

---

# **PROYECTO BÁSICO "DEPÓSITO DE AGUA POTABLE EN LA URBANIZACIÓN AUSIÀS MARCH, CARLET (VALENCIA)"**

---

**Agosto de 2016**

## **DOCUMENTO Nº 1: MENORIA Y ANEJOS**

### **ANEJO Nº 6: CÁLCULO DE ESTRUCTURAS**

#### **CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO**

---



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR  
DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS



# **ÍNDICE**

**1.- INTRODUCCIÓN**

**2.- DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA**

**3.- MATERIALES Y NORMATIVA APLICADA**

**4.- ACCIONES CONSIDERADAS. ACCIÓN SÍSMICA**

**5.- COEFICIENTES DE SEGURIDAD**

**6.- CÁLCULO DEL DEPÓSITO**

**7.- JUNTAS DE RETRACCIÓN**

## **1.- INTRODUCCIÓN.**

La presente memoria de cálculo de la estructura correspondiente a un depósito de 600 m<sup>3</sup>, se engloba dentro del PROYECTO BÁSICO "DEPÓSITO DE AGUA POTABLE EN LA URBANIZACIÓN AUSIAS MARCH, CARLET "(VALENCIA)". En esta Memoria se exponen las soluciones adoptadas, las Normas de aplicación, la evaluación de las acciones consideradas y el método de cálculo utilizado, para el dimensionado de la estructura correspondiente.

## **2.- DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.**

Las estructura objeto de esta memoria de cálculo es un depósito de agua potable, situado en La Urbanización Ausias March de Carlet. El Depósito tiene dos vasos, con unas dimensiones interiores cada uno de ellos de 7,50 x 10,20 x 4,50 metros, siendo la capacidad del depósito de 600m<sup>3</sup>. En planta ocupa una superficie de 16,20x11,00 metros, los alzados tienen un canto de 0,40 m, el canto de la losa de 0,50m. Tanto en la losa y los alzados se emplea un hormigón tipo HA-30/F/20/IV

Se han realizado los cálculos de la cimentación, forjados, muros perimetrales y divisorios que conforman la estructura de las dos celdas simétricas del depósito.

A continuación se realiza una breve descripción de cada uno de los elementos calculados:

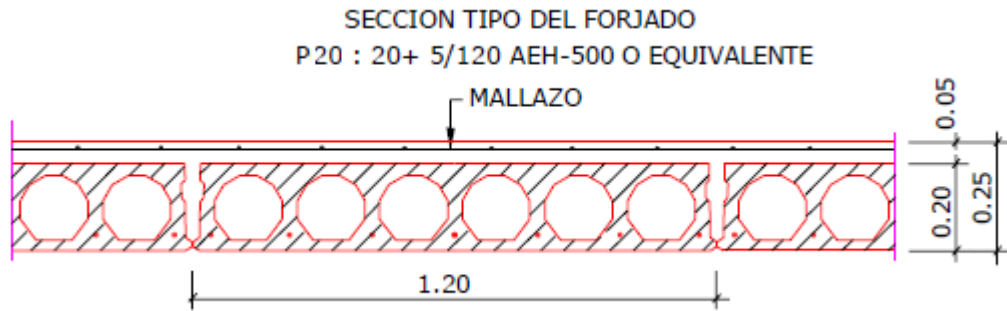
### **2.1.- Cimentación**

Existe una cimentación a base de losa continua para los muros. La cota relativa de cimentación del depósito es -1.40m.

Se ha proyectado una losa de dimensiones de 16,20 x 11,00 metros, con un cano de 50 cm. La losa se asentara sobre un hormigón de limpieza de 10 cm de espesor.

### **2.2.- Forjado**

El forjado de la cubierta del depósito se ha diseñado mediante un forjado de placas aligeradas prefabricadas. El forjado consta de 2 vanos de luz constante, por tanto mismas longitudes de placas y tiene un canto total de 25 cm. (con capa de compresión de 5 cm.). Las placas aligeradas son ancho 1,2 metros y el modelo de forjado es PLACA ALVEOLAR PRETENSADA P20: 20+ 5/120 AEH-500 o equivalente,



Las placas deberán ser adecuadas para un ambiente IV (corrosión por cloruros) y los ELU, de manera que en el ELS de fisuración no se produzca descompresión de la fibra inferior.

Se ha dispuesto una armadura base mediante mallazo de  $\Phi 8$  15x15 en la capa de compresión. Además en los apoyos de cada vano en los muros o los pórticos bajo forjado se disponen de refuerzos de negativos  $\Phi 8c/15$  en toda la dimensión del vano.

### **2.3.- Muros de hormigón armado**

El cerramiento perimetral del depósito se han diseñado con muros de hormigón armado. El forjado de placas aligeradas no está empotrado a la coronación de los muros, para prevenir los esfuerzos concentrados en los bordes de vigas y muros, las placas se apoyarán en la estructura mediante bandas de neopreno de 10 mm de espesor.

El espesor de los muros perimetrales e interior es de 40 cm, con un recubrimiento mínimo de 47 mm.

### **2.4.- Elementos de drenaje**

Se ha provisto al depósito de dos elementos principales para su correcto drenaje, como son:

- Cámara de valvulería para desagües de fondo y rebosaderos.
- Arqueta de filtraciones, para control de las mismas bajo solera del depósito.

