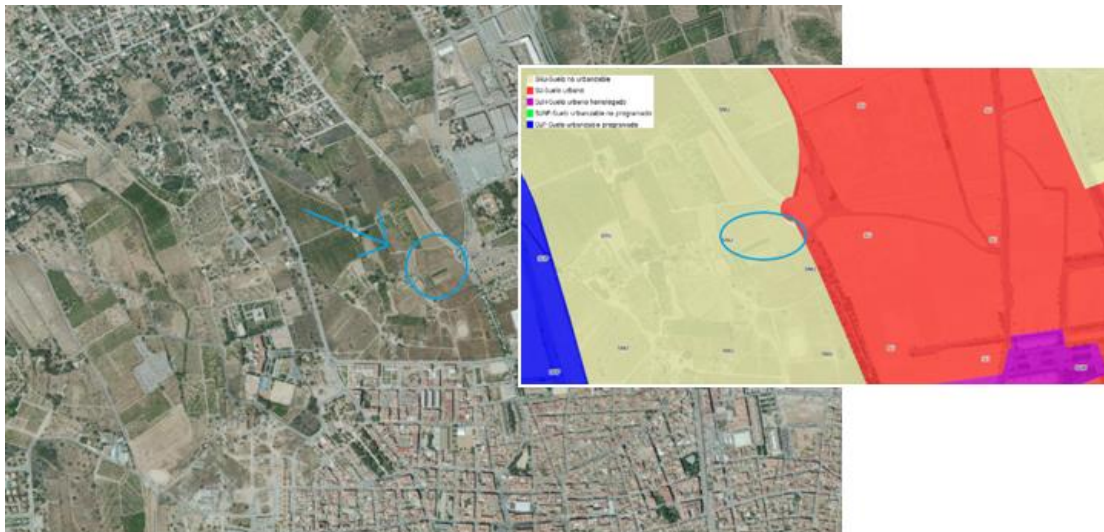


Ilustración 1 " Situación de la parcela. Fuente: Google maps"



Ilustración 2 " Plano detalle de la parcela. Fuente: Terrasit"

La ubicación elegida es la idónea ya que el depósito debe situarse en una zona elevada respecto al casco urbano y aguas abajo del humedal artificial. Esto permite que las conducciones funcionen por gravedad ahorrando costes energéticos y todos los problemas derivados del uso de elementos mecánicos.

Dado que la pendiente natural del terreno favorece el flujo del agua en dirección hacia el "Palmaret Alt", el depósito humedal se diseñará en la parte más elevada de la parcela a cota 37 y el depósito en la parte inferior a cota 34.



Ilustración 3" Fotografía de la parcela insitu. Fuente propia"



Ilustración 4" Fotografía de la parcela insitu. Fuente propia"



Ilustración 5" Fotografía de la parcela insitu. Fuente propia"

## 4.2. Estudio Hidrológico

### 4.2.1. Población

#### 4.2.1.1. Evolución de la población

Durante los últimos 100 años se ha producido un incremento de la población en el municipio de Moncada, siendo el crecimiento más severo entre los años 1960 y 1990. Durante esta época la población pasó de 8.667 habitantes a 18.073. Este aumento de 10.000 habitantes en tan solo 30 años supone el mayor crecimiento en la historia del municipio.

En la década de los 90 no se produce prácticamente ninguna variación en la demografía del municipio, sin embargo, sí que es notable el aumento entre los años 2000 y 2010 donde se da un incremento de 3000 habitantes.

Por último, es importante destacar, que en los últimos años se ha producido una estabilización de la población, produciéndose incluso ligeros descensos, manteniendo el número de habitantes entorno a los 21.700.

Tras realizar un estudio demográfico a partir de los datos de los últimos años se prevé un crecimiento en los años venideros de un 22,43%, lo que aumentaría la población en 4.868 habitantes para el año 2041 (Figura 3).

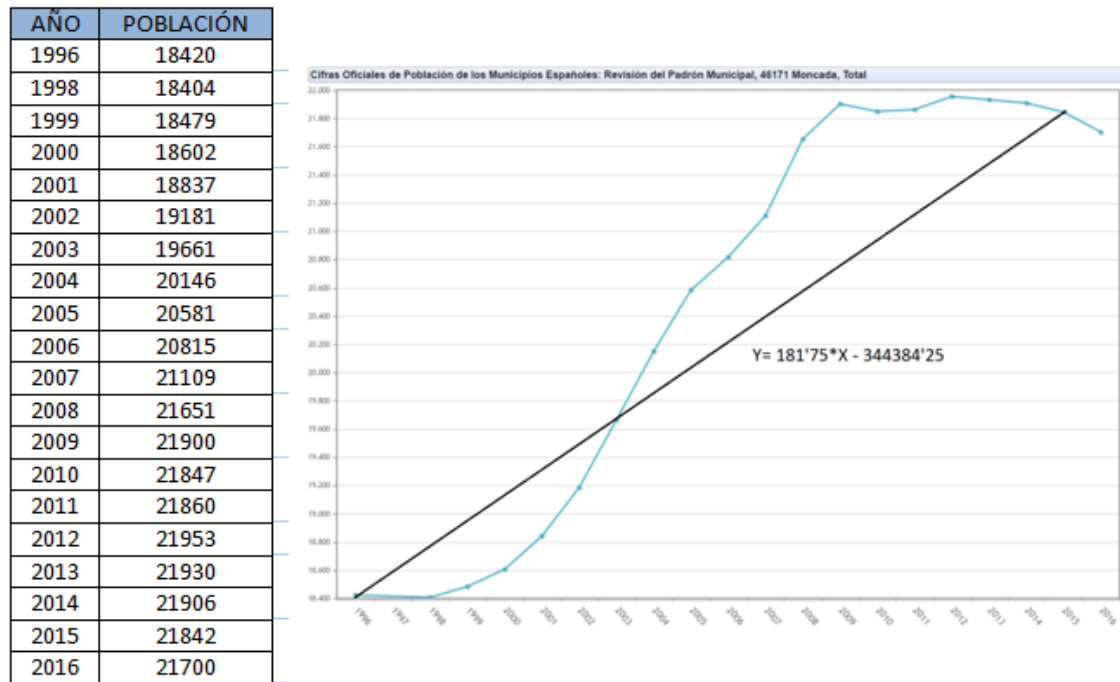


Figura 3" Evolución de la población de Moncada entre los años 1996 y 2016. Fuente propia

#### 4.2.1.2. Población en Masías

Masías es una zona residencial en la cual viven actualmente alrededor de 2.680 habitantes. Es una zona que se caracteriza por la abundancia de chalets y por la variación de población durante el año, ya que la vivienda en Masías es para muchos una segunda vivienda, produciéndose los máximos poblacionales en la época estival.

En los años venideros, al igual que en el resto de la población se prevé un crecimiento que situaría la población de la zona en 3300 habitantes

## 4.2.2. Situación actual de la red de saneamiento

### 4.2.2.1. Red de saneamiento general

Actualmente la red de saneamiento de Moncada posee dos salidas de aguas residuales de la ciudad. La de mayor importancia está situada en el entorno de Benifaraig, recoge todas las aguas fecales y pluviales de toda la ciudad y las conduce a la depuradora de Alboraya. Por otro lado, el polígono industrial de Moncada III posee un ramal de aguas negras de 300mm de diámetro y se emplaza en el camí del Pou que discurre hasta Vinalesa para conecta con la EDAR de Alboraya (Figura 4).

Durante muchos años no se pudo solucionar el problema de las aguas pluviales, ya que se disponía de una red obsoleta y no se disponía la posibilidad de verter al cauce del Barranco de Carraixet. En estos momentos los problemas con el cauce y cuello de botella con colectores de diámetro 2000 mm y 1800 mm han sido solucionados de forma y el problema actual se centra en los colectores que conectan con la red del casco antiguo. Por parte del ayuntamiento se ha planteado una solución para lidiar con los problemas de desbordamientos que se generan en este colector y poder conducir parte de las aguas por el colector de la defensa al barranco (Figura 5).

### 4.2.2.2. Red de saneamiento en Masías

Más explícitamente, en la zona de estudio, la infraestructura de evacuación de aguas consiste en una red separativa de aguas fecales y pluviales. Consta de tres colectores de diámetros de D1400, D1000, D700. Estos colectores conducen en condiciones normales las aguas fecales a un colector de D2000 que discurre por la avenida cementerio. Este se conecta al colector de la C/Quart, dirigiendo así el flujo hacia la red general de la ciudad. La conexión de dicho colector con la red general de la ciudad se muestra en la figura 6.

Con la finalidad de no sobrecargar la red municipal, se produce una separación de las aguas pluviales gracias a un aliviadero y a un colector de defensa situados en la avenida del cementerio. Estas infraestructuras se encargan de regular el caudal excedente debido a las lluvias y lo evacua por el colector de la avenida cementerio en el barranco de Carraixet.



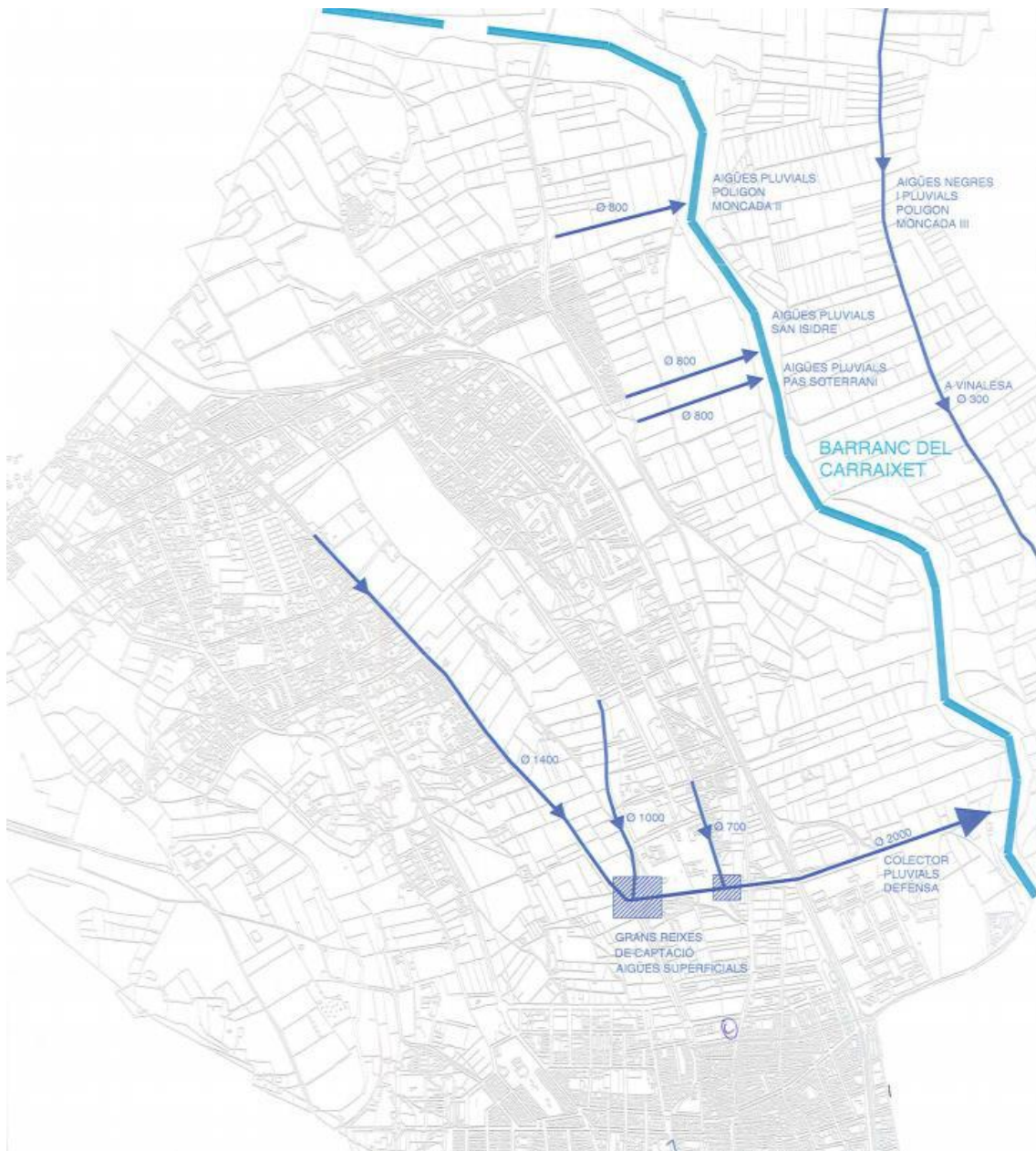


Figura 4" Infraestructuras de saneamiento en Moncada. Fuente: Ayuntamiento de Moncada"

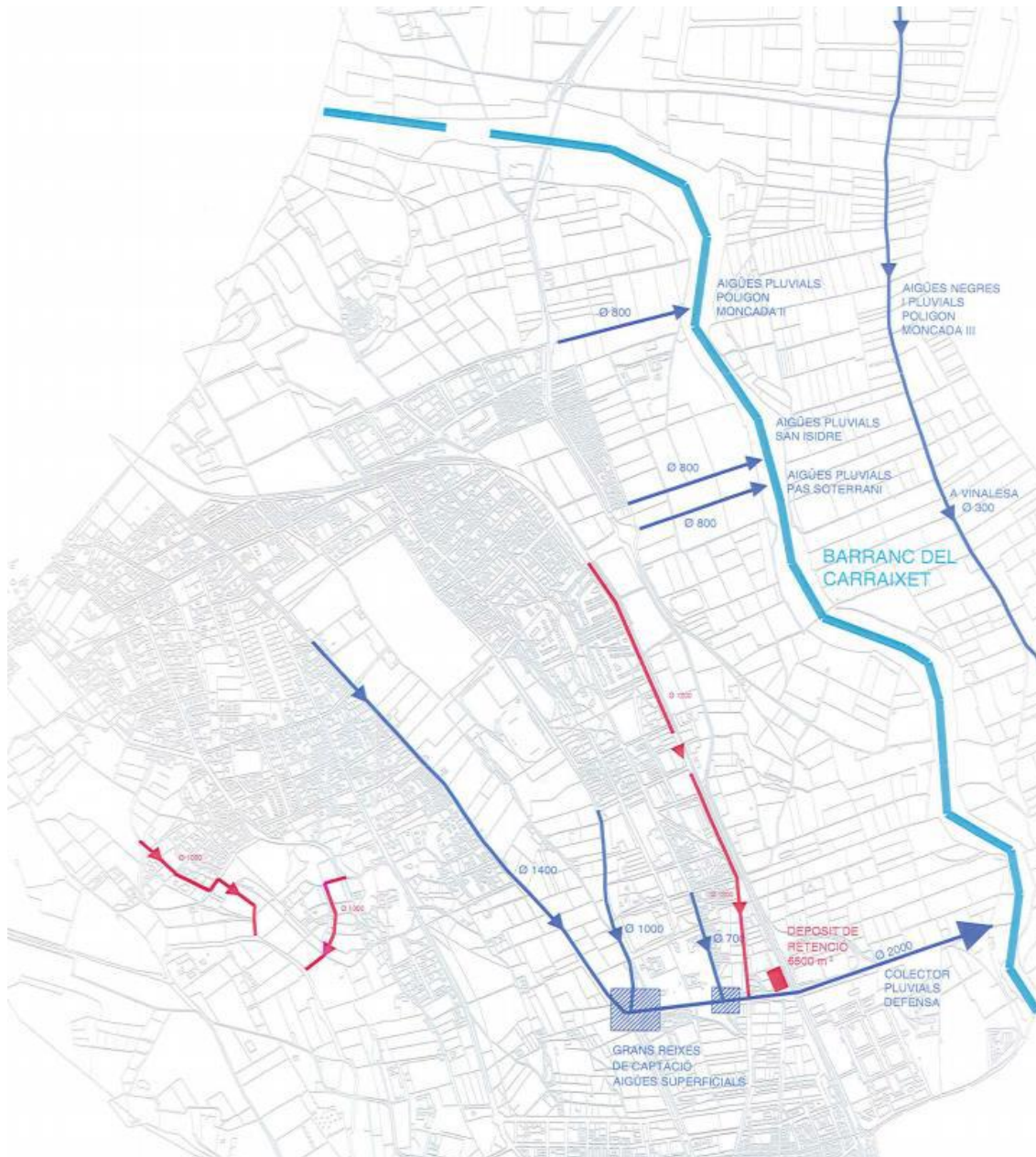


Figura 5 "Red de saneamiento actual (azul), red de saneamiento futura (rojo). Fuente: Ayuntamiento de Moncada".

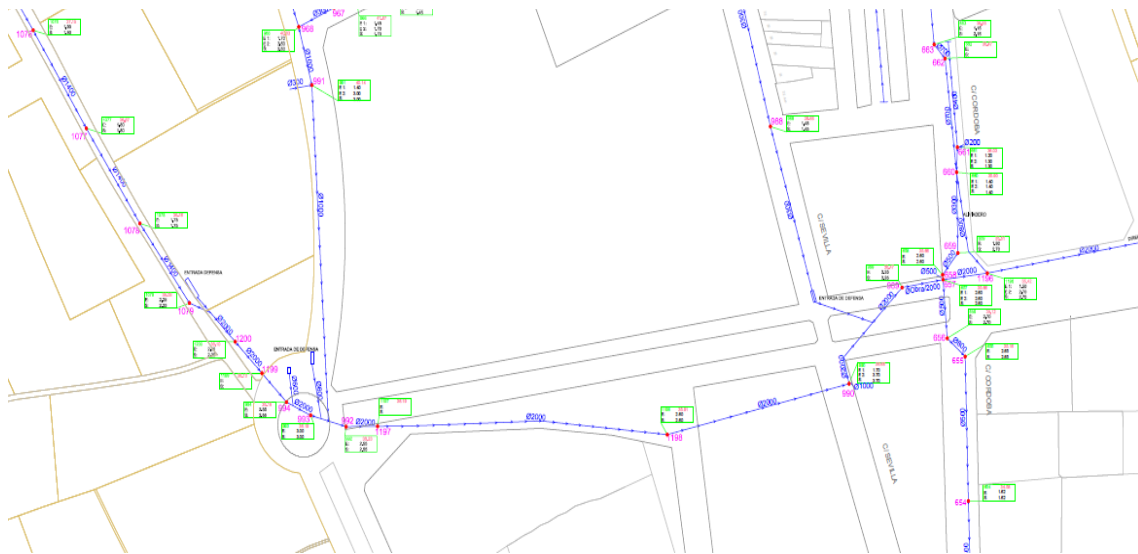


Figura 6" Conexión de la red de saneamiento de Masías con la red de saneamiento del casco urbano.  
Fuente: Ayuntamiento de Moncada"



Ilustración 6 " Unión C/Pelosa y C/130. Fuente propia



Ilustración 7" Detalle C/130, colectores de pluviales. Fuente propia"



Ilustración 8 "Detalle C/Pelosa, colectores de pluviales. Fuente propia"



Ilustración 9" Foto detalle del colector de pluviales. Fuente propia"



Ilustración 10" Foto detalle de la desembocadura del colector de pluviales al barranco del Carraixet.  
Fuente propia"

### 4.2.2.3. Dotación de aporte a la red

Como ya se ha visto anteriormente, la población en el municipio de Moncada es de aproximadamente 22.000 habitantes. En principio, como hipótesis básica, suponemos que la totalidad del agua residual presente en el alcantarillado coincide con el agua potable suministrada a cada habitante. Según los datos obtenidos en el INE al municipio de Moncada se le asigna una dotación de aguas residuales de 160l/hab/día. De esta manera, el caudal de aguas residuales para nuestra red que en un futuro será de 3.300 habitantes, será de  $6,13 \frac{l}{s}$ . Por otro lado, debido a las lluvias torrenciales que se producen en el municipio, la red se carga con aguas pluviales llegando a soportar caudales de hasta  $100 \frac{l}{s}$ .

$$160 \frac{l}{hab \cdot día} * 3.300 hab = 528.000 \frac{litros}{día} \rightarrow 530 m^3/día$$

## 4.2.3. Hidrología del depósito

### 4.2.3.1. Dotaciones de aporte al depósito

Como el depósito está situado aguas abajo del humedal, el caudal entrante será constante a corto plazo, debido a que el tiempo de retención del agua en el humedal artificial es de varios días. No obstante, en la época más calurosa del año (verano), el caudal efluente del humedal artificial se verá afectado por la evapotranspiración de la vegetación y las plantas, reduciendo su valor en un 35'5 % aproximadamente, mientras que en los periodos de lluvias torrenciales el caudal efluente del humedal se verá aumentado en un 60 % debido a la pluviometría y a la superficie del humedal.

Dado que las pérdidas de agua en el humedal por evapotranspiración en invierno son mínimas, se opta por sobredimensionar y adoptar un caudal de salida de  $530 m^3/día$ .

### 4.2.3.2. Volumen de demanda.

La demanda de agua en el depósito será la totalidad del caudal aportado por el humedal artificial independientemente del uso/s que se le dé al agua tratada por el mismo. El riego de zonas verdes se realizará mediante la conexión de la salida de aguas del depósito a la red de riego ya existente mientras que para el baldeo de viales se decide instalar varias tomas en diferentes puntos en la red para así facilitar la limpieza de viales a los servicios urbanos.

### POSIBLES USOS A LOS QUE SE VA A DESTINAR EL AGUA TRATADA

RIEGO DE ZONAS VERDES. La dotación para el riego de zonas verdes por métodos tradicionales viene determinada por la humedad del clima, según la clasificación de Papadakis el régimen de humedades en Moncada está clasificado como clima Mediterráneo seco, por lo que la dotación por unidad de superficie/día es de  $6 - 9 \text{ l/m}^2/\text{d}$ .

Se adopta una dotación de  $7.5 \text{ l/m}^2/\text{día}$ , por lo que con un volumen de 530.000 litros diarios se pueden regar aproximadamente  $70.000 \text{ m}^2$  de espacios verdes.

	Superficie (m2)	% respecto al total
Parque urbano de la Ermita	36.150	27.3
PRRI (en ejecución)	10.300	7.8
Parque del mercado	9.500	7.1
Barrio de les Eres	10.450	7.9
EL-310	1.500	1.1
EL-309	750	0.6
EL-304	2000	1.5
EL-401 (Ayuntamiento)	3.400	2.6
Calle Barredes	3.000	2.3
Arcipreste Vila/ Arquitecte Peset	1.200	0.9
EL-702	420	0.3
EL-703	170	0.1
EL-313 (Calle Mayor)	2.900	2.2
EL-501	930	0.7
EL-705	1.400	1.1
EL-314 (Plaza San Jaime)	2.400	1.8
EL-303 (Calle Naquera)	1.200	0.9
EL-312 (sin ejecutar)	2.700	2.0
EL-603 (Av. Cementerio)	3.600	2.7
EL-518 (Pl. San Isidro)	600	0.5
Barrio del Pilar	820	0.6
EL-329 P.I. Moncada II	9.100	6.9
P.I. Moncada III	27.900	21.1
TOTAL	132.390	100

Tabla 2 " Tabla de zonas verdes en Moncada. Fuente: Ayuntamiento de Moncada"

BALDEO O LIMPIEZA DE VIALES: La dotación para la limpieza de viales será de  $1.0 - 1.5 \text{ l/m}^2/\text{d}$  por lo que, con un volumen de 530.000 l, adoptando una dotación de  $1.5 \text{ l/m}^2/\text{d}$  se pueden baldear aproximadamente  $350.000 \text{ m}^2$ .

Finalmente se opta por emplear el agua tratada principalmente para el riego de parques y jardines, mediante una conducción que conecte el depósito con la red de riego ya existente. Además, se construirán varias tomas de agua para el baldeo de viales situadas en varios puntos de la red para facilitar así las tareas de limpieza a los camiones y aprovechar la totalidad del agua tratada.



### 4.3. Estudio climatológico.

#### 4.3.1. Introducción.

Los parámetros climáticos utilizados para el estudio bioclimático y cálculo de necesidades hídricas han sido obtenidos de la página web de la Agencia Española de Meteorología y del servicio de riegos del IVIA, procedentes de la estación meteorológica de Moncada, próxima a la zona donde se realiza el presente proyecto.

- Situación de la estación: Moncada
- Latitud: 39°28' 50'' N
- Longitud: 0°21' 59'' O
- Altura sobre el nivel del mar: 55 metros
- Periodo analizado: 2001-2016

#### 4.3.2. Datos climatológicos.

En la tabla 3 se reflejan las temperaturas más características registradas para cada uno de los meses del año.

Meses	Precipitación Media (mm/mes)	T.M.Mx.(°C)	T.M. (°C)	T.M.m. (°C)
Enero	23	16,94	9,62	3,89
Febrero	26	17,39	10,35	4,36
Marzo	25,81	20,07	12,51	6,79
Abril	39,79	21,77	15,23	8,96
Mayo	42,37	24,76	18,37	12,08
Junio	16,29	28,90	22,69	16,13
Julio	10,86	30,53	24,99	19,01
Agosto	17,58	31,07	25,16	19,28
Septiembre	61,18	28,44	22,19	16,75
Octubre	57,63	25,37	18,50	12,79
Noviembre	30,77	20,20	13,20	7,60
Diciembre	10,35	10,35	10,35	10,35

Tabla 3 "Termometrías"



Siendo:

- T.M.Mx.: Temperatura media de las máximas en °C
- T.M.: Temperatura media de las medias en °C
- T.M.min: Temperatura media de las mínimas en °C

Según la tabla 3, la temperatura media mínima es en mes de enero con 3,89 °C, subiendo gradualmente la temperatura hasta los 19,28 °C del mes de agosto.

En cuanto a la precipitación se puede observar que nos situamos en una región con precipitaciones entorno a los 35 mm al mes salvo los meses de verano junio, julio y agosto, que bajan a 15 mm.

El mes de máximas precipitaciones es septiembre con 61,18 mm de precipitación media y con una precipitación media anual de 361,92 mm, por lo que está considerado como un lugar semiárido.

### 4.3.3. Cálculo de la precipitación efectiva

La precipitación efectiva se calcula en función de la precipitación media para cada mes mediante las siguientes fórmulas aproximadas:

Si  $P > 75$  mm/mes

$$25 - P * 0,8 = Pe$$

Si  $P < 75$  mm/mes

$$10 - P * 0,6 = Pe$$

En la tabla 4 se reflejan los valores calculados de la precipitación efectiva.

Meses	Precipitación Media (mm/mes)	Precipitación efectiva
		(mm/mes)
Enero	23	3'97
Febrero	26	5'6
Marzo	25'81	5'5
Abril	39'79	13'88
Mayo	42'37	15'42
Junio	16'29	0
Julio	10'86	0
Agosto	17'58	0
Septiembre	61'78	26'7
Octubre	57'63	24'6
Noviembre	30'77	8'46
Diciembre	10'35	0
TOTAL	361'92	104'66

Tabla 4 "Precipitación efectiva. Fuente propia"

#### 4.3.4. Clasificación de Papadakis.

Papadakis realiza una clasificación climática desde un punto de vista de la ecología de los cultivos. El tipo de clima se determinará mediante un régimen térmico y un régimen de humedades. En las siguientes tablas (5, 6, 7 y 8) se muestran los criterios para la clasificación de un clima.

### CLASIFICACIÓN CLIMÁTICA DE PAPADAKIS

#### CUADRO Nº 1

#### TIPOS DE INVIERNO Y SUS LIMITES EN TERMINOS DE TEMPERATURA

(Papadakis)

TIPO	TEMP.MEDIA DE LAS MINIMAS ABSOLUTAS DEL MES MAS FRIO	TEMP.MEDIA DE LAS MINIMAS DEL MES MAS FRIO	TEMP.MEDIA DE LAS MAXIMAS DEL MES MAS FRIO
<b>Ecuatorial</b>			
Ec	mayor de 7°	mayor de 18°	—
<b>Tropical</b>			
Tp (cálido)	id	13 a 18°	mayor de 21°
tP (medio)	id	8 a 13°	id
tp (fresco)	id	—	menor de 21°
<b>Citrus</b>			
Ct (tropical)	7 a -2'5°	mayor de 8°	mayor de 21°
Ci	id	—	10 a 21°
<b>Avena</b>			
Av (cálido)	-2'5 a -10°	mayor de -4°	mayor de 10°
av (fresco)	mayor de -10°	—	5 a 10°
<b>Triticum</b>			
Tv (trigo-avena)	-10° a -29°	—	mayor de 5°
Ti (cálido)	mayor de -29°	—	0 a 5°
ti (fresco)	id	—	menor de 0°
<b>Primavera</b>			
Pr (más cálido)	menor de -29°	—	mayor de -17'8°
pr (más fresco)	id	—	menor de -17'8°

Si un invierno es demasiado frío para un tipo determinado y demasiado cálido para el tipo inferior, deberá incluirse en este último.

Tabla 5" Clasificación climática de Papadakis. Fuente: Papadakis"

CUADRO Nº 2

TIPOS DE VERANO Y SUS LIMITES EN TERMINOS DE TEMPERATURA

(Papadakis)

TIPO	DURACION DE LA ESTACION LIBRE DE HELADAS (MINIMA DISPONIBLE O MEDIA), EN MESES	MEDIA DE LAS MAXIMAS DE LOS n MESES MAS CALIDOS	MEDIA DE LAS MAXIMAS DEL MES MAS CALIDO	LAS MAXIMAS DEL MES MAS CALIDO	MEDIA DE LAS MINIMAS DEL MES MAS CALIDO	MEDIA DE LAS MINIMAS DE LOS DOS MESES MAS CALIDOS
<b>Gossypium</b> (algodón)						
G (más cálido)	mínima >4'5	> 25° n= 6	> 33'5"			
g' (menos cálido)	id	id	< 33'5"		> 20°	
Calato c	mínima 12	> 21° n= 6	id		< 20°	
<b>Oryza</b> (arroz)						
o'	mínima >4	21° a 25° n= 6				
<b>Maiz</b>						
M'	dó disponible >4'5	> 21° n=6				
<b>Triticum</b>						
T (más cálido)	id	< 21° n=6 > 17° n=4				
t (menos cálido)	dó disponible 2'5 a 4'5	> 17° n=4				
<b>Polar cálido</b> (taiga)						
p	dó disponible < 2'5	> 10° n=4				> 5°
<b>Polar frío</b> (tundra)						
p'	id	> 6° n=2				
<b>Frigido</b>						
F (desértico subglacial)		< 6° n=2	> 0°			
f (helada permanente)			< 0°			
<b>Andino-alpino</b>						
A' (alpino bajo)	dó disponible <2'5 media >1	> 10° n=4				
a' (alpino alto)	media <1	id				

1: No puede ser c

2: No puede ser G, g, O ó o

3: No puede ser P

A efecto de clasificación se han introducido las siguientes variaciones respecto al original de Papadakis: para el tipo Oryza se ha considerado que la media de las máximas de los 6 meses más cálidos debe ser > 21° C, y para los tipos Triticum no se tiene en cuenta la condición de que la media de las máximas de los 4 meses más cálidos sea > 17° C.

Tabla 6" Clasificación climática de Papadakis. Fuente: Papadakis"

CUADRO Nº 3

EQUIVALENCIA DE LOS REGIMENES DE TEMPERATURA  
CON LOS TIPOS DE INVIERNO Y VERANO

REGIMEN TERMICO	(Papadakis)	
	TIPO DE INVIERNO	TIPO DE VERANO
<b>Ecuatorial</b>		
EQ (cálido)	Ec	G
Eq (semicálido)	Ec	g
<b>Tropical</b>		
TR (cálido)	Tp	G
Tr (semicálido)	Tp	g
tR (cálido con invierno fresco)	tP	G, g
tr (fresco)	tp	O, g
<b>Tierra templada</b>		
Tt (tierra templada)	Tp, tP, tp	c
tt (tierra templada fresca)	tp	T
<b>Tierra fría</b>		
TF (tierra fría baja) (1)	Ct o más frío	g
Tf (tierra fría media) (1)	Ci o más frío	O, M
tf (tierra fría alta) (1)	Ci o más frío	T, t
<b>Andino</b>		
An (bajo) (1)	Ti o más suave	A
an (alto) (1)	id	a
aP (taiga andina) (1)	id	P
ap (tundra andina) (1)	id	p
aF (desierto subglacial andino) (1)	id	F
<b>Subtropical</b>		
Ts (semitropical)	Ct	G, g
SU (Subtropical cálido)	Ci, Av	G
Su (Subtropical semicálido) (2)	Ci	g
<b>Marítimo</b>		
Mm (supermarítimo) (3)	Ci	T
MA (marítimo cálido) (3)	Ci	O, M
Ma (marítimo fresco) (3)	av	T
ma (marítimo frío) (3), (4)	av, Ti	P
mp (tundra marítima) (3)	Ti	p
mF (desierto subglacial marítimo) (3)	Ti	F

Tabla 7" Clasificación climática de Papadakis. Fuente: Papadakis"

CUADRO Nº 3 (cont.)

REGIMEN TERMICO	TIPO DE INVIERNO	TIPO DE VERANO
<b>Templado</b>		
TE (cálido) (3)	av, Av	M
Te (fresco) (3)	ti, Ti	T
ta (frío) (3)	ti, Ti	t
<b>Pampeano-Patagoniano</b>		
PA (pampeano) (3), (5)	Av	M
Pa (patagoniano) (3)	Tv, av, Av	t
pa (patagoniano frío) (3), (6)	Ti, av, Tv	P
<b>Continental</b>		
CO (cálido) (7)	Av o más frío	g, G
Co (semicálido)	Ti o más frío	M, O
co (frío)	pr, Pr	t
<b>Polar</b>		
Po (taiga)	ti o más frío	P
po (tundra)	id	p
Fr (desértico subglacial)	id	F
fr (hielo permanente)	id	f
<b>Alpino</b>		
Al (bajo) (3)	Pr, Ti, ti	A
al (alto) (3)	id	a

- (1) El mes con la evapotranspiración potencial más elevada es anterior o es el del solsticio de verano, la media de las mínimas de todos los meses < 20°C.  
 (2) No puede ser TF.  
 (3) El mes con la evapotranspiración potencial más elevada es posterior al solsticio de verano y el régimen de humedad no es monótono.  
 (4) Estación libre de heladas disponible > 275 meses.  
 (5) Media de las máximas de los seis meses más cálidos > 25°C.  
 (6) Estación libre de heladas disponible < 275 meses.  
 (7) No se incluye la combinación de invierno Av con verano G.

