

EJM-016/cap 004/05

# DOCUMENTO NUM. 1

MEMORIA

17.101-301

MEMORIA DESCRIPTIVA Y ANEXOS

DISPOSICIONES GENERALES.— El depósito es de forma rectangular con dimensiones exteriores de 62,00 x 26,00 y queda dividido en dos compartimientos por un muro central; la altura de la línea de agua es de 4,00 m. y con la forma ataluzada interiormente de los muros su capacidad total se reduce a 9.531,5m. Una cámara de llaves con vivienda de 46 m<sup>2</sup> de planta, completa la instalación.

El depósito va enterrado 4,00 m. y sobresaie por fuera del terreno 0,80 m., pero tanto esta parte como la cubierta va recubierta por una capa de tierra para aislarlo de las variaciones térmicas.

El muro de contorno está formado por una pared de hormigón armado empotrada por su base en la solera, también de hormigón armado, que en esta parte aumenta su espesor a 60 cm. y presenta una pequeña arista exterior para repartir mejor las presiones sobre el terreno.

En el resto de la solera el espesor es de 25 cms. y aumenta también a 60 bajo el muro divisorio que es de estructura análoga a la del muro de contorno.

La armadura del muro permite disminuir sensiblemente el espesor aumentando así la capacidad del depósito sin ensanchar la excavación, y resultando en conjunto una solución más económica y de mejores condiciones de resistencia, tanto para el empuje del agua que queda contrarrestada por el peso de la masa sobre la parte de solera armada rigidamente unida al muro, como para el empuje de las tierras, que aunque es de menor importancia, debe también tenerse en cuenta.

La cubierta está formada por una losa plana de 15 cms. de

espesor, de hormigón armado, sustentada por pilares del mismo material, espaciados a 4,50 m. entre ejes.

PRECIOS.- Para los precios unitarios, los hemos fijado inferiores a los que adoptamos para la construcción del puente sobre el Río Guis, cuya construcción nos fué encomendada también por esa Dirección de Obras Públicas.

Lo hemos hecho así por estimar que han de ser mejores las facilidades que encontremos en YETUAN, tanto para los acopios de materiales como para la mano de obra especializada que necesitamos.

En el presupuesto hemos incluido una partida de 3<sup>o</sup>.900 Ptas. de excavación por no conocer con exactitud si dicha excavación ha sido ejecutada en su totalidad. Naturalmente que en el caso que así sea, será una partida a rebajar del presupuesto.

Al presupuesto de ejecución material, habrá que añadir el 15 % de contrato. En esta forma, el presupuesto total de contrato ascenderá a Pesetas 343.438,90.-

Dado el volumen de 9.551 m<sup>3</sup>. que tiene el depósito, el coste por metro cúbico de agua almacenada, es de 36 Ptas. y hacemos observar que es éste uno de los precios unitarios más reducidos que hemos obtenido en los diversos depósitos enterrados similares a éste que nuestra Compañía ha ejecutado.

Respecto al plan de ejecución, hemos de procurar en esta obra, como en todas aquellas que se nos encomiendan, complimentar los deseos de esa Dirección.

PROYECTO DE DEPOSITO DE AGUAS PARA EL ABASTECIMIENTO  
DE TETUAN

( Memoria de Cálculo )

CALCULO DEL MURO DE CONTORNO.-

Si bien el peligro de vuelco está completamente alejado por quedar el muro hormigonado contra el terreno natural que es sumamente firme, conviene sin embargo determinar el punto de paso de la resultante sobre la base de sustentación prescindiendo del empuje pasivo de las tierras, para conocer en estas condiciones la carga máxima que se produce sobre el terreno.

El momento de vuelco es el siguiente, debido exclusivamente al empuje del agua:

$$Mv. = \frac{1.000 \times 4,00^2}{2} \times 1,93 = 15.440 \text{ mkg.}$$

El momento estabilizante vale:

	Pesos	Brazos	Momentos
Solera = 1,05 x 2,200	= 2.300	1,50	3.450
Muro = 1,60 x 2.200	= 3.500	0,62	2.200
Tierras = 2,15 x 1,700	= 3.700	0,20	740
Agua = 4,00 x 2,40 x 1.000	= 9.600	2,20	21.000
Id. = 4,00 x 0,20 x 1.000	= 800	0,72	560
Id. = 2,40 x 0,17 x 1.000	= 410	2,60	1.050
P.	= 20.300 Kg.	Mv. =	29.000 mkg.

Distancia del punto de paso de la resultante a la arista de vuelco:

$$\frac{Mv - Mv}{P} = \frac{29.000 \times 15.440}{20.300} = 0,67 \text{ m.}$$

La ley de repartición sobre el terreno será por tanto triangular y el ancho de apoyo efectivo será tres veces el valor hallado o sea sensiblemente 2,00 m. La carga unitaria máxima será por tanto doble de la media:

$$2 \times \frac{20.300}{200 \times 100} = 2,0 \text{ Kg/cm}^2.$$

carga admisible aun en terrenos de mediana consistencia.