## **3.- MATERIALES Y NORMATIVA APLICADA**

Todo el conjunto se ha proyectado en hormigón armado, empleando hormigones HA-30 para ambiente IV tanto en la cimentación como en los muros, pilares y vigas de

los depósitos. Para armaduras se ha empleado acero B-500SD en barras y el acero B-500s en mallazos.

### 3.1. Hormigón armado

#### Hormigones

Se ha considerado una clase general de exposición IV (agresión por cloruros de origen distinto al marino) para toda la obra incluso la cimentación.

Como consecuencia del tipo de ambiente el hormigón armado debe cumplir las siguientes características:

- La relación máxima agua / cemento debe ser de 0.50
- El hormigón a emplear debe ser HA-30.
- El contenido mínimo en cemento debe ser 325 kg/m<sup>3</sup>
- Los recubrimientos mínimos serán de 47 mm.
- Se limita la abertura de fisura a 0.1 mm para las hipótesis de servicio correspondientes.

HORMIGON HA-30	
Resistencia característica en compresión:	$f_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$
Coeficiente de seguridad en E.L.U.:	$\gamma_c=1.50$
Resistencia de cálculo en compresión:	$f_{cd}=20 \text{ N/mm}^2$

#### Acero en barras

En toda la obra se utilizaran aceros B-500-SD

ACERO B-500SD	
Límite elástico característico:	$f_{yk}=500 \text{ N/mm}^2$
Coeficiente de seguridad en E.L.U.:	$\gamma_s= 1.15$
Resistencia de cálculo:	$F_{sd}=434.78 \text{ N/mm}^2$
Módulo de elasticidad:	$E=200000 \text{ N/mm}^2$
Nivel de Control Previsto	Normal

#### Acero en Mallazos

En toda la obra se utilizaran aceros B-500-S

#### ACERO B-500S

Límite elástico característico:	$f_{yk}=500 \text{ N/mm}^2$
Coeficiente de seguridad en E.L.U.:	$\gamma_s= 1.15$
Resistencia de cálculo:	$F_{sd}=443.48 \text{ N/mm}^2$
Módulo de elasticidad:	$E=200000 \text{ N/mm}^2$

### 3.2.- Ensayos a realizar

De acuerdo a los niveles de control previstos, se realizaran los ensayos pertinentes de los materiales, acero y hormigón según se indica en la norma EHE Cap. XV, art. 82 y siguientes.

### 3.3.- Límites de deformación

**Límites de deformación de la estructura.** La determinación de deformaciones es un cálculo de estados límites de utilización con las cargas de servicio, coeficiente de mayoración de acciones =1, y de minoración de resistencias =1.

**Hormigón armado.** Para el cálculo de las flechas en los elementos flectados, vigas y forjados, se tendrán en cuenta tanto las deformaciones instantáneas como las diferidas, calculándose las inercias equivalentes de acuerdo a lo indicado en la norma.

Para el cálculo de las flechas se ha tenido en cuenta tanto el proceso constructivo, como las condiciones ambientales y la edad de puesta en carga. Por tanto, a partir de estos supuestos se estiman los coeficientes de fluencia pertinentes para la determinación de la flecha activa, suma de las flechas instantáneas más las diferidas producidas con posterioridad a la construcción de las tabiquerías.

En los elementos de hormigón armado se establecen los siguientes límites:

Flechas activas máximas relativas y absolutas para elementos de Hormigón Armado y Acero		
Estructura no solidaria con otros elementos	Estructura solidaria con otros elementos	
	Elementos flexibles	Elementos rígidos
<b>VIGAS Y LOSAS</b>		
Relativa: $\delta/L < 1/250$	Relativa: $\delta /L < 1/400$	Relativa: $\delta /L < 1/400$

Absoluta: $L/500 + 1\text{ cm}$		Absoluta: 1 cm
<b>FORJADOS</b>		
Relativa: $\delta / L < 1/250$	Relativa: $\delta / L < 1/400$	Relativa: $\delta / L < 1/400$
Absoluta: $L/500 + 1\text{ cm}$	Absoluta: $L/800 + 0.6\text{ cm}$	Absoluta: $L/1000 + 0.5\text{ cm}$

Flechas totales máximas relativas para elementos de Hormigón Armado y Acero		
Estructura no solidaria con otros elementos	Estructura solidaria con otros elementos	
	Elementos flexibles	Elementos rígidos
<b>VIGAS, LOSAS Y FORJADOS</b>		
Relativa: $\delta / L < 1/250$	Relativa: $\delta / L < 1/250$	Relativa: $\delta / L < 1/250$

### 3.4.- Normativa

Los elementos estructurales proyectados cumplen en todos los casos lo especificado al efecto en las Normas siguientes:

- EHE - Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado.
- CTE-SE-AE - Código Técnico de la Edificación - Seguridad Estructural - Acciones en la Edificación EC-2.
- Eurocódigo2 - EC-2. Eurocódigo2. Proyecto de estructuras de Hormigón.
- NCSE-02 - Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación

### 4.- ACCIONES CONSIDERADAS.

Se han considerado las prescritas por el Código Técnico de la Edificación (CTE). Documento Básico SE-AE Acciones en la edificación.