Se han introducido las siguientes variaciones respecto al original:

- Dentro del Régimen Templado Cálido se han incluido las siguientes combinaciones:

TE / Pa      Tv / M  
TE / Te      Av / T

- Dentro del Régimen Continental se ha incluido la siguiente combinación:

CO/Co      av, Av / O

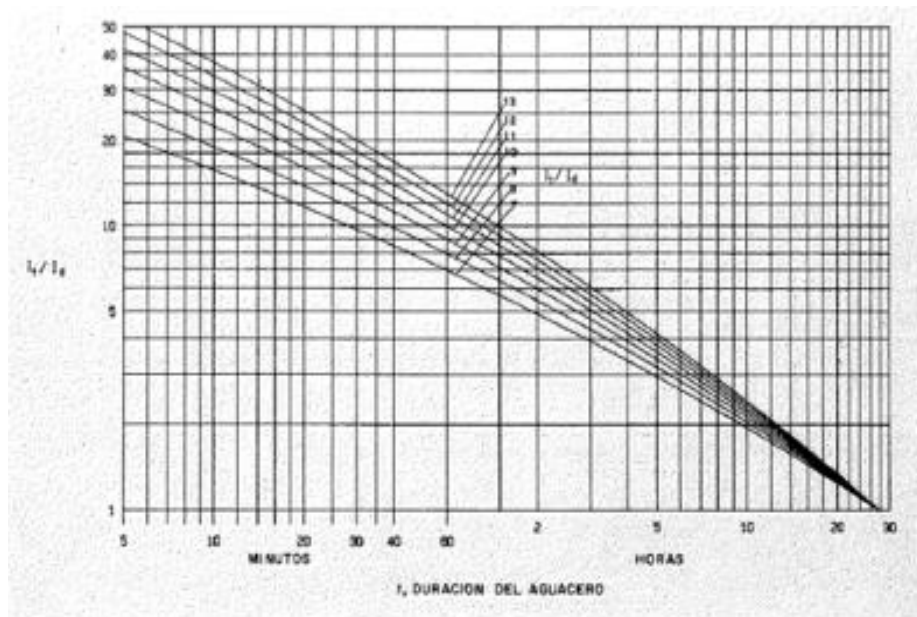
Tabla 8" Clasificación climática de Papadakis. Fuente: Papadakis"

Según la clasificación de Papadakis, el término Municipal de Moncada queda caracterizado por presentar un régimen térmico MARÍTIMO CÁLIDO, un régimen de humedad MEDITERRÁNEO SECO y un tipo climático MEDITERRÁNEO SECO.

### 4.3.5. Conclusión

Las condiciones climáticas del municipio, clasificado con régimen térmico marítimo cálido no suponen ningún problema para los cultivos del humedal. Sin embargo, el balance hídrico es deficitario, lo que implica la necesidad de usar y reutilizar del agua de la forma más eficiente posible.

### 4.3.6. Métodos y fórmulas.



siendo:

- $I_d$  (mm/h): la intensidad media diaria de precipitación, correspondiente al periodo de retorno (Capítulo 1) considerado. Es igual a  $P_d/24$ .
- $P_d$  (mm): la precipitación total diaria correspondiente a dicho periodo 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.

Figura 7" Intensidades relativas. Fuente iberoclima





- $i$  (mm/h): la intensidad horaria de precipitación correspondiente a dicho periodo de retorno. El valor de la razón  $i/Id$  se podrá tomar de la Figura 22.
- $t$  (h): la duración del intervalo al que se refiere  $i$ , que se tomará igual al tiempo de concentración (Apartado 2.4).

Figura 8"Factor regional. Fuente: iberoclima

### Coefficiente de escorrentía (Zonas Rurales).

Cobertura Vegetal	Permeabilidad del Suelo	Pendiente del Terreno				
		Pronunciada	Alta	Media	Suave	Despreciable
		>50%	>20%	>5%	>1%	<1%
Sin Vegetación	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50

Tabla 9 "Coeficiente de escorrentía en zonas rurales. Fuente:iberodima

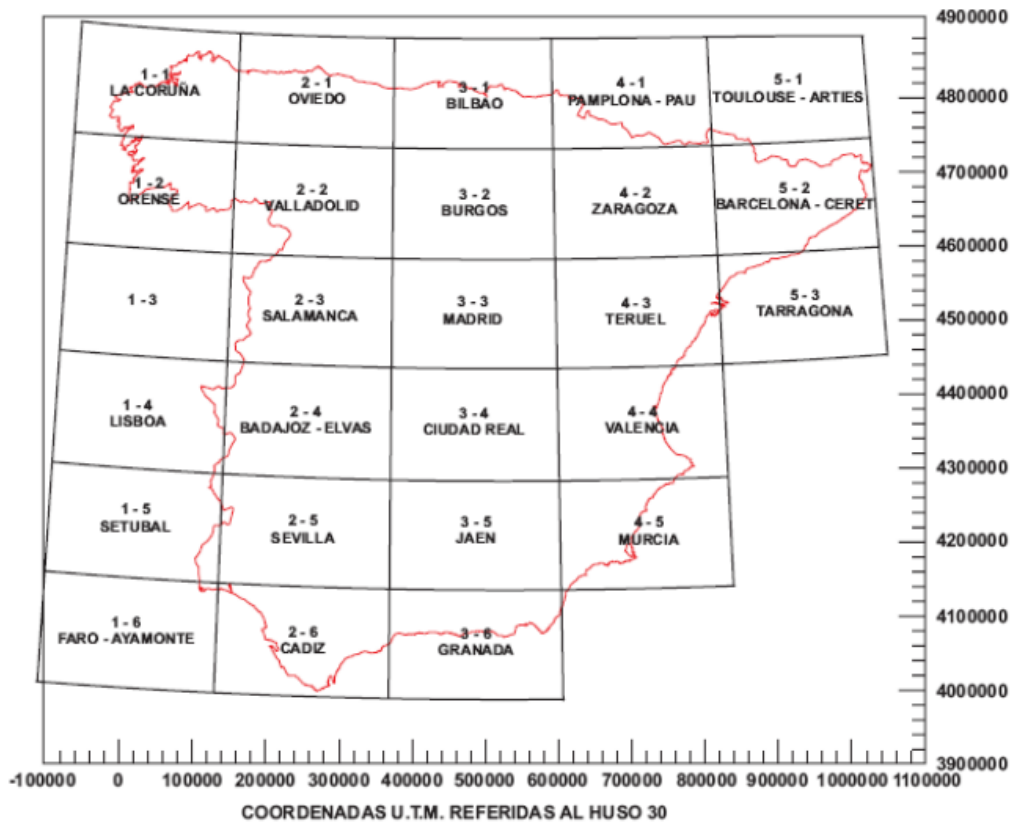


Figura 9 "Coordenadas U.T.M. referidas al Huso 30. Fuente:iberoclima

C <sub>v</sub>	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	2.892
0.37	0.917	1.232	1.461	1.778	2.022	2.281	2.571	2.953
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	3.250
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	2.068	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

Figura 10 "Factores de amplificación kt". Fuente: iberodima

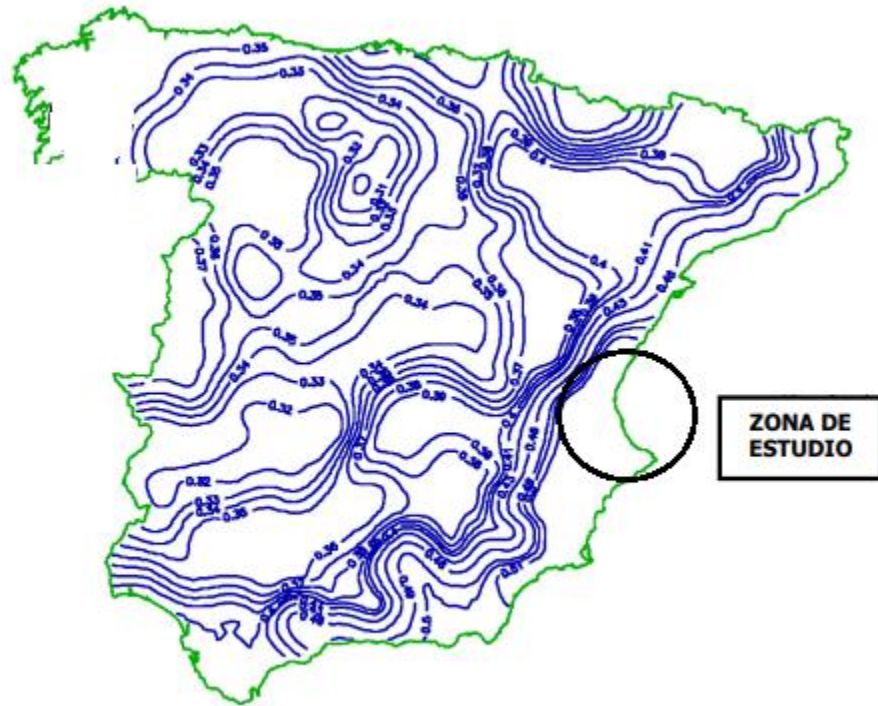


Figura 11 "Coeficiente de variación. Fuente: iberoclima

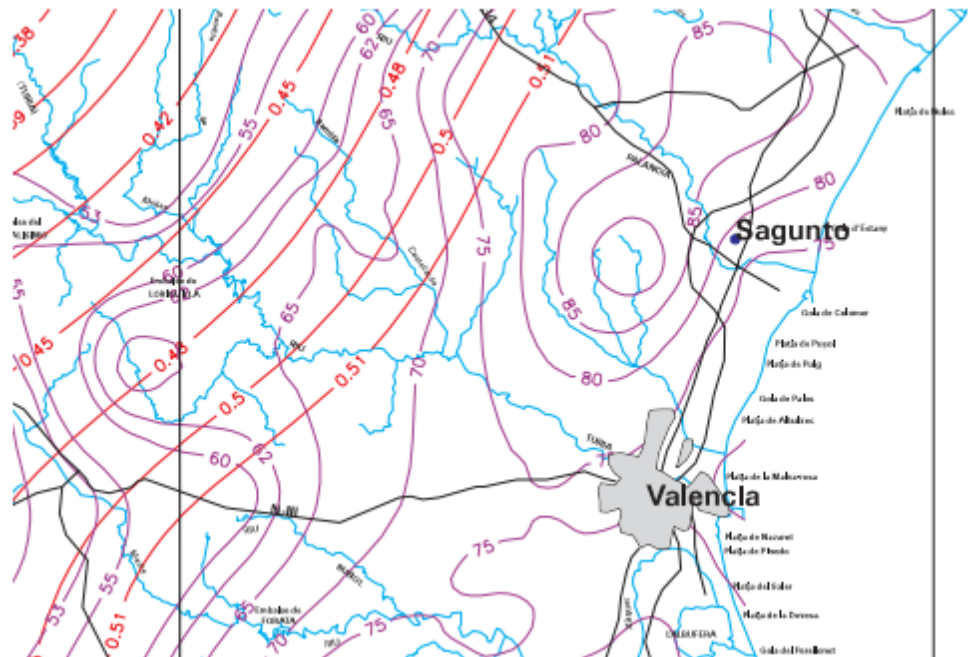


Figura 12 "Precipitación máxima diaria anual. Fuente: iberodima

## 4.4. Estudio topográfico

El mapa topográfico de Moncada

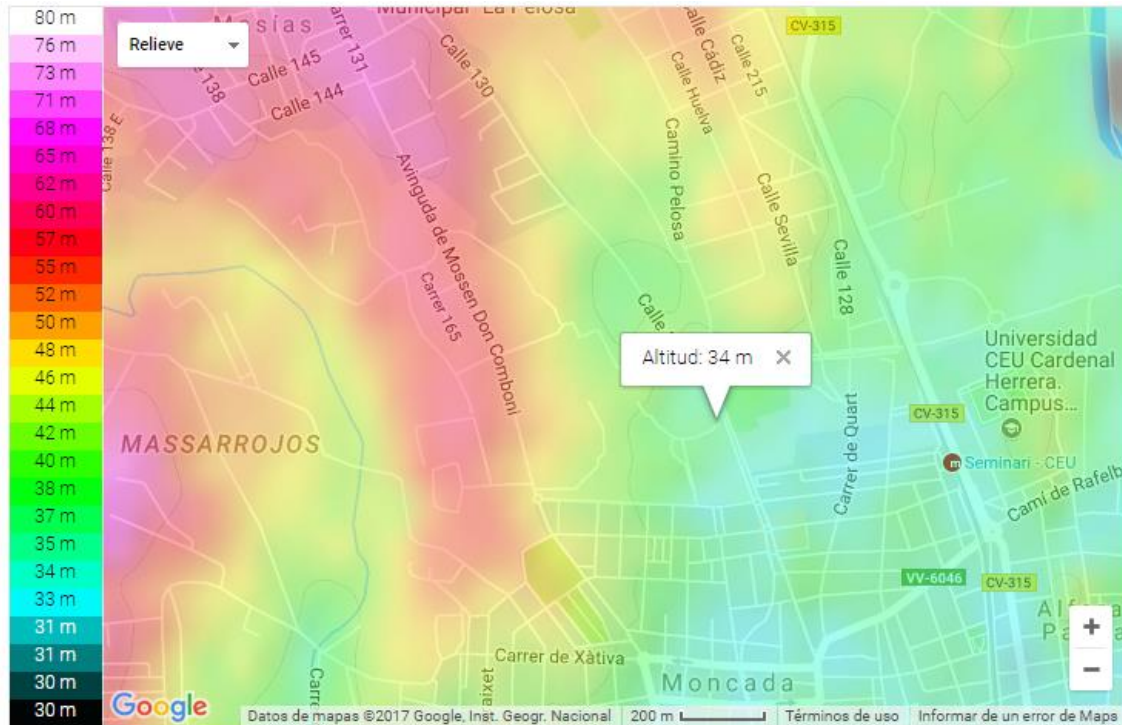


Figura 13 "Mapa topográfico de Moncada. Fuente: topographic-mapa."

Como se puede observar según el estudio topográfico realizado, la altitud característica del municipio de Moncada ronda los 34 m, y la pendiente media es de alrededor del 1 %. No obstante, el terreno de la parcela objeto del presente estudio se caracteriza por tener pendientes de alrededor del 2% variando entre altitudes de 37 y 34 m.

## 4.5. Estudio geológico y geotécnico

El presente estudio tiene como objetivos fundamentales:

- Proporcionar conocimientos del terreno objeto, identificando la distribución de unidades geotécnicas y sus propiedades más relevantes.
- Conocer y evaluar las posibles problemáticas geotécnicas de la zona, que puedan incidir sobre la futura construcción.
- Definir y analizar el tipo de cimentación más adecuado para el tipo de construcción prevista, de acuerdo, a los datos disponibles y a los datos condicionantes geotécnicos del terreno.

### 4.5.1. Resumen de los trabajos realizados

#### 4.5.1.1. Trabajos de campo

Los trabajos de campo realizados para el reconocimiento del subsuelo han consistido en la ejecución de los siguientes ensayos (tabla10):

ENSAYOS REALIZADOS	NUMERO DE ENSAYOS	PROFUNDIDAD ALCANZADA
SONDEOS CON EXTRACCIÓN DE TESTIGO	S-1	18
	S-2	15
PENETRACIÓN DINAMICA DPSH	2	10
ENSAYOS REALIZADOS EN EL INTERIOR DE LOS SONDEOS		Nº DE ENSAYOS
ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTANDAR SPT		11
EXTRACION DE MUESTRAS INALTERADAS		9

Tabla 10 "Ensayos realizados. Fuente propia"

Los trabajos mencionados han sido realizados con la maquinaria y personal especializado de Sacyr. bajo control y supervisión del personal técnico del departamento de Geotécnia, siguiendo pautas, normas o procedimientos normalizados.

#### 4.5.1.2. Medición del nivel freático

La determinación de la posición del nivel freático resulta muy importante para el estudio de las condiciones de cimentación, por lo que durante la ejecución de los ensayos se ha prestado una especial atención en acotar la profundidad de la lámina freática.

La campaña piezométrica realizada para la elaboración de este informe detectó el nivel freático a las siguientes cotas (tabla 11):

SONDEO	PROFUNDIDAD DESDE LA RASANTE ACTUAL	FECHA
S-1	6'00	18/07/2017
S-2	6'50	

Tabla 11 "Tabla de resultados. Fuente propia."

#### 4.5.1.3. Ensayos de laboratorio.

Los ensayos de laboratorio para caracterización de las unidades geotécnicas diferenciadas han tenido como misión la obtención de parámetros de identificación, deformabilidad, resistencia y contenido en sales agresivas.

Se han realizado los siguientes ensayos:

ENSAYOS DE LABORATORIO	NUMERO DE ENSAYOS
Análisis granulométrico por tamizado	5
Determinación Límites de Atterberg	5
Determinación de humedad natural	3
Ensayos de compresión simple	4
Determinación de densidad aparente y seca	3
Ensayo de corte directo	3
Ensayo de inundación bajo carga en edómetro	2
Acidez Bauman-Gully (EHE)	2
Contenido en sulfatos	2
Análisis de agua freática	1

Tabla 12" Tabla de ensayos. Fuente propia"

#### 4.5.2. Encuadre geológico.

El término Municipal de Moncada se configura en el valle de las estribaciones de la Sierra Calderona. Según la clasificación FAO se pueden distinguir 5 tipos de suelos dentro del término de Moncada que quedan recogidos en el Mapa de Suelos de la Comunidad Valenciana

Los tipos de suelos identificados sobre el término de Moncada se corresponden con los siguientes:

- Fluvisol calcáreo
- Calcisol háplico
- Calcisol háplico-calcisol pétrico
- Calciso háplico-luvial cálcico-calcisol pétrico
- Luvisol crómico-cambisol crómico-calcisol háplico

**CALCISOL HÁPLICO** → Este tipo de suelo se localiza al Sur del término municipal donde actualmente se asienta el núcleo urbano principal y sus proximidades. Se extiende hacia el Norte desde esta parte del término municipal hasta llegar al barranco del Carraixet en las zonas del Barrio de Los Dolores y La Masía de El Colmenar. Son suelos caracterizados por poseer un horizonte cálcico, horizonte petrocálcico o concentraciones de caliza pulverulenta blanda, dentro de una profundidad de 125 cm a partir de la superficie. Este tipo de suelo es uno de los más representativos de la hoja de Burjassot; Se desarrolla sobre materiales cuaternarios, recientes en escala geológica, constituidos por mantos de arroyada y mantos aluviales encostrados en clima semiárido. También se trata de suelos destinados al cultivo en regadío de cítricos principalmente. Además, sobre este tipo de suelo es sobre el que tradicionalmente se han ubicado los asentamientos urbanos actuales.

La serie estratigráfica es la siguiente:

Margas lacustres del Mioceno Superior-Plioceno Inferior. Se trata de arcillas carbonatadas ligeramente limosas de coloración gris verdosa o verdeazulada en corte fresco, con indicios de yeso y con óxidos de Fe y Mn.

Su estructura es masiva, con estratificación mal definida y cuyo espesor no se conoce con precisión.



Su contenido en limos y arenas es muy bajo, normalmente corresponde a lentes arenosas milimétricas o centimétricas de continuidad lateral muy reducida y más frecuentes a techo. Localmente presentan laminación paralela y zonas más calcáreas en bolos y fracturas astillosas.

Limos arcillosos y arenas del Plioceno Medio era cenozoico. Los limos se sitúan en la base y las arenas en el tramo medio y superior. La potencia máxima es de 70 m.

Glacis Cuaternario y conglomerado. Laderas de acumulación de materiales procedentes de la erosión de las elevaciones colindantes que forman extensiones muy notables de relieves suaves. Se trata de limos y material detrítico procedentes de la erosión.

### 4.5.3. Geología local

A la escala de la parcela reconocida, se han diferenciado básicamente tres unidades geotécnicas dentro de las cotas prospectadas.

Unidad Geotécnica I: En posición superior diferenciaríamos a la capa natural de alteración edafizada, tierra vegetal. Material suelto formado principalmente por arenas materiales detríticos y materia vegetal. Profundidad desde cota 0,00 m hasta 0,60 m, con espesores de 0,40 a 0,80 m. Material no apto para soportar cargas externas.

Unidad Geotécnica II: Material detrítico. Se encuentra bajo la unidad anterior, se trata de un suelo tipo ML (limos arcillosos con arenas) y CL (arcillas de baja plasticidad con arenas). Profundidad a partir de 0,60 m hasta 8,00 m, (7,70-9,00 m). Material competente para soportar las cargas de una cimentación directa. La cimentación del depósito se sitúa en este estrato, compuesto mayoritariamente por suelos arcillosos marrones verdosos con algunas pasadas decimétricas de material detrítico más grueso arenoso con gravas incluso.

Unidad Geotécnica III: En posición inferior encontramos el sustrato Mioceno de arcillas margosas marrón verdosas que en profundidad adquieren tonalidades grises, denominándose regionalmente a este conjunto como “Margas azules”.

El Ensayo Geotécnico determina las siguientes características para la Unidad Geotécnica II:

Peso específico seco (kN/m <sup>3</sup> )	16,3
Peso específico aparente (kN/m <sup>3</sup> )	18,5
Ángulo de rozamiento interno efectivo $\varphi$ (°)*	30
Cohesión efectiva c (kN/m <sup>2</sup> )	0
Módulo de Young E (Mpa)*	25
Módulo de Poisson $\nu$ *	0,3
Expansividad*	Nula
Colapso*	Nulo
Agresividad del terreno	débil
Agresividad de las aguas	débil
Permeabilidad (m/s)*	6-10

Tabla 13 " Datos obtenidos para la unidad Geotécnica II. Fuente propia"

#### 4.5.4. Características geológicas de la zona.

La norma de Construcción Sismorresistente de 27 de septiembre de 2002 (NCSE-02) proporciona los criterios que han de seguirse dentro del territorio español para la consideración de la acción sísmica en el proyecto, construcción, reforma y conservación de obras a las que la Normativa es aplicable.

La aceleración sísmica de cálculo, ( $a_c$ ), se define como el producto de  $S * \rho * a_b$ , siendo  $\rho$  un coeficiente adimensional de riesgo, cuyo valor es de 1 para construcciones de importancia normal y de 1,30 para construcciones de importancia especial. S es el coeficiente de amplificación del terreno y  $a_b$  es la aceleración básica para cada emplazamiento.

La peligrosidad sísmica del territorio nacional se define por medio del mapa de peligrosidad sísmica que suministra para cada punto del territorio, la aceleración sísmica básica,  $a_b$ , el coeficiente de contribución K, que tiene en cuenta la influencia de la peligrosidad sísmica de cada punto de los distintos tipos de terremotos considerados en el cálculo de la misma.

El coeficiente del terreno C, toma los siguientes valores:

Terreno I: Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas de cizalla  $V_s > 750$  m/s. Coeficiente  $C=1,0$ .

Terreno II: Roca muy fracturada, suelos densos y cohesivos duros.  $750 \text{ m/s} > V_s > 400 \text{ m/s}$ .

Coefficiente  $C=1,3$ .

Terreno III: Suelo granular de compacidad media o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme.  $400 \text{ m/s} > V_s > 200 \text{ m/s}$ . Coeficiente  $C=1,6$ .

Terreno IV: Suelo granular suelto, o cohesivo blando.  $V_s < 200 \text{ m/s}$ . Coeficiente  $C=2,0$

Para el lugar de estudio se obtienen los siguientes parámetros de cálculo:

PARAMETROS SISMICOS DE CALCULO			
ZONA GEOGRAFICA PROXIMA	Alteración básica ab	Coefficiente de contribución K	Coefficiente de riesgo
Moncada	0'06	1'1	1
			1,3

Tabla 14 "Parámetros de cálculo. Fuente: NCSE-02

Igualmente se obtiene los siguientes parámetros del valor del coeficiente C para un espesor de 30 m:

PARÁMETROS DEL COEFICIENTE DEL TERRENO		
COTA	Tipo de Terreno	C, coeficiente de suelo
0-8 m	IV	2,0
8- 30 m	III	1'6

Tabla 15 "Coeficientes del terreno. Fuente: NCSE-02

### 4.5.5. Agresividad

Definición del tipo de ambiente.

El tipo de ambiente al que está sometido un elemento estructural viene definido por el conjunto de condiciones físicas y químicas a las que está expuesto, y que puede llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a los de las cargas y solicitaciones consideradas en el análisis estructural.

TIPO DE MEDIO AGRESIVO	PARÁMETROS (mg/l) (mg/kg)	TIPO DE EXPOSICION		
		Qa	Qb	Qc
		ATAQUE DEBIL	ATAQUE MEDIO	ATAQUE FUERTE
AGUA	VALOR DEL pH	6'5-5'5	5'5-4'5	<4'5
	CO2 AGRESIVO	14-40	40-100	>100
	ION AMONIO	15-30	30-60	>60
	ION MAGNESIO	300-1000	1000-3000	>3000
	ION SULFATO	200-600	600-3000	>3000
	RESIDUO SECO	75-150	50-75	<50
SUELO	GRADO DE ACIDEZ BAUMAN-GULLY	>200	(*)	(*)
	ION SULFATO	2000-3000	3000-12000	>12000

Tabla 16 "Clasificación de la agresividad química. (\*) Estas condiciones no se dan en la práctica. Fuente: EHE."

Resultados de los ensayos realizados:

ANÁLISIS DE SUELO				
PARÁMETRO	S-1	1'00-1'60 M	S-1	5'00-5'60 M
Acidez Baumann-Gully	0		0	
Sulfatos	0		0	
Clasificación	Agresivo débil			

Tabla 17 "Resultados de los ensayos. Fuente propia."

ANÁLISIS DE AGUA	
PARAMETRO/MUESTRA	
Valor del pH	7
Magnesio (mg/l)	68
Amonio (mg/l)	0
Sulfatos (mg/l)	266'3
CO2 (mg/l)	0
Residuo Seco (mg/l)	726
Cloruros (mg/l)	23'6
Clasificación (mg/l)	Qa débil

Tabla 18 "Resultados de los ensayos. Fuente propia."

Considerando sólo en este apartado los elementos de cimentación, se resumen las distintas clases de exposición de acuerdo con los datos del terreno reconocido.

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN	IV
CLASE ESPECIFICA DE EXPOSICIÓN	Qa
TIPO DE AMBIENTE	IV+Qa
CEMENTO RECOMENDABLE PARA LOS HORMIGONES DE CIMENTACION	DEBIL

Tabla 19 "Clases de exposición. Fuente propia"

#### 4.5.6. Condiciones de cimentación

Debido a las características geotécnicas del subsuelo y por seguridad se decide proyectar una cimentación directa mediante Losa de hormigón armado.

El nivel freático está situado a 1 m de la cota de cimentación aproximadamente por lo que a priori no afectará a los cálculos.

#### 4.5.7. Carga admisible del terreno

La carga última o de hundimiento de una cimentación superficial puede definirse como el valor al que ésta puede ser sometida para que se alcance la rotura en un amplio volumen de suelo infra yacente.

En condiciones corto plazo:

$$Q_h = 1.2 C N_c + g D_f$$

C= cohesión sin drenaje.

Se adopta un valor medio en zona de influencia de cimiento de  $0.6 \text{ kg/cm}^2$  por correlaciones con  $q_u$  y  $N_{spt}$ .

$N_c = 5.14$  coeficiente de capacidad portante para  $\Phi=0$

$g =$  Densidad Terreno empotramiento  $= 1.9 \text{ t/m}^3$

$D_f =$  Empotramiento bajo cimiento. Mínimo 0.5 m

$$Q_h = 1.2 \times 6 \times 5.14 + 0.5 \times 1.9 = 37 + 0.95 = 37.95 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{adm} = 37/3 + 0.95 = 1.3 \text{ kg/cm}^2 = 130 \text{ kPa}$$

#### 4.5.8. Módulo de balasto

Es un parámetro que suele utilizarse en el análisis estructural de elementos de cimentación no rígidos, tales como losas o vigas flotantes. En este tipo de métodos de cálculo se consideran los efectos de las deformaciones locales en la losa sobre la distribución de capacidad portante a partir de la utilización del citado módulo. El módulo de balasto se define como la relación existente entre la presión vertical,  $q$ , aplicada sobre un determinado punto de un cimiento directo y el asiento,  $s$ , experimentado por dicho punto:

$$K_s = \frac{q}{s}$$

El CTE advierte que la utilización de los módulos de balasto para losas obtenidos a partir de ensayos de placa de carga es de una fiabilidad que puede resultar insuficiente, los resultados de estos ensayos deben ser ajustados para compensar las diferencias en amplitud, forma y profundidad de la cimentación. Terzaghi (1955) propuso una serie de factores de corrección muy utilizados en la actualidad, aunque la extrapolación de una pequeña placa a una losa es tan grande, que estos factores no son muy reales. Además, las placas de carga deben asumir el hecho dudoso de que los suelos dentro de la zona superficial de influencia de la placa son comparables a los más profundos influenciados por la losa. Algunos programas estiman el coeficiente de balasto real de la losa a partir del dato del  $K_{30}$ , estimado a través de la siguiente tabla de Terzaghi, modificada por el CTE:

TIPO DE SUELO	$K_{30}$ (MN/m <sup>3</sup> )
Arcilla blanda	15-30
Arcilla media	30-60
Arcilla dura	60-200
Limo	15-45
Arena floja	oct-30
Arena media	30-90
Arena compacta	90-200
Grava arenosa floja	70-120
Grava arenosa compacta	120-300
Margas arcillosas	200-400
Rocas algo alteradas	300-5000
Rocas sanas	>5000

Tabla 20" Tabla de valores de coeficientes de balasto  $K_{30}$ . Fuente:

Los métodos más rigurosos para la estimación del coeficiente de balasto consisten en calcular el asentamiento medio de la losa a partir de los métodos habituales elásticos con la contribución de los asientos edométricos si interviene consolidación. Con este valor de asiento final, y la expresión de relación carga transmitida/asiento se obtiene el valor de  $k_s$  medio. En el cálculo final de la losa, podemos optar por una zonificación, aplicando al perímetro de ésta un valor doble de  $k_s$  en relación al centro.

Determinados autores sugieren que esta zona perimetral bajo la losa debe de tener una anchura de al menos  $0.1 B$ , siendo  $B$  el ancho de la losa.

Para el caso concreto de la losa del depósito estudiado, la relación anterior produce un módulo de balasto  $k_s=2046 \text{ kN/m}^3$ .

#### 4.5.9. Excavabilidad

Se considera que todos los niveles son excavables con medios mecánicos convencionales, sin encontrar elementos duros.

Como parámetros para el dimensionamiento de estructuras de contención podrán adoptarse los siguientes, teniendo presente cual es el material que ejercerá los empujes en la zona activa.



## 5. Estudio de alternativas

### 5.1. Introducción

Con objeto de elegir la mejor solución para el diseño, hemos realizado un estudio de alternativas en el que describimos las opciones para dar solución al problema planteado. Además, incluye una justificación de la alternativa elegida.

### 5.2. Datos de partida

Los datos de partida son:

- El caudal de aguas residuales a tratar es de  $530\text{m}^3/\text{día}$
- El emplazamiento del sistema está relativamente próximo a las viviendas
- La capacidad total de depósito, que es de  $1.350\text{m}^3$
- Tensión admisible del terreno  $130\text{kPa}$ .
- El nivel freático se encuentra a 6-6,5m de profundidad

### 5.3. Alternativas

A continuación, se presenta el estudio de alternativas realizado, teniendo en cuenta los datos de partida, justificándose la solución adoptada.

#### 5.3.1. Sistemas de depuración

Dentro de los sistemas de depuración de agua podemos encontrar 3 alternativas que podrían realizar una depuración eficaz de las aguas residuales.

##### 1-Estación de depuradora de aguas residuales (EDAR)

Una EDAR es la infraestructura habitual a la que se lleva el agua residual. Aquí el agua es tratada con sistemas de última generación y productos químicos antes de ser vertida. Estos sistemas pueden dar servicio tanto a núcleos pequeños como a grandes núcleos urbanos y obtener buenos resultados. Estos sistemas separan el fango del agua y les dan tratamientos independientes.

Partes de la EDAR:

La EDAR se divide en dos líneas, línea de agua y línea de fangos.

Línea de agua: Formada por el pre tratamiento, la decantación primaria, el tratamiento secundario, la decantación secundaria y por último el tratamiento terciario.

Tras pasar por la depuradora se obtienen un agua apta para el vertido o para el regadío.

Línea de fangos: Formada por la cámara de espesado, el digestor y la cámara de deshidratación.

Los lodos tratados se pueden enterrar o bien usar para abono.

- **Ventajas:**

- Versatilidad frente a un caudal de entrada grande o pequeño. Se pueden realizar plantas tanto para núcleos pequeños como grandes.

- **Inconvenientes:**

- Malos olores.
- Consumo de energía elevado.
- Generación de ruidos.

## 2-Humedal de flujo superficial

En estos sistemas de tratamiento el agua circula por encima del sustrato continuamente, esto favorece las condiciones aerobias al estar el agua directamente expuesta a la atmósfera. Normalmente se emplean para tratar efluentes procedentes de tratamientos secundarios y para crear y restaurar ecosistemas acuáticos. Están formados normalmente por una o más cuencas o canales de poca profundidad que tienen un recubrimiento de fondo para prevenir la percolación al agua freática susceptible a contaminación. La vegetación se mantiene en flotación con unas mallas que recubren la superficie del humedal.

- **Ventajas:**

- Menor coste de instalación.
- Hidráulica sencilla.
- Favorecen la creación de microecosistemas.

- **Inconvenientes:**

- Las bajas temperaturas provocan un descenso del rendimiento.
- Riesgo de propagación de mosquitos alto.
- Generación de malos olores.

### 3-Humedal de flujo subsuperficial

Un Humedal Artificial de Flujo Horizontal subsuperficial es un canal grande relleno con grava y arena donde se planta vegetación acuática. Al fluir horizontalmente las aguas residuales por el canal, el material filtra partículas y microorganismos y degrada el material orgánico.

- **Ventajas:**

- El riesgo de procreación de mosquitos es reducido.
- Mas adecuados para climas cálidos
- Necesidad de poco espacio.
- Gran eficacia

- **Inconvenientes:**

- Colmatación de las gravas.
- Hidráulica complicada.

## 5.3.2. Sistemas de retención.

### 5.3.2.1. Tipología.

#### Depósitos y balsas de tierra

La principal ventaja que presentan las balsas de tierra frente a los depósitos de hormigón es su economía, pero presenta las siguientes desventajas:

- La peligrosidad que entraña la cercanía de una presa a un núcleo de población
- El mayor impacto visual y ambiental
- La mayor fiabilidad del hormigón frente a las tierras
- Mayor vulnerabilidad frente a contaminación ambiental,

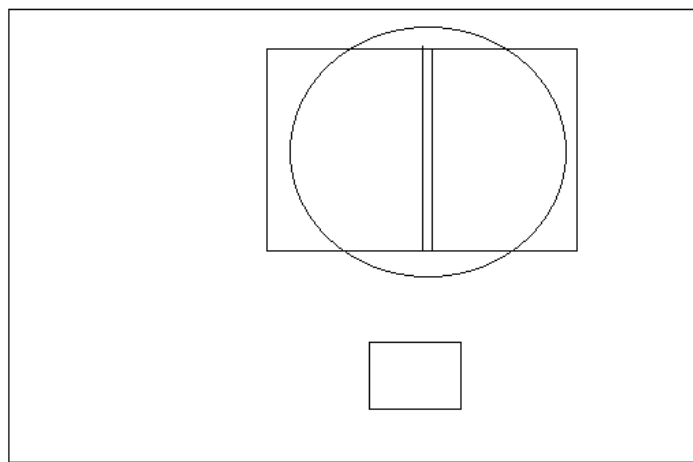
Por todo esto, hace que se proponga como solución la alternativa del depósito de hormigón armado.