La resistencia del muro a flexión conviene que sea también suficiente para resistir el empuje del agua sin contrapresión ninguna

por parte de las tierras.

El momento flector en el arranque del muro debido al empuje del agua es :

$$\frac{1.000 \times 4,00^3}{6} = 10.600 \text{ mkg.}$$

Ahora bien, con el canto útil de 56 cms. y la sección de armadura de 19 cm<sup>2</sup>, la profundidad de la fibra neutra es:

$$\frac{100}{2} f^2 = 15 \times 19 (56 - f) \quad \text{"} \quad f = 15 \text{ cm.}$$

El momento de inercia:

$$I = \frac{100}{3} \times (15)^3 + 15 \times 19 \times (41)^2 = 592.000 \text{ cm}^4.$$

y las cargas máximas del hormigón y del hierro son respectivamente:

$$H = \frac{1.060.000 \times 15}{592.000} = 27 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{10.600 \times 41}{592.000} = 10,8 \text{ kg/mm}^2.$$

La carga de esfuerzo cortante en esta sección es:

$$1.000 \times \frac{4,00^2}{2} = 8.000 \text{ kg/m.l.}$$

y como la armadura oblicua que se dispone reúne 10 cm<sup>2</sup>/m.l., la carga unitaria es de 8 kg/mm<sup>2</sup>; por otra parte, sin contar con esta armadura la carga del hormigón sería

$$\frac{8.000}{60 \times 100} = 1,5 \text{ kg/cm}^2.$$

La zapata o solera recibe por su parte los esfuerzos que le transmite el muro y el agua y las reacciones del terreno de 2,0 kg/cm<sup>2</sup>, pero como el peso de la tierra que soporta, representa 0,7 kg/cm<sup>2</sup>, queda una carga de abajo arriba de 1,3 kg/cm<sup>2</sup>, que, suponiéndola extendida en todo el área de la zapata, produce un momento flector de:

$$13.000 \times 0,20 = 2.600 \text{ mkg/m.l.}$$

flexión que se resiste holgadamente por la sección proyectada y no consideramos necesario comprobar.

La parte interior de la zapata en la hipótesis de empuje pasivo nulo de las tierras sufre una flexión por efecto del peso del agua y peso propio de:

$$\frac{4.000 \times 2,40^3}{2} + 2.200 \times 0,9 \times 1,20 = 13.600 \text{ mkg.}$$

y otra en sentido contrario producida por la reacción del terreno de:

$$\frac{10.000 \times 1,00^3}{6} = 1.700 \text{ mkg.}$$

siendo 10.000 la reacción del terreno en el arranque de esta parte de zapata.

La flexión resultante es pues = 11.900 mkg.

y como la sección tiene las mismas características que la de arranque del muro, las cargas unitarias máximas son ahora :

$$K = \frac{1.190 \times 15}{592.000} = 30 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 15 \frac{11.900 \times 41}{592.000} = 12,1 \text{ kg/cm}^2.$$

Para terminar con este muro estudiaremos la resistencia del muro a flexión en el caso de depósito vacío y empuje activo de las tierras. Contando en estas tierras, suavemente compactas, con un talud natural de 60° y una densidad de 1.800 kg/m<sup>3</sup>, el empuje total vale:

$$\frac{1}{2} \times 1,07^2 \times 1.800 = 1.040 \text{ kg.}$$

y el momento volcador:

$$1.040 \times \frac{4,00}{3} = 1.360 \text{ mkg.}$$

El momento estabilizante debido al peso propio y de la cubierta es:

$$\text{Muro : } 1,60 \times 2,200 \times 0,35 = 1.240 \text{ mkg.}$$

$$\text{Cubierta: } 1.000 \times 2,00 \times 0,50 = \frac{1.000}{2.240} \text{ mkg.}$$

superior al volcador. No existe por tanto peligro de vuelco, pero para mayor seguridad se arma con 3 varillas de 12 mm. por metro.

#### MURO DIVISORIO.-

Este muro es de estructura análoga a la del muro estudiado, pero como ha de poder resistir los empujes del agua indistintamente por uno u otro lado, es de sección simétrica y como consecuencia de ello lo es también la zapata que por ambos lados es idéntica al lado

interior de la zapata del muro de contorno.

Como en este muro el punto de paso de la resultante sobre la base pasaba sensiblemente sobre el eje del muro, en este otro que es de base simétrica la carga sobre el terreno se repartirá según una ley uniforme y por consiguiente, tanto la estabilidad del muro como la carga sobre el terreno y la resistencia de la zapata, estarán tanto o más aseguradas que en el muro de contorno, ya que los espesores y armaduras son los mismos. Lo mismo sucede con las resistencias a flexión y desgarradura del muro propiamente dicho, ya que la única variante es la de hacer la armadura simétrica.