- Peso propio hormigón  $2.5\text{ T/m}^3 = 25\text{ kN/m}^3$
- Peso propio cubierta  $0.4\text{ T/m}^2 = 4\text{ kN/m}^2$
- Cargas muertas en cubierta  $0.2\text{ T/m}^2 = 2\text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga de uso  $0.4\text{ T/m}^2 = 4\text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga de nieve  $0.40\text{ T/m}^2 = 4\text{ kN/m}^2$
- Carga de agua  $1\text{ T/m}^3 = 10\text{ kN/m}^3$
- Empujes del terreno
  - Peso específico  $18\text{ kN/m}^3$

- Ángulo de rozamiento interno  $30^{\circ}$
- Acción sísmica  $0,0896 \cdot g$

#### Peso propio del forjado de cubierta.

El peso propio de la cubierta y las cargas muertas, se obtienen del detalle de forjado de los planos del proyecto.

- **Forjados de placas aligeradas.** La geometría básica a utilizar en cada nivel, así como su peso propio será:

Forjado	Tipo	Ancho de placa (cm)	Canto Total (cm)	Altura de Placa (cm)	Capa de Compresión (cm)	P. Propio (KN/m <sup>2</sup> )
Cubierta P20	20+5	120	25	20	5	3,89

- **Zonas macizadas.** El peso propio de las zonas macizas o de cubiertas de los elementos de drenaje se obtiene como el producto de su canto en metros por  $25 \text{ kN/m}^3$ .

#### Sobrecarga de uso

Como sobrecarga de uso (Cubierta no transitable, solo mantenimiento) se toma un valor conservador de  $4,00 \text{ kN/m}^2$ .

#### Características geotécnicas del terreno

El terreno con el que se realizará el relleno alrededor del depósito son Zahorras compactadas, por lo que se adoptan valores habituales y del lado de la seguridad en el cálculo:

- Naturaleza: Zahorras
- Densidad aparente  $\approx 18 \text{ KN/m}^3$
- Ángulo de rozamiento interno =  $30^{\circ}$

#### Acciones del viento

Al estar parcialmente enterrado el depósito, la acción de empuje del viento es prácticamente nula y no se considera.



### Acciones térmicas y reológicas. Condiciones de estanqueidad

De acuerdo a la NTE SE-AE punto 3.4.1, para muros con dimensiones inferiores a 40 metros o con juntas de dilatación separadas a menos de dicha distancia, no es necesario el estudio de las acciones térmicas y reológicas.

Sin embargo según las recomendaciones de Calatrava (2002) será necesario disponer de estas juntas de retracción tanto en los alzados, cada 7,5 metros; como en cimientos, cada 20 metros.

Además debido al uso de la construcción, depósito de aguas, se diseñarán la junta de impermeabilización del depósito perimetralmente a éste en el contacto zapata corrida y alzado de muro perimetral.

### Acción sísmica

Según la vigente NCSE-02, para la zona de ubicación de la estructura, Carlet, debe considerarse una aceleración sísmica básica  $a_b = 0.07 \cdot g$ , y un coeficiente de contribución de la falla de Azores-Gibraltar de  $k=1$ .

Considerando la estructura de normal importancia, el coeficiente adimensional de riesgo será de  $p=1$ . Considerando un coeficiente de terreno de 1,60, el coeficiente de amplificación del terreno será de:

$$\text{Para } p \cdot a_b \leq 0,1g \rightarrow S = C/1,25 \rightarrow S = 1,60/1,25 = 1,28$$

$$a_c = p \cdot S \cdot a_b = 1,00 \cdot 1,28 \cdot 0,07 \cdot g = 0,0896 \cdot g$$

## **5.- COEFICIENTES DE SEGURIDAD.**

Los coeficientes de seguridad adoptados, para las acciones anteriormente descritas, correspondientes a un control de calidad de los materiales y de la ejecución a nivel normal son los siguientes:

### ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS.

- Acciones en general:
  - Favorables
    - Permanentes 1,00

- Variables 0,00
- Desfavorables
  - Permanentes 1,50
  - Variables 1,60

### ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO.

- Acciones en general:
  - Favorables
    - Permanentes 1,00
    - Variables 0,00
  - Desfavorables
    - Permanentes 1,00
    - Variables 1,00

Además, se han aplicado los coeficientes de combinación de acciones en cada caso. Los coeficientes de seguridad adoptados para los materiales son los siguientes, de acuerdo con la Instrucción EHE.

### ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS SITUACIONES PERSISTENTES O TRANSITORIAS

Hormigón	1,50
Acero en armaduras activas y pasivas	1,15

### ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS SITUACIONES ACCIDENTALES

Hormigón	1,30
Acero en armaduras activas y pasivas	1,00

### ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

Hormigón	1,00
Acero en armaduras activas y pasivas	1,00

Ejecución Toda la obra

A. Nivel de Control previsto

Normal

B. Coeficiente de Mayoración de las acciones desfavorables

Permanentes/Variables 1.5/1.6

## 6.- CÁLCULO DEL DEPÓSITO.

La geometría del depósito:

- Capacidad del depósito: 600 m<sup>3</sup>
- Nº Vasos: 2 vasos
- Tipo de depósito: semienterrado con una altura de relleno de las tierras de 0,9 m.
- Altura de la lámina de agua de 4 m.
- Dimensiones del nuevo depósito: 16,20 metros de ancho por 11,00 metros de largo, por unos 5 metros de alto

Las características del hormigón de los muros y la losa son:

- Tipo de Hormigón HA-30/P/20/IV rec. 47mm
- $f_{ck}$ : 30 N/mm<sup>2</sup>
- $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ :  $30 / 1,50 = 20$  N/mm<sup>2</sup>
- Espesor muros: 0,40 m
- Espesor losa: 0,50 m

Las características de las barras de armadura de los muros y la losa son:

- Tipo de Hormigón B 500 SD
- $f_{yk}$ : 500 N/mm<sup>2</sup>
- $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ :  $500 / 1,15 = 435$  N/mm<sup>2</sup>

Las características del relleno son:

- Tipo de relleno: Gravas compactadas
- Peso específico:  $\gamma_t = 18$  kN/m<sup>3</sup>
- Angulo de rozamiento:  $\phi = 30^\circ$

Cuantías mínimas.