### 5.3.2.2. Forma del depósito

Se plantea la ejecución de la planta del depósito rectangular frente a circular:

- Depósitos circulares de hormigón armado, hasta 500 m<sup>3</sup>, y cuando solamente sea necesaria una cámara.
- Depósitos rectangulares de hormigón armado, de más de 500 m<sup>3</sup> y dos cámaras.

Dado que la altura de lámina de agua se fija en 4 m, para un depósito de 1350 m<sup>3</sup> se tiene las siguientes áreas de la planta:



$$\text{Sup\_rec} = 360 \text{ m}^2$$

$$\text{Sup\_circ} = 346'36 \text{ m}^2$$

Figura 14 " comparación depósito circular y rectangular. Fuente propia"

Dado que el nivel freático se encuentra a 6-6,5 m, y que hay que dejar una cierta cota para que las conducciones circulen por gravedad, se fija la profundidad enterrada del depósito a 4'5 m, por lo que el movimiento de tierras será de 4'5 m de profundidad:

$$\text{Area Rectangular} \rightarrow (360 * 4'5) * 1'44 \frac{\text{€}}{\text{m}^3} = 2332'8 \text{ €}$$

$$\text{Area Circular} \rightarrow (346'36 * 4'5) * 1'44 \frac{\text{€}}{\text{m}^3} = 2244'41 \text{ €}$$

Por tanto, dada la poca diferencia económica se decide diseñar un depósito rectangular, ya que es más fácil de ejecutar, y permite la separación del depósito en dos cámaras independientes para facilitar las tareas de mantenimiento.

### 5.3.2.3. Tipología del hormigón

La tipología frecuente suele ser con hormigón armado, con piezas prefabricadas o con hormigón pretensado.

- Alternativa 1: Hormigón armado ejecutado in situ.
- Alternativa 2: Hormigón prefabricado. En la práctica están limitados a depósitos de pequeño tamaño, teniendo en cuenta las limitaciones de la EHE que obliga a anchos de fisura.
- Alternativa 3: Hormigón pretensado. Los pretensados únicamente tienen sentido en estructuras sometidas a esfuerzos muy grandes, tales que su posibilidad de armado con armaduras pasivas sea imposible, por lo que hay que recurrir a armaduras activas, no siendo esta la situación planteada.

Además, el uso de pretensado obligaría a una planta circular. Queda claro que la alternativa más ventajosa resulta ser la de hormigón armado ejecutado in situ.

### 5.3.2.4. Cubierta

Se plantea la cubierta mediante forjado unidireccional prefabricados mediante placas alveolares frente a la construcción de losa hormigonada in situ.

En cuanto al peso que transmite la cubierta:

- Prefabricado:

Alveopla de 0,15m de espesor:  $2,46 \text{ kN/m}^2$

5cm de capa de compresión:  $0,05 \times 25 \text{ KN/m}^3 = 1,25 \text{ kN/m}^2$

$$\text{Total} = 2,76 + 1,25 = 3,71 \text{ kN/m}^2$$

- Ejecutado in situ:

El forjado con hormigón in situ, transmite un peso de  $25 \text{ KN/m}^3 \times 0,2 \text{ m} = 5 \text{ kN/m}^2$

Dado que la capacidad resistente de terreno no es muy elevada, nos interesa que la cubierta transmita el menos peso posible.

En cuanto al coste:

- El coste con placas alveolares es de 27,34 €/m<sup>2</sup>.
- El coste ejecutado in situ es de 77,23 €/m<sup>3</sup> x 0.2 m = 15,46 €/m<sup>2</sup>.

Aunque resulta más económica la losa ejecutada in situ, el prefabricado de hormigón con placas alveolares presenta otras ventajas:

- Rapidez de montaje.
- Ausencia de apeos en el caso de prelosas autoportantes.
- Ligereza
- Seguridad en obra. Una vez colocada y apeada, en su caso, conforma una superficie continua y estable.
- Limpieza en obra. No existe material de escombros.

Por tanto, dada estas ventajas de la cubierta prefabricada frente a la hormigonada in situ, se opta por esta solución.

## 5.4. Justificación de la alternativa elegida

### 5.4.1. Humedal artificial de flujo subsuperficial

Tras estudiar las diferentes alternativas, hemos llegado a la conclusión, de que el sistema ideal para la desconexión y tratamiento de las aguas residuales provenientes de la barriada de Masías es la construcción de un humedal artificial de flujo subsuperficial por los siguientes motivos:

- El lugar de emplazamiento del humedal se encuentra cercano al núcleo urbano. Por tanto, es necesario evitar la generación de olores y mosquitos. El humedal artificial de flujo subsuperficial cumple estos requisitos.
- Requiere un bajo mantenimiento para el cual no es necesaria ninguna cualificación.
- El consumo energético de los humedales es el mínimo. Lo que conlleva un gasto económico reducido y las mejoras medioambientales pertinentes.
- Se obtiene un efluente de buenas propiedades para su reutilización.



## 5.4.2. Depósito de hormigón armado.

Una vez vistas las distintas alternativas, se opta por la ejecución de:

- Depósito de hormigón armado ejecutado in situ
- Planta rectangular
- Cubierta prefabricada de hormigón mediante placas alveolares

Se opta por una solución más fácilmente ejecutable, aunque algo menos económica.

## 6. Justificación de las obras

Para desconectar de la red de saneamiento de Moncada la barriada de Masías y a su vez reutilizar el agua. Se propone construir un humedal artificial de 12.900 m<sup>2</sup>, que se considera suficiente para tratar eficazmente un caudal de entrada de 530m<sup>3</sup>/día.

En cuanto al humedal, está diseñado para retener el agua durante varios días y consta de:

- Pretratamiento.
- Tratamiento primario.
- Tratamiento secundario (humedal).

Para evitar desperdiciar el agua tratada en el humedal artificial, se proyecta construir un depósito de agua, con una capacidad de almacenamiento de 1.350 m<sup>3</sup>, que se considera suficiente para garantizar el funcionamiento correcto del sistema de tratamiento y que permite aprovechar el caudal efluente del humedal artificial. Una vez tratadas las aguas residuales, el posterior aprovechamiento de las mismas requiere necesariamente un depósito, permitiendo destinar el agua para atender la prestación de servicios urbanos, como el riego de zonas verdes y el baldeo de calles. La construcción del sistema permitirá ahorrar al municipio un volumen aproximado de 530.000 litros de agua diarios.

En cuanto al depósito, está diseñado para almacenar la totalidad del agua tratada por el humedal incluso en los momentos de máxima afluencia, habiéndose calculado los siguientes aportes:

- Volumen de regulación: 1.060 m<sup>3</sup>
- Volumen de avería: 265 m<sup>3</sup>
- Volumen total = 1060 + 265 + 0 = 1.325 m<sup>3</sup>



## 7. Descripción de la solución propuesta

### 7.1. Diseño del humedal artificial

#### 7.1.1. Cálculos previos

Para el diseño del humedal se utilizan las condiciones de la población de Moncada, ya de escrita en el anejo de población y dotación. Consideramos pues, los siguientes datos:

- Dotación por habitante → 160 l/hab/día.
- Población estudiada → 3.300hab.
- Calidad del agua: La calidad de las aguas residuales/residenciales del municipio vienen determinadas por la tabla 21.

Parámetro	Concentración
Sólidos totales	350 - 1.200 mg/L
Sólidos en suspensión	100 - 350 mg/L
DBO5	100 - 300 mgO2/L
DQO	250 - 1000 mg/L
Nitrógeno total	20 - 85 mg/L
Amoniaco	12 - 50 mg/L
Fósforo	12 - 20 mg/L
Grasa	50 - 150 mg/L

Tabla 21 " Parámetros de calidad de aguas residuales en España. Fuente: Tratamiento por humedales artificiales fundamentos científicos tecnologías. Diseño."

- Caudales útiles.
  - Caudal medio diario: Para su cálculo hemos utilizado la dotación por habitante y el número de habitantes.
$$Q_m = 160 \times 33.000 = 530.000 \text{ l/día.}$$
  - Caudal punta diario: La caudal punta diario resulta de la multiplicación del caudal medio por un coeficiente de mayoración que se obtienen en la tabla 22.

Parámetro	Intervalo	Valor Típico
Coefficiente punta diario	1,2-2,0	1,7
Coefficiente punta mensual	1,0-1,5	1,2

Tabla 22 "Valores recomendados de coeficientes punta para pequeñas poblaciones. Fuente: Uhl, M y Dittmer, U. (2005). Constructed wetlands for combined sewer overflow treatment: an overview of practice and research in Germany. Wat. Sci. Tech. 59 (1), 23-30."

$$Q_{p,d} = 6,13 \text{ l/s} \times 1,7 \times 2 = 20 \text{ l/s}$$

- Caudal máximo: Considerando el caudal máximo cuando coinciden el caudal máximo de lluvias y el caudal máximo residual. Se tiene como caudal en estas condiciones  $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Caudal mínimo: El caudal mínimo considerado, corresponde con la hora de menor generación de agua residual (3:00-4:00). Y supone el 30% del caudal medio.

$$Q_{\text{mín}} = 530 \times 0,3 = 160 \text{ m}^3/\text{día}$$

- Calado: para el cálculo del calado hemos determinado la condición de un ancho de canal de  $0,3 \text{ m}$ . A partir de este ancho de canal hemos calculado los calados para cada uno de los caudales anteriores y con una velocidad de entrada de agua  $1,33 \text{ m/s}$  (Ilustración 1).

$$Q = v \times a \times h. (1)$$

- Calado medio:  $0,00613 = 1,33 \times 0,3 \times h \rightarrow h_m = 0,015 \text{ m}$ .
- Calado punta  $0,02084 = 1,33 \times 0,3 \times h \rightarrow h_p = 0,0522 \text{ m}$ .
- Calado máximo  $0,1 = 1,33 \times 0,3 \times h \rightarrow h_{\text{max}} = 0,25 \text{ m}$ .
- Calado mínimo  $0,0019 = 1,33 \times 0,3 \times h \rightarrow h_{\text{mín}} = 0,0047 \text{ m}$

### 7.1.2. Tratamientos preliminares

El tratamiento preliminar del humedal artificial está formado por el aliviadero, que se encargará de evacuar toda el agua que llega a las instalaciones y que no puede ser asumida por el sistema, y la reja de desbaste, cuya labor es retener los sólidos existentes en el agua del afluente.

Para el cálculo de aliviadero, hemos tomado como caudal de entrada el caudal punta ( $Q_p = 20 \text{ l/s}$ ) y por tanto tendremos una altura de lámina de agua de  $5,2 \text{ cm}$  respecto de la base del canal.

Para el dimensionamiento del aliviadero realizamos los siguientes cálculos:

- Caudal máximo de vertido por el aliviadero.

$$Q_{max,v} = Q_{max} - Q_p$$

$$Q_{max,v} = 0,1 - 0,02084 = 0,07916 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Altura a la que se encuentra la base del aliviadero.

$$Hal = h_{max} - h_p$$

$$Hal = 0,25 - 0,0522 = 0,1979\text{m}$$

- Caudal por metro lineal de entrada en el aliviadero.

$$Q_{m,l} = 1,83 \times (1 - (0,2 - Hal)) \times Hal$$

$$Q_{m,l} = 1,83 \times (1 - (0,2 - 0,1979)) \times 0,1979^{1,5} = 0,161 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Longitud del vertedero

$$L = \frac{Q_{max,v}}{Q_{m,l}}$$

$$L = \frac{0,07916}{0,161} = 0,5 \text{ m}$$

Para la reja de desbaste se utilizará una reja circular y cepillo rotativo para un mantenimiento automático. Estos equipos se emplean para la limpieza de canales poco profundos, actuando como filtros de materias sólidas que trae el agua en circulación. Ofrece un gran rendimiento y gracias a los cepillos rotativos se consigue un mantenimiento muy bajo.

La reja tiene un ancho de luz de 3mm con un tipo de malla de chapa ranurada y un sistema de limpieza de brazo oscilante, figura 15.

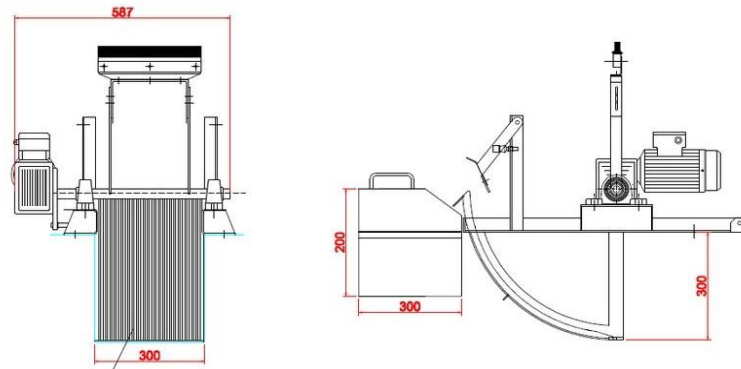


Figura 15. "Reja de desbaste. Fuente propia"

### 7.1.3. Diseño del tratamiento primario.

Para el tratamiento primario se diseña un tanque Imhoff para la remoción de sólidos suspendidos. Este tratamiento es ideal para poblaciones de menos de 5.000 habitantes ya que realiza las funciones de sedimentación y la de digestión de lodos en el mismo sistema.

Debido a motivos de mantenimiento, se diseñan dos humedales de idénticas dimensiones, capaces de soportar la mitad del caudal punta de entrada. Por tanto, utilizaremos los siguientes datos:

$$Q_e = 901 \frac{m^3}{\text{día}} \rightarrow 37,5 \frac{m^3}{h}$$

$$Población = 1.650 \text{ hab}$$

Cálculo del sedimentador, figura 16

- Área del sedimentado:  $A = \frac{Q}{c_s}$ ;  $A = \frac{37,5}{1} = 37,5m^2$
- Volumen del sedimentador:  $V = R \times Q$ ;  $V = 2 \times 37,5$ ;  $V = 75m^3$
- Distribución ancha – largo ( $a/L = 4$ )

$$a = \sqrt{\frac{37,5}{4}} = 3,06m$$

$$L = \frac{37,5}{3,06} = 12,5m$$

- Dimensiones del sedimentador:

Ángulo de la base con la horizontal =  $60^\circ$

$$tg60^\circ = \frac{h_2}{3,06/2}; h_2 = 2,65m$$

$$A_2 = 0,5 \times 1,5 \times 2,65 = 2m^2$$

$$V_1 = 2 \times 12,25 = 25 m^3$$

$$V_t = V_1 + V_2; 75 = 25 + V_2 \rightarrow V_2 = 50m^3$$

$$50 = 3,06 \times 12,5 \times h_1 \rightarrow h_1 = 1,3m$$

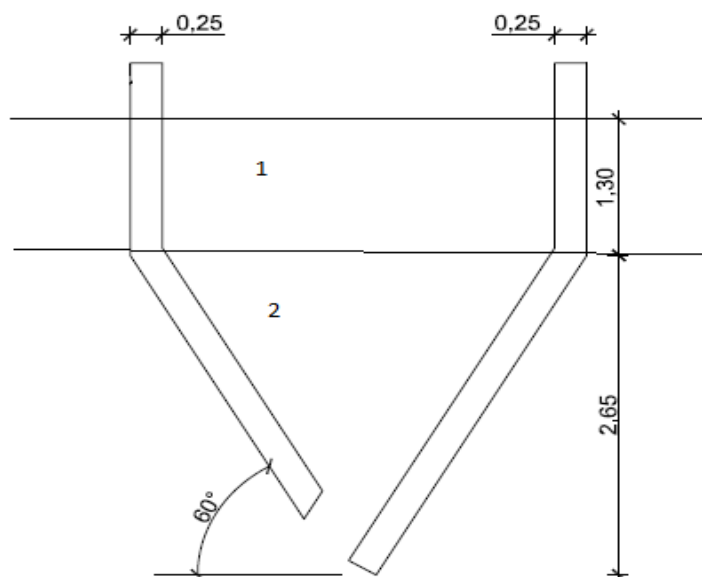


Figura 16. "Sedimentador. Fuente propia"

### Cálculo del digestor, Figura 17

- Volumen del digestor:  $Vd = \frac{200 \times 1650 \times 1,4}{1000} = 462m^3$
- Área superficial:  $5,56 \times 12,5 = 69,5m^2$
- Área de ventilación =  $2 \times 1 \times 12,5 = 25m^3$  El porcentaje del área de ventilación tiene que ser mayor del 30% del área total, portanto es correcto.
- Dimensiones del digestor:

$$tg30^\circ = \frac{h2}{5,56/2} = 1,6m; \quad h2 = 1,5m$$

Base menor del trapecio que forma el sedimentador es 0,36.

$$A2 = \frac{(5,56 + 12,5) \times 1,5}{2} = 4,44m^2$$

$$V2 = 4,44 \times 12,5 = 55,5m^3$$

$$Vt = V1 + V2; 462 = 55,5 + V1; V1 = 406,5m^3$$

$$406,5 = 12,5 \times 5,56 \times h1; \quad h1 = 5,5m$$

Longitud del vertedero de salida:

$$Lv = \frac{901}{250} = 3,6m$$

Como resultado del paso del agua a través del tanque Imhoff, la cantidad del sólido en suspensión se ve reducida en un 50% pasando de 280 a  $140 \frac{mg}{l}$  y el BDO de un 35%, pasando de 210 a  $140 \frac{mg}{l}$ .

Los lodos acumulados en el digestor se extraen periódicamente y se conducen a lechos de secado, en donde el contenido de humedad se reduce por infiltración, después de lo cual se retiran y dispone de ellos enterrándolos o pueden ser utilizados para mejoramiento de los suelos.

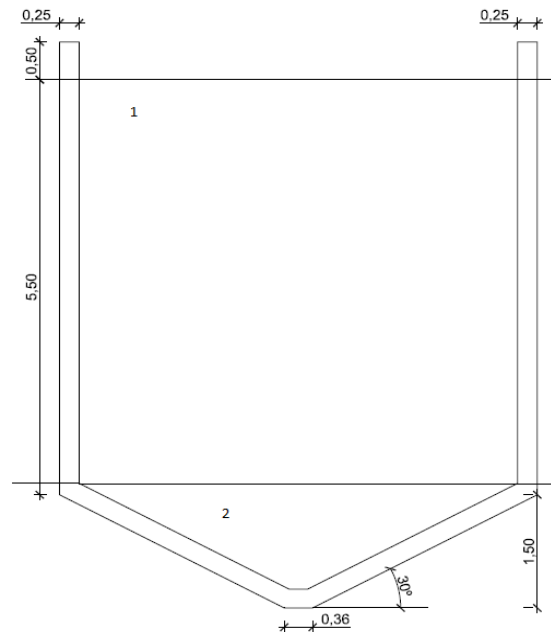


Figura 17. "Digestor. Fuente propia"

### Diseño del lecho de secado

Se calcula para una contribución de  $200 \frac{gr\ SS}{hab\ x\ día}$ , una densidad de lodos de  $1,04 \frac{Kg}{l}$  y un porcentaje de sólidos del 12,5%.

- Masa de sólidos que conforman lodos.

$$Msd = (0,5 \times 0,5 \times 0,7 \times 200) + (0,5 \times 0,3 \times 200) = 65 \frac{kg\ x\ SS}{día}$$

- Volumen diario de lodos digeridos.

$$Vld = \frac{65}{1,04 \times 0,125} = 500 \frac{l}{día}$$

- Volumen de lodos a extraer del tanque.

$$Vel = \frac{Vld \times Td}{1000}$$

$$Vel = \frac{0,15 \times 76}{1000}; \quad Vel = 38m^3$$

Donde Td es el tiempo de retención.

Temperatura °C	Tiempo de digestión en días
5	110
10	76
15	55
20	40
>25	30

Tomando una profundidad de 0,3m tenemos un área total de:

$$A = \frac{38}{0,3} = 126,6m^2$$

#### 7.1.4. Diseño del humedal

##### Dimensionamiento biológico

Consideramos un DBO de salida de  $20 \frac{mg}{l}$ , ya que es el valor admitido para reutilización. Por otro lado, para el humedal utilizaremos gravas finas de 10mm con una conductividad hidráulica de 5.000 y una porosidad del 35%, tabla 23. La altura del lecho de gravas será de 0,5m, siendo el calado de la lámina de aguas de 0,45m.

Tipo de sustrato	Tamaño efectivo $D_{10}$ (mm)	Porosidad (%)	Conductividad hidráulica $K_s$ ( $m^3/m^2 \cdot d$ )
Arenas graduadas	2	28-32	100-1000
Arenas gravosas	8	30-35	500-5000
Gravas finas	16	35-38	1000-10 000
Gravas medianas	32	36-40	10 000-50 000
Rocas pequeñas	128	38-45	50 000-250 000

Tabla 23" Tipos de sustrato. Fuente: Angélica Corzo."

- Superficie del humedal:

$$S = \frac{Q}{Ka} \times \ln\left(\frac{C_0}{C_1}\right)$$

$$S = \frac{530}{0,08} \times \ln\left(\frac{140}{20}\right) = 12900m^3.$$

Es necesario comprobar si la carga orgánica superficial es menor que  $6 \frac{DBO}{m^2 \times d}$ .

$$C_s = \frac{530 \times 140}{12900} = 5,75 < 6. \rightarrow \text{OK.}$$



### Dimensionamiento hidráulico

Para el cálculo del área transversal del humedal utilizaremos la ley de Darcy de régimen de aguas en medio poroso. Siendo las condiciones de la grava las anteriormente mencionadas, siendo 0,01 la pendiente y 7 un factor de seguridad.

$$Q = Ks \times As \times S.$$
$$As = \frac{530}{\left(\frac{5000}{7}\right) \times 0,01} \rightarrow As = 74,2m^2.$$
$$a = \frac{74}{0,45} = 165m.$$
$$L = \frac{12900}{165} = 78m.$$

Como la relación a/L tiene que ser de 1/3, dividiremos el humedal en 5 celdas de 33m de ancho cada una y 78 de largo con una separación entre ellas de 0,5m.

## 7.2. Diseño del depósito.

### 7.2.1. Dimensionamiento hidráulico

#### 7.2.1.1. Datos de partida

Para la elaboración de este apartado se han tomado como datos de partida los volúmenes de agua aportados y la capacidad del depósito, obtenidos en el apartado “estudio del municipio”. El presente apartado justifica los cálculos de los diámetros de las conducciones de alimentación, salida y desagüe del depósito.

#### 7.2.1.2. Punto de suministro

La alimentación al depósito se realiza mediante una nueva conducción por gravedad que conecta a la salida del humedal artificial colindante al depósito.

Cota del terreno en la zona de ubicación del depósito: 34,50 m

Cota del efluente del humedal: 34.30 m

Cota máxima de la lámina de agua: 34 m

### 7.2.1.3. Volumen del depósito

De forma orientativa el volumen del depósito ha de ser igual al consumo en 24 horas de grandes poblaciones y de 48 horas en pequeñas y nunca menor de 12 horas.

De forma orientativa, puede considerarse el volumen de reserva para averías en un 25% del consumo máximo diario.

En la MCT, los depósitos de entrega, aquellos en los que se suministra el agua a los municipios y que sirven de cabeceras de las redes de distribución, se explotan de forma que la mayor parte de su volumen es de reserva (2/3), es decir siempre almacenan agua por seguridad, garantizando siempre así la reserva de averías y de incendios.

Según la normativa de incendios UNE 35-700, el depósito objeto de este proyecto queda exento de su cumplimiento ya que no cumple las características para ser un depósito de incendios, (el agua tratada no es válida para los equipos).

Caudal medio de entrada al depósito  $\rightarrow 530 \text{ m}^3/\text{día}$

Volumen de regulación:  $1060 \text{ m}^3$

Volumen de avería:  $265 \text{ m}^3$

$$\text{Volumen total} = 1060 + 265 = 1325 \text{ m}^3$$

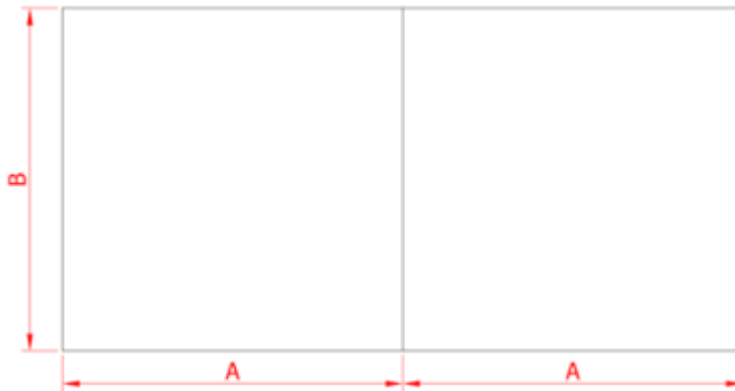
Con lo que se establece como volumen para el depósito  $1.350 \text{ m}^3$ .

### 7.2.1.4. Definición geométrica

Las obras consisten en un depósito de  $1350 \text{ m}^3$  de capacidad. Se dispondrá de dos cámaras por necesidades de limpieza periódica y otras operaciones de mantenimiento, que han de ser posible sin que se pierda la continuidad del sistema. 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 de considera fijada por la capacidad requerida:

$$\text{Area} = 2 * A * B$$

$$\text{Perímetro} = \frac{2 \cdot \text{Área}}{B} + 3 \cdot B \xrightarrow{\text{mínimo}} \frac{\partial \text{Perímetro}}{\partial B} = 0 \rightarrow -\frac{2 \cdot \text{Área}}{B^2} + 3 = 0$$

Por lo que la forma económica resulta con:

$$B = \sqrt{\frac{2}{3} * \text{Área}}, \quad A = \sqrt{\frac{3}{8} * \text{Área}} \quad B = \frac{4}{3} * A$$

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

$$1350 = \text{Área} * 4m \rightarrow \text{Área} = 337,5 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{\frac{3}{8} * 337,5} = 11,25 \text{ m}, \quad B = \frac{4}{3} * 11,25 \text{ m} = 15 \text{ m}$$

Por lo que se toman como las dimensiones de los parámetros:

$$A=12 \text{ m}$$

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

$$\text{Área} = 15 * (12 + 12) = 360 \text{ m}^2$$

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

$$\text{Altura del muro} = 5 \text{ m}$$

### 7.2.1.5. Caudales de la conducción de entrada y salida.

El objetivo es determinar el menor diámetro que sea capaz de transportar un determinado caudal, entre unas velocidades mínimas y máximas sin sobrepasar el grado de llenado de conducción de entrada.

El depósito está dimensionado para que cubra la demanda máxima de agua con una autonomía de 48 h, además de un volumen para averías por si el caudal entrante al depósito temporalmente no fuera el suficiente, o si sufriese alguna avería para mantener así la continuidad del sistema.

Como el depósito está situado aguas abajo del humedal el caudal entrante será siempre el mismo a corto plazo ya que el tiempo de retención del agua en el humedal es de varios días.

Caudal medio diario,  $(Q_{med,d}) = 530 \text{ m}^3 = 6'13 \text{ LPS}$

En la época más calurosa del año, el verano, el caudal efluente del humedal artificial se verá afectado por la evapotranspiración de la vegetación y las plantas de éste, reduciendo su valor mientras que en los periodos de lluvia el caudal efluente del humedal se verá aumentado debido a la pluviometría y a la superficie del humedal.

A partir del estudio de 2017 de Adelino Pastrana, a petición del ayuntamiento de Carrícola, se obtienen las pérdidas por evapotranspiración en humedales artificiales siendo estas de  $14,58 \text{ mm/día}$ ,  $(\text{l/m}^2 \text{ día})$ .

Como el humedal artificial tiene una superficie total de aproximadamente  $12.900 \text{ m}^2$  las

pérdidas serán:  $14,58 * 12.900 = 188.082 \frac{\text{l}}{\text{día}} = 188 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$

En los periodos de lluvia el caudal tratado por el humedal artificial se verá aumentado un 60% por lo que se diseñará un sistema de drenaje para evitar el desborde a 5 cm de la cota media de la lámina de agua, se dimensionará pues, la conducción de entrada al depósito para la suma del caudal medio y el caudal de pluviales.

$$0,05 * 12.900 = 645 \text{ m}^3 \rightarrow \frac{645}{2} = 322,5 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \rightarrow Q_{pluv} = 0,00373 \text{ m}^3/\text{s}$$
$$Q_{tot} = 0,00986 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tiempo de retención  $\rightarrow 2 \text{ días}$

Como la implantación de este depósito en el sistema se ha realizado para regular el caudal efluente del humedal y poder aprovecharlo, la demanda del depósito dependerá del tiempo de uso del agua tratada (normalmente periodos muy cortos, lo que necesariamente implica caudales de salida muy altos durante cortos periodos de tiempo).

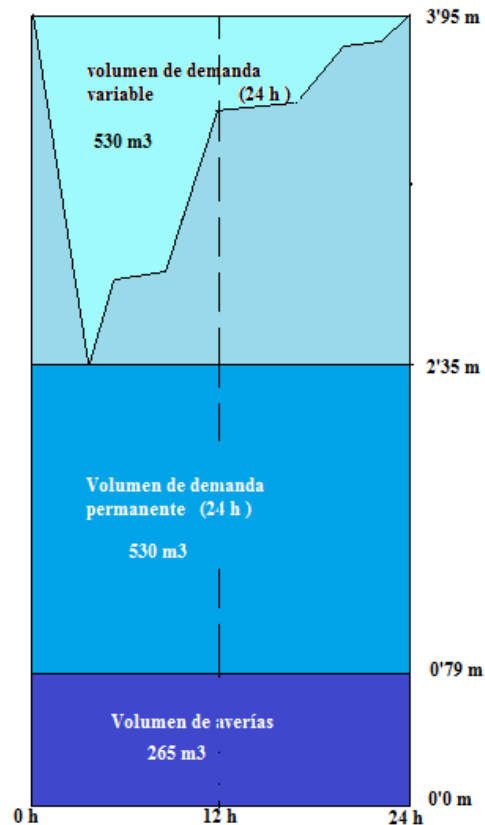


Figura 18" Usos del agua del depósito. Fuente propia"

### 7.2.1.5.1. Conducción de entrada.

Para la conducción de llenado, el agua circulará mediante 2 canales circulares de hormigón, por lo que el sistema se resolverá aplicando las formulas hidráulicas de flujo en lámina libre. Como ya se ha visto anteriormente el caudal de entrada en el depósito durante la mayor parte del año será de:

$$Q, \text{ entrada, med} = 6,13 \frac{\text{litros}}{\text{segundo}}$$

En caso de lluvia continuada, el caudal efluente del humedal será de

$$9,86 \frac{\text{litros}}{\text{segundo}} \rightarrow 4,93 \text{ litros/segundo en cada cámara}$$

Mientras que en verano el caudal efluente del humedal será de

$$3,95 \frac{\text{litros}}{\text{segundo}} \rightarrow 1,98 \frac{\text{litros}}{\text{segundo}} \text{ en cada cámara.}$$

Según los datos del proyectista del humedal, la cota de salida de agua de la arqueta de conexión entre el humedal y el depósito es de 34'4 m.

La velocidad mínima debe ser de 0,6 m/s ó 0,7 m/s dependiendo de los sedimentos que caractericen el agua residual. En nuestro caso será de 0'6 ya que el agua residual esta tratada y limpia de sedimentos, por lo que dimensionaremos la pendiente del canal para que con el caudal mínimo se alcance al menos, esta velocidad.

canaleneia06.php: Tirante normal en una alcantarilla circular parcialmente llena

**Fórmulas**

---


$$\theta = 2 \cos^{-1}[1 - 2(y/D)]$$


---


$$A = (D^2/\theta) (\theta - \sin\theta)$$


---


$$P = r\theta$$


---


$$R = A/P$$


---


$$Q = (k/n) AR^{2/3}S^{1/2}$$


---


$$V = Q/A$$


---

DATOS DE ENTRADA:	CÁLCULOS INTERMEDIOS:	RESULTADOS:
Seleccione: <span style="border: 1px solid gray; padding: 2px;">Unidades SI</span> / <span style="border: 1px solid gray; padding: 2px;">Unidades U.S.</span> Diámetro D: <span style="border: 1px solid gray; padding: 2px;">0.3</span> m Descarga Q: <span style="border: 1px solid gray; padding: 2px;">0.00198</span> m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> Pendiente de fondo S: <span style="border: 1px solid gray; padding: 2px;">0.0113</span> m/m Número de Manning: <span style="border: 1px solid gray; padding: 2px;">0.011</span>	Constante k: 1 Área A: 0.003 m <sup>2</sup> Perímetro mojado P: 0.181 m Radio hidráulico R: 0.017 m Tirante relativo y/D: 0.088 Número de Froude [basado en y]: 1.251	Tirante y: 0.026 m Velocidad V: 0.639 m s <sup>-1</sup>

Figura 19"Sección de una tubería de D30 cm. Fuente: propio

Para un caudal de 0,00198 m<sup>3</sup>/s y un ancho de canal de diámetro, D=0,2 m, con un coeficiente de Manning de valor 0,011 y una pendiente de 0,0113, se obtiene un calado mínimo de 2,6 cm con una velocidad de 0,639 m/s. → Cumple

A continuación, se comprueban los cálculos para el caudal máximo efluente del humedal artificial que es igual al caudal medio → 6,13 LPS

La velocidad máxima está relacionada con la abrasión en las paredes de la conducción, originada por la circulación del agua que contiene en suspensión sólidos, depende también del material constitutivo del conducto, son recomendables las velocidades que se recogen en la tabla 24. Puede influir también en el deterioro de las juntas.

Tabla 2

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

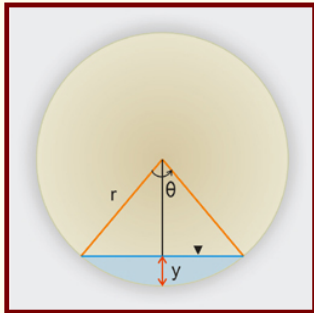
Tabla 24" Velocidad admisible según el material. Fuente: la web

Velocidad máxima admisible para canales de hormigón es de 3 m/s

Se comprueba a continuación que con el caudal máximo se cumplen las limitaciones de velocidad de circulación.