#### CUBIERTA.-

La cubierta está formada por una losa plana de 13 cms. de espesor, que descansa sobre los pilares por intermedio de capiteles. La armadura de esta losa se dispone en cuatro direcciones concurrentes sobre las columnas (siguiendo el sistema Muhoroom) y la luz entre pilares es de 4,20 m. en las dos direcciones. La anchura de los capiteles es de 1,00 m.

Con estos datos, para el cálculo de la losa empleamos las fórmulas y coeficientes que marca el reglamento del American Concrete Institute ( 1917 ).

La sobrecarga está formada de 0,50 m. de espesor de tierras, por tanto la carga de cálculos es:

$$\text{Sobrecarga : } 0,50 \times 1.800 = 900 \text{ Kg/m}^2.$$

$$\text{Peso propio: } 0,13 \times 2.400 = \underline{300} \text{ "}$$
$$1.200 \text{ Kg/m}^2.$$

Con arreglo a las normas antedichas, el momento total vale:

$$0,09 \times p \times l \left(1 - \frac{2}{3} c\right)^2$$

siendo  $p$  = carga total por metro cuadrado = 1.200 Kgs.

$$l = \text{luz entre ejes} = 4,20 \text{ m.}$$

$$c = \text{diámetro máximo del capitel} = 0,80 \text{ m.}$$

y este momento se distribuye en la siguiente forma:

$$\text{Sección capitel} = 50 \%$$

Sección central = 30 %

Sección lateral = 20 %

Dando estas denominaciones a las secciones que se indican en el adjunto croquis.-

Aplicando pues estos valores, se obtiene:

Momento total:

$$0,09 \times 1.200 \times 4,20 \left(4,20 - \frac{2}{3} \times 0,80\right)^2 = 6.300 \text{ mkg.}$$

Momento en la sección capital = 3.150 "

Id. Id. Id. central = 1.900 "

Id. Id. lateral = 1.260 "

Ahora bien, con la armadura distribuida como se indica, en barras de 16 redondos de 15 mm., la sección recta de acero en cada una de las secciones anteriores y el ancho de las mismas con los siguientes:

Sección capital =  $\left(1 + \frac{2}{3}\right) 8 \phi 14 = 29,00 \text{ cm}^2$  y 2,5 cm. de ancho

Sección central =  $\left(\frac{2}{3}\right) 8 \phi 14 = 17,20 \text{ " } \times 2,5 \text{ " }$

Sección lateral =  $8 \phi 14 = 12,20 \text{ " } \times 1,75 \text{ " }$

Con estos datos hacemos a continuación la comprobación a flexión de las tres secciones.

Sección Capital.-

Momento flector = 3.150 mkg.

Ancho = 2,50 cm.

Armadura = 29,00 cm<sup>2</sup>.

Canto total = 15 cm.

Canto útil = 13 cm.

Profundidad de la fibra neutra:

$$\frac{250}{2} f^2 + 15 \times 29,00 (13 - f) = 0 \Rightarrow f = 5 \text{ cm.}$$

Momento de inercia:

$$I = \frac{250}{3} 5^3 + 15 \times 29,00 (13^2 - 5^2) = 35.200 \text{ cm}^4.$$

Cargas máximas del hormigón y el acero:

$$H = \frac{315.000 \times 5}{35.200} = 41 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 15 \frac{315.000 \times 8}{35.200} = 9,9 \text{ kg/mm}^2.$$



Sección central.-

Momento flector = 1.900 mkg.

Ancho = 2,50 cm.

Armadura = 17,2 cm<sup>2</sup>.

Canto total = 15 cm.

Canto útil = 13 cm.

Profundidad de la fibra neutra:

$$\frac{250}{2} f^2 + 15 \times 17,20 (13 - f) = 0 \Rightarrow f = 4,2 \text{ cm.}$$

Momento de inercia:

$$I = \frac{250}{3} f^3 + 15 \times 17,20 \times (13 - f) = 26.220 \text{ cm}^4.$$

Cargas máximas del hormigón y del acero:

$$H = \frac{190.000 \times 4,2}{26.220} = 31 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 15 \frac{190.000 \times 6,6}{26.220} = 9,60 \text{ kg/mm}^2.$$

Sección lateral.

Momento flector = 1.260 mkg.

Ancho = 175 cm.

Armadura = 18,2 cm<sup>2</sup>.

Canto total = 15 cm.

Canto útil = 13 cm.

Profundidad de la fibra neutra:

$$\frac{175}{2} f^2 + 15 \times 18,2 (13 - f) = 0 \Rightarrow f = 4,2 \text{ cm.}$$

Momento de inercia:

$$I = \frac{175}{4,2^3} + 15 \times 18,2 \times (13 - 4