- Cuantías geométricas mínimas en losas, según EHE 08, para aceros B500SD se sitúa en el 1,8 por mil. En nuestro caso, con un canto de 50 cm,
  - $0.0018 * 100 * 40 = 9$  cm<sup>2</sup>/m
- Cuantías geométricas mínimas en muros en armadura horizontal, según EHE 08, para aceros B500SD se sitúa en el 3,2 por mil, la armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. En nuestro caso, con un canto de 40 cm:

- $0.0032 * 100 * 40 = 16 \text{ cm}^2/\text{m}$  ;  $8 \text{ cm}^2/\text{m}$  por cara.
- Cuantías geométricas mínimas en muros en armadura vertical, según EHE 08, para aceros B500SD se sitúa en el 0,9 por mil. En nuestro caso, con un canto de 40 cm:
  - $0.0009 * 100 * 40 = 4,5 \text{ cm}^2/\text{m}$

### 6.1.- Modelo de cálculo de los muros y losa.

Para el cálculo de los muros y losa del depósito, seguiremos las recomendaciones del libro de **Jiménez Montoya "Hormigón armado" (Enero 2009)**.

#### a) Acciones a considerar.

Las acciones a considerar en el cálculo de la pared serán:

- Empuje hidrostático:  $q_h (y=0) = \gamma_w \cdot h_w = 10 * 4,00 = 40 \text{ kN/m}^2$
- Empuje relleno:  $q_t (y=0) = \gamma_t \cdot \text{tg}(45-\phi/2) \cdot h_w = 18 * \text{tg}(45 - 30/2) * 0,90 = 5,40 \text{ kN/m}^2$

#### b) Hipótesis de carga.

Las hipótesis de carga a considerar en el cálculo de los muros serán:

- Depósito lleno, en los muros perimetrales sin empuje de tierras.
- Depósito lleno, en los muros perimetrales con empuje de tierras.
- Depósito vacío, en los muros perimetrales con empuje de tierras.
- Un vaso lleno y el otro vacío para el muro interior.

En nuestro caso, las anchuras de los muros perimetrales son:

- 2 muros 11m
- 4 muros de 8,10 m, dado que, esta longitud tiene un muro interior que lo divide en dos.

De todas las hipótesis de carga, solo tendremos en cuenta las tres primeras, dado que la última es igual que la primera, para el caso del muro de 11 m.

#### c) Determinación de los momentos flectores.

En primer lugar determinaremos los momentos flectores, considerando los muros como placas empotradas entre sí, con el borde superior de las paredes libre.

En la siguiente tabla se indican los esfuerzos por unidad de longitud y la flecha máxima, correspondientes a las placas laterales del depósito, en función de la máxima presión hidrostática o del empuje de las tierras. En nuestro caso

$$h/a = 4/8,1 \approx 0,5 ; h/b = 4/11 \approx 0,3$$

TABLA 27.2  
ESFUERZOS Y FLECHAS EN PLACAS LATERALES

momentos (p.u.l.) $m = \alpha \cdot q \cdot h^2$	cortantes (p.u.l.) $v = \alpha \cdot q \cdot h$								flecha máxima $f_{\max} = \alpha \cdot q \cdot h^4/(E \cdot e^3)$
Esfuerzos y flecha $f_{\max}$ (1)	Valores de $\alpha$ para $h/a$ (o $h/b$ ) igual a								
	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
$m$ (ve)	0,137	0,115	0,092	0,073	0,057	0,046	0,039	0,035	
$m$ (vm)	-0,009	0,003	0,008	0,012	0,013	0,013	0,011	0,01	
$m$ (he)	0,06	0,054	0,05	0,046	0,042	0,038	0,034	0,03	
$m$ (hm)	0,027	0,03	0,028	0,023	0,019	0,017	0,015	0,013	
$v$ máx	0,47	0,45	0,43	0,415	0,375	0,34	0,32	0,295	
$f$ máx	0,246	0,137	0,083	0,052	0,03	0,02	0,014	0,01	

(1) Las letras dentro de un paréntesis indican: v, armadura vertical; h, armadura horizontal; e, empotramiento y m, momento máximo de vano.

Vamos a calcular las diferentes acciones a considerar:

### Empuje hidrostático (Combinación C1)

Los diferentes valores de los momentos son:  $m = \alpha \cdot q \cdot h^2$

Siendo:

- $\alpha$  el valor obtenido en la tabla anterior.
- $q = \gamma_f \cdot q_h = 1,50 \cdot 40 = 60 \text{ kN/m}^2$
- $h = 4 \text{ m}$

Los valores en el muro de dimensión 8,10 m, son:

- $M(ve) = 0,092 \cdot 60 \cdot 4^2 = 88,32 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M(vm) = -0,008 \cdot 60 \cdot 4^2 = -7,68 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M(he) = 0,05 \cdot 60 \cdot 4^2 = 48,00 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M(hm) = 0,028 \cdot 60 \cdot 4^2 = 26,88 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