Para un caudal de 0,00493 m<sup>3</sup>/s y un ancho de canal de diámetro de D=0'2 m, con un coeficiente de Manning de valor 0'011 y una pendiente de 0,0113, se obtiene un calado máximo de 4,6 cm con una velocidad máxima de 0,90 m/s. → cumple

**canalenlinea06.php: Tirante normal en una alcantarilla circular parcialmente llena**



**Fórmulas**

---


$$\theta = 2 \cos^{-1}[1 - 2(y/D)]$$


---


$$A = (D^2/\theta) (\theta - \sin\theta)$$


---


$$P = r\theta$$


---


$$R = A/P$$


---


$$Q = (k/n) AR^{2/3} S^{1/2}$$


---


$$V = Q/A$$

**DATOS DE ENTRADA:**

Selección:

Diámetro D:  m

Descarga Q:  m<sup>3</sup> s<sup>-1</sup>

Pendiente de fondo S:  m/m

Número de Manning:

**CÁLCULOS INTERMEDIOS:**

Constante k: 1

Área A: 0.005 m<sup>2</sup>

Perímetro mojado P: 0.201 m

Radio hidráulico R: 0.027 m

Tirante relativo y/D: 0.233

Número de Froude [basado en y]: 1.305

**RESULTADOS:**

Tirante y: 0.046 m

Velocidad V: 0.883 m s<sup>-1</sup>

Figura 20" Sección de tubería de D20cm. Fuente propia

Una vez se han obtenido el diámetro y la pendiente de diseño, se impone que la cota de entrada de agua al depósito sea 34'3 m, por lo que se calcula la distancia que debe haber entre ambas estructuras.

$$\tan \theta = \frac{\Delta z}{L} \rightarrow 0,0113 = \frac{0,1}{L} \rightarrow L = \frac{0,1}{0,0113} = 8,85 \text{ m} \rightarrow 8,80 \text{ m}$$

$$\tan \theta = \frac{0,1}{8,8} = 1,136$$

### 7.2.1.5.2. 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. La demanda de agua de este depósito se caracteriza por un caudal de demanda nulo durante la mayor parte del día y un caudal de demanda muy elevado en un breve periodo de tiempo.

Según el ayuntamiento de Moncada, el tiempo de riego de la totalidad de las zonas verdes es de 5 h de servicio en la red. Se dimensionará pues la conducción de salida para el caudal medio de demanda, no obstante, se dispondrá de una bomba con variador de caudal según demanda

$$530 \text{ m}^3/5 \text{ h} = 106 \text{ m}^3/\text{h} \rightarrow 29,44 \text{ LPS}$$

Hemos visto que la altura piezométrica en el depósito es de 34 mca. El depósito debe abastecer a la red de riego actual cuya conexión será efectuada por el ayuntamiento y no será tratada en este proyecto.

La presión mínima disponible en el punto final de la conducción de salida se fija en 25 mca y la máxima pérdida de carga en la propia red para velocidades iguales o inferiores a 1,2 m/s es de 16 mca. Dado que la cota geométrica de este punto es de 32,5 m, será necesario colocar un grupo de presión en el depósito para conseguir dicha altura piezométrica.

Aunque que no es objeto del presente estudio la conducción de distribución y de riego de las zonas verdes, parques y jardines, si lo es dimensionar una conducción de salida hasta la arqueta donde se realiza la conexión la cual se encuentra a 200 m y en la que se exige 25mca, por lo que calculamos las pérdidas de carga en la conducción para determinar el grupo de presión que se va a necesitar.



Cota final de la conducción: 32'5 m

Presión mínima disponible: 25 mca

Perdidas en la red de riego: 16 mca

Altura piezométrica en punto de conexión a suministro final: 57'5 mca

Cota de solera del pozo de bombeo: 30 m

Altura piezométrica en el depósito: 34 mca

(Se estima que el caudal máximo de salida no sobrepasa los 35 l/s)

- Pérdidas de carga en la conducción de salida del depósito:

Para calcular las máximas pérdidas de carga se debe calcular con el caudal máximo de salida ->  
35 LPS

D (m)	0,15	D (m)	0,2
v (m/s)	1,980594847	v (m/s)	1,1140846
i(mm/m)	0,027459138	i(mm/m)	0,00627624
Q (m/s)	0,035	Q (m/s)	0,035

D (m)	0,25	D (m)	0,3
v (m/s)	0,713014145	v (m/s)	0,49514871
i(mm/m)	0,00202091	i(mm/m)	0,0008073
Q (m/s)	0,035	Q (m/s)	0,035

Viendo la tabulación de los diámetros de tuberías y velocidad de Colebrook, adoptamos un diámetro para que la circulación del agua sea en torno a 1 m/s. De esta forma, el diámetro de entrada al depósito es de 200 mm.

La cota en el punto de conexión es de 30 m y la presión mínima disponible es de 25mca, por lo que la altura piezométrica en la conexión es de 55 m

La cota de la solera del depósito es 30 m, y la lámina de agua tiene una altura de 4 m por lo que la altura piezométrica es de 34 m. Se tiene una diferencia de altura piezométrica entre el punto de conexión y el depósito de 21 mca.

La longitud de la conducción de entrada es de 200 m. Vemos en la tabla que la pérdida que se produce por fricción es de 4'359 mm/m, por lo que se produce una pérdida de:

$$i_{max} = 200 \text{ m} * 6,27624 \frac{mm}{m} = 1255,25 \text{ mm} = 1,255 \text{ m}$$

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

$$h_i = k_i * \frac{V^2}{2 * g}$$

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 (abierto $\frac{3}{4}$ )	1.15	35
Válvula de compuerta (abierto $\frac{1}{2}$ )	5.6	160
Válvula de compuerta (abierto $\frac{1}{4}$ )	24.0	900
Válvula de mariposa (totalmente abierta)	-	40
"T" por la salida lateral	1.80	67
Codo a 90° de radio corto (con bridas)	0.90	32
Codo a 90° de radio normal (con bridas)	0.75	27
Codo a 90° de radio grande (con bridas)	0.60	20
Codo a 45° de radio corto (con bridas)	0.45	-
Codo a 45° de radio normal (con bridas)	0.40	-
Codo a 45° de radio grande (con bridas)	0.35	-

Las pérdidas localizadas son de:

	N°	k	h <sub>i</sub>	N°h <sub>i</sub>
Válvula de compuerta	2	1.15	0.07221	0.14442
Válvula de retención	2	2	0.12559	0.25118
<b>TOTALES</b>			<b>0.3956</b>	

Tabla 25 "Pérdidas localizadas" fuente propia

Con el caudal medio de demanda la velocidad es de 0,94 m/s y con el caudal máximo es de 1,11 m/s.

-Pérdidas totales en el tramo de salida:  $1,255+0'3956=1,6506$  mca

-Pérdidas totales en la red:  $1,7$  mca+  $16$  mca =  $17,7$  mca →  $18$  mca

#### 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 pérdidas de la propia red.

Pérdidas totales:  $18$  mca

La altura manométrica de la bomba es, por tanto:

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

$$34 + H_g = 57,5 + \text{pérdidas}$$

$$H_g = 57,5+18-34= 41,5 \text{ m} \rightarrow 42 \text{ m}$$

Se dispone un grupo de presión formado por una bomba y una de reserva (1+1) con variación de caudal según demanda, marca y modelo en cámara seca, capaz de bombear un caudal de 35 l/s a una altura manométrica de 42 m.

Consultando el catálogo de modelos de bombas Hasa:

**GRUPOS DE PRESIÓN CON VARIADOR DE FRECUENCIA SPEEDBOARD**

Modelo Model Modèle	Bombas Pumps Pompes	Tensión Voltage (V)	Potencia Power Puissance (CV)	Altura manométrica / Height / Hateur (m)															
				10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130			
				Caudal máximo / Max. Flow / Débit max. (l/h)															
GDSBALT - ROMA 5.4 T / MT	2 x ROMA 5.4 T	1 ~ 230	1 + 1	11400	10000	8400	6000												
GDSBALT - ROMA 5.4 T / TT	2 x ROMA 5.4 T	3 ~ 400	1 + 1	11400	10000	8400	6000												
GDSBALT - ROMA 5.5 T / MT	2 x ROMA 5.5 T	1 ~ 230	1,3 + 1,3	12000	10800	9600	8200	5800	1000										
GDSBALT - ROMA 5.5 T / TT	2 x ROMA 5.5 T	3 ~ 400	1,3 + 1,3	12000	10800	9600	8200	5800	1000										
GDSBALT - ROMA 5.6 T / MT	2 x ROMA 5.6 T	1 ~ 230	1,5 + 1,5	12400	11600	10400	8800	7200	5600	600									
GDSBALT - ROMA 5.6 T / TT	2 x ROMA 5.6 T	3 ~ 400	1,5 + 1,5	12400	11600	10400	8800	7200	5600	600									
GDSBALT - ROMA 9.3 T / MT	2 x ROMA 9.3 T	1 ~ 230	1 + 1	18400	14800	10400	4000												
GDSBALT - ROMA 9.3 T / TT	2 x ROMA 9.3 T	3 ~ 400	1 + 1	18400	14800	10400	4000												
GDSBALT - ROMA 9.4 T / MT	2 x ROMA 9.4 T	1 ~ 230	1,5 + 1,5	19600	16800	13600	10200	5000											
GDSBALT - ROMA 9.4 T / TT	2 x ROMA 9.4 T	3 ~ 400	1,5 + 1,5	19600	16800	13600	10200	5000											
GDSBALT - ROMA 9.5 T / MT	2 x ROMA 9.5 T	1 ~ 230	2 + 2	21000	18200	15800	13000	10200	4600										
GDSBALT - ROMA 9.5 T / TT	2 x ROMA 9.5 T	3 ~ 400	2 + 2	21000	18200	15800	13000	10200	4600										
GDSBALT - ROMA 9.6 T / MT	2 x ROMA 9.6 T	1 ~ 230	3 + 3		20400	18800	16400	14000	11400	8800	4000								
GDSBALT - ROMA 9.6 T / TT	2 x ROMA 9.6 T	3 ~ 400	3 + 3		20400	18800	16400	14000	11400	8800	4000								
GDSBALT - ROMA 9.7 T / MT	2 x ROMA 9.7 T	1 ~ 230	3,5 + 3,5		20600	19000	16800	14800	13000	11000	7800	3000							
GDSBALT - ROMA 9.7 T / TT	2 x ROMA 9.7 T	3 ~ 400	3,5 + 3,5		20600	19000	16800	14800	13000	11000	7800	3000							
GDSBALT - ROMA 9.8 T / MT	2 x ROMA 9.8 T	3 ~ 400	4 + 4		21000	19200	17200	15600	14400	12600	11000	8400	6000	2000					
GDSBALT - ROMA 11.4 T / MT	2 x ROMA 11.4 T	1 ~ 230	1,5 + 1,5	21600	18300	14800	10700	4800											
GDSBALT - ROMA 11.4 T / TT	2 x ROMA 11.4 T	3 ~ 400	1,5 + 1,5	21600	18300	14800	10700	4800											
GDSBALT - ROMA 11.5 T / MT	2 x ROMA 11.5 T	1 ~ 230	2 + 2	22400	19600	16800	13800	10600	6000										
GDSBALT - ROMA 11.5 T / TT	2 x ROMA 11.5 T	3 ~ 400	2 + 2	22400	19600	16800	13800	10600	6000										
GDSBALT - ROMA 11.6 T / MT	2 x ROMA 11.6 T	1 ~ 230	3 + 3		21600	19400	17200	14800	12200	8600	3200								
GDSBALT - ROMA 11.6 T / TT	2 x ROMA 11.6 T	3 ~ 400	3 + 3		21600	19400	17200	14800	12200	8600	3200								
GDSBALT - ROMA 11.8 T / MT	2 x ROMA 11.8 T	3 ~ 400	4 + 4			21800	20200	18500	16800	15000	13000	10200	6400						
GDSBALT - ROMA 11.10 T / MT	2 x ROMA 11.10 T	3 ~ 400	5,5 + 5,5				22000	20600	19300	18000	16500	15000	13000	8400	7800	4000			
GDSBALT - ROMA 21.4 T / MT	2 x ROMA 21.4 T	1 ~ 230	3 + 3	39600	34000	26600	16600	2400											
GDSBALT - ROMA 21.4 T / TT	2 x ROMA 21.4 T	3 ~ 400	3 + 3	39600	34000	26600	16600	2400											
GDSBALT - ROMA 21.6 T / MT	2 x ROMA 21.6 T	3 ~ 400	4 + 4		39400	36600	31400	25400	18000	9000									
GDSBALT - ROMA 21.7 T / TT	2 x ROMA 21.7 T	3 ~ 400	5,5 + 5,5			37200	34000	30000	24000	18000	10600	2400							

Con un caudal máximo de 126.000 litros /hora y una altura piezométrica de 42 mca se opta finalmente por 2 bombas **GOSBALT-ROMA 9.5 T/MT** con variador de frecuencia capaz de bombear un caudal de 136.000 litros/h, a una altura manométrica de 42m.

Sobrepresión en la conducción

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

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

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

Donde:

$\Delta h$ = sobrepresión en mca (1 mca=0.1 kg/cm<sup>2</sup>)

a= celeridad

v<sub>0</sub>= velocidad en régimen del fluido

g= aceleración de la gravedad (9,81 m/s<sup>2</sup>)

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K * \frac{D}{e}}} = 1053.55 \text{ m/s}$$

Siendo:

K= 1 para fundición dúctil

D= Diámetro interior= 200 mm

e= espesor = 5 mm

**Valores de K para hallar la celeridad**

Material de la tubería	$\epsilon$ (kg/m <sup>2</sup> )	K
Palastros de hierro y acero	$2 \cdot 10^{10}$	0.5
Fundición	$10^{10}$	1
Hormigón (sin armar)	$2 \cdot 10^9$	5
Fibro cemento	$1.85 \cdot 10^9$	5.5 (5-6)
PVC	$3 \cdot 10^8$	33.3 (20-50)
PE baja densidad	$2 \cdot 10^7$	500
PE alta densidad	$9 \cdot 10^7$	111.11

$$\Delta h = \frac{a * v_0}{g} = \frac{1053'55 * 1'114}{9'81} = 119,64 \text{ mca} = 11,96 \text{ kg/cm}^2$$

tiempo de cierre según la fórmula de Mendiluce:

$$\zeta = C + \frac{K * L * v}{g * Hm} = 1,68 \text{ s} \rightarrow 2 \text{ segundos}$$

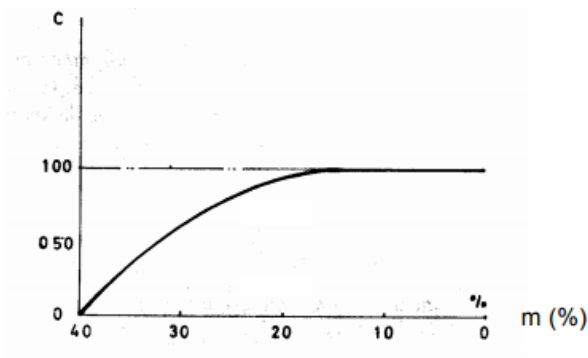
L: Longitud de la conducción (m) = 200 m

v: Velocidad de régimen del agua = 1'11m/s

g: Aceleración de la gravedad= 9.81 m/s<sup>2</sup>

Hm: Altura manométrica proporcionada por el grupo de bombeo → 42 mca

C y K: Coeficientes de ajuste empíricos → C=0.60, K =2



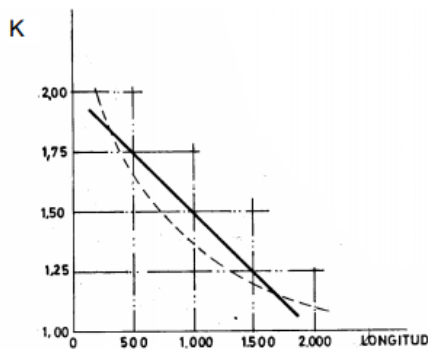
$$\frac{Hm}{L} < 0.20 \rightarrow C = 1$$

$$\frac{Hm}{L} \geq 0.40 \rightarrow C = 0$$

$$\frac{Hm}{L} \approx 0.30 \rightarrow C = 0.60$$

### Valores del coeficiente C según Mendiluce

### Valores del coeficiente K según Mendiluce



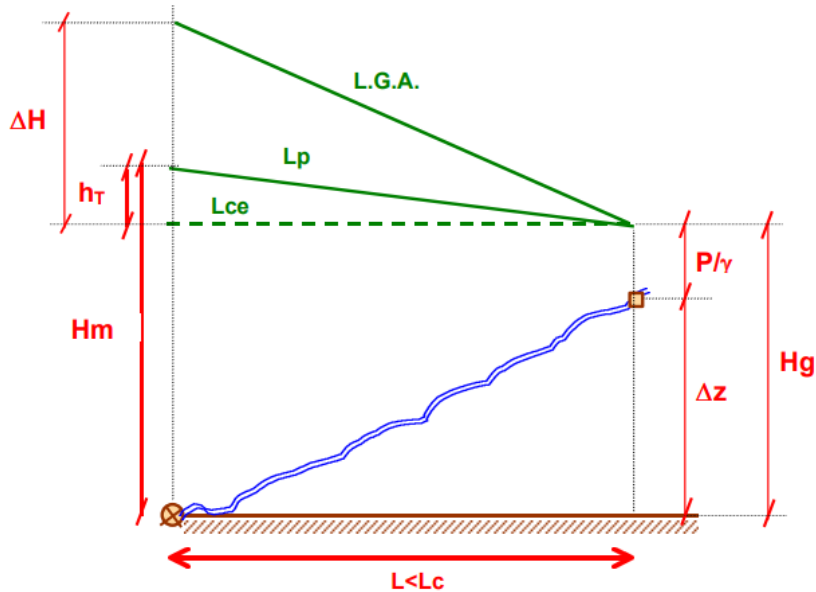
L	K
L < 500	2
L ≈ 500	1.75
500 < L < 1500	1.5
L ≈ 1500	1.25
L > 1500	1

$$\frac{2 * L}{a} = \frac{2 * 200}{1053'55} = 0'379 \text{ segundos} \rightarrow 0'4 \text{ segundos}$$

Tenemos que  $\zeta = 3 \text{ segundos} > \frac{2 * L}{a} = 0'4 \text{ segundos}$  por lo que es cierre lento

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

$$\Delta h = \frac{2 * L * v_0}{g * \zeta} = \frac{2 * 200 * 1'11}{9'81 * 1'68} = 27'03 \text{ m.c.a}$$



$$\Delta h = 27'04 + 16 = 43'04 \text{ mca} \rightarrow 4'3 \text{ kg/cm}^2$$

Dado que las tuberías de fundición dúctil pueden aguantar hasta  $30 \text{ kg/cm}^2$ , no existen problemas en cuanto a sobrepresiones causadas por el golpe de ariete en la conducción.

### 7.2.1.6. Aliviadero de desborde.

El depósito contará con un desagüe en la parte superior de cada cámara, capaz de conducir el caudal entrante mediante una conducción al barranco más cercano y así reutilizar el agua sobrante para usos medioambientales.

El caudal máximo de entrada por cada cámara será de  $4,93 \text{ litros/segundo}$ , por lo que mediante flujo por gravedad se llevará al barranco más cercano

### 7.2.1.7. Conducción 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 fundición dúctil hacia la red de saneamiento más próxima.

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

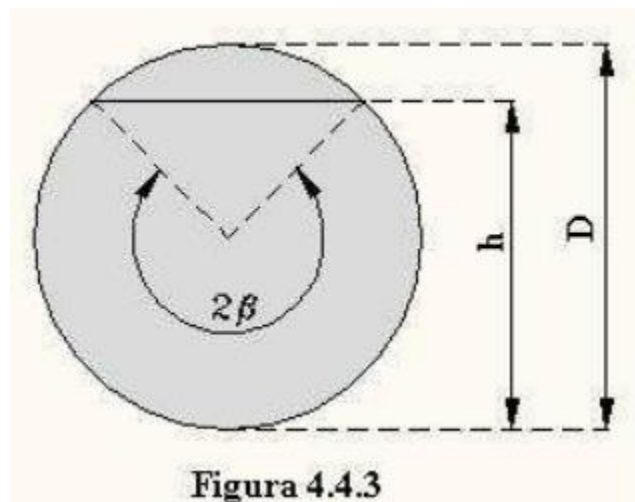
La pendiente hidráulica disponible viene dada por la cota de lámina de agua del depósito (34 m) y la cota de lámina de lámina de agua de la conducción de saneamiento.

H depósito = 34 m

H saneamiento = 30 m

Longitud de conducción = 50 m

Pendiente = 8 %





### 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 una cámara en un tiempo razonable, 3 horas:

$$Q_{max} = \frac{675}{3} = 225m^3 /h \qquad \frac{0,0625m^3}{s} \rightarrow 62,5 LPS$$

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

D (m)	0,25	D (m)	0,3
v (m/s)	1,283425461	v (m/s)	0,89126768
i(mm/m)	0,006109853	i(mm/m)	0,00239811
Q (m/s)	0,063	Q (m/s)	0,063

D (m)	0,4	D (m)	0,45
v (m/s)	0,501338071	v (m/s)	0,39611897
i(mm/m)	0,00055478	i(mm/m)	0,00030684
Q (m/s)	0,063	Q (m/s)	0,063

El caudal que tenemos es de 63 l/s. Viendo la tabulación de los diámetros de tuberías y velocidad de Colebrook, adoptamos un diámetro para que la circulación del agua sea en torno a 1m, pero que sea mayor que el diámetro mínimo de 300 mm. De esta forma, el diámetro de desagüe del depósito es de 300 mm y la velocidad de circulación es de 0'90 m/s.

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 de la parcela.

### 7.2.1.8. 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

$$Q = C * A * \frac{I}{K}$$

Donde:

C: Coeficiente de escorrentía

A: El área de la parcela

I: Intensidad media de precipitación

K: coeficiente conversor de unidades

TABLA 2.1  
VALORES DE K

Q en	A en		
	Km <sup>2</sup>	Ha	m <sup>2</sup>
m <sup>3</sup> /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

$$\frac{I_t}{I_d} = \left(\frac{I_1}{I_d}\right)^{\frac{28^{0,1} - t^{0,1}}{28^{0,1} - 1}}$$

Viendo el mapa de isolinias, para Moncada (figura 8) tenemos  $I_1/I_d = 11 \rightarrow I_t/I_d = 41 \text{ mm}$

### Tiempo de concentración

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

### Coefficiente de escorrentía

Coefficiente de escorrentía (Zonas Rurales).						
Cobertura Vegetal	Permeabilidad del Suelo	Pendiente del Terreno				
		Pronunciada	Alta	Media	Suave	Despreciable
		>50%	>20%	>5%	>1%	<1%
Sin Vegetación	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50

Como coeficiente de escorrentía, dada las características del terreno, se tomará 0.55.

### Precipitación total diaria Pd(mm)

La máxima precipitación total diaria se obtiene de la monografía, Máximas llluvias 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 isolinéas 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  $P_T$ .

### 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	2.298	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	2.892
0.37	0.917	1.232	1.461	1.778	2.022	2.281	2.571	2.953
0.38	0.914	1.240	1.489	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	0.908	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	3.250
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	1.565	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	2.068	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

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.

Según la tabla del anexo 3 “Estudio climatológico”, el coeficiente de variación para Moncada es:

$$Cv = 0'51$$

Haciendo los cálculos:

$$kt = 2,815$$

$$P = 75 \frac{mm}{dia}$$

$$Pd = kt * P = 2,815 * 75 = 211,13 \frac{mm}{dia}$$

$$Id = \frac{Pd}{24} = \frac{211,13}{24} = 8,79 \frac{mm}{dia}$$

$$\frac{It}{Id} = 41 mm \rightarrow It = 41 * Id = 360,67 \frac{mm}{dia}$$

Caudal del pluviales

$$Q = C * A * \frac{I}{K} = 0,55 * 1575 * \frac{360,67}{3.000.000} = 0,104 \frac{m^3}{s}$$

El área de la parcela es de 63x 25 m = 1575 m<sup>2</sup>

### Conducción

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

$$Q_{lleno} = 1,2 * 0,104 = 0,125 \text{ m}^3 / \text{s}$$

con la fórmula de Manning:

$$Q = v * Av \quad v = \frac{1}{n} \sqrt{i} * R^{\frac{2}{3}} \quad Rh = \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{D}{4} \quad Q = \frac{1}{n} \sqrt{i} * \frac{D^{\frac{2}{3}}}{4} * \frac{\pi * D^2}{4}$$

Tomando un coeficiente de Manning para tuberías de plástico de 0'010

$$0,125 = \frac{1}{0'010} * \sqrt{0'08} * \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * \frac{\pi * D^2}{4} \rightarrow D = 0,2027 \text{ m}$$

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

Con DN250:

$$Q_{lleno} = \frac{1}{0'010} \sqrt{0'08} * \frac{0'25^{\frac{2}{3}}}{4} * \frac{\pi * 0'25^2}{4} = 0'21866 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$v, lleno = \frac{Q_{lleno}}{A} = \frac{0'21866}{\pi * \frac{0'25^2}{4}} = 4'45 \text{ m/s}$$

Viendo en tablas:

$$\frac{Q_{max}}{Q_{lleno}} = \frac{0'104}{0'21866} = 0'48 \rightarrow \frac{v_{max}}{v_{lleno}} = 0'99 \rightarrow v_{max} = 4'41 \frac{\text{m}}{\text{s}} < 5 \frac{\text{m}}{\text{s}} \text{ CUMPLE}$$

$$> 0'6 \frac{\text{m}}{\text{s}} \text{ CUMPLE}$$

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 llevara hasta la red de saneamiento más próxima. Su cálculo es:

$$Q_{max} = 2 * (0'0625) \frac{m^3}{s} + 0'104 \frac{m^3}{s} = 0'229 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{lleno} = 1'2 * 0'229 \frac{m^3}{s} = 0'2748 \frac{m^3}{s}$$

$$0'2748 = \frac{1}{0'010} * \sqrt{0'08} * \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * \frac{\pi * D^2}{4} \rightarrow D = 0'272 m$$

Elegimos para la conducción de desagüe un diámetro nominal de 300 mm.

Con DN 300:

$$Q_{lleno} = \frac{1}{0'010} \sqrt{0'08} * \frac{0'3^{\frac{2}{3}}}{4} * \frac{\pi * 0'3^2}{4} = 0'355 \frac{m^3}{s}$$

$$v_{,lleno} = \frac{Q_{lleno}}{A} = \frac{0'2748}{\pi * \frac{0'3^2}{4}} = 3'88 m/s$$

Viendo en tablas:

$$\frac{Q_{max}}{Q_{lleno}} = \frac{0,229}{0,355} = 0,64 \rightarrow \frac{v_{max}}{v_{lleno}} = 1,05 \rightarrow v_{max} = 0,074 \frac{m}{s} < 5 \frac{m}{s} \quad CUMPLE$$

$$> 0,6 \frac{m}{s} \quad CUMPLE$$

Por tanto, con una conducción de 300 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.

### 7.2.1.9. Métodos y fórmulas

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	0,055	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			

## 7.2.2. Dimensionamiento estructural.

Para la elaboración de este documento se han tomado como datos de partida los obtenidos en el apartado anterior “Dimensionamiento hidráulico”. El presente apartado del estudio justifica los cálculos estructurales del depósito.

### 7.2.2.1. Predimensionamiento

#### Muros

En cuanto a lo referente al espesor de los muros a considerar en un depósito de hormigón armado, en el libro de Jiménez Montoya se aconseja que en los casos más frecuentes de altura de agua  $H_w \leq 6 \text{ m}$ , se adopte un valor entorno de:

- Para depósitos rectangulares puede tomarse el espesor del muro  $h = 0,1 \cdot H_w$  (siendo  $H_w$  la altura de lámina de agua)

En cualquier caso, se desaconseja por razones constructivas que este espesor sea menor de 30 cm, ya que no sería posible la entrada del tubo de la bomba de hormigonado.

En nuestro caso, la altura de la lámina de agua es de 4 m,  $0,1 \times 4 = 0,4 \text{ m} = 40 \text{ cm} \rightarrow$  ya que no existen problemas de presupuesto, adoptamos un espesor de muros de 0'5m por facilidad constructiva.

#### Losa

Una vez realizada la excavación para la solera, se dispondrá de una capa de 10 cm de hormigón de limpieza del tipo HM-15. Como el nivel freático se encuentra por debajo, separado 1-1'5 m de la cimentación no existe peligro de levantamiento de fondo por supresión.

La solera se realizará de espesor constante, adoptándose  $h_s \simeq 0'12 * H = 0'60 \text{ m}$ ,  $H = 5 \text{ m}$

Sobre el hormigón de limpieza se hormigonará directamente la solera, que tendrá 60 cm de espesor y estará armada con dos capas de armadura en forma de malla. Esta tendrá una pendiente del 1% hacia los puntos de desagüe para poder realizar el vaciado y la limpieza de forma correcta.

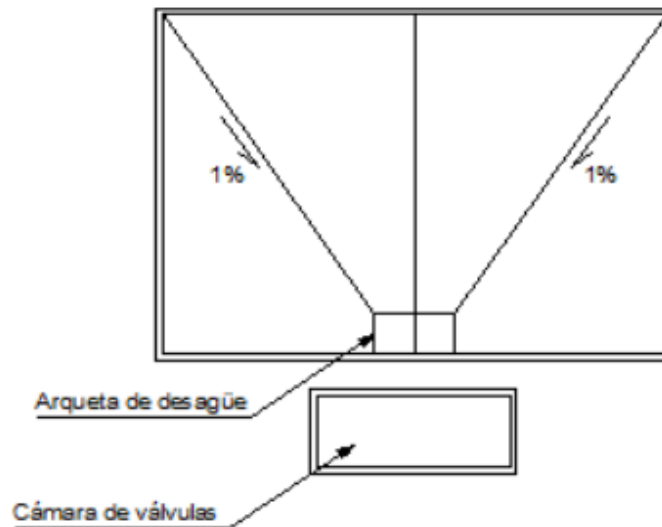


Figura 21 " Detalle losa de hormigón. Fuente propia

### Cubierta

La cubierta del depósito estará constituida por un forjado unidireccional, formado a partir de placas alveolares prefabricadas. Esta, se apoyará sobre el contorno superior de la pared del depósito y sobre unas vigas soportadas por medio de pilares situados dentro del depósito.

En el libro "Diseño de depósitos de agua desde 100 m<sup>3</sup> a 40000 m<sup>3</sup> de capacidad", Yges propone disponer los pilares interiores separados una distancia de 5-10 m. Por lo que para nuestro caso se dispondrán varios pilares dentro del depósito para soportar las vigas, en las que descansarán las placas alveolares para hacer la cubierta.

En este caso, la separación de los pilares, dada que las dimensiones del depósito son de 24x15 m, se dispone los pilares formando una cuadrícula de 6 x 5 m. La distribución queda, empleando placas alveolares de 1,20 m y 16 cm de espesor.

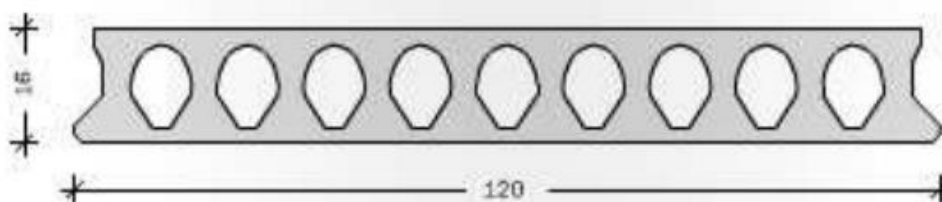


Figura 22" Sección, corte de la losa. Fuente:

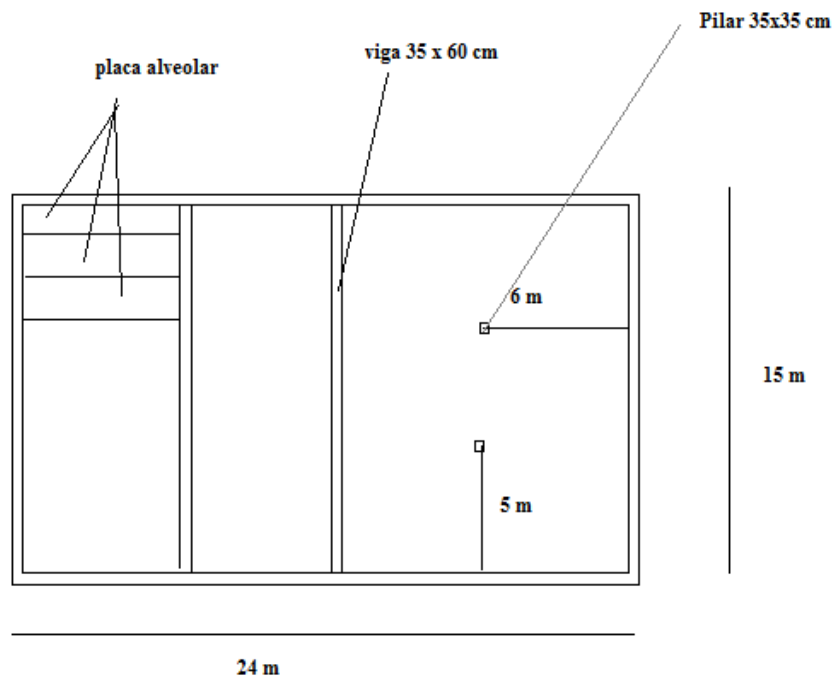


Figura 23" Planta de la losa. Fuente propia

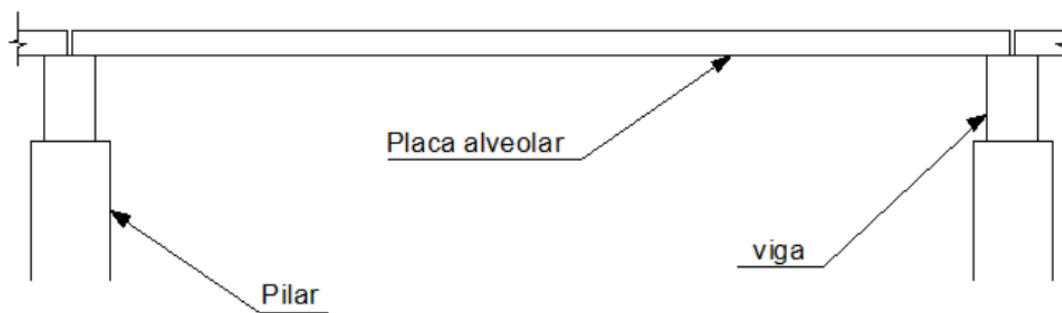


Figura 24" Sección de la losa y las vigas. Fuente propia

Como pre dimensionamiento, tomaremos para los pilares una sección cuadrada de 35 x 35 cm y para las vigas de sección rectangular de 35x60 cm.

### 7.2.2.2. Exposición ambiente y recubrimiento

La Instrucción de Hormigón Estructural EHE, en su artículo 37.3, muestra la necesidad de identificar el tipo de ambiente que defina la agresividad a la que va a estar sometido cada elemento estructural. Para los depósitos de agua, al estar en un ambiente de grado de humedad alto y con gases de cloro, adoptaremos una clase general de exposición del tipo IV (tabla 26).

Con cloruros de origen diferente del medio marino	IV	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presenta un contenido elevado de cloruros, no relacionados con el ambiente marino.</li> <li>- Superficies expuestas a sales de deshielo no impermeabilizadas.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Piscinas e interiores de los edificios que las albergan.</li> <li>- Pilas de pasos superiores o pasarelas en zonas de nieve.</li> <li>- Estaciones de tratamiento de agua.</li> </ul>
---	----	------------------------	---	--

Tabla 26 "Exposición ambiental. Fuente EHE."

Como ya se ha visto en apartado de Geotecnia, el terreno sobre el que se va a proyectar la obra es muy poco agresivo para la estructura por lo que su clase específica de exposición será Qa.

El tipo de ambiente es IV +Qa

#### Recubrimiento

En nuestro depósito, dado que la clase de exposición es tipo IV según la tabla 27 se opta por un recubrimiento mínimo de 55mm.

Tabla 37.2.4.1.b

Recubrimiento mínimo (mm) para las clases generales de exposición III y IV

Hormigón	Cemento	Vida útil de proyecto ( $t_p$ ) (años)	Clase general de exposición			
			IIIa	IIIb	IIIc	IV
Armado	CEM III/A, CEM III/B, CEM IV, CEM II/B-S, B-P, B-V, A-D u hormigón con adición de microsilíce superior al 6% o de cenizas volantes superior al 20%	50	25	30	35	35
		100	30	35	40	40
	Resto de cementos utilizables	50	45	40	*	*
		100	65	*	*	*
Pretensado	CEM II/A-D o bien con adición de humo de sílice superior al 6%	50	30	35	40	40
		100	35	40	45	45
	Resto de cementos utilizables, según el Artículo 26°	50	65	45	*	*
		100	*	*	*	*

\* Estas situaciones obligarían a unos recubrimientos excesivos, desaconsejables desde el punto de vista de la ejecución del elemento. En estos casos, se recomienda comprobar el Estado Límite de Durabilidad según lo indicado en el Anejo nº 9, a partir de las características del hormigón prescrito en el Pliego de prescripciones técnicas del proyecto.

Tabla 27 " Recubrimiento de hormigón. Fuente EHE."

### Materiales

Dadas las condiciones de la obra, hemos optado por la elección de un hormigón de permeabilidad reducida HA-30/P/20/IV+Qa, tabla 28. En cuanto a la armadura, se opta por unas barras corrugadas del tipo B500S de límite elástico.

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2.$$

Tipo de hormigón	Máxima relación A/C	Mínimo contenido de cemento	Mínima resistencia característica
H. armado	0,50	325 kg/m <sup>3</sup>	30 N/ mm <sup>2</sup>
H. pretensado	0,45	325 kg/m <sup>3</sup>	35 N/ mm <sup>2</sup>

Tabla 28" máximo contenido en cemento". Fuente EHE."

### 7.2.2.3. Acciones que considerar

#### Acciones en el cálculo de la pared

Las acciones que solicitan la pared de un depósito de agua son las siguientes:

#### **Acciones permanentes**

- Peso propio

Correspondiente a un peso específico del hormigón armado de 25 kN/m<sup>3</sup>.

- Empuje de tierras

El empuje de tierras  $q_t(x)$  se aplica exclusivamente sobre el lado exterior de la pared. La ley de cargas es triangular, con el máximo en la base de valor:

$$q_t(x) = k_0 * \gamma_t * Ht$$

Siendo:

$\gamma_t$ : peso específico del terreno = 18,5 kN/m<sup>3</sup>

Ht: altura de tierras. El depósito se encuentra enterrado 4,5 m

$k_0$ : coeficiente de empuje en reposo del terreno  $\rightarrow K_0 = 1 - \text{sen}(\Phi')$

$\Phi'$ : ángulo de rozamiento interno del terreno = 25°

PROFUNDIDAD	Peso específico aparente (KN/m <sup>3</sup> )	Peso específico seco (KN/m <sup>3</sup> )	Cohesión efectiva	Angulo de rozamiento interno
(0'60-8'00m)	18'5	16'3	0	25º

Tabla 29 "Valores característicos de cálculo. Fuente propia."

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\phi') = 0,58$$

Por lo que la ley de empuje de tierras es (tabla 29):

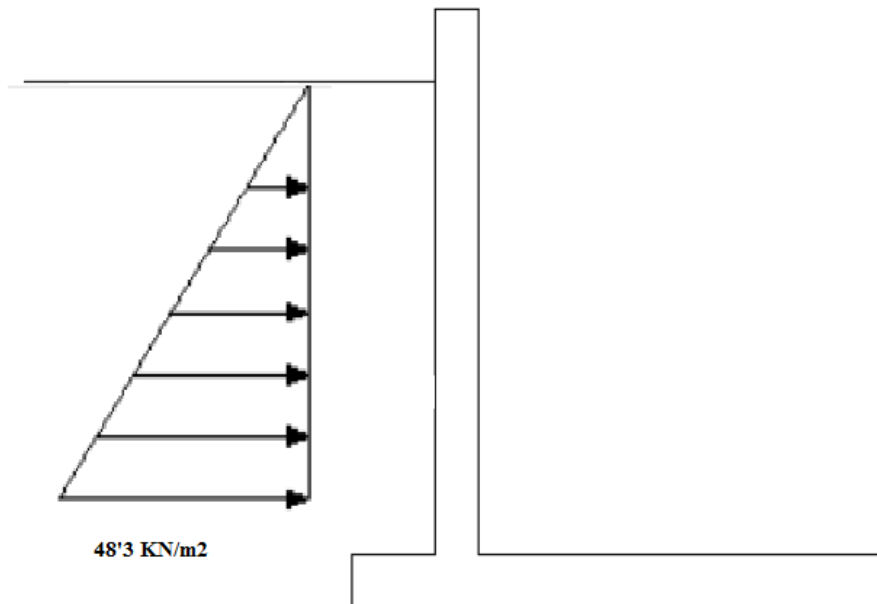


Figura 25 "Empuje de tierras. Fuente propia"

$$qt(x) = 0'58 * 18'5 * 4'5 = 48'285 \text{ KN/m}^2$$

La losa tiene un vuelo sobre el muro de 1 m de longitud. En ese vuelo descansa el peso del terreno:

$$q = \gamma t * Ht = 18'5 * 4'5 = 83'25 \text{ KN/m}^2$$



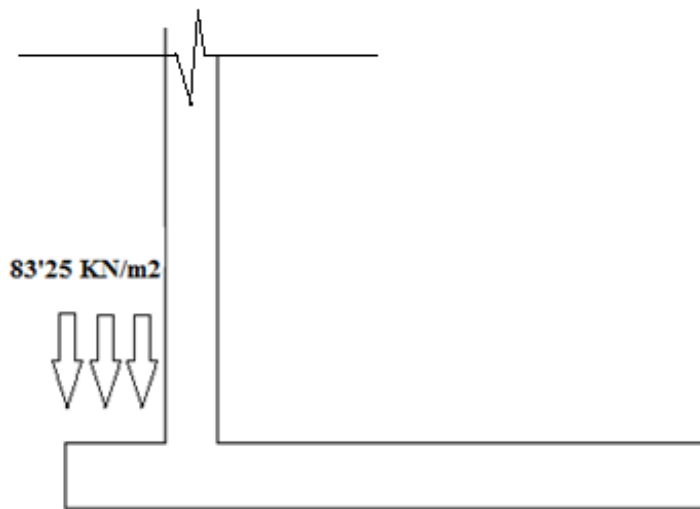


Figura 26 "Empuje de tierras. Fuente propia"

○ Retracción

Los principales efectos de la retracción del hormigón sobre los distintos elementos del depósito son los siguientes:

- La solera se ve traccionada al impedir parcialmente la libre retracción del terreno
- Los muros se ven igualmente traccionados como consecuencia de la retracción diferencial con la solera
- La retracción del forjado le produce asimismo tracciones y fuerza un movimiento hacia el interior del depósito en la coronación de los muros.

Para evitar los efectos de la retracción se dispondrán juntas de retracción. La separación de las juntas será de:

TIPO DE CLIMA	ÉPOCA DEL AÑO	
	CALUROSA ( $T_{media} \geq 18^{\circ}\text{C}$ )	FRÍA ( $T_{media} < 18^{\circ}\text{C}$ )
SECO ( $HR \leq 60\%$ )	16 m	20 m
HÚMEDO ( $HR > 60\%$ )	20 m	24 m

Figura 27" Retracción. Fuente. EHE "

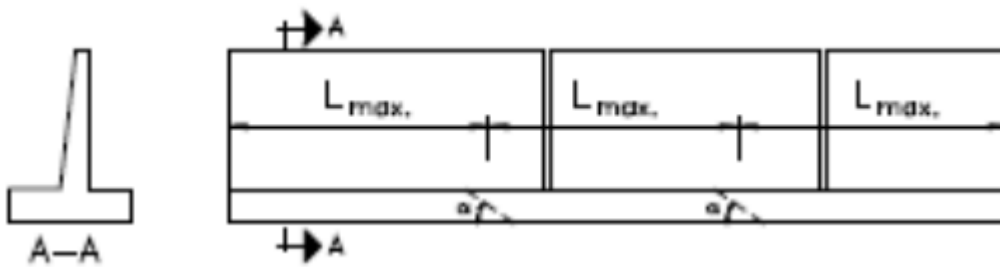


Figura 158" Retracción. Fuente: EHE"

Las dimensiones de los muros son de es de 15 x 5 y de 24 x 5 m, por lo que la disposición de los muros será:

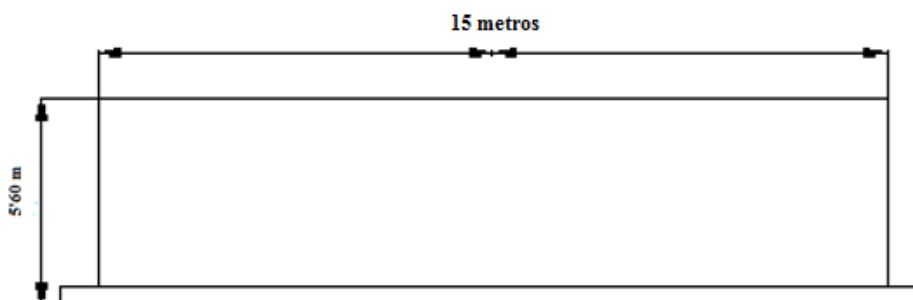


Figura 29" Dimensiones de los muros. Fuente propia."

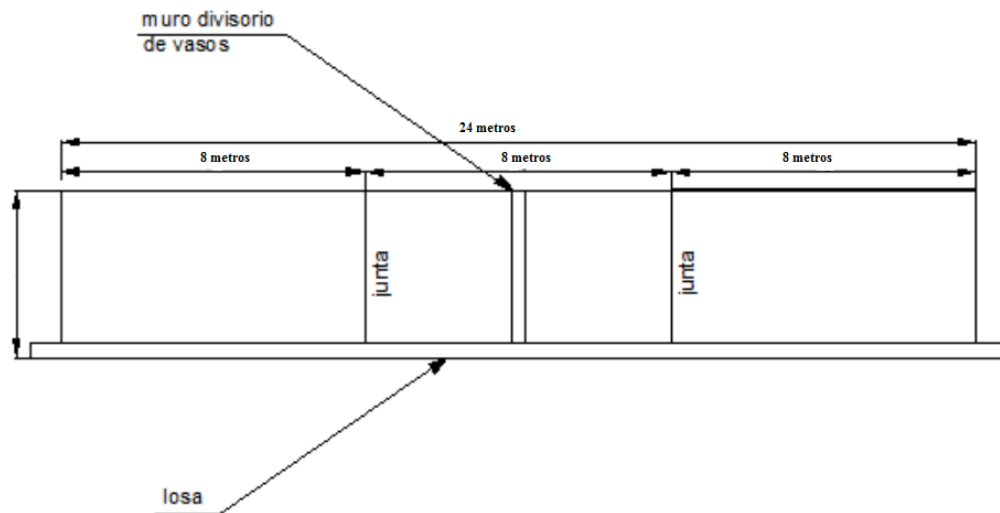


Figura 30 "Dimensiones de los muros. Fuente propia."

- Fluencia

Debido a que los muros son de hormigón armado, la fluencia no será significativa

#### Acciones variables

- Empuje hidrostático

El empuje hidrostático  $qh(x)$  actúa sobre el lado interior del muro.

$$qh(x = 0) = \gamma_w * H_w$$

Siendo:

$\gamma_w$ : peso específico del agua= 10 kN/m<sup>3</sup>

$H_w$ : altura del agua. La altura máxima de la lámina de agua es de 4 m.

La ley de empujes es:

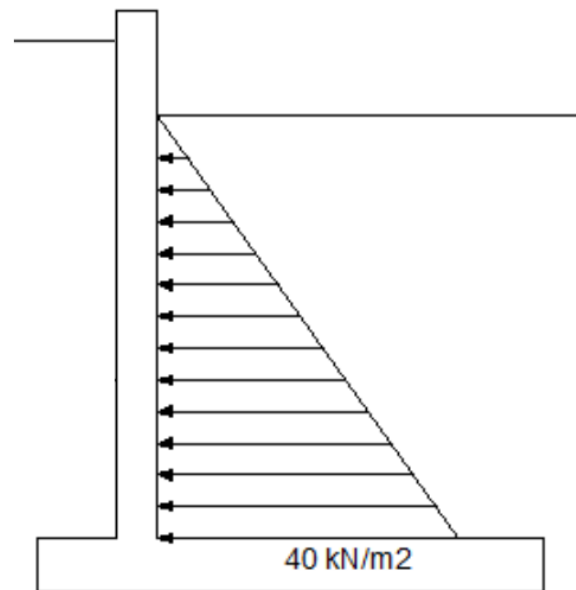


Figura 16 "Empuje del agua. Fuente propia"

o Viento

Se determina la presión del viento contra las paredes del depósito según el CTE: Documento Básico SE-AE Seguridad Estructural. Acciones en la edificación:

La acción del viento puede expresarse como una fuerza perpendicular a la superficie expuesta con valor:

$$q_e = q_b * c_e * c_p$$

donde:

$q_e$ : presión dinámica del viento

$q_b$  : valor básico de la presión dinámica del viento

$c_e$  : coeficiente de exposición

$c_p$ : coeficiente eólico o de presión exterior

$$q_b = 0,5 * \delta * v_b^2$$

Siendo:

$\delta$ : densidad del aire = 1,25 kg/m<sup>3</sup>

$v_b$  : valor básico de la velocidad del viento

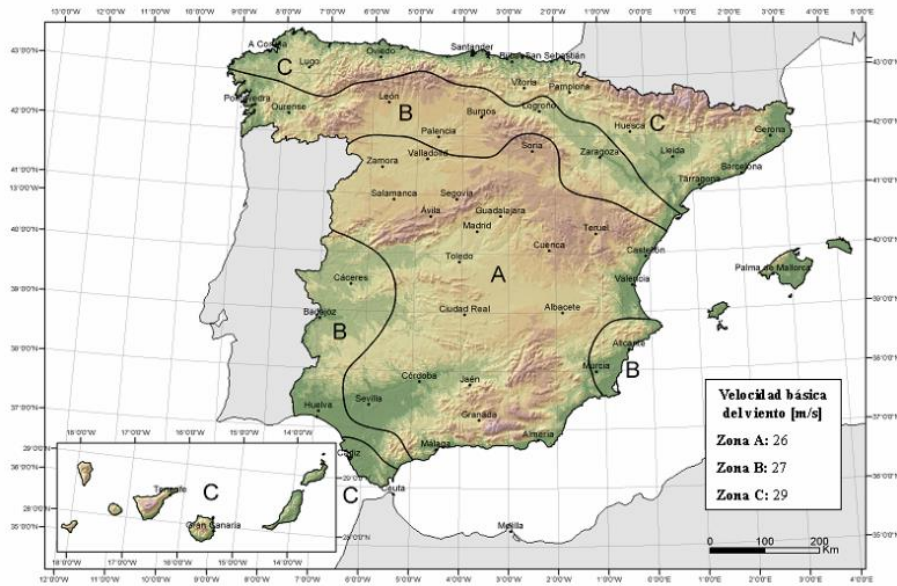


Figura 32 "Viento en España. Fuente: "

Moncada (Valencia) → Zona A →  $v_b = 26 \text{ m/s}$  →  $q_b = 422,5 \text{ N/m}^2$  →  $q_b = 0,42 \text{ KN/m}^2$

ce: coeficiente de exposición

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición  $c_e$

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

Figura 17" Valores del coeficiente de exposición. Fuente: EHE."

Dado que la cota máxima de nuestro depósito está a menos de 3 m de altura sobre la cota del terreno, la acción del viento sobre el depósito será mínima y por tanto no será objeto de cálculo en este estudio.

### Acción térmica

El hormigón independientemente de las deformaciones causadas por las cargas directas de trabajo, experimenta cambios volumétricos debido a las variaciones térmicas. Coartar estos movimientos puede producir esfuerzos no deseados y en el caso de que se produzcan tracciones, pueden provocar fisuras. En los depósitos enterrados, debido a la agresividad del ambiente, las fisuras en el hormigón son peligrosas vías de penetración de agentes corrosivos.

Las juntas de dilatación permiten solucionar el problema porque facilitan el desplazamiento relativo entre elementos, pero deben distribuirse de una manera adecuada para funcionar de forma correcta. En nuestro caso, se decide hacer coincidir las juntas de dilatación con las de retracción, empleándose el siguiente tipo de junta:

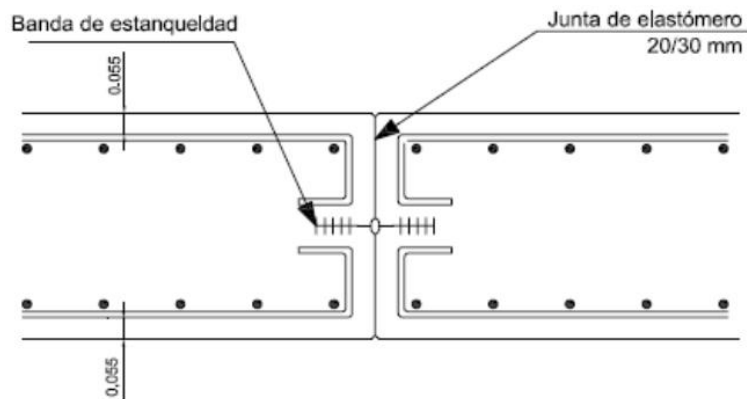


Figura 34 " Junta de dilatación. Fuente propia."

### Acciones accidentales

- Acción sísmica

La norma NCSE-02 establece la clasificación de importancia normal de las construcciones como "aquellas cuya destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible, ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.

Por tanto, el depósito objeto de estudio tiene la clasificación de importancia normal.

La aplicación de la Norma NCSE-02 es obligatoria en las todas las construcciones excepto:

En las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre si en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica  $a_b$  sea inferior a 0'08 g.

Ya que el deposito se encuentra enterrado a una profundidad de 4'5 metros , el modelo del depósito se asimila a un pórtico arriostrado ya que los desplazamientos laterales están impedidos por la fuerza del terreno

- Ductilidad

En principio se va a suponer la infraestructura sin capacidad de disipación de energía, esto es, sin ductilidad ( $\mu = 1$ ).

#### Acciones para tener en cuenta en la losa

##### **Acciones permanentes**

- Peso propio

Correspondiente a un peso específico del hormigón armado de 25 kN/m<sup>3</sup>.

- Retracción

Hacemos coincidir las juntas de retracción con las de dilatación. En el apartado de dilatación se verá la disposición de las juntas.

- Fluencia

Debido a que los muros son de hormigón armado, la fluencia no será significativa.

##### **Acciones variables**

- Empuje hidrostático

El empuje hidrostático  $q_h(x)$  actúa sobre la solera.

$$q_h = \gamma_w * H_w$$

Siendo:

$\gamma_w$ : peso específico del agua

$H_w$ : altura del agua. La altura máxima de la lámina de agua es de 4 m.

Cuando el depósito lleno el empuje hidráulico es:

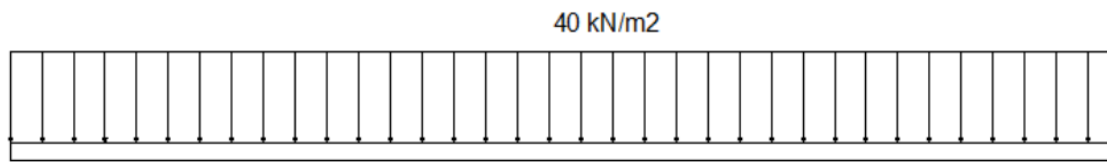


Figura 35 " Distribución de presiones. Fuente propia."

○ Acción térmica

Las juntas de dilatación, tanto en soleras como en muros, es recomendable disponerlas a 12 m en el caso de piezas de hormigón armado. Por tanto, como las dimensiones de la losa son de 26x17 m, se decide poner juntas de dilatación formando rectángulos con las siguientes dimensiones:

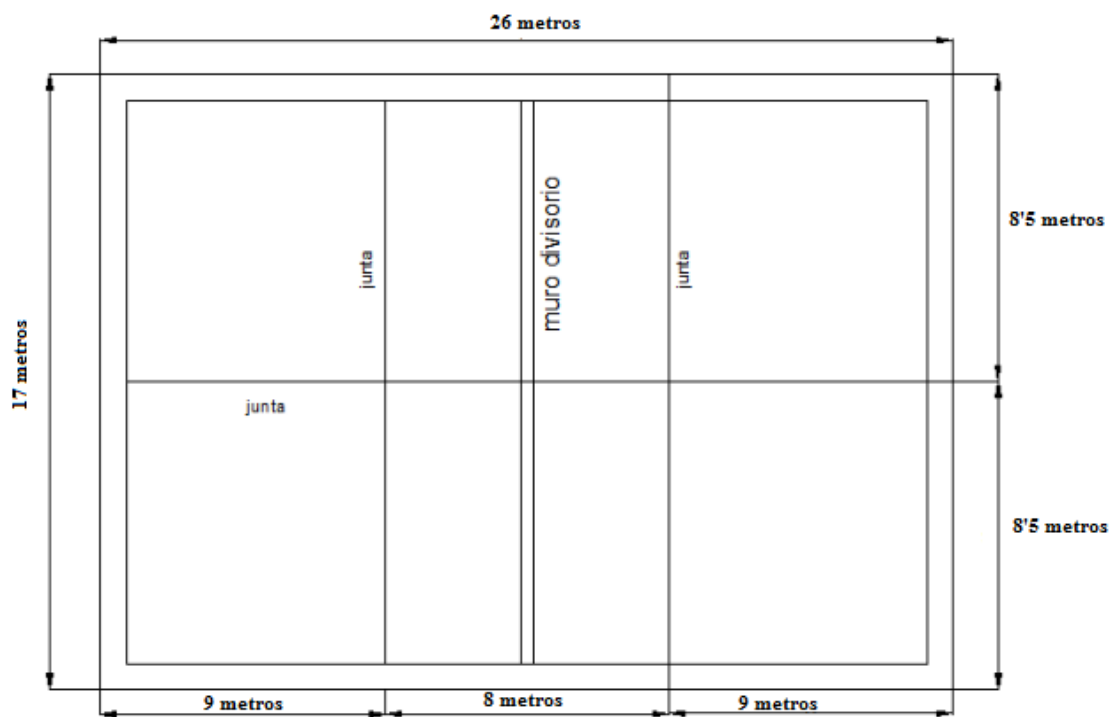


Figura 36 "Disposición de las juntas de dilatación. Fuente propia."

○ Supresión del agua

Empuje del agua que hace que un cuerpo flote al estar sumergido en el agua. En este caso el nivel freático siempre queda por debajo del depósito, por lo que no se tiene en cuenta.



## Acciones para tener en cuenta en la cubierta

### Acciones permanentes

- Peso propio de la cubierta

Peso propio de cubierta:

- alveopla de 0.15 m de espesor:  $2.46 \text{ kN/m}^2$

- 5 cm de capa de compresión:  $0.05 \times 25 \text{ KN/m}^3 = 1.25 \text{ kN/m}^2$

Total =  $2.76 + 1.25 = 3.71 \text{ kN/m}^2$

- Pretensado de la cubierta

La cubierta está formada por placas alveolares prefabricadas pretensadas, por lo que la acción del pretensado se realizará según la EHE.

### Acciones variables

- Sobrecarga de uso

Se determina sobrecarga de uso en la cubierta del depósito según el CTE:

Documento Básico SE-AE Seguridad Estructural. Acciones en la edificación.

Categoría F: cubiertas transitables accesible solo privadamente → carga uniforme:  $1 \text{ kN/m}^2$

- Nieve

Se determina la carga de nieve a aplicar en la cubierta del depósito según el CTE: Documento Básico SE-AE Seguridad Estructural. Acciones en la edificación

**Tabla E.2 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal ( $\text{kN/m}^2$ )**

Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1.000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1.200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1.400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1.600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1.800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2.200	-	8,0	-	-	-	-	-

Figura 37" Sobrecarga de la nieve de Moncada. Fuente EHE"

Moncada → altitud 34 m; zona 3.

### 7.2.2.4. Coeficientes de seguridad.

La cubierta está formada por placas alveolares prefabricadas pretensadas, por lo que el pretensado se realizará según indica la EHE.

Los coeficientes de seguridad para la comprobación de los estados límite últimos y de servicio son los establecidos en la Instrucción EHE:

- Para los materiales

**Tabla 15.3**  
Coeficientes parciales de seguridad de los materiales  
para Estados Límite Últimos

Situación de proyecto	Hormigón $\gamma_c$	Acero pasivo y activo $\gamma_s$
Persistente o transitoria	1,5	1,15
Accidental	1,3	1,0

Tabla 30" Coeficientes parciales de seguridad de los materiales para ELU. Fuente EHE."

- Para las acciones

**Tabla 12.1.a**  
Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables  
para la evaluación de los Estados Límite Últimos

Tipo de acción	Situación persistente o transitoria		Situación accidental	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	—	—	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

Tabla 31" Coeficientes parciales de seguridad para ELU. Fuente EHE."

**Tabla 12.2**  
Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables  
para la evaluación de los Estados Límite de Servicio

Tipo de acción		Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente		$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	Armadura pretesa	$\gamma_P = 0,95$	$\gamma_P = 1,05$
	Armadura postesa	$\gamma_P = 0,90$	$\gamma_P = 1,10$
Permanente de valor no constante		$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable		$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

Tabla 32" Coeficientes parciales de seguridad para ELS. Fuente EHE:

### 7.2.2.5. Combinación de acciones.

La combinación de acciones es la establecida en la EHE, en los artículos 13.2 para ELU y 13.3 para estados límites de servicio.

En particular se realizarán las siguientes combinaciones:

*ELU*

Nº	Hipótesis de cálculo	Elementos	PP	CM	Et	T	Ew	SCU	Viento	Nieve	Sismo
1	Depósito lleno	Muros perimetrales y losa	1,35	1,35	1	0	1,5	1,5	0	1,5	1,5
2	Depósito vacío	Muros perimetrales y losa	1,35	1,35	1,35	1,5		1,5	0	1,5	1,5
3	Dos vasos llenos	Muro divisorio y losa	1,35	1,35			1,5	1,5			1,5
4	Un vaso lleno y otro vacío	Muro divisorio y losa	1,35	1,35			1,5	1,5			1,5
5	Sismo	Todos los muros y losa	1	1	1	1	1	1	0	1	1

*ELS*

Nº	Hipótesis de cálculo	Elementos	PP	CM	Et	T	Ew	SCU	Viento	Nieve
6	Depósito lleno	Muros perimetrales y losa	1	1	1	0	1	1	0	1
7	Depósito vacío	Muros perimetrales y losa	1	1	1	1		1	0	1
8	Dos vasos llenos	Muro divisorio y losa	1	1			1	1		1
9	Un vaso lleno y otro vacío	Muro divisorio y losa	1	1			1	1		1

### 7.2.3. Cálculo del pórtico

A continuación se analiza uno de los pórticos:

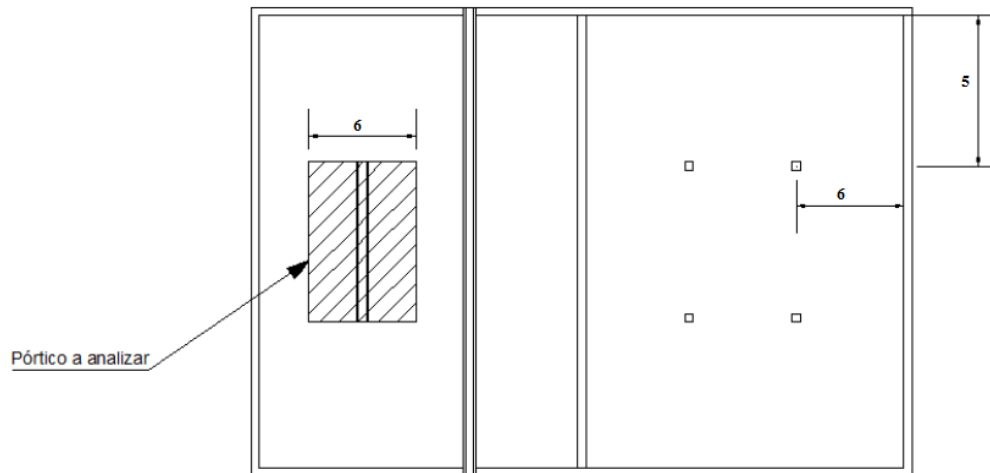


Figura 38 "Situación del pórtico. Fuente propia."

El pórtico está formado por pilares de 35x35 cm y vigas de 35x60 cm, de hormigón armado:

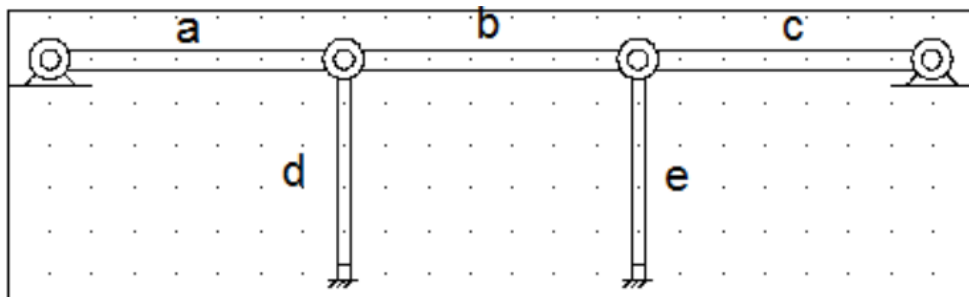


Figura 39 "pórtico viga-pilares." fuente propia CESPLA

Las cargas que recibe el portico son las correspondiente a la franja de 6 m a ambos lados del pilar, por lo que las pasamos a cargas por metro lineal:

- Cargas permanentes

peso propio:  $25 \text{ kN/m}^3 \times \text{Área pilar}$

peso propio:  $25 \text{ kN/m}^3 \times \text{Área viga}$

Carga muerta (placas alveolares + 5 cm hormigón):

$$3,71 \text{ kN/m}^2 \times 6 \text{ m} = 22,26 \text{ kN/m}$$

- Cargas variables

Sobrecarga de uso:  $1 \text{ kN/m}^2 \times 6 \text{ m} = 6 \text{ kN/m}$

Carga de nieve:  $0,2 \text{ kN/m}^2 \times 6 \text{ m} = 1,2 \text{ kN/m}$

Combinación de hipótesis:

ELU

Hipótesis	Coef Desf	Coef Favo	Grupo
peso propio vigas	1.35	1.00	Peso propio vigas
peso propio pilares	1.35	1.00	peso propio pila...
carga muerta	1.35	1.00	carga muerta
SCU	1.50	0.00	SCU
Nieve	1.50	0.00	Nieve

Figura 40" Combinación de cargas. Fuente EHE."

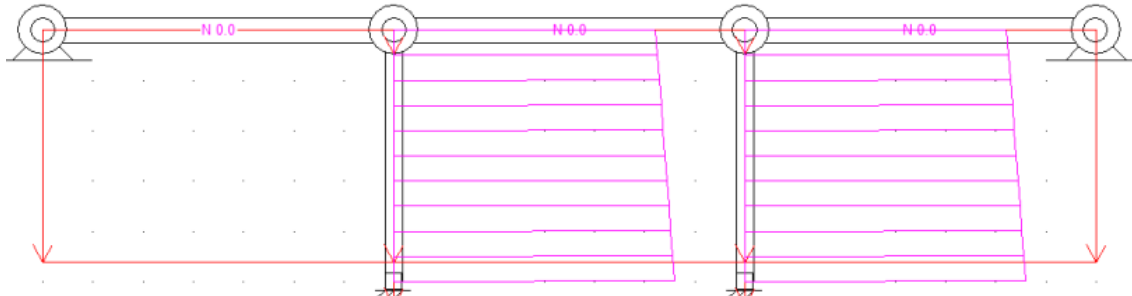
ELS

Hipótesis	Coef Desf	Coef Favo	Grupo
peso propio vigas	1.00	0.00	pp
peso propio pilares	1.00	0.00	ppp
carga muerta	1.00	0.00	cm
SCU	1.00	0.00	scu
Nieve	1.00	0.00	nieve

Figura 41 "Coeficientes de seguridad. Fuente EHE.