Los valores en el muro de dimensión 12 m, son:

- $M(ve) = 0,137 \cdot 60 \cdot 4^2 = 131,52 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M(vm) = -0,009 \cdot 60 \cdot 4^2 = -8,64 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M(he) = 0,06 \cdot 60 \cdot 4^2 = 57,60 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

- $M(hm) = 0,027 \cdot 60 \cdot 4^2 = 25,92 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

### Empuje relleno (Combinación C2)

Los diferentes valores de los momentos son:  $m = \alpha \cdot q \cdot h^2$

Siendo:

- $\alpha$  el valor obtenido en la tabla anterior.
- $q = \gamma_f \cdot q_t = 1,60 \cdot 5,40 = 8,64 \text{ kN/m}^2$
- $h = 0,90 \text{ m}$

Los valores en el muro de dimensión 8,10 m, son:

- $M(ve) = 0,137 \cdot 8,64 \cdot 0,90^2 = 0,64 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M(vm) = -0,009 \cdot 8,64 \cdot 0,90^2 = -0,06 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M(he) = 0,06 \cdot 8,64 \cdot 0,90^2 = 0,35 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M(hm) = 0,027 \cdot 8,64 \cdot 0,90^2 = 0,20 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

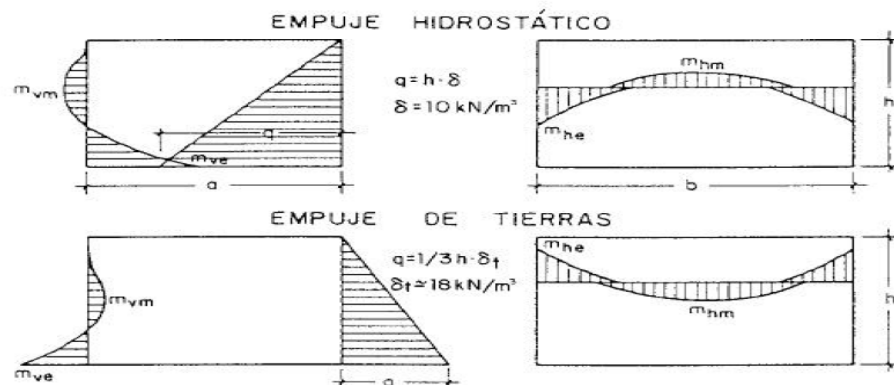
Los valores en el muro de dimensión 12 m, son:

- $M(ve) = 0,137 \cdot 8,64 \cdot 0,90^2 = 0,96 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M(vm) = -0,009 \cdot 8,64 \cdot 0,90^2 = -0,06 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M(he) = 0,06 \cdot 8,64 \cdot 0,90^2 = 0,42 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M(hm) = 0,027 \cdot 8,64 \cdot 0,90^2 = 0,19 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

Para simplificar los cálculos, vamos a tomar solamente los valores máximos de los momentos flectores de todas las hipótesis:

- H1: Depósito lleno, en los muros perimetrales sin empuje de tierras.
- H2: Depósito lleno, en los muros perimetrales con empuje de tierras.
- H3: Depósito vacío, en los muros perimetrales con empuje de tierras.

Para ello tendremos que tener en cuenta el sentido de los momentos.



**Figura 27.6** Leyes de momentos flectores en la pared de un depósito

De los datos anteriores, combinado con las hipótesis, podemos extraer el siguiente cuadro:

	H1 = C1		H2 = C1 - C2		H3 = - C1	
	<b>a</b>	<b>b</b>	<b>a</b>	<b>b</b>	<b>a</b>	<b>b</b>
M(ve)	88,32	131,52	87,68	130,56	-0,64	-0,96
M(vm)	-7,68	-8,64	-7,62	-8,58	0,06	0,06
M(he)	48,00	57,60	47,65	57,18	-0,35	-0,42
M(hm)	26,88	25,92	26,68	25,73	-0,20	-0,19

Por tanto solo desarrollaremos la hipótesis H1, dado que los valores de los momentos aportados por el relleno son despreciables.

#### d) Determinación de los esfuerzos de tracción.

De forma simplificada puede admitirse que el esfuerzo de tracción total, que se origina en las paredes y en el fondo del depósito como consecuencia de la presión hidrostática se distribuyen entre las dos paredes ( $N_{ap}$ ) y el fondo ( $N_{af}$ ) según los porcentajes indicados en la tabla 27.3

$$N_{ap} = \frac{\beta_p \cdot b \cdot h^2 \cdot \delta}{2} \quad N_{af} = \frac{\beta_f \cdot b \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$$

TABLA 27.3

ESFUERZOS DE TRACCIÓN Y VALORES DE  $\beta$

Armadura paralela al lado b ↓	Esfuerzo total		Esfuerzo pared		Esfuerzo fondo			
	$N_b = \frac{a \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$		$N_{op} = \frac{\beta_p \cdot a \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$		$N_{bf} = \frac{\beta_f \cdot a \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$			
$h/a \rightarrow$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
Fondo $\beta_f =$	0,8	0,7	0,6	0,54	0,48	0,45	0,42	0,4
Pared $\beta_p =$	0,1	0,15	0,2	0,23	0,26	0,275	0,29	0,3
$h/b \rightarrow$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
↑ Armadura paralela al lado a	$N_a = \frac{b \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$		$N_{ap} = \frac{\beta_p \cdot b \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$		$N_{af} = \frac{\beta_f \cdot b \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$			
	Esfuerzo total		Esfuerzo pared		Esfuerzo fondo			