### Esfuerzos ELU

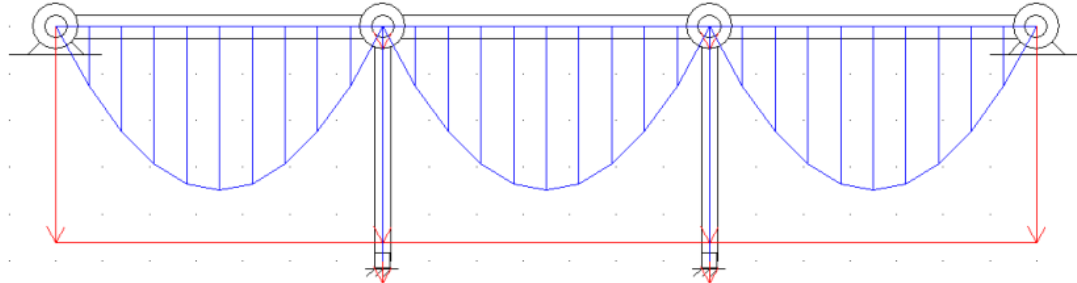
Axiles:



Axiles máximos:

- a: 0 N
- b: 0 N
- c: 0 N
- d: -255872 N → -256 kN
- e: -255872 N → -256 kN

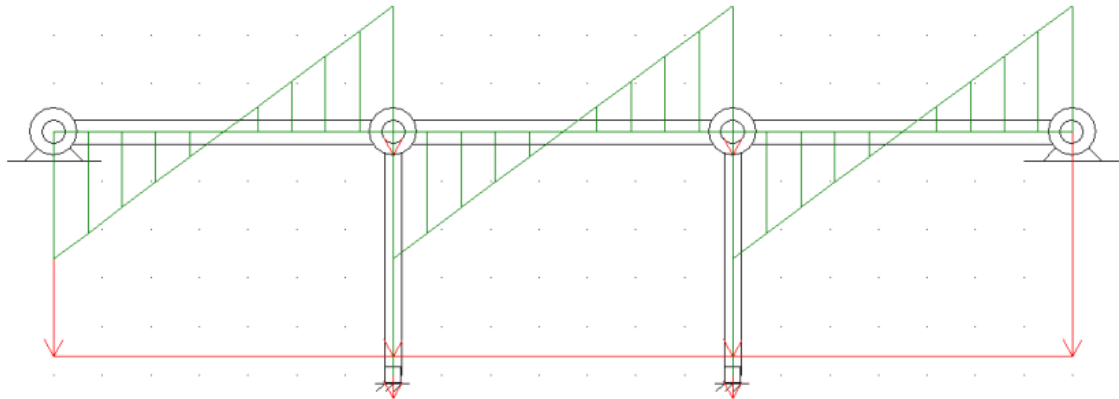
Flectores:



Flectores máximos:

- a: 147000 N\*m → 147 Kn\*m
- b: 147000 N\*m → 147 Kn\*m
- c: 147000 N\*m → 147 Kn\*m
- d: 0 N
- e: 0 N

Cortantes:



Cortantes máximos:

- a:	117600 N	→	118 kN
- b:	-117600 N	→	-118 kN
- c:	117600 N	→	118 kN
- d:	0 N		
- e:	0 N		

Esfuerzos ELS:

Axiles máximos:

- a:	0 N		
- b:	0 N		
- c:	0 N		
- d:	-184062'5 N	→	184'1 kN
- e:	-184062'5 N	→	184'1 kN

Flectores máximos:

- a:	105469 N*m	→	105'5 kN*m
- b:	105469 N*m	→	105'5 kN*m
- c:	105469 N*m	→	105'5 kN*m
- d:	0 N*m		
- e:	0 N*m		

Cortantes máximos:

- a:	84375 N	→	84'4 kN
- b:	-84375 N	→	-84'4 kN
- c:	84375 N	→	84'4 kN
- d:	0 N		
- e:	0 N		

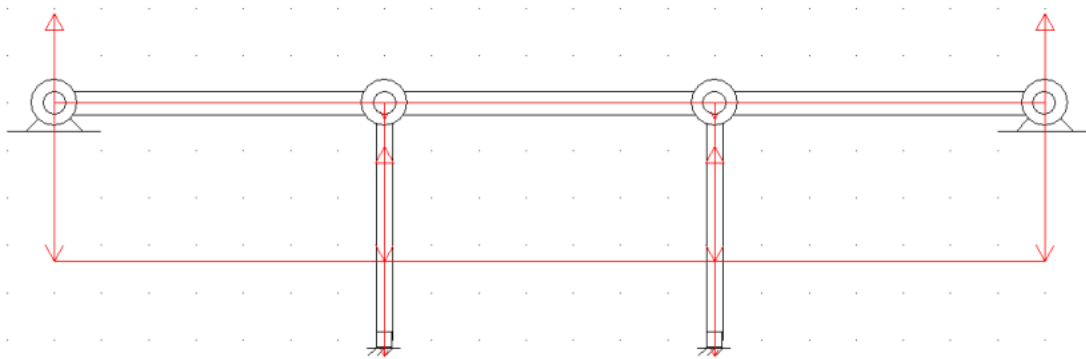
Las reacciones que se transmiten a la losa son:

ELU:

- d: -255872 N → -256 kN
- e: -255872 N → -256 kN

ELS:

- d: -184062'5 N → 184,1 kN
- e: -184062'5 N → 184,1 kN



Realizamos el dimensionamiento con el prontuario informático EHE-08.

#### Dimensionamiento de las vigas

Los estados límites que van a determinar el dimensionamiento de la viga son los de servicio, por lo que comenzaremos por estos, para después comprobar si con el dimensionamiento obtenido se cumple los estados límites últimos:

- ELS deformaciones

Para forjados unidireccionales, la flecha total a tiempo infinito no excederá al menor de los valores,  $L/250$  y  $L/500+1\text{cm}$ :

$$\frac{L}{250} = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{500} + 1 = 2 \text{ cm}$$

Por tanto, el límite de flecha es de  $2 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$

Con las dimensiones del canto de la viga no es necesario comprobar la flecha. No obstante, la obtendremos al final una vez dimensionada la armadura necesaria.



- fisuración:

Tabla 5.1.1.2

Clase de exposición, según artículo 8º	$w_{max}$ [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
IIa, IIb, H	0,3	0,2 <sup>(1)</sup>
IIIa, IIIb, IV, F, Qa <sup>(2)</sup>	0,2	Descompresión
IIIc, Qb <sup>(2)</sup> , Qc <sup>(2)</sup>	0,1	

<sup>(1)</sup> Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasipermanente de acciones.

<sup>(2)</sup> La limitación relativa a la clase Q sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otros casos, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.

Tabla 33 "Fisuración. Fuente EHE."

El pórtico se encuentra en un ambiente IV+Qa, por lo que el ancho máximo de fisura es de 0.2 mm:

Datos geométricos		E.L.U.		E.L. de Fisuración	
Tipo elemento	viga	Md [kN·m]	105,5	M_cr	60,83 kNm
b [m]	0,35	Nd [kN]	0	I Bruta	0,0063
h [m]	0,6	Vd [kN]	84,375	f_ctmfl	2,896
f_mia [m]	0,045	E.L.S. (P.P.)		f_ctm	2,896
f_nom [m]	0,055	Md [kN·m]	105,5	A	0,175
f_mec [m]	0,0730	Nd [kN]	0	B	0,01718
v1 [m]	0,3	E.L.U. (Q.P.)		C	-0,00711
v2 [m]	-0,3	Md [kN·m]	105,5	X	0,15841
d [m]	0,527	Nd [kN]		I <sup>s</sup> <sub>en</sub>	0,00227 m4
d' [m]	0,073	Dimensionamiento		σs	-119,78013
z [m]	0,454	x <sub>lim</sub> [mm]	325,08	esm	0,00050
Datos de materiales		M <sub>1c</sub> (X <sub>lim</sub> ) [kN · m]	722,67	>=0,4...	0,00024
Acero [Mpa]	500	M <sub>2c</sub> (X <sub>lim</sub> ) [kN · m]	-103,83	Sm	210,7932
f <sub>yk</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	500000	M <sub>1c</sub> (X=∞) [kN · m]	0	c	65 mm
f <sub>yd</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	434782,6	M <sub>2c</sub> (X=∞) [kN · m]	0	s	68 mm
Es [Mpa]	200000	M <sub>1c</sub> (X+=∞) [kN · m]	953,4	k1	0,125 nº huecos
Hormigón [Mpa]	30	M <sub>2c</sub> (X+=∞) [kN · m]	-953	B	16 4Ø16 3
f <sub>ck</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	30000	M <sub>1c</sub> [kN · m]	105,5	Aceficaz	0,06755 m2
f <sub>cd</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	20000,0	M <sub>2c</sub> [kN · m]	106	As	8,04 cm2
E <sub>c</sub> [Mpa]	28576,79	C		β	1,7
n	6,998686	Zona de dim.	C	Wk	0,1789 mm

Tabla 34 "Tabla de Excel. Fuente propia"

Por tanto, para cumplir fisuración, tenemos:

$$As \rightarrow 4 \text{ } \emptyset 16 \text{ o } \emptyset 16 @ 10cm \rightarrow 8,04 \text{ cm}^2$$

- ELU a flexión simple:

Md: 147 m.kN

La armadura dispuesta por estado límite de fisuración es de  $4\phi 16$ . Como armadura superior se adoptara  $3\phi 12$  dispuesta en las esquinas para soportar los cercos de la armadura de cortante, y en el centro como armadura de piel. Por tanto tenemos:

$$A_s = 4\phi 16 = 8 \text{ cm}^2 > 6,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{s'} = 3\phi 12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Incluimos además dos filas de diámetro 12 mm como armadura de piel para que la separación máxima sin armadura longitudinal no sea superior a 30 cm.

- ELU cortante:

$$V_d = 118 \text{ kN}$$

$$V_d \leq V_{u1}$$

$$V_d \leq V_{u2}$$

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \rightarrow V_{su} = 118 - 92,7 = 25,3 \text{ kN}$$

$$V_{su} = 25,3 = z * \text{sen}(\alpha) * (\text{cotg } \alpha + \text{cotg } \theta) * A_\alpha * f_{yad}$$

$$A_\alpha = \frac{V_d - V_{cu}}{z * \text{sen } \alpha * (\text{cotg } \alpha + \text{cotg } \theta) * f_{yad}} =$$

$$= \frac{25,3}{0,9 * 0,527 * \text{sen}(90) * 434,78 * 10^6} = 1,227 * 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow 1,23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$1,23 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < A_{\alpha, \text{min}} = 2,7034 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow A_\alpha = 2,71 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_\alpha = n^{\circ} \text{ramas} * \frac{\pi * \phi^2}{4} * n^{\circ} \frac{\text{cercos}}{\text{m}} = 2 * \frac{\pi * 0,8^2}{4} * n = 2,71 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$n \geq 2,69 \rightarrow n = 3$$

Por lo que adoptamos un armado de cortante consistente en cercos  $\phi 8@30$ , y a un tercio de cada extremo concentramos los cercos a 15 cm para tener en cuenta la mayor concentración de cortante en esta zona.

La sección de la viga queda:

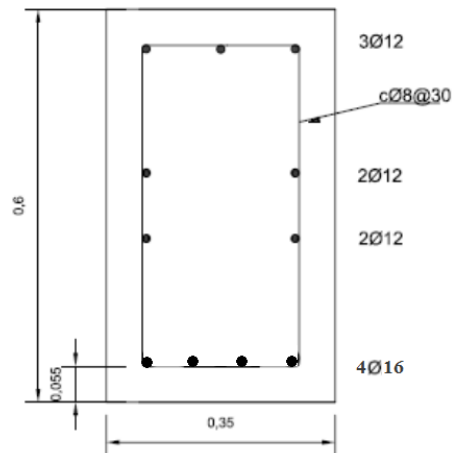


Figura 40 "Sección viga. Fuente propia."

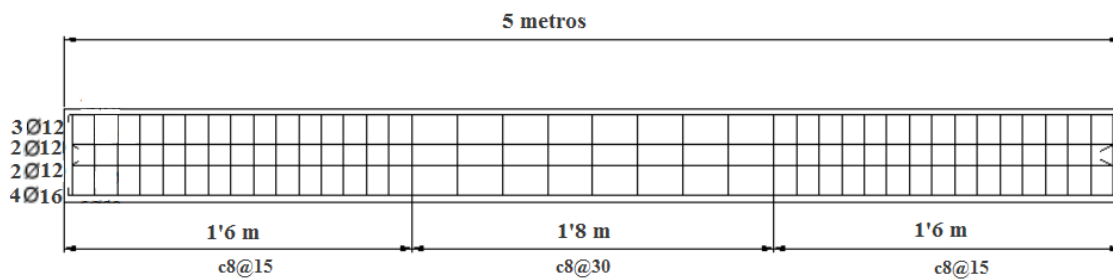


Figura 41 "Otra sección. Fuente propia."

### Dimensionamiento de los pilares.

La EHE establece:

$\lambda < 35 \rightarrow$  No hace falta comprobar efectos de 2º orden (pandeo)

$35 < \lambda < 100 \rightarrow$  se le da una excentricidad adicional

$100 < \lambda < 200 \rightarrow$  ha que recurrir al método general

Calculamos  $\lambda$ :

$$i = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} * 0,35 * 0,35^3}{0'35 * 0'35}} = 0,101$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{0,7 * 0,5}{0,101} = 34,65$$

Luego no es necesario comprobar pandeo.

El axil de compresión del pilar es de - 256 kN.

Según el artículo 42.2.1 de la EHE, en soportes, toda sección sometida a una sollicitación normal exterior de compresión  $N_d$  debe ser capaz de resistir dicha compresión con una excentricidad mínima, debida a la incertidumbre en la posición del punto de aplicación de esfuerzos normal, igual al mayor de los valores:

$$\frac{h}{20} = \frac{35}{20} = 1,75 < 2 \text{ cm} \rightarrow e_0 = 2 \text{ cm}$$

Dicha excentricidad debe ser contada a partir del centro de gravedad de la sección bruta.

$$M_{od} = N_d * e_0 = 321 * 0,02 = 6,42 \text{ mkN}$$

Además, existe un momento por transmisión de la sobrecarga de uso ( $1 \text{ kN/m}^2$ ) a las alveoplasas, que distan 2'5 cm del centro de gravedad del pilar, transmitiéndose un momento:

$$M_d = N_d * e_1 = \left(1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 3 \text{ m} * 5 \text{ m}\right) * 0,025 = 0,375 \text{ mkN}$$

$$M_{tot} = 6,42 + 0,375 = 6,795 \text{ mkN}$$

Datos geométricos			E.L.U.		Armadura Superior (A <sub>s</sub> )		
Tipo elemento	Losa		Md	[kN·m]	6,795	Cálculo [cm <sup>2</sup> ]	0,00
b	[m]	0,35	Nd	[kN]	256	Geométrica [cm <sup>2</sup> ]	1,1025
h	[m]	0,35	Vd	[kN]	0	Mecánica [cm <sup>2</sup> ]	
r <sub>min</sub>	[m]	0,045	E.L.S. (P.P.)			A disponer [cm <sup>2</sup> ]	1,10
r <sub>nom</sub>	[m]	0,055	Md	[kN·m]			
r <sub>mec</sub>	[m]	0,0710	Nd	[kN]	0	Armadura Inferior (A <sub>s</sub> )	
v1	[m]	0,175	E.L.U. (Q.P.)			Cálculo [cm <sup>2</sup> ]	-3,04
v2	[m]	-0,175	Md	[kN·m]	6,795	Geométrica [cm <sup>2</sup> ]	1,225
d	[m]	0,279	Nd	[kN]	256	Mecánica [cm <sup>2</sup> ]	2,254
d'	[m]	0,071				A disponer [cm <sup>2</sup> ]	2,25
z	[m]	0,208	Dimensionamiento				
			x <sub>lim</sub>	[mm]	172,10	Armadura DECALADA	
Datos de materiales			M <sub>1c</sub> (x <sub>lim</sub> )	[kN · m]	202,55	ΔT	-14,05752544
Acero	[Mpa]	500	M <sub>2c</sub> (x <sub>lim</sub> )	[kN · m]	2,08	ΔA	-0,323323085
f <sub>yk</sub>	[kN/m <sup>2</sup> ]	500000	M <sub>1c</sub> (x=∞)	[kN · m]	0		
f <sub>yd</sub>	[kN/m <sup>2</sup> ]	434782,6	M <sub>2c</sub> (x=∞)	[kN · m]	0	As TOTAL	1,93
Es	[Mpa]	200000	M <sub>1c</sub> (x=∞)	[kN · m]	254,8		
Hormigón	[Mpa]	30	M <sub>2c</sub> (x=∞)	[kN · m]	-255		
f <sub>ck</sub>	[kN/m <sup>2</sup> ]	30000	M <sub>1d</sub>	[kN · m]	33,419		
f <sub>cd</sub>	[kN/m <sup>2</sup> ]	20000,0	M <sub>2d</sub>	[kN · m]	-20		
Ec	[Mpa]	28576,79					
n		6,998686	Zona de dim.		A		

Tabla 42 "Tablas Excel.

Como se puede observar en el documento excel, no es necesaria armadura de cálculo. Se considerará sin embargo la armadura mínima establecida en el artículo 54º de la EHE:

“la armadura principal estará formada, al menos, por cuatro barras, en el caso de secciones rectangulares y por seis barras en el caso de secciones circulares siendo la separación entre dos consecutivas de 35 cm como máximo. El diámetro de la barra comprimida más delgada no será inferior a 12 mm. Además tales barras irán sujetas por cercos o estribos con las separaciones máximas y diámetros mínimos de la armadura que se indican en 42.3.1.”

Adoptamos una armadura longitudinal de 12 mm distribuida en las 4 esquinas de la sección.

“Artículo 42.3.1: Si existen armadura pasivas en compresión para poder tenerlas en cuenta en el cálculo será preciso que vayan sujetas por cercos o estribos, cuya separación  $s_t$  y diámetro  $\phi_t$  sean:

$$s_t \leq 15 * \phi_{min} = 300 \text{ mm}$$

$$\phi_t \geq \frac{1}{4} * \phi_{max} = 3 \text{ mm}$$



Para piezas comprimidas, en cualquier caso, este debe ser inferior que la dimensión menor del elemento y no mayor de 20 cm.”

Empleamos cercos de 8 mm separados 20 cm.

A un tercio de cada extremo concentramos los cercos a la mitad de su separación (10cm) para tener en cuenta la unión con los otros elementos y así evitar el cálculo del modelo de bielas y tirantes.

“La armadura pasiva longitudinal resistente, o la armadura de piel, ha de quedar distribuida convenientemente para evitar que queden zonas de hormigón sin armaduras, por lo que la distancia entre dos barras longitudinales consecutivas no será superior a 30 cm.”

Así pues, se adopta una armadura de piel de 12 mm de diámetro, a mitad de sección, para que no haya más de 30 cm de separación entre armaduras longitudinales.

El dimensionado del pilar queda:

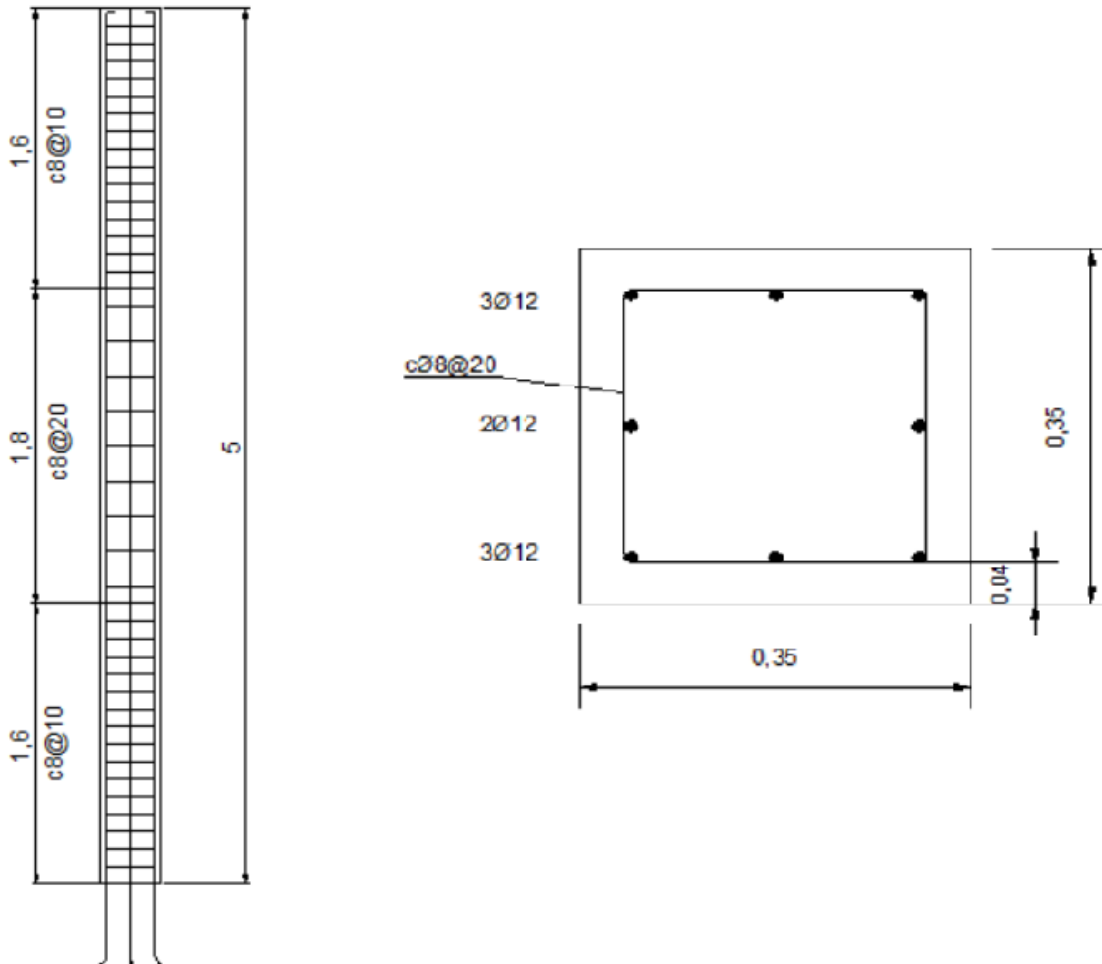


Tabla 35 "Dimensionamiento del pilar. Fuente propia."

### Armadura de negativos

En los extremos de la alveoplaca no se consigue una articulación perfecta, ésto se produce debido a que al quedar el espacio entre alveoplacas relleno de hormigón se obtiene un cierto grado de empotramiento que provoca un momento flector negativo. Por ello, se introduce una armadura de negativos en el encuentro entre alveoplacas que pasamos a dimensionar:

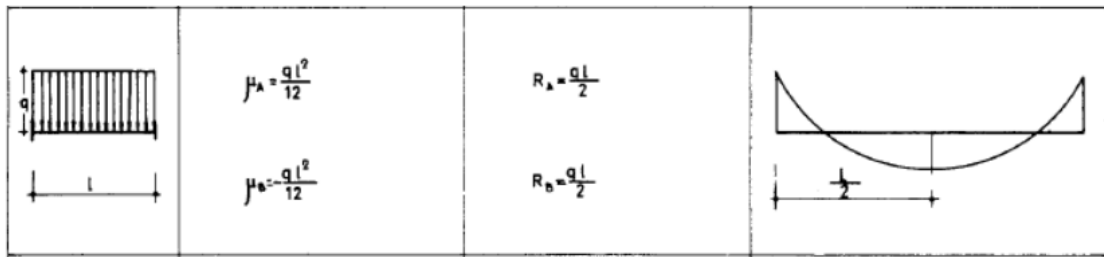


Figura 43" Reparto de cargas en la armadura. Fuente propia."

F: Acciones a considerar en la cubierta:  $PP + SCU + N = 3,71 + 1 + 0,2 = 4,91 \text{ kN/m}^2$

Dimensionamos para una sección de 1 m:

$$4,91 \text{ kN/m}^2 * 1 \text{ m} = 4,91 \text{ mN/m}$$

$$Ma = Mb = -\frac{4,91 * 6^2}{12} = -4,72 \text{ mKN}$$

$$Md = (14,72 * 1,5) = 22,095 \text{ mkN}$$

$$Uc = b * d * fcd = 1 * (0,21 - 0,055) * \frac{30 * 10^3}{1,5} = 3100 \text{ KN}$$

$$\mu = \frac{Md}{Uc * d} = \frac{22,095}{3100 * (0,21 - 0,055)} = 0,046$$

$$w1 = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,047$$

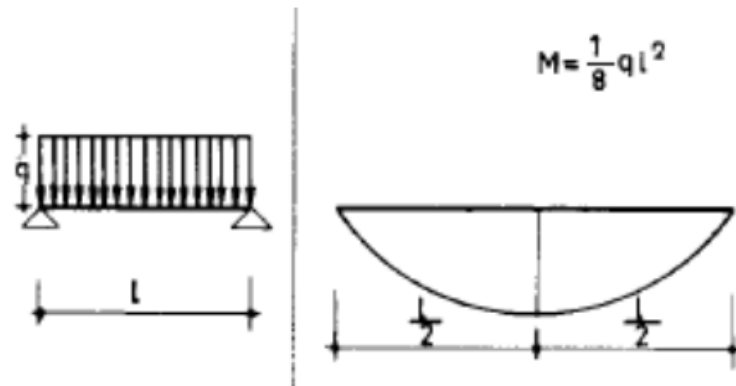
$$A = \frac{0,047 * 3100}{40} = 3,643 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ barras de } 12 \text{ mm por m de sección}$$

Por lo tanto se dispondrá de una barra de 12mm de diámetro cada 0.25 m, con una longitud de  $1/3 * L = 6/3 = 2.00 \text{ m} \rightarrow 2 \text{ m}$

Justificación de la alveoplaca.

La alveoplaca se encuentra sometido a unas acciones que originan una distribución de momentos, estando su máximo en el centro. Debemos de asegurarnos que el momento último de la alveoplaca resiste este esfuerzo.





$$q = PP + SCU + N = 3,71 + 1 + 0,2 = 4.91 \text{ kN/m}^2$$

Dimensionamos para una sección de 1 m:  $4.91 \text{ kN/m}^2 * 1 \text{ m} = 4.91 \text{ mN/m}$

$$Mb = \frac{4,91 * 6^2}{8} = 22,095 \text{ mKn}$$

$$Md = 22,095 * 1,5 = 33,1425 \text{ mKn}$$

El momento último que debe garantizar el fabricante de la alveoplaca es de 33,143 m\*Kn

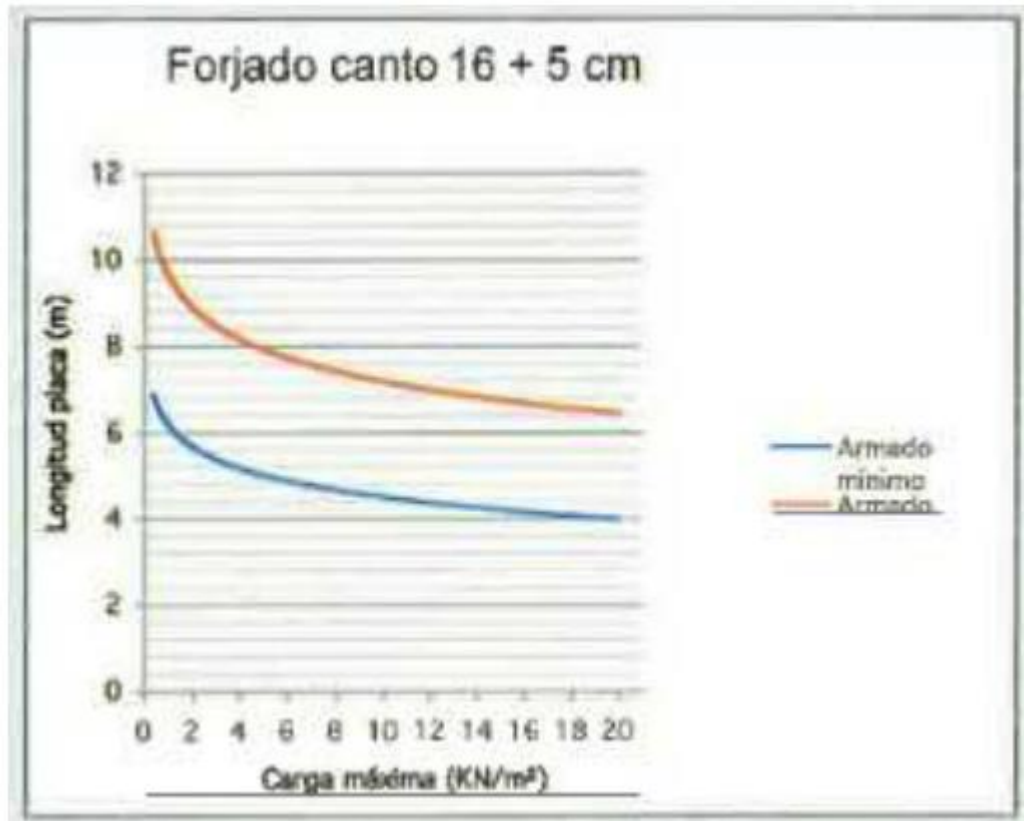


Figura 43 " Carga máxima soportada según del canto. Fuente EHE."

El fabricante nos informa de que para un vano de 5 m la alveoplaca es capaz de resistir sin problemas hasta  $20 \text{ kN/m}^2$ , y en nuestro caso tenemos  $4.91 \text{ kN/m}^2$ , por lo que la alveoplaca resiste sin problemas

## 7.2.4. Cálculo del depósito

### Acciones del depósito

- Pesos en la cubierta que van a los muros:

Carga muerta:

- alveopla de 0,15 m de espesor:  $2,46 \text{ kN/m}^2$
- cm de capa de compresión:  $0,05 \times 25 \text{ KN/m}^3 = 1,25 \text{ kN/m}^2$

$$\text{Total} = 2,76 + 1,25 = 3,71 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Al ser los forjados unidireccionales, las cargas se transmiten básicamente a uno de los lados, esto es en las vigas y muros paralelos a estas:

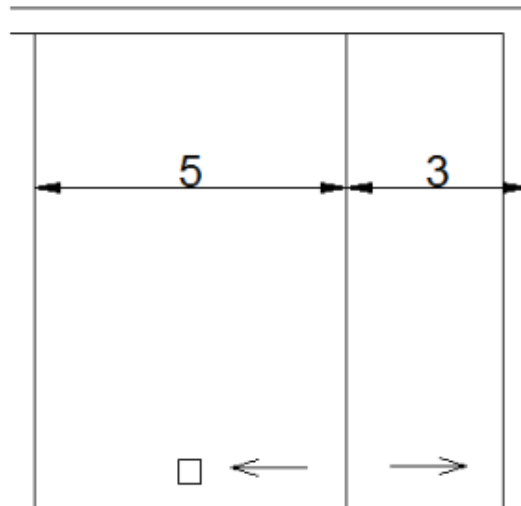


Figura 44 "Forjados. Fuente propia."

Por tanto, el muro se lleva:

$$3,71 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \times 3 \text{ m} = 11,13 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

El peso propio del muro es de  $\rightarrow Nm = 0,5 \times 5 \times 25 = 62,5 \text{ kN/m}$

- Sobrecarga de uso:  $1 \text{ kN/m}^2$

$$1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \times 3 \text{ m} = 3 \text{ KN/m}$$

- Carga de nieve:  $0,2 \text{ kN/m}^2$

$$0,2 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 3 \text{ m} = 0,6 \text{ KN/m}$$

- Empuje del agua  $E_w$ :

La lámina de agua tiene una altura de  $4 \text{ m} \rightarrow \gamma = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \rightarrow P = 10 * 4 = 40 \text{ kN/m}^2$

- Empuje del terreno

La altura de relleno de tierras es de  $4'5 \text{ m}$  de altura y sus características geotécnicas son:

- Peso específico de las tierras:  $18,5 \text{ Kn/m}^3$
- Angulo de rozamiento interno:  $\varphi = 25^\circ$

El líquido contenido por el depósito es químicamente agresivo, por lo que se plantea la siguiente hipótesis de abertura de fisura máxima permitida.

**Tabla 5.1.1.2**

Clase de exposición, según artículo 8°	$w_{\text{máx}}$ [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
IIa, IIb, H	0,3	0,2 <sup>(1)</sup>
IIIa, IIIb, IV, F, Qa <sup>(2)</sup>	0,2	Descompresión
IIIc, Qb <sup>(2)</sup> , Qc <sup>(2)</sup>	0,1	

<sup>(1)</sup> Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasipermanente de acciones.

<sup>(2)</sup> La limitación relativa a la clase Q sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otros casos, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.

Tabla 36" Clases de exposición. Fuente: EHE."

- Por la cara interior, debido a que la agresividad del líquido es débil adoptaremos  $w_{\text{máx}} = 0,2 \text{ mm}$ .
- Por la cara exterior, dado que el depósito está enterrado y por lo tanto, no habrá sollicitaciones térmicas importantes,  $w_{\text{máx}} = 0,2 \text{ mm}$ .

### Condiciones de contorno

El depósito se encuentra enterrado una profundidad de 4'5 metros, se encuentra encajado en el terreno por lo que se considera que los desplazamientos en el plano (x,y) de la losa son nulos.

#### - Carga del pilar

El pilar transfiere a la losa las cargas de la cubierta, que son carga muerta (placa alveolar y capa de compresión), sobrecarga de uso y nieve.

Dado que la carga más importante es la debida a la carga muerta, se incluirá en esta hipótesis la reacción obtenida del cálculo del pórtico.

Esta reacción incluye el peso del pilar, así que la carga a aplicar en la cabeza del pilar será:

Reacción en el contacto losa-pilar:  $R = 256 \text{ kN}$

$$q = R - \text{peso} = 256 - 25 \times 0,35 \times 0,35 \times 5 = 240,688 \text{ kN}$$

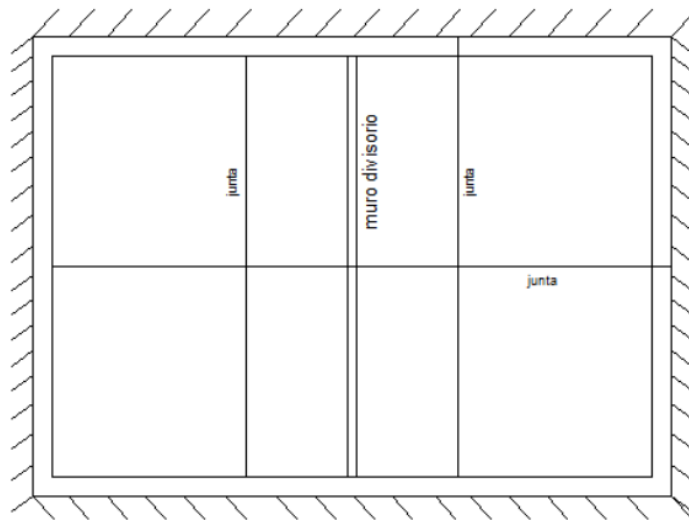
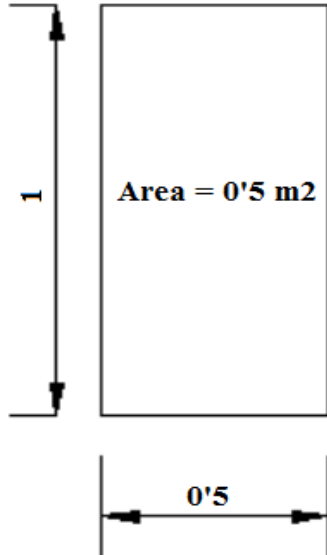


Figura 45 "Disposición del depósito. Fuente propia."

En el depósito se han dispuesto juntas de modo que se permite los desplazamientos en las mismas.

- Datos de partida

Las armaduras son del tipo B 500 S, por lo que:  $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$



$$f_{yd} = \frac{f_{ck}}{1,15} = 435 \text{ Mpa}$$

Dado que el ambiente es de IV+Qa, se adoptará un recubrimiento mínimo de 55 mm, como ya se ha visto anteriormente.

- Acciones que considerar en el cálculo de la pared.
- ✓ Empuje hidrostático:  $qh = 40 \frac{kN}{m^2}$
- ✓ Empuje de tierras:  $\gamma t * tg^2 * \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) * Ht = 18,5 * tg^2 \left(45 - \frac{25}{2}\right) * 4,5 = 33,79 \frac{kN}{m^2}$

- Armado mínimo en muros.
- ✓ Mínimo geométrico

Armadura vertical inferior y superior: 0,18%

$$0,5 \times 0,0018 = 0,0009 \text{ m}^2 = 9 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 16$$

Armadura vertical inferior y superior: 0,09%

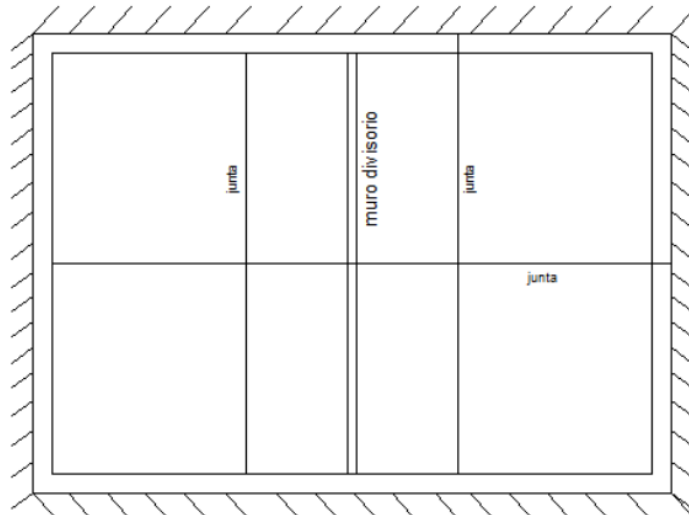
$$0,5 \times 0,0009 = 0,00045 \text{ m}^2 = 4,5 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 16$$

- ✓ Mínimo mecánico

Para secciones armadas sometidas a flexión simple cuando la resistencia del hormigón es inferior a 50 N/mm<sup>2</sup>, la EHE proporciona la siguiente fórmula simplificada:

$$A_s \geq 0,04 * A_c * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

- Para muros:  $A_c = 0,5 \text{ m}^2 \rightarrow A_s > 0,001 = 10 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\phi 16$



- Para la dirección x (Muro de 12m)
  - Cálculo de la pared en E.L.U (FLEXIÓN)
  - ✓ Combinación de acciones C1:  $1,50 \times \text{Empuje hidroestático}$

$$\gamma = \frac{a}{Hw} = \frac{12}{4} = 3$$

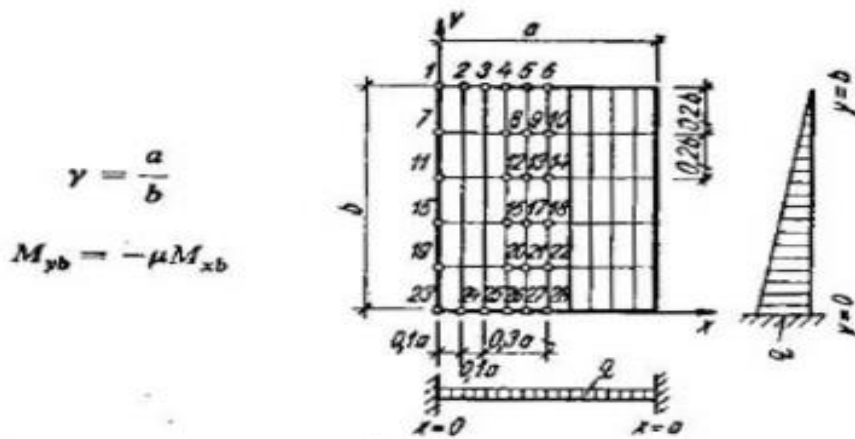


Figura 46 "Solicitaciones en un muro según su relación a/b". Fuente tablas de bares."

y	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2	3	F. m.
$M_{x1}$	-0,0064	-0,0088	-0,0148	-0,0151	-0,0180	-0,01610	-0,00952	
$M_{x4}$	+0,0016	+0,0024	+0,0045	+0,0046	+0,0051	+0,00430	+0,00221	
$M_{x5}$	+0,0032	+0,0048	+0,0088	+0,0084	+0,0084	+0,00630	+0,00258	
$M_{x6}$	+0,0032	+0,0056	+0,0101	+0,0097	+0,0095	+0,00690	+0,00264	
$M_{x7}$	-0,0176	-0,0184	-0,0263	-0,0216	-0,0192	-0,01502	-0,00811	
$M_{x8}$	+0,0048	+0,0048	+0,0070	+0,0059	+0,0053	+0,00402	+0,00191	
$M_{x9}$	+0,0080	+0,0084	+0,0121	+0,0099	+0,0082	+0,00565	+0,00215	
$M_{x10}$	+0,0080	+0,0096	+0,0139	+0,0112	+0,0091	+0,00612	+0,00220	
$M_{x11}$	-0,0316	-0,0332	-0,0396	-0,0273	-0,0189	-0,01288	-0,00622	
$M_{x12}$	+0,0096	+0,0092	+0,0110	+0,0079	+0,0055	+0,00382	+0,00149	
$M_{x13}$	+0,0144	+0,0152	+0,0178	+0,0119	+0,0077	+0,00472	+0,00158	$qa^2$
$M_{x14}$	+0,0176	+0,0168	+0,0198	+0,0132	+0,0084	+0,00502	+0,00157	
$M_{x15}$	-0,0496	-0,0456	-0,0468	-0,0277	-0,0155	-0,00930	-0,00399	
$M_{x16}$	+0,0128	+0,0128	+0,0137	+0,0082	+0,0045	+0,00250	+0,00072	
$M_{x17}$	+0,0224	+0,0204	+0,0202	+0,0115	+0,0058	+0,00295	+0,00063	
$M_{x18}$	+0,0256	+0,0228	+0,0223	+0,0125	+0,0061	+0,00305	+0,00059	
$M_{x19}$	-0,0608	-0,0408	-0,0326	-0,0160	-0,0072	-0,00385	-0,00147	
$M_{x20}$	+0,0160	+0,0120	+0,0094	+0,0044	+0,0014	+0,00015	-0,00055	
$M_{x21}$	+0,0272	+0,0172	+0,0128	+0,0055	+0,0015	0	-0,00077	
$M_{x22}$	+0,0304	+0,0188	+0,0137	+0,0058	+0,0015	-0,00008	-0,00084	
$M_{y8}$	0	0	+0,0002	+0,0011	+0,0042	+0,0065	+0,0072	
$M_{y9}$	+0,0001	+0,0002	+0,0005	+0,0019	+0,0061	+0,0088	+0,0082	$qa^2$
$M_{y10}$	+0,0001	+0,0002	+0,0007	+0,0022	+0,0067	+0,0095	+0,0085	
$M_{y12}$	+0,0001	+0,0005	+0,0020	+0,0047	+0,0102	+0,0125	+0,0096	

Tabla 37"Tabla de Bares."



y	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2	3	F. m.
$M_{y13}$	+0,0002	+0,0009	+0,0029	+0,0064	+0,0130	+0,0151	+0,0096	$qb^2$
$M_{y14}$	+0,0002	+0,0010	+0,0032	+0,0070	+0,0139	+0,0159	+0,0094	
$M_{y16}$	+0,0002	+0,0013	+0,0042	+0,0076	+0,0115	+0,0099	-0,0012	
$M_{y17}$	+0,0003	+0,0019	+0,0056	+0,0097	+0,0137	+0,0106	-0,0046	
$M_{y18}$	+0,0003	+0,0021	+0,0061	+0,0104	+0,0143	+0,0107	-0,0059	
$M_{y20}$	+0,0003	+0,0022	+0,0039	+0,0039	+0,0014	-0,0116	-0,0356	
$M_{y21}$	+0,0005	+0,0029	+0,0048	+0,0044	+0,0029	-0,0160	-0,0444	
$M_{y22}$	+0,0005	+0,0031	+0,0051	+0,0046	+0,0035	-0,0175	-0,0474	
$M_{y26}$	-0,0023	-0,0081	-0,0152	-0,0252	-0,0465	-0,0683	-0,1062	
$M_{y27}$	-0,0028	-0,0100	-0,0188	-0,0307	-0,0554	-0,0804	-0,1214	
$M_{y28}$	-0,0030	-0,0107	-0,0200	-0,0325	-0,0584	-0,0845	-0,1262	
$R_{x1}$	+0,0328	+0,0294	+0,0283	+0,0326	+0,0707	+0,0992	+0,1041	$qa$
$R_{x7}$	+0,1004	+0,1046	+0,1328	+0,1315	+0,1383	+0,1282	+0,0975	
$R_{x11}$	+0,1984	+0,2030	+0,2310	+0,1972	+0,1604	+0,1242	+0,0784	
$R_{x15}$	+0,3004	+0,3028	+0,3160	+0,2421	+0,1695	+0,1205	+0,0715	
$R_{x19}$	+0,3768	+0,2988	+0,2537	+0,1607	+0,0891	+0,0554	+0,0299	
$R_{x23}$	+0,1840	+0,0608	+0,0153	-0,0045	-0,0131	-0,0120	-0,0068	
$R_{y23}$	+0,0460	+0,0304	+0,0102	-0,0045	-0,0196	-0,0241	-0,0204	$qb$
$R_{y24}$	+0,0136	+0,0309	+0,0474	+0,0744	+0,1256	+0,1691	+0,2452	
$R_{y25}$	+0,0543	+0,1052	+0,1488	+0,1942	+0,2666	+0,3199	+0,3964	
$R_{y26}$	+0,0839	+0,1563	+0,2154	+0,2699	+0,3496	+0,4038	+0,4668	
$R_{y27}$	+0,1004	+0,1856	+0,2526	+0,3108	+0,3923	+0,4457	+0,4966	
$R_{y28}$	+0,1056	+0,0336	+0,2645	+0,3236	+0,4055	+0,4584	+0,5047	

Tabla 38" Tabla de Bares.

$$qhd = \gamma c * qh = 1,5 * 40 = 60 \frac{kN}{m^2}$$

$$Mx1d = -0,00952 * 60 * 12^2 = -82,2528 kn * \frac{m}{m}$$

$$Mx6d = 0,00264 * 60 * 12^2 = 22,81 kn * m/m$$

$$My28d = -0,1262 * 60 * 4^2 = -121,152 kn * m/m$$

$$My14d = +0,0094 * 60 * 4^2 = 9,024 kn * \frac{m}{m}$$

- Combinación de acciones C2 → 1,60 \* empuje de tierras

$$\gamma = \frac{a}{Hw} = \frac{12}{4,5} = 2,66$$

$$qhd = \gamma c * qh = 1,6 * 33,80 = 54,08 \frac{kN}{m^2}$$

$$Mx1d = -0,01281 * 54,1 * 12^2 = -99,8 kn * \frac{m}{m}$$

$$Mx6d = 0,00477 * 54,1 * 12^2 = 37,16 \text{ kn} * \text{m/m}$$

$$My28d = -0,10535 * 54,1 * 4,5^2 = -115,41 \text{ kn} * \text{m/m}$$

$$My14d = +0,01265 * 54,1 * 4,5^2 = 13,85 \text{ kn} * \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Así pues, la envolvente de la ley de momentos flectores verticales del lado interior en la unión de las combinaciones C1 y C2 es:

En la parte superior, debido al terreno:  $My14d = 13,85 \text{ kn} * \text{m/m}$

$$\mu = \frac{My14d}{b * d^2 * fcd} = \frac{13,85 * 10^3}{1,00 * (0,50 - 0,055)^2 * 20 * 10^6} = 0,0035 \rightarrow \omega_{min} = 0,04$$

$$A'_{s1} = \frac{\omega * b * d * fcd}{fyd} = \frac{0,04 * 1 * 0,50 * 20 * 10^6}{435 * 10^6} = 0,00092 \text{ m}^2 \rightarrow 9,2 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 16 @ 20$$

En la parte interior, debido al agua:  $My28d = -121,15 \text{ kN} * \text{m/m}$

$$\mu = \frac{My28d}{b * d^2 * fcd} = \frac{121,15 * 10^3}{1,00 * (0,50 - 0,055)^2 * 20 * 10^6} = 0,03058 \rightarrow \omega_{min} = 0,04$$

$$A'_{s2} = \frac{\omega * b * d * fcd}{fyd} = \frac{0,04 * 1 * 0,50 * 20 * 10^6}{435 * 10^6} = 0,00092 \text{ m}^2 \rightarrow 9,2 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 16 @ 20$$

A continuación, calculamos la envolvente de la ley de momentos flectores verticales del lado exterior en la unión de las combinaciones C1 y C2, que es:

En la parte superior:  $My14d$  (debido al agua) =  $9,024 \text{ kn} * \text{m/m}$

$$\mu = \frac{My14d}{b * d^2 * fcd} = \frac{9,024 * 10^3}{1 * (0,50 - 0,055)^2 * 20 * 10^6} = 0,00228 \rightarrow \omega_{min} = 0,04$$

$$A'_{s3} = \frac{\omega * b * d * fcd}{fyd} = \frac{0,04 * 1 * 0,50 * 20 * 10^6}{435 * 10^6} = 0,00092 \text{ m}^2 \rightarrow 9,2 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 16 @ 20$$

En la parte interior, debido al terreno:  $My28d = -115,41 \text{ kN} * \text{m/m}$

$$\mu = \frac{My28d}{b * d^2 * fcd} = \frac{115,41 * 10^3}{1 * (0,50 - 0,055)^2 * 20 * 10^6} = 0,029 \rightarrow \omega_{min} = 0,04$$

$$A'_{s3} = \frac{\omega * b * d * fcd}{fyd} = \frac{0,04 * 1 * 0,50 * 20 * 10^6}{435 * 10^6} = 0,00092 \text{ m}^2 \rightarrow 9,2 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 16 @ 20$$

La envolvente de la ley de momentos flectores horizontales en el lado interior en la unión de las combinaciones C1 y C2 es:

En la parte del empotramiento (debido al agua):  $Mx1d = -82,2528 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$

$$\mu = \frac{Mx1d}{b \cdot d^2 \cdot fcd} = \frac{82,2528}{1 \cdot (0,5 - 0,055)^2 \cdot 20000} = 0,0207 \rightarrow \omega_{min} = 0,04$$

$$A_{emp,h1} = \frac{0,04 \cdot 1 \cdot 0,50 \cdot 20 \cdot 10^6}{435 \cdot 10^6} = 0,00092 \text{ m}^2 \rightarrow 9,2 \text{ cm}^2 \rightarrow \emptyset 16@20$$

En la parte central (debido al terreno):  $Mx6d = 37,16 \text{ kn} \cdot \text{m/m}$

$$\mu = \frac{Mx6d}{b \cdot d^2 \cdot fcd} = \frac{37,16 \cdot 10^3}{1 \cdot (0,50 - 0,055)^2 \cdot 20 \cdot 10^6} = 0,0094 \rightarrow \omega_{min} = 0,04$$

$$A_{cent,h1} = \frac{0,04 \cdot 1 \cdot 0,50 \cdot 20 \cdot 10^6}{435 \cdot 10^6} = 0,00092 \text{ m}^2 \rightarrow 9,2 \text{ cm}^2 \rightarrow \emptyset 16@20$$

La envolvente de la ley de momentos flectores horizontales en el lado exterior en la unión de las combinaciones C1 y C2 es:

En la parte del empotramiento (debido al terreno):  $Mx1d = -99,8 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$

$$\mu = \frac{Mx1d}{b \cdot d^2 \cdot fcd} = \frac{99,8 \cdot 10^3}{1,00 \cdot (0,50 - 0,055)^2 \cdot 20 \cdot 10^6} = 0,0252 \rightarrow \omega_{min} = 0,04$$

$$A_{emp,h1} = \frac{0,04 \cdot 1 \cdot 0,50 \cdot 20 \cdot 10^6}{435 \cdot 10^6} = 0,00092 \text{ m}^2 \rightarrow 9,2 \text{ cm}^2 \rightarrow \emptyset 16@20$$

En la parte central (debido al agua):  $Mx6d = 22,81 \text{ kn} \cdot \text{m/m}$

$$\mu = \frac{Mx6d}{b \cdot d^2 \cdot fcd} = \frac{22,81 \cdot 10^3}{1,00 \cdot (0,50 - 0,055)^2 \cdot 20 \cdot 10^6} = 0,00576 \rightarrow \omega_{min} = 0,04$$

$$A_{cent,h1} = \frac{0,04 \cdot 1 \cdot 0,50 \cdot 20 \cdot 10^6}{435 \cdot 10^6} = 0,00092 \text{ m}^2 \rightarrow 9,2 \text{ cm}^2 \rightarrow \emptyset 16@20$$

#### Cálculo de la pared en E.L.U (CORTANTE)

- Combinación de acciones C1:  $1,50 \times \text{Empuje hidroestático}$

$$\gamma = \frac{a}{Hw} = 3$$

$$qhd = \gamma_c * qh = 1,5 * 40 = 60 \frac{kN}{m^2}$$

$$Rx7d = 0,0975 * 60 * 12 = 70,2 \text{ kN/m}$$

$$Ry28d = 0,5047 * 60 * 4 = 121,13 \text{ kN/m}$$

- Combinación de acciones C2 → 1,60 \* empuje de tierras

$$\gamma = \frac{a}{H_w} = \frac{12}{4,5} = 2,66$$

$$qhd = \gamma_c * qh = 1,6 * 33,80 = 54,08 \frac{kN}{m^2}$$

$$Rx7d = 0,11285 * 54,08 * 12 = 73,23 \text{ kN/m}$$

$$Ry28d = 0,48155 * 54,08 * 4,5 = 117,20 \text{ kN/m}$$

Se adopta el criterio de que el máximo esfuerzo a cortante, 121,13 kN/m en este caso, pueda ser absorbido por la contribución del hormigón  $V_{cu}$ :

$$V_{cu} = (0,12 * \xi * \sqrt[3]{100 * \rho * f_{ck}}) * b_0 * d \text{ (en N/m)}$$

Siendo:

$$\xi = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{\frac{200}{445}} = 1,67 < 2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 * d} = \frac{10,05}{100 * 50} = 0,201\%$$

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$

$b_0 = 1000 \text{ mm}$

$d = 500 \text{ mm}$

$$V_{cu} = (0,12 * 1,67 * \sqrt[3]{100 * 0,00201 * 30}) * 1000 * 500 = 182,38 \text{ KN/m}$$

Como,

$$Ry28d = 121,13 \frac{kN}{m} < V_{cu} = 182,38 \text{ kN}$$

No se necesitan cercos por lo que el espesor de pared es correcto.

Cálculo de la pared en Estado Límite Último de tracción simple

- Combinación de acciones C3: 1,00x (Empuje hidrostático)

$$\frac{H_w}{a} = \frac{4}{12} = 0,33 \rightarrow \beta_p = 0,20$$

Por lo que en la pared de 12 m  $N_{apd} = 1,00 * \beta_p * \frac{1}{2} * \gamma_w * H_w^2 * b = 1 * 0,20 * 0,5 * 10000 * 4^2 * 15 = 240 \text{ kN}$

Por lo que si adoptamos una tensión en el acero de 100 N/mm<sup>2</sup> se obtiene una armadura de:

$$A_h = \frac{N_{apd}}{\sigma_s * H_w} = \frac{240000}{100 * 4} = 600 \text{ mm}^2 = 6 \text{ cm}^2$$

Comprobación de la pared en Estado Límite de fisuración

- Combinación de acciones C4: 1,00 (empuje hidrostático)

$$M_{x1} = \frac{M_{x1d}}{\gamma_f} = -\frac{82,2528}{1,50} = -54,8352 \text{ kN} * \frac{m}{m} \text{ (horizontal, lado interior)}$$

$$M_{x6} = \frac{M_{x6d}}{\gamma_f} = \frac{22,81}{1,50} = 15,21 \text{ kN} * \frac{m}{m} \text{ (horizontal, lado exterior)}$$

$$M_{y28} = \frac{M_{y28d}}{\gamma_f} = -\frac{121,15}{1,50} = -80,77 \text{ kN} * \frac{m}{m} \text{ (Vertical, lado interior)}$$

$$M_{y14} = \frac{M_{y14d}}{\gamma_f} = \frac{9,024}{1,50} = 6,016 \text{ kN} * \frac{m}{m} \text{ (Vertical, lado exterior)}$$

- Combinación de acciones C5: 1,00x (Empuje de tierras)

$$M_{x1} = \frac{M_{x1d}}{\gamma_f} = -\frac{99,8}{1,60} = -62,38 \text{ kN} * \frac{m}{m} \text{ (horizontal, lado exterior)}$$

$$M_{x6} = \frac{M_{x6d}}{\gamma_f} = \frac{37'16}{1'60} = 23'225 \text{ kN} * \frac{m}{m} \text{ (horizontal, lado interior)}$$

$$M_{y28} = \frac{M_{y28d}}{\gamma_f} = -\frac{115'41}{1'60} = -72'13 \text{ kN} * \frac{m}{m} \text{ (Vertical, lado exterior)}$$

$$M_{y14} = \frac{M_{y14d}}{\gamma_f} = \frac{13'85}{1'60} = 8'66 \text{ kN} * \frac{m}{m} \text{ (Vertical, lado interior)}$$

A continuación, se calcula la envolvente de la ley de momentos flectores verticales del lado interior en la unión de las combinaciones C4 y C5.

En la parte superior, debido al terreno:  $M_{y14} = 8'66 \text{ kN} * \frac{\text{m}}{\text{m}} < M_{cr} = 132'75 \text{ kn} \frac{\text{m}}{\text{m}}$

Armadura vertical superior  $\rightarrow 5\emptyset 16 @\text{metro}$

Por lo que, haciendo los cálculos en Excel  $\rightarrow$  La sección no fisura

En la parte interior, debido a la acción del agua:

$$M_{y28} = -80'77 \text{ kN} * \frac{\text{m}}{\text{m}} < M_{cr} = 132'75 \text{ kn} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Armadura vertical inferior  $\rightarrow 5\emptyset 16 @\text{metro}$

Haciendo los cálculos en Excel  $\rightarrow$  La sección no fisura

Según la envolvente de la ley de momentos flectores verticales del lado exterior en la unión de las combinaciones C4 y C5:

En la parte superior (debido a la acción del agua):  $M_{y14} = 6'016 \text{ N} * \frac{\text{m}}{\text{m}} < M_{cr} = 132'75 \text{ kn} \frac{\text{m}}{\text{m}}$

Armadura vertical superior  $\rightarrow 5\emptyset 16 @\text{metro}$

Haciendo los cálculos en Excel  $\rightarrow$  La sección no fisura

En la parte inferior del muro (debido al terreno):  $M_{y28} = -72'13 \text{ kN} * \frac{\text{m}}{\text{m}} < M_{cr} =$

$$132'75 \text{ kn} \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad M_{fis} = 93'87 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Armadura vertical inferior  $\rightarrow 5\emptyset 16 @\text{metro}$

Haciendo los cálculos en Excel  $\rightarrow$  La sección no fisura

Según la envolvente de la ley de momentos flectores horizontales del lado interior en la unión de las combinaciones C4 y C5:

En la parte del empotramiento (debido a la acción del agua):  $M_{x1} = -54'8352 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}} <$

$$M_{cr} = 132'75 \text{ kn} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Armadura horizontal en el empotramiento =  $5\emptyset 16 @\text{metro}$

Haciendo los cálculos en Excel → La sección no fisura

En la parte central (debido a la acción del terreno):  $Mx6 = 23'225 \text{ kN} * \frac{\text{m}}{\text{m}}$

Armadura horizontal en la parte central = 5Ø16 @metro

Haciendo los cálculos en Excel → La sección no fisura

Siguiendo la envolvente de la ley de momentos flectores horizontales del lado exterior en la unión de las combinaciones C4 y C5:

En la parte del empotramiento (debido a la acción del terreno):  $Mx1 = -62'38 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$

Armadura horizontal en la parte del empotramiento → 5Ø16 @metro

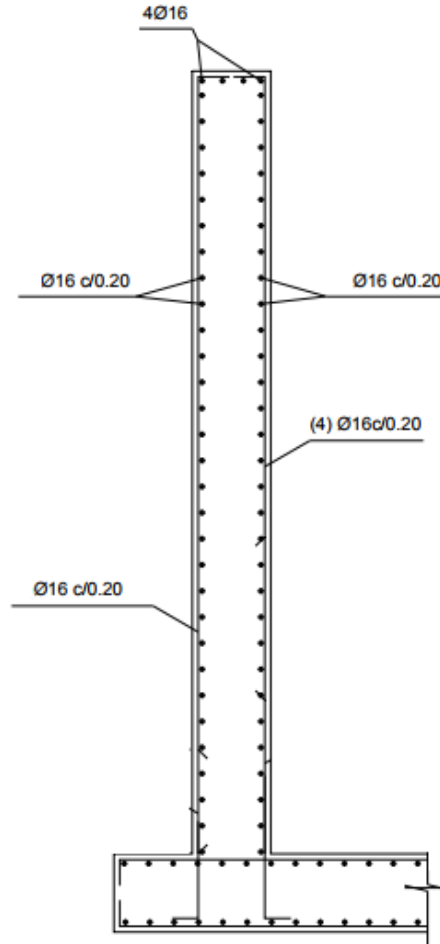
Haciendo los cálculos en Excel → La sección no fisura

En la parte central (debido a la acción del agua):  $Mx6 = 15'21 \text{ kN} * \frac{\text{m}}{\text{m}}$

Armadura horizontal en la parte central → 5Ø16 @metro

Haciendo los cálculos en Excel → La sección no fisura

- Disposición del muro



- Disposición del armado

El máximo momento flector actuante, será en el caso de que una de las cámaras este totalmente llena y la otra esté totalmente llena, así pues, el armado del muro intermedio deberá resistir:

$$qhd = \gamma c * qh = 1'5 * 40 = 60 \frac{kN}{m^2}$$

$$E = \frac{1}{2} * hw * (qhd) = \frac{1}{2} * 4 * 60 = 120 \frac{kN}{m}$$

$$M_{Ed} = E * \frac{hw}{3} = 120 * \frac{4}{3} = 160 \frac{kN * m}{m}$$

$$v1 = 0'25 \text{ m}; \quad v2 = -0'25 \text{ m}$$

$$d = (0.5 - 0'055) = 0'445 \text{ m}$$



$$M_E = b * fcd * 0'8 * \frac{x^2}{2} + A's * fyd * (d - v1) + As * fyd * (d' - v1)$$

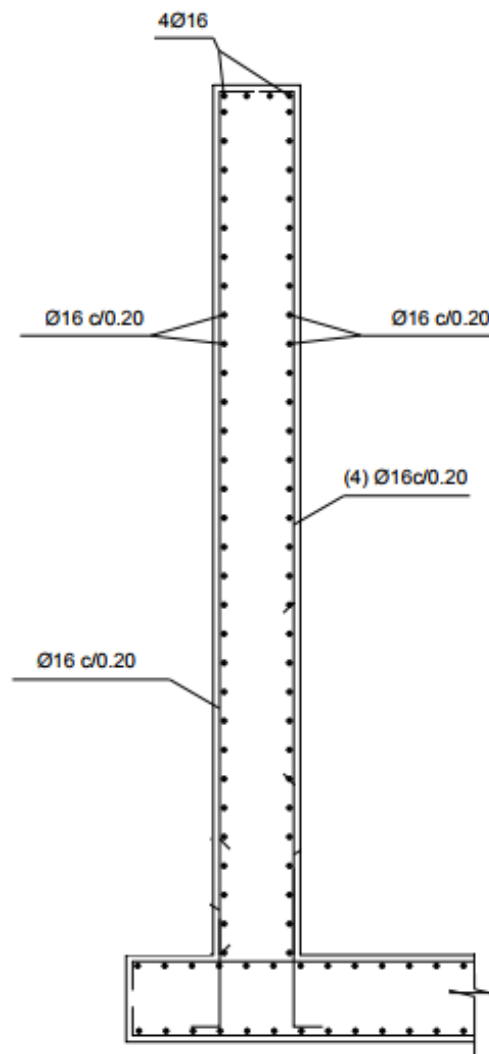
$$As = 8'06cm^2 < Amin = 9'2cm^2 \rightarrow \text{Ø16 @ 20 cm}$$

$$Xlim = 269'57 \text{ mm}$$

$$Xfn = 0,0246 \text{ m}$$

$$\text{Para E.L.S} \rightarrow M_E = \frac{M_{ED}}{1'5} = 106'67 \text{ kN} * \frac{m}{m} > M_{fis} = 93'87 \text{ kN} * m$$

En este caso, la abertura de fisura es:  $wk = \beta * s_m * \epsilon_{sm} = 1'7 * 299'327 * 0'00016 = 0'0805 \text{ mm} < 0'2 \text{ mm} \rightarrow \text{CUMPLE}$



### 7.2.5. Cálculo de la losa

Del mismo modo se determinan los esfuerzos máximos de la envolvente máxima y mínima que actúan en la losa, que son:

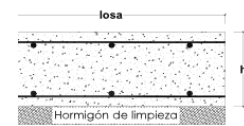
ELU

$$M_{max} = 232'6 \text{ kN} * \frac{m}{m}$$

$$M_{min} = -206'25 \text{ kN} * \frac{m}{m}$$

**RESISTENCIA A FLEXION DE LA LOSA DE CIMENTACION**  
(en cualquier caso se dispondrá de la armadura base mínima siempre con una cuantía mayor al 2%)

**HA-30 N/mm<sup>2</sup>**



MOMENTOS FLECTORES (kN·m)								
Canto Losa	Armadura Base	Cuantía Geométrica	B-400s			B-500s		
			Mom. Ultimo Base	Refuerzo	Mom. Ultimo Total	Mom. Ultimo Base	Refuerzo	Mom. Ultimo Total
h=50,0 cm	Φ12 cada 20 cm.	2,262 %	89,55 kN·m	Φ12 cada 20 cm.	174,56 kN·m	110,35 kN·m	Φ12 cada 20 cm.	215,54 kN·m
				Φ16 cada 20 cm.	239,80 kN·m		Φ16 cada 20 cm.	296,03 kN·m
				Φ20 cada 20 cm.	322,58 kN·m		Φ20 cada 20 cm.	397,58 kN·m
				Φ25 cada 20 cm.	448,91 kN·m		Φ25 cada 20 cm.	551,09 kN·m
h=60,0 cm	Φ16 cada 30 cm.	2,234 %	128,62 kN·m	Φ12 cada 30 cm.	198,54 kN·m	159,00 kN·m	Φ12 cada 30 cm.	245,62 kN·m
				Φ16 cada 30 cm.	252,54 kN·m		Φ16 cada 30 cm.	312,36 kN·m
				Φ20 cada 30 cm.	321,48 kN·m		Φ20 cada 30 cm.	397,42 kN·m
				Φ25 cada 30 cm.	428,02 kN·m		Φ25 cada 30 cm.	528,45 kN·m
h=70,0 cm	Φ16 cada 25 cm.	2,298 %	181,65 kN·m	Φ12 cada 25 cm.	281,11 kN·m	224,92 kN·m	Φ12 cada 25 cm.	348,07 kN·m
				Φ16 cada 25 cm.	357,98 kN·m		Φ16 cada 25 cm.	443,12 kN·m
				Φ20 cada 25 cm.	456,06 kN·m		Φ20 cada 25 cm.	564,11 kN·m
				Φ25 cada 25 cm.	607,71 kN·m		Φ25 cada 25 cm.	750,55 kN·m

Viendo en la tabla de resistencia a flexión de las losas de cimentación seleccionamos un armado

para toda la losa de  $\varnothing 16@30 + \varnothing 12@30 \text{ cm} \rightarrow Mu = \pm 245'62 \text{ Kn} * \frac{m}{m}$

- Cálculo de punzonamiento de la losa.

- ELU Punzonamiento:

Para poder calcular la resistencia frente a los efectos transversales producidos por cargas o reacciones concentradas que actúan en losas sin armado transversal se utiliza una tensión tangencial nominal en una superficie crítica concéntrica.

La armadura de punzonamiento no será necesaria si se cumple:

$$\zeta_{sd} < \zeta_{rd}$$

siendo:

- $\zeta_{sd}$ : tensión nominal de cálculo en el perímetro crítico
- $\zeta_{rd}$ : tensión máxima resistente en el perímetro crítico

La tensión nominal de cálculo es:

$$\zeta_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{u_1 * d}$$

$F_{sd,ef}$ : esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo.

$$F_{sd,ef} = \beta F_{sd}$$

$\beta$  : coeficiente que tiene en cuenta los efectos de excentricidad de la carga. Puede tomarse 1,15 en soportes interiores

$F_{sd}$ : Esfuerzo de punzonamiento de cálculo. Se obtendrá como la reacción del soporte.

Del cálculo de pórtico, visto en el apartado anterior, tenemos que la reacción en el pilar es:

$$F_{sd} = R = 256 \text{ kN}$$

$$F_{sd,ef} = \beta F_{sd} = 1.15 \times 256 = 294.4 \text{ kN}$$

$u_1$ : perímetro crítico

$d$ : canto útil

$$\zeta_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{u_1 * d} = \frac{294.4}{8.25 * 0.545} = 65.48 \text{ kPa}$$

La tensión máxima resistente  $\zeta_{rd}$  será:

Pilar y losa | Zona exterior

Pilar  
Posición: Interior

Rectangular  Circular

c1 [m]: 0.35  
c2 [m]: 0.35  
u1 [m]: 8.25  
u0 [m]: 1.40  
 $\beta$ : 1.15

Losa

Hormigón: HA-30  
Acero: B-500-S  
d [m]: 0.545  
 $\rho_l$  [%]: 2  
Control Horm.: Normal  
 $\sigma'_{cd}$  [MPa] Comp(+): 0.00

Esfuerzo máximo para el que no se requiere armadura de punzonamiento	$\tau_{rd} = u_1 \cdot d / \beta$ [kN]	<b>2178.8</b>
Esfuerzo de agotamiento de las bielas (resistencia máxima)	$Fu1 = 0.5 \cdot f_{1cd} \cdot u_0 \cdot d / \beta$ [kN]	<b>3980.9</b>
Esfuerzo de agotamiento de la sección con armadura	$Fu2 / \beta$ [kN]	<b>6780.8</b>
Esfuerzo de agotamiento del perímetro crítico exterior a la armadura	$Fu_{un,ef}$ [kN]	<b>2620.1</b>

Por lo que  $\zeta_{rd}$  resulta ser:

$$\zeta_{rd} = \frac{2178.8 \times 1.15}{(8.25 \times 0.545)} = 557.26 \text{ kPa} > \zeta_{sd} = 65.48 \text{ kPa}$$

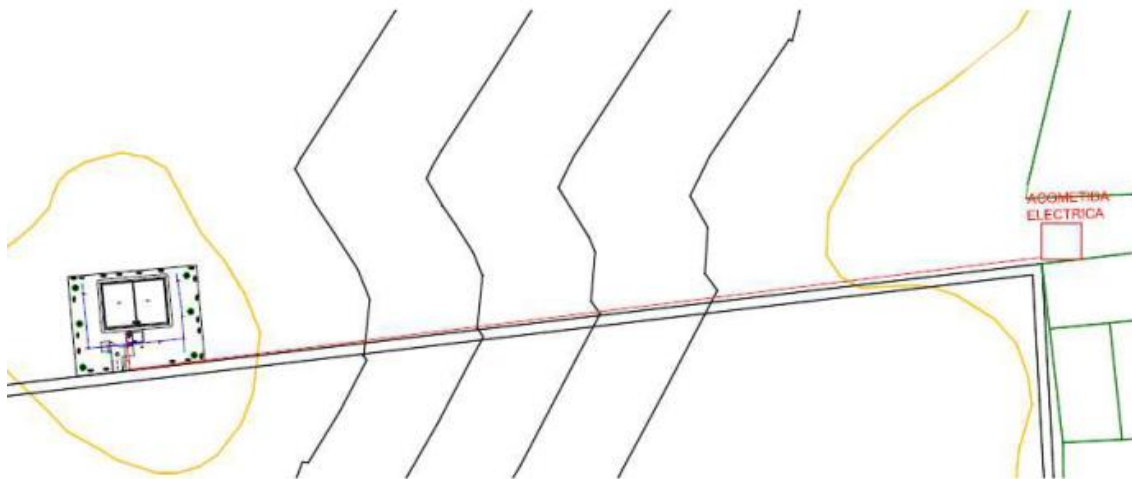
Por tanto no se precisa armadura de punzonamiento.