Los valores en el muro de dimensión 8,10 m, son:

- $N(ap) = 0,1 * 11 * 10 * 4^2 / 2 = 88,00 \text{ kN}$
- $N(af) = 0,8 * 11 * 10 * 4^2 / 2 = 704,00 \text{ kN}$

Los valores en el muro de dimensión 11 m, son:

- $N(bp) = 0,2 * 8,10 * 10 * 4^2 / 2 = 129,60 \text{ kN}$
- $N(bf) = 0,6 * 8,10 * 10 * 4^2 / 2 = 388,80 \text{ kN}$

### e) Comprobación de esfuerzos cortantes.

En primer lugar comprobaremos si el espesor de la pared es suficiente para resistir los esfuerzos cortantes, sin armadura transversal, mediante la fórmula de la Instrucción española para placas.

$$\gamma_f \cdot v \leq v_u$$

El valor máximo de la resistencia a cortante es:

$$v_{\max} = \alpha \cdot q \cdot h$$

Siendo:

- $\alpha(a) = (h/b = 4/8,10 \approx 0,5) = 0,43$  (valor de la Tabla 27.2)
- $\alpha(b) = (h/b = 4/11 \approx 0,3) = 0,47$  (valor de la Tabla 27.2)
- $q = \gamma_f \cdot q_h = 1,50 * 40 = 60 \text{ kN/m}^2$
- $h = 4 \text{ m}$

$$v_{\max}(a) = 0,43 \cdot 60 \cdot 4 = 103,20 \text{ kN/m}$$

$$v_{\max}(b) = 0,47 \cdot 60 \cdot 4 = 112,80 \text{ kN/m}$$

El valor  $v_u$  es:

$$v_u = 0,12 \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}} \cdot d \text{ [N/mm]}$$

Siendo:

- $\rho$  Cuantía geometría de la armadura longitudinal,  $\rho = 0,002$
- $d$  Canto útil,  $d = e - \text{recubrimiento} - \varnothing/2 = 400 - 47 - 16/2 = 345 \text{ mm}$
- $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- $\gamma_f$  Coeficiente de seguridad,  $\gamma_f = 1,5$



se obtiene:  $v_u = 124,69 \text{ N/mm} = 124,69 \text{ kN/m}$

Por tanto cumple con la condición de esfuerzos cortantes en todos los muros perimetrales:

$$v_{\max} (a) = 0,43 \cdot 60 \cdot 4 = 103,20 \text{ kN/m} < v_u = 124,69 \text{ kN/m}$$

$$v_{\max} (b) = 0,47 \cdot 60 \cdot 4 = 112,80 \text{ kN/m} < v_u = 124,69 \text{ kN/m}$$

#### **f) Comprobación a fisuración y cálculo de las armaduras.**

Como se ha establecido, consideraremos que el máximo valor admisible para la anchura de la fisura en paredes del depósito es  $W_{\max} = 0,1 \text{ mm}$ .

El método propuesto para el cálculo, consiste en determinar, independientemente las armaduras a flexión y de tracción simple, y sumarlas.

#### **Determinación de las armaduras de flexión.**

La armadura de flexión se determina en función de la anchura máxima admitida para la fisura. El cálculo comienza por determinar el módulo de fisuración  $k$ , mediante la expresión:

$$k = \frac{0,75 \cdot m}{(1,39 - e) \cdot e^2 \cdot 10^4}$$

Siendo:

- $m$  = momento unitario de servicio en  $\text{kN}\cdot\text{m/m}$ .
- $e$  = Espesor de la pared,  $e = 0,4 \text{ m}$ .

Con este valor de  $k$  y con el diámetro  $\emptyset$  elegido, se entra en el gráfico correspondiente a la anchura de fisura admitidas y se encuentra la separación  $s$  de las barras.

Otra comprobación que hay que realizar, es la comprobación a rotura. La comprobación la realizaremos mediante las formulas:

$$\omega = \frac{A \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}; \quad \mu = \omega \cdot (1 - 0,52 \cdot \omega); \quad m_u = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}; \quad \gamma_f = \frac{m_u}{m}$$

Debiendo resultar un coeficiente de seguridad  $\gamma_f$  no inferior a 1,4

Con todas estas fórmulas, y los datos existentes, se extrae la siguiente tabla:

	<b>a</b>				<b>b</b>			
Momentos	M(ve)	M(vm)	M(he)	M(hm)	M(ve)	M(vm)	M(he)	M(hm)
valor	88,32	-7,68	48,00	26,88	131,52	-8,64	57,60	25,92
k	0,04182	-0,0036	0,02273	0,01273	0,06227	-0,0041	0,02727	0,01227
Ø mm	16	16	16	16	25	16	16	16
Separación	13	min	min	min	15	min	25	min
A cm <sup>2</sup>	15,47	8,00	8,00	8,00	32,72	8,00	8,04	8,00
Canto útil	34,50	34,50	34,50	34,50	34,05	34,50	34,50	34,50
ω	0,098	0,050	0,050	0,050	0,209	0,050	0,051	0,050
μ	0,093	0,049	0,049	0,049	0,186	0,049	0,049	0,049
md	220,336	116,911	116,911	116,911	432,015	116,911	117,512	116,911
γf	2,49	-15,22	2,44	4,35	3,28	-13,53	2,04	4,51

Armaduras que cumplen con la comprobación en rotura, dado que tienen un coeficiente de seguridad superior a 1,4.

Que como se pueden ver, para alguno de estos valores, las armaduras salen menores que la mínima. Según Jiménez Montoya (2009), la cuantía mínima la establece en  $\rho = 0.002$ , que para nuestro caso  $= 0.002 \times 100 \times 40 = 8 \text{ cm}^2/\text{m}$

### Determinación de las armaduras de tracción simple.

La armadura de tracción simple se determina adoptando un valor muy bajo para la tensión admisible del acero,  $\sigma_{s,adm} = 100 \text{ N/mm}^2$ , y pueden disponerse uniformemente distribuidas, la mitad en cada cara de la placa. Las secciones que resultan son:

Armaduras paralelas al lado a, por unidad de ancho ( $\beta$  de la tabla 27.3 con h/b)

$$\text{pared } b \times h: A_{ap} = \frac{\beta_p \cdot b \cdot h \cdot \delta}{2 \cdot \sigma_{s,adm}}; \text{ fondo: } A_{af} = \frac{\beta_f \cdot a \cdot h^2 \cdot \delta}{2 \cdot \sigma_{s,adm}};$$

Armaduras paralelas al lado b, por unidad de ancho ( $\beta$  de la tabla 27.3 con h/b)

$$\text{pared } a \times h: A_{bp} = \frac{\beta_p \cdot a \cdot h \cdot \delta}{2 \cdot \sigma_{s,adm}}; \text{ fondo: } A_{bf} = \frac{\beta_f \cdot h^2 \cdot \delta}{2 \cdot \sigma_{s,adm}};$$

Que aplicando los valores calculados:

	<b>a</b>	<b>b</b>
Ap cm <sup>2</sup>	2,20	3,24
Af cm <sup>2</sup>	6,40	4,80

### Determinación de las armaduras inferior losa.

Determinaremos la armadura inferior de la losa a partir de los momentos unitarios (por unidad de longitud de la paca) originados por el empuje de las tierras (en nuestro caso son despreciables), más los originados por el peso propio del depósito vacío, no teniendo en cuenta el peso de la solera.

Para el caso de depósitos de tamaño pequeño o mediano, como nuestro caso, los momentos sobre solera debidos al peso propio de la pred puede evaluarse, del lado de la seguridad, mediante las formulas:

$$m_{ae} = 0,1 \cdot p \cdot (a + b) \quad ; \quad m_{be} = 0,1 \cdot p \cdot (a + b) \cdot \frac{a}{b} , \text{ para } (a \leq b)$$

Siendo:

- $p = p_h \cdot e_{muros} \cdot h_{muros} + p_{cubierta} \cdot (a \cdot b) / (2a + 2b) = 25 \cdot 0,4 \cdot 5 + 10 \cdot (8,1 \cdot 11) / (2 \cdot 8,1 + 2 \cdot 11) = 73,32 \text{ kN/m}$

Por tanto

$$m_{ae} = 0,1 \cdot 73,32 \cdot (8,1 + 11) = 140,05 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$m_{be} = 0,1 \cdot 73,32 \cdot (8,1 + 11) \cdot 8,1 / 11 = 103,13 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

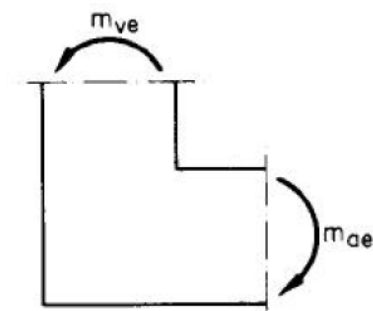
Que aplicando resulta:

Momentos	M(ae)	M(be)
valor	140,05	103,13
k	0,04721	0,03476
Ø mm	20	16
Separación	16	18
A cm2	19,63	11,17

A estas armaduras, paralelas a  $a$  y  $b$ , respectivamente, es necesario sumarles las de tracción simple.

### Determinación de las armaduras superiores losa.

Determinaremos la armadura superior de la losa a partir de los momentos de empotramiento de los arranques de las paredes correspondientes, con depósito lleno.



$$m_{ae} = m_{ve} \text{ (entrando en la tabla 27.2 con } h/b)$$

$$m_{be} = m_{ve} \text{ (entrando en la tabla 27.2 con } h/a)$$

**Figura 27.7** Momentos de empotramiento pared-solera:  $m_{ae} = m_{ve}$

A las que es necesario sumar las de tracción simple.

### Determinación de las armaduras.

La armadura total se calcula sumando los dos resultados, teniendo en cuenta que la armadura debida a tracción está repartida en las dos caras. En la tabla siguiente se presentan el resumen de las armaduras necesarias.

placa	Nº	Momento de servicio	Por fisuración		Por tracción		Armadura total	
			k	A (cm <sup>2</sup> )	N (kN/m)	A (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	Ø / s
Pared perimetral 11 m	1	M(vm) = 8,64	0,0041	mín	-	-	8	Ø16 / 25
	2	-	-	mín	-	-	8	Ø16 / 25
	3	M(ve) = 131,52	0,0623	32,72	-	-	32,72	Ø25 / 15
	7	M(hm) = 25,92	0,0123	mín	129/2	3,24/2	9,62	Ø16 / 20
	8	M(he) = 57,60	0,0273	mín	129/2	3,24/2	9,62	Ø16 / 20
	9	refuerzo						Ø16 / 20
Pared perimetral 8,10 m (16,20/2)	1	M(vm) = 7,68	0,0036	mín	-	-	8	Ø16 / 25
	2	-	-	mín	-	-	8	Ø16 / 25
	3	M(ve) = 88,32	0,0418	15,47	-	-	15,47	Ø20 / 20
	7	M(hm) = 26,88	0,0127	mín	96/2	2,20/2	9,1	Ø16 / 22
	8	M(he) = 57,60	0,0273	mín	96/2	2,20/2	9,1	Ø16 / 22
	9	refuerzo						Ø16 / 22
Pared interior	1	M(vm) = 8,64	0,0041	mín	-	-	8	Ø16 / 25
	2	-	-	mín	-	-	8	Ø16 / 25
	3	M(ve) = 131,52	0,0623	32,72	-	-	32,72	Ø25 / 15
	7	M(hm) = 25,92	0,0123	mín	129/2	3,24/2	9,62	Ø16 / 20
	8	M(he) = 57,60	0,0273	mín	129/2	3,24/2	9,62	Ø16 / 20
	9	refuerzo						Ø16 / 20
Losa, sección paralela a la pared per. 11 m	4	M(be) = 103,13	0,0339	11,17	388,8/2	4,80/2	13,57	Ø20 / 24
	5	solapo						Ø20 / 24
	6	M(ve) = 88,32	0,0298	14,28	388,8/2	4,80/2	16,68	Ø20 / 19
Losa, sección paralela a la pared per. 8 m	4	M(ae) = 140,05	0,0503	19,63	768/2	6,40/2	22,83	Ø20 / 14
	5	solapo						Ø20 / 14
	6	M(ve) = 131,52	0,0443	18,48	768/2	6,40/2	21,68	Ø20 / 15

Todas las armaduras cumplen con la cuantía mínima que exige la EHE 08.

El Nº corresponde al tipo de armadura que se refleja en la Figura 27.11

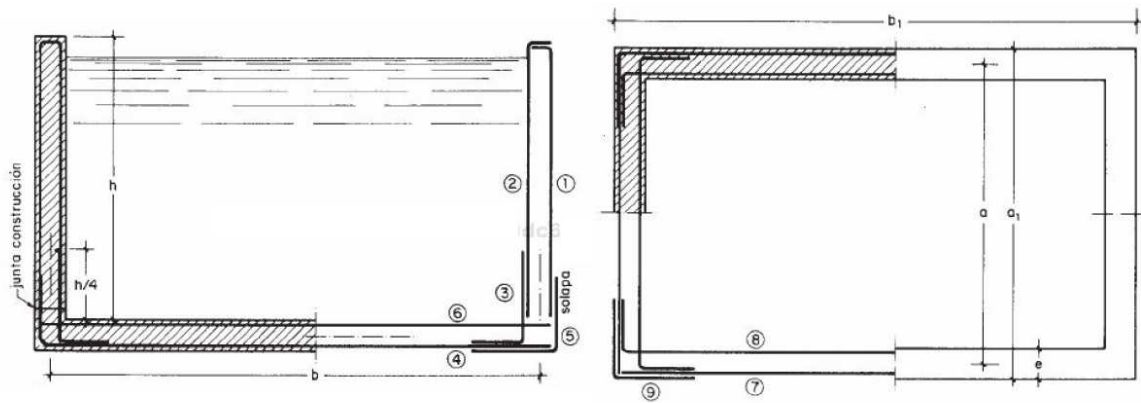


Figura 27.11 Disposición de armaduras

## 7.- JUNTAS DE RETRACCIÓN.

Según las recomendaciones de Calatrava (2002) y Jiménez Montoya (2009) será necesario disponer de estas juntas de retracción o contracción tanto en los alzados, cada 7,5 metros; como en cimientos, cada 20 metros.

Como ya se ha comentado anteriormente, las dimensiones del depósito son 16,20 x 11 metros. Por tanto, deberían existir dos juntas de contracción en el muro largo y una junta en el muro corto.

Para

En cuanto a la losa, en principio no sería necesario disponer de juntas, pero para evitar problemas, se hormigonará toda la losa en un día.

A continuación, se adjunta diversos tipos de juntas.

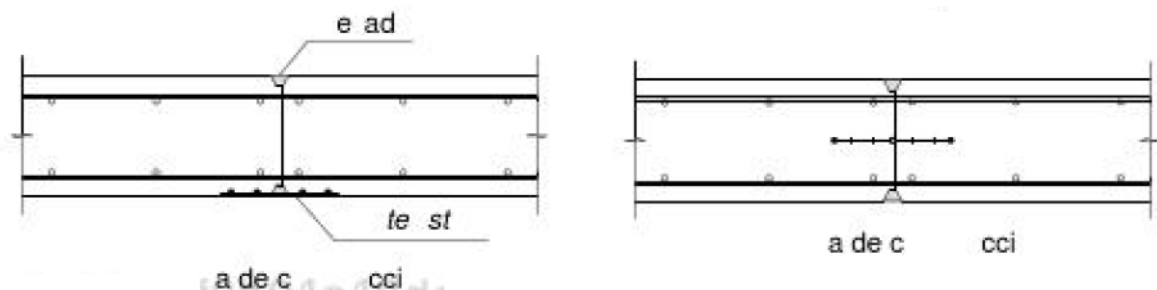


Figura 27.3 Diversos tipos de juntas en depósitos

Se debe elegir aquella que asegure una correcta estanqueidad de la estructura.