## 8. Descripción de las obras

### 8.1. Urbanización de la parcela

#### Instalación eléctrica

La acometida eléctrica se realizará desde el CT más cercano, extendiéndose una línea eléctrica de BT. Dicha línea llegará hasta el CCM de la cámara de válvulas, donde se ubicarán las protecciones de BT de la línea.



La instalación eléctrica debe cumplir las condiciones del Reglamento Electrotécnico de baja Tensión y de la ITC-BT-30 (instalaciones en locales de características especiales) para locales mojados.

#### Valla de cerramiento

. La verja estará formada por postes galvanizados en caliente de 5 cm de diámetro y 2.6 m de altura, con malla metálica de 2,5 m de altura, galvanizada y plastificada de simple torsión, cimentado en dados de hormigón de 0.4 x 0.5 m

#### Puerta de acceso

El vallado de la parcela dispondrá de una puerta de acceso de ancho 5 m, con la misma altura que la valla (2,6 m) y con cerradura. La puerta será corredera.

### **Camino de acceso**

El acceso se realizará desde el vial colindante a la parcela y dentro de esta se realizará un camino provisional sin asfaltar de 5 m de ancho para poder permitir el cruce de vehículos

## **8.2. Obras humedal.**

### **Descripción**

Las obras del humedal consisten en tres sistemas de tratamiento, dispuestos de forma que el agua fluya desde la zona más elevada a la menos. De esta forma, aprovecharemos la pendiente natural del terreno permitiendo un flujo por gravedad y ahorrándonos los posibles costes de bombeos y de mantenimiento de maquinaria.

En la parte superior de la parcela a cota 37, se ubicará el pretratamiento. El pretratamiento lo forman unas canalizaciones de 30 cm de ancho en las que están ubicadas el aliviadero y la reja de desbaste. Al final del pretratamiento se ubica una arqueta. Esta arqueta tiene la función de dividir el caudal de entrada en dos caudales de salida idénticos, que llegan por dos tuberías de polietileno de alta densidad al tratamiento primario.

El tratamiento primario lo forman dos tanques Imhoff de idénticas características y un lecho de secado de 126,6 m<sup>2</sup>. De los tanques salen dos tuberías de polietileno de alta densidad, que llegan a una arqueta de la cual salen 5 tuberías del mismo material y llegan al tratamiento secundario.

El tratamiento secundario, lo forman 5 humedales idénticos dispuestos en paralelo y con una superficie cada uno de 2.574m<sup>2</sup>. En la entrada al humedal se hará por un vertedero de 33m, igual a la longitud del humedal y la salida por un colector que recoge las aguas del fondo y las lleva a una arqueta común donde se redirigen las aguas para su almacenamiento.

### **Pretratamiento**

El pretratamiento está formado por una canalización de 4m, en la cual se encuentra el aliviadero y la reja de desbaste. Con el objetivo de que el agua discurra sin necesidad de bombeo, dicha canalización estará semienterrada. La base de la canalización encontrará a 30 cm de profundidad y la cara superior del muro 20 cm por encima del suelo. De esta forma el aliviadero se ubicará en la parte exterior y no hará falta una excavación para su canalización.

Para la reja de desbaste dispondremos de una reja circular con un ancho de luz de 3mm con un tipo de malla de chapa ranurada y un sistema de limpieza de brazo oscilante. El mantenimiento de dicha reja se limita a vaciar la bolsa donde se vierten todos los gruesos.

Seguidamente, la canalización llega a una arqueta donde el caudal de entrada se divide en dos, con el objetivo de abastecer los tanques Imhoff. Estas conducciones se realizarán por unas tuberías de polietileno de alta densidad de 20 cm de diámetro.

### **Tratamiento Primario**

El tratamiento primario lo forman 2 tanques Imhoff de  $406,5\text{m}^3$  cuyos muros de hormigón tienen un grosor de 25 cm. Ambos tanques estarán enterrados casi en su totalidad, dejando solo 50 cm al descubierto, para poder realizar las tareas de mantenimiento. La parte superior de los tanques está cerrada con 3 planchas de plástico atornilladas. Una para cada cámara de natas y otra para el sedimentador. En una de las planchas de la cámara de natas habrá una tapa circular para la extracción de los lodos generados y otra abertura en forma de seta para la salida de gases.

La salida de las aguas del tanque Imhoff se realizará por unas tuberías de polietileno de alta densidad con 20cm de diámetro. Estas tuberías llegan a una arqueta de la cual salen 5 tuberías del mismo material que dirigen el agua a los humedales.

### **Tratamiento secundario**

El tratamiento secundario lo forman 5 humedales dispuestos en paralelo de  $2574\text{m}^2$  cada uno y con capacidad para  $1.158,3\text{m}^3$ . Alrededor de los humedales habrá unos caballones de 3 metros de ancho y 30 cm de altura. Estos caballones servirán para separar los humedales y para facilitar las tareas de mantenimiento. Las paredes del humedal tendrán una pendiente de 2/1 y la base del humedal se situará a 50cm de profundidad.

Con el objetivo de impermeabilizar el humedal se colocará una lámina de impermeabilización por toda la base del mismo y llegando hasta 10cm de altura por la pared del humedal. Como material granular se utilizará unas gravas de 10mm y porosidad del 35%. En cuanto a la planta se dispondrá de carrizos.

En la entrada al humedal se dispone de un vertedero de la misma longitud que el ancho del humedal, con el objetivo de que se produzca un reparto equitativo de las aguas. Por otra parte, la salida se realizará por una tubería perforada situada en el fondo del humedal y que recoge las aguas ya depuradas. La salida de agua del humedal se produce por una tubería de polietileno de alta densidad de 10 cm de diámetro y la conduce a una arqueta común donde posteriormente se lleva al depósito.

### 8.3. Obras depósito.

#### Descripción

Las obras consisten en un depósito de 1350 m<sup>3</sup> 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 de dimensiones 15 x 24 m. Está enterrado 4'5 m de profundidad, tiene una altura libre de 5 m, con 4 m de lámina de agua y 1 m de resguardo

La cota superior de la cimentación del depósito es de 30, siendo la del terreno 34'5, quedando el depósito enterrado 4'5 m, por lo que el nivel freático quedará separado una distancia de aproximadamente 1'5 m y no influirá en los cálculos.

Se dispondrá pendiente en solera y cubierta hacia los puntos de desagüe, con el fin de facilitar el vaciado y la evacuación del agua en cubierta. La pendiente en solera será de 1 %. En cubierta se dispondrá una pendiente mínima de 1%.

Anexo al depósito se ubica la cámara de válvulas en la que se alojan las tuberías y válvulas de corte generales. También se ubican los desagües de fondo y los aliviaderos de los mismos.

#### Solera

Siguiendo las recomendaciones del informe geotécnico, se plantea una solución de cimentación mediante losa de hormigón armado. Realizada la excavación para la solera, pondremos una capa de 5 cm de hormigón de limpieza. Sobre el hormigón de limpieza se hormigonará la solera, que tendrá 60 cm de espesor y estará armada con dos capas de armadura en forma de malla. A la solera se le dará una pendiente del 1% hacia los puntos de desagüe para poder realizar el vaciado y la limpieza.



### Muros

Para cerrar el perímetro del depósito se ha optado por realizar muros de hormigón armado, con sección rectangular y de 50 centímetros de espesor. La altura de estos muros será de 5 m entre la cara superior de la losa y la parte inferior de la cubierta. El acabado interior de la cámara será se realizará ejecutando un pintado con pintura plástica lisa.

### Cubierta

La cubierta se dispone de forjados unidireccionales, formados por placas alveolares prefabricadas de hormigón pretensado, con vanos de 5 m de luz y canto de 0.16 m, sobre la que se extiende una capa de compresión de 5 cm de espesor, de hormigón armado ejecutado in situ.

Detalle cubierta:

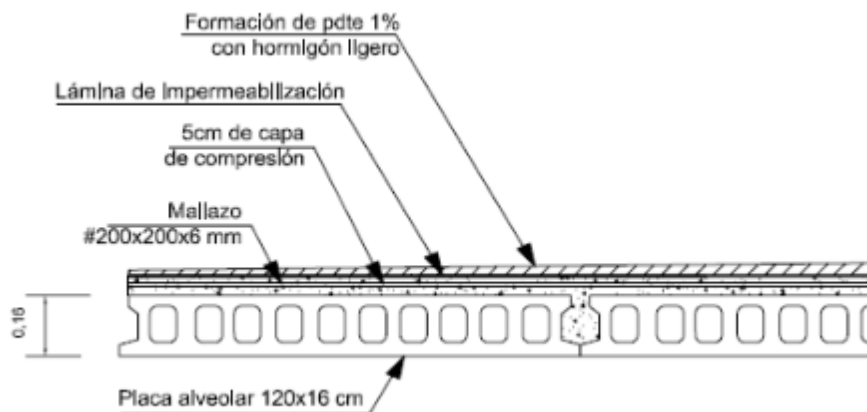


Figura 18 "Capa de compresion en la cubierta" Fuente: guia de diseño de depósitos

### Ventilación

Para una correcta ventilación en el interior del depósito se usará un sistema compuesto por copetes de ventilación en la cubierta, de manera que se favorezca la circulación del aire hacia arriba (efecto chimenea) con el fin de evitar la condensación dentro del depósito.

Se dispondrá un copete de ventilación por vaso.

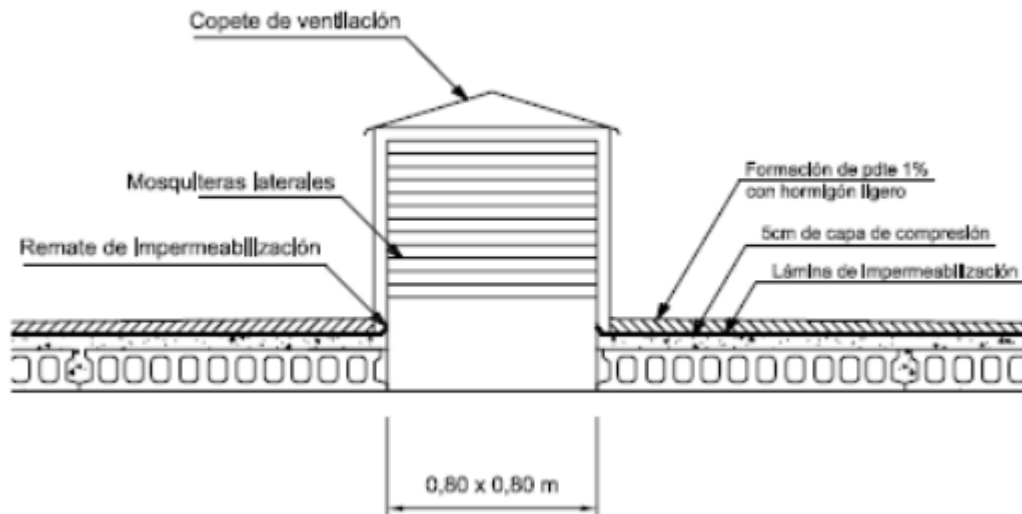


Figura 19 "copete de ventilación" Fuente: Guía de diseño de depósitos

### Aliviadero de desborde

Las conducciones que partan del aliviadero no deberán de disponer de válvulas o de elementos de maniobra e irán conectadas directamente al exterior. En este caso el primer aliviadero está situado aguas arriba del humedal artificial, el segundo aguas debajo de este, mientras que el tercero es un aliviadero de desborde, situado en el interior del depósito, para así aliviar el caudal entrante si el depósito está lleno.

### Cámara de válvulas

En cámara de válvulas dispondrán todos los elementos de maniobra para salida de agua, desagüe, válvulas y piezas especiales, grifo para toma de muestras, aparatos de medición, aparatos de control, tomas eléctricas, etc.

La caseta se diseñará en estructura independiente al depósito. Tiene unas dimensiones en planta de 9'20 x 5.70 m, con una altura de 2'5 m. La solera es de hormigón armado, así como los muros en su parte enterrada mientras que en la parte no enterrada es de fábrica de ladrillo.

### Conducción de entrada

Como norma general la entrada de agua se situará a una cota ligeramente superior a la de llenado para evitar el retroceso del agua. La conducción de entrada se realizará mediante conducción en lámina libre (canal) siendo la velocidad del agua de salida menor de 1'3 m/s.

### **Conducción de salida**

La salida del depósito se hace mediante un pozo realizado en la solera de la que partirá la tubería de salida, con ligera pendiente hasta la cámara de válvulas. Sobre el pozo se dispondrá una rejilla desmontable de acero inoxidable y sin sujeción alguna, para evitar caídas en el interior y la introducción de objetos extraños. La conducción de salida se realizará mediante una conducción de fundición dúctil de 200 mm de diámetro.

Alrededor del pozo de salida de agua se dispondrá de un resalto superior a 10 cm para evitar que los sedimentos entren al pozo.

### **Conducción de desagüe**

Paralelamente a la conducción de salida, se dispone el desagüe del depósito. El cual consiste en dos conducciones de fundición dúctil de 300 mm de diámetro cada una (una por cámara), estas conducciones romperán carga en una arqueta, donde se unirán las aguas recogidas por pluviales y se evacuarán por gravedad a la red de saneamiento más cercana mediante una conducción de fundición dúctil de 300 mm de diámetro. La conducción de recogida de pluviales será de FD de 250 mm de diámetro.

En todos los casos las conducciones se apoyarán en una cama de arena de 10 cm de espesor, y se rellena hasta cubrir la conducción de mayor diámetro (desagüe → 300mm) 10 cm de espesor desde la clave de este, rellenándose a continuación en 2 fases:

- Hasta 40 cm por encima de la clave de la conducción de mayor diámetro, se rellena con material granular, compactando al 95% PN, con tamaño máximo de árido de 5 mm
- Por encima de la anterior capa, y hasta el terreno natural, material seleccionado procedente de la excavación, compactado al 95% PN, con tamaño máximo de árido de 100 ms.

### **Acceso a la cámara**

Para el acceso al interior del depósito se dispondrá dos escaleras de patés de acero ancladas al muro interior del depósito, una por cada vaso y a las que se accederá por medio de la cubierta mediante una compuerta. Se ubicarán en, las cercanías de la conducción de entrada para poder tener acceso a las válvulas de corte.



### **Depósito de cloración**

En la cámara de válvulas, se dispone de una sala de 2.40 x 1'80 m de dimensiones en planta para poder albergar los equipos de cloración.

El sistema de cloración incluye:

- 1 analizador de cloro libre en continuo, que tome datos de la salida del depósito.
- 1 grupo dosificador de cloro automático, que permite inyectar hipoclorito en el depósito, en función del nivel de cloro residual detectado por el analizador.
- -1 bomba de recirculación para garantizar la homogenización del cloro inyectado.
- 1 depósito de hipoclorito de polietileno de 750 litros de capacidad

Los equipos se instalan en una sala ubicada en la cámara de válvulas, con ventilación independiente y una ducha lavaojos.

## 9. Plan de obra.

En el presente documento se diseña un plan de trabajo, después de un proceso de planificación, para obtener así la mejor distribución de los distintos trabajos a realizar. Mediante el plan de trabajo se indicará la duración de los trabajos, así como las fechas de inicio y de finalización de los mismos. Las tareas se relacionarán entre ellas, de manera que, no se realice una actividad si antes no se han terminado otras que se consideren predecesoras

### 9.1. Secuencia de las obras

Siguiendo las pautas establecidas en la memoria redactada y en las fases del proyecto constructivo se ha realizado una aproximación orientativa del plazo de ejecución de las obras, siendo este de 5 meses a partir de la firma del Acta de replanteo.

Así pues, el programa de trabajos será:

- Acondicionamiento, preparación y limpieza de la parcela (+ Movimiento de tierras): 1 mes
- Cimentación, hormigonado y ejecución de las infraestructuras: 2 meses
- Instalación de las conducciones y plantación en el humedal: 1 mes
- Instalaciones eléctricas y acabados: 1 mes

Para la elaboración del plan de obras se ha tenido en cuenta una secuencia ordenada de las mismas, y buscando el equilibrio entre los tiempos de ejecución y la optimización de los recursos.

### 9.2. Consideraciones

Para poder realizar el diagrama de Gantt que se adjunta a continuación, se han tomado las siguientes consideraciones:

- 1- El tiempo de duración estimado dedicado a cada actividad no es la duración de ejecución de dicha actividad. Si no la holgura que pueda tener la misma. Esto se debe a que algunas actividades se ven interrumpidas por días festivos o tiempos de espera que no han sido contemplados en el proyecto.
- 2- Se han considerado como días festivos todos los fines de semana (sábado y domingo) desde la fecha de inicio hasta el final de las obras.
- 3- Durante el transcurso de la obra, se han considerado los días festivos a nivel nacional:

- a. 12 de octubre ->

- b. 1 de noviembre -> Día de todos los santos  
c.

Duración de los trabajos

Tabla 39 "Duración de las actividades" fuente propia

Actividad	Inicio	final	Holgura (días)
<b>ACTUACIONES PREVIAS</b>			
Vallado perimetral y construcción de la puerta de acceso	04/09/2017	09/09/2017	5
Camino de acceso	09/09/2017	11/09/2017	3
Limpieza y desbroce	11/09/2017	17/09/2017	6
Movimiento de tierras	16/09/2017	31/09/2017	15
Replanteo	01/10/2017	03/10/2017	2
<b>INFRAESTRUCTURAS</b>			
Excavaciones	24/09/2017	31/09/2017	7
Colocación del geotextil impermeabilizante	26/09/2017	28/09/2017	2
Colocación del relleno de grava	29/09/2017	03/10/2017	5
Plantación de la vegetación	04/10/2017	09/10/2017	5
Cimentación del deposito	01/10/2017	01/11/2017	30
Hormigonado de las infraestructuras	02/11/2017	12/12/2017	40
Ejecución de la cubierta	13/12/2017	20/12/2017	7
Operaciones de relleno	21/12/2017	24/12/2017	3
conducciones	07/01/2018	22/01/2018	15
<b>INSTALACIONES</b>			
Instalación eléctrica	11/01/2018	23/01/2018	12
válvulas	16/01/2018	23/01/2018	7
telecontrol	23/01/2018	31/01/2018	8
Alumbrado	24/01/2018	29/01/2018	5
acabados	28/01/2018	04/02/2018	7
<b>SEGURIDAD Y SALUD</b>			
Control en Seguridad y salud en obra	04/09/2017	04/02/2018	155



## 10. Valoración económica.

En el presente apartado, se pretende realizar una pequeña valoración económica de manera orientativa de las acciones y de los materiales básicos que se van a utilizar para la ejecución del sistema de tratamiento de aguas objeto del presente estudio. Así pues, se procede a cuantificar y clasificar los materiales básicos necesarios para poder ejecutarlo.

### 10.1. Mediciones.

#### Desbroce y limpieza

$$Sup_{tot} = Sup_{parcela}$$

#### Movimiento de tierras

$$vol_{tot} = Vol_{aliviadero} + vol_{imhoff} + Vol_{humedal} + Vol_{deposito} + Vol_{camdevalv}$$

$$\begin{aligned} Vol_{total} &= 4'75 m^3 + 1137'1 m^3 + 10296 m^3 + 1989 m^3 + 157'35 m^3 \\ &= 324407 m^3 \end{aligned}$$

#### Volumen de ladrillo cerámico hueco

$$Vol_{ladrillo} = 87'24 m^3 \rightarrow 31609 \text{ ladrillos}$$

#### Superficie geotextil

$$S_{geo} = S_{humedal} = 12870 m^2$$

#### Volumen plantación carrizo

$$S_{plant} = S_{humedal} = 12870 * 0.20 = 2574 m^3$$



### Volumen de hormigón

$$vol_{tot} = Vol_{aliviadero} + vol_{imhoff} + Vol_{soleradeposito} + Vol_{camdevalv}$$

$$vol_{tot} = 0,7 + 175 + 265,2 + 8,76 = 449,66m^3$$

### Muros del deposito

$$Perimetro = 12 + 12 + 15 + 15 + 15 = 69 \text{ metros}$$

### Volumen de relleno

$$Vol_{relleno} = Sup_{enterradalousa} * Ht + Sup_{humedal} * ht = 41 * 4'5 + 12870 * 0'5 =$$

$$Vol_{relleno} = 6619'5 m^3$$

### Conducciones

- Ø100 → 125 m + 354 m = 479 m
- Ø200 → 17 m + 15 m + 200 m = 232 metros
- Ø250 → 112 metros (drenaje perimetral)
- Ø300 → 21 metros + 50 metros = 71 metros

## 10.2. Precios unitarios.

### Movimiento de tierras

- **Desbroce y limpieza**
  - Desbroce y limpieza del terreno, hasta una profundidad mínima de 25 cm, con medios mecánicos, retirada de los materiales excavados y carga a camión.

SESENTA CENTIMOS DE EURO..... 0'60€

- **Excavación**

- Excavación a cielo abierto, en terreno granular con arcillas, con su respectiva compactación, incluso taludes, con medios mecánicos, para ejecución de un depósito, incluso carga sobre camión, transporte a acopio en obra para posterior utilización y descarga

DOS EUROS CON TREINTA Y CUATRO CÉNTIMOS.....2'34€

- **Relleno**

- Relleno con material procedente de la excavación, en trasdós derecho de cajero hasta la cota del terreno con arcillas, incluso carga de acopio, transporte interior de obra, vertido, extensión, riego y compactación al 97%P.N.

CUATRO EUROS CON VEINTE CÉNTIMOS.....4'20€

### Materiales

- **Ladrillo hueco**

- Ladrillo cerámico hueco triple, de 24\*11,5\*10 cm.

CERO CON 20 CENTIMOS..... 0'20€

- **Impermeabilizante**

- Suministro, extensión y colocación de la lamina impermeabilizante de bentonita sódica (BENTOFIX B4000) de 7mm., envuelta en geotextiles, permeabilidad garantizada  $k < 10^{-11}$  m/s, incluso P.P de mano de obra, pérdidas por solapes y anclajes, medios mecánicos y material auxiliar necesario.

CINCO CON VEINTE CÉNTIMOS.....5'20€

- **Plantación**

- Suministro, extendido y compactado de tierra vegetal de primera calidad con medios mecánicos, en capa de 0,20 m de espesor, nivelado y totalmente terminado con además semillas de carrizo.

VEINTE EUROS.....20€

- **Hormigón**

- Hormigón armado, tipo HA-30/P/20/IV+Qa (de resistencia característica de 20 N/mm<sup>2</sup>) de consistencia plástica, tamaño máximo de árido de 20 mm, para ambiente agresivo débil, incluso fabricación, transporte y vertido.

SESENTA Y UN EUROS CON OCHENTA Y UN CENTIMOS.....61'81€

- **Muros (hormigón + Acero)**

- Según la guía de diseño de depósitos, el coste unitario de hormigón y acero por metro de muro es de 86'16€/metro

OCHENTA Y SEIS EUROS CON DIECISEIS CENTIMOS.....86'16€/metro

- **Prelosas prefabricadas**

VEINTISIETE EUROS CON TREINTA Y CUATRO CENTIMOS.....27'34 €/m<sup>2</sup>

### Conducciones

- DN 100
- DN 200:
  - Hormigón
  - Fundición ductil
- DN 250
- DN 300

### 10.3. Valoración económica.

		Precio unitario	unidades	Coste total
<b>Desbroce y limpieza</b>		0'60 €/m <sup>2</sup>	30.000m <sup>2</sup>	18.000€
<b>excavación</b>		2'34 €/m <sup>3</sup>	324407 m <sup>3</sup>	759112'38 €
<b>Relleno</b>		4'20 €/m <sup>3</sup>	6619'5 m <sup>3</sup>	27801'9 €
<b>Ladrillo hueco</b>		0'20 €/ud	31609 uds	6321'8 €
<b>Impermeabilizante</b>		5'20€/m <sup>2</sup>	12870 m <sup>2</sup>	66924 €
<b>Plantación</b>		20 €/m <sup>3</sup>	2574 m <sup>3</sup>	51480 €
<b>Hormigón</b>		61'81 €/m <sup>3</sup>	449,66m <sup>3</sup>	27.793,5€
<b>Muros</b>		86'16 €/metro	69 metros	5.945'04 €
<b>Prelosas prefabricadas</b>		27'34 €/m <sup>2</sup>	360 m <sup>2</sup>	9842,4 €
<b>Conducciones</b>	<b>PE D100</b>	5'60 €/metro	479 metros	2.682,4 €
	<b>H D200</b>	8'86 €/metro	17 metros	150,63€
	<b>FD D200</b>	55,36€/metro	215 metros	11.902€
	<b>FD 250</b>	70,53€/metro	112 metros	7.899,36€
	<b>FD 300</b>	91,87€/metro	71 metros	6,516,38€
<b>Total</b>				<b>1.006.371,4€</b>

## 11. Valoración ambiental

Uno de los principales problemas a los que se enfrenta el medio natural en nuestro ámbito territorial es de la escasez de agua, y es que además de los factores climáticos, en ello influyen muchos más factores como la clase media social de la población o los diferentes usos del territorio objeto, ya que en función de este se determinan las necesidades de agua de la población humana. Dada esta situación, son necesarias iniciativas como las que se plantean en este estudio, que sirvan para tratar y reutilizar las aguas de mala calidad y que contribuyan a aportar agua a los cauces naturales. Los efectos de dichos aportes se pueden observar con un ejemplo que se está produciendo en el “Barranco del Carraixet”, el cual se encuentra en el mismo municipio situado a unos centenares de metros al nordeste de nuestra zona de estudio.

Este barranco o “rambla”, representa un ejemplo típico de cauce temporal de los que caracterizan la zona mediterránea ibérica. Este tipo de cauces, llevan agua de forma intermitente a lo largo del año, dependiendo de las condiciones climatológicas y los periodos de lluvia. Durante estos episodios, el cauce en el barranco puede llegar a ser constante, aunque durante un breve periodo de tiempo. Así pues, la flora y la fauna presente en estos cauces dependen de la frecuencia de los aportes de agua que se produzcan. En general, estas ramblas de cauce temporal presentan un cauce totalmente seco la mayor parte del año, por lo que poseen una apariencia árida con escasa vegetación en su recorrido.

En las últimas décadas, el carácter árido de este barranco en particular y de este tipo de estos cursos en general, se ha ido acentuando con el tiempo ya que cada vez es mayor el nivel de escasez del agua.

En cuanto a Moncada, el municipio se declaró en sequía en el año 2004, por lo que cualquier actuación destinada al aprovechamiento y reutilización de las aguas ha de ser impulsada y promovida. En este caso, durante los episodios de tiempo seco, el volumen de agua tratado, reutilizado y aprovechado en el humedal será de  $530 \text{ m}^3$  de agua al día, lo que implica un ahorro de 530000 litros diarios al municipio, el cual dispone de este volumen para reducir la cantidad de agua empleada para cumplir las necesidades hídricas que presentan los servicios urbanos del municipio.

## 12. Conclusión.

En definitiva, se puede afirmar que se ha conseguido el objetivo principal, es decir, conseguir un mayor ahorro de agua a los municipios en sequía. Además, se ha conseguido reutilizar las aguas residuales de una urbanización zona del municipio de Moncada, lo que supone un mejor aprovechamiento del agua y una reducción de la carga de aguas fecales que llegan a la Cuenca del Carraixet. Esta oxigenación es debida a la descentralización o desconexión de una zona de la red de saneamiento, con lo que se reduce el caudal a tratar por la EDAR. Todo esto se consigue gracias al sistema de depuración y regulación planteado, el cual, permite desconectar una parte de del municipio tratando las aguas y reutilizándolas en las diferentes demandas de agua no potable existentes en el municipio.

En la realización de este estudio, finalmente se ha optado por la alternativa que nos aporta un volumen de agua tratada de  $530 \frac{m^3}{d}$  día y su posterior aprovechamiento principalmente para servicios urbanos (Riego de parques y jardines y baldeo de viales). En caso de que se recogiese otro volumen mayor (en periodos de lluvia o cuando la lámina de agua del depósito supere la cota del aliviadero de desborde), el agua sobrante será conducida hasta el barranco más cercano (nombre del barranco) situado al (situación).

Por lo que tendremos un aporte de agua al barranco en cantidad durante los periodos de lluvia, posibilitando así la aparición de una zona naturalizada con especies variadas de fauna y flora. De esta forma se consigue aumentar el valor ambiental de la zona.

Además, en los periodos de tiempo secos, en los que no se produzcan casi precipitaciones, el sistema de humedales artificiales y el posterior almacenamiento del agua tratada, permite el aprovechamiento de las aguas residuales de la barriada de masías lo que supondrá para el municipio, un ahorro de 530000 litros de agua cada día, utilizada para servicios urbanos.

El coste del sistema será aproximadamente de con lo que se conseguirá descontaminar las aguas residuales de la barriada de Masías, reutilizar el volumen de agua tratada y a su vez se conseguirá reducir la carga de aguas fecales que recibe la depuradora.



A todo esto, se suma el notable hecho de que con estas mejoras se abre una tendencia a la descentralización de la red de saneamiento, creando pequeños sectores independientes y auto sostenibles que permitan el aprovechamiento máximo y óptimo de un recurso básico tan indispensable como lo es el agua.

## 13. Referencias bibliográficas.

- *Ayuntamiento de Valencia. Normativa para obras de saneamiento de la ciudad de Valencia (2004). Servicio del Ciclo Integral del Agua.*
- *Guía práctica de diseño, construcción y explotación de sistemas de humedales de flujo subsuperficial. Joan García Serrano y Angélica Corzo Hernández.*
- *Aguas de Valencia S.A(Octubre de 2013), "Plan Director de Saneamiento de Moncada"*
- *Organización Panamericana de la salud. Guía para el diseño de tanques séptico, tanques Imhoff y lagunas de estabilización.*
- *Mónica de la Oliva e Irene Malonda (Octubre de 2012), "Manual de buenas prácticas en la gestión de residuos"; Comunicación y Diseño.*
- *Norma UNE-EN 752 – 4:1997. Sistemas de desagües y de alcantarillado exteriores a edificios. Parte 4: Cálculo hidráulico y consideraciones medioambientales (1997).*
- *Proyecto de Urbanización sector "Cerro Tocón" San Antonio de Requena*
- *CEDEX (2008) "Gestión de las aguas pluviales. Implicaciones en el diseño de los sistemas de saneamiento y drenaje urbano" Centro de Publicaciones de la Secretaría General Técnica del Ministerio de Fomento. CEDEX, Centro de Estudios Hidrográficos. ISBN 978-84-7790-475-5.*
- *Directiva 76/160/CEE del Consejo, de 8 de diciembre de 1975, relativa a la calidad de las aguas de baño.*
- *Directiva 2006/44/CE del Consejo de 6 de septiembre de 2006, relativa a la calidad de las aguas continentales que requieren protección o mejora para ser aptas para la vida de los peces.*
- *Directiva 2000/60/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 23 de octubre de 2000, por la que se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas DO L 327 de 22.12.2000, p. 1/73.*
- *Directiva 2006/7/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 15 de febrero de 2006, relativa a la gestión de la calidad de las aguas de baño y por la que se deroga la Directiva 76/160/CEE.*
- *Directiva 91/271/CEE del Consejo, de 21 de mayo de 1991, relativa al tratamiento de las aguas residuales urbanas.*
- *Martínez Marín, E. (2005) "Hidrología práctica". Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Servicio de Publicaciones. Colección Escuelas. Segunda edición.*
- *Alejandra Puig Infante, Javier Ruza Rodríguez, "Manual para la identificación de las presiones y análisis del impacto en aguas superficiales", Dirección general del agua.*
- *Tablas para el dimensionado de losas y muros. Architrave.*
- *NRSCYII (2006) "Normas para redes de saneamiento del Canal de Isabel II. Versión 2006". Canal de Isabel II. Madrid.*



- *Orden MAM/1873/2004 de 2 de junio, por la que se aprueban los modelos oficiales para la declaración de vertido y se desarrollan determinados aspectos relativos a la autorización de vertido y liquidación del canon de control de vertidos regulados en el Real Decreto 606/2003, de 23 de mayo, de reforma del Real Decreto 849/1986, de 11 de abril, por el que se aprueba el Reglamento de Dominio Público Hidráulico, que desarrolla los Títulos preliminar, I, IV, V, VI y VII de la Ley 29/1985, de 2 de agosto, de Aguas. Ministerio de Medio Ambiente, BOE núm. 147, 22333-22384.*
- *Real Decreto 509/1996 de 15 de marzo de desarrollo del Real Decreto Ley 11/1995 por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas. Ministerio de Obras Públicas, Urbanismo y Transportes. BOE núm. 77, 12038-12041.*
- *Real Decreto Ley 11/1995 de 28 de diciembre por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas. Jefatura del Estado. BOE núm. 312, 37517-37519.*
- *Real Decreto Legislativo 1/2001 de 20 de julio por el que se aprueba el texto refundido de la Ley de Aguas. Ministerio de Medio Ambiente. BOE núm. 176, 26791-26817.*
- *Diseño y cálculo de la obra de llegada y pretratamiento de una EDARU. Antonio Aznar Jimenez*
- *Guía para el diseño y proyecto de depósitos. Mancomunidad de los canales del Taibilla.*
- *IVIA(V101\_Moncada IVIA\_06\_05\_1990\_2013), "Datos Meteorológicos"*
- *AEMET. Gobierno de España. "Datos pluviométricos, Temperatura, viento, etc."*
- *Cálculo y elección óptima de un depósito de agua. Capítulo 4 Ejemplos de cálculo de depósitos.*
- *Ordenanzas municipales de saneamiento.*
- *NORMATIVA PARA OBRAS DE SANEAMIENTO Y DRENAJE URBANO DE LA CIUDAD DE VALENCIA. AÑO 2015.*
- *Página web "crana.org", Normativa europea sobre agua.*
- *Tendencias actuales en las tecnologías de tratamiento de las aguas residuales generadas en las pequeñas aglomeraciones urbanas*
- *CENTA, "Manual de depuración de aguas residuales urbanas", Centroamérica.*
- *CENTA, "Manual de tecnologías no convencionales para la depuración de aguas residuales (Capítulos I, II, III, IV, V)".*
- *Mariano Seoáñez Calvo, (Año 1999), "AGUAS RESIDUALES: TRATAMIENTO POR HUMEDALES ARTIFICIALES", Fundamentos científicos, Tecnologías, Diseño.*
- *Página web "Datos clima" (Mayo 2016)*
- *Página web "infoigme" (Mayo 2016)*
- *Plan Director de Saneamiento de Moncada (Octubre de 2013)*
- *EHE. Instrucción de hormigón estructural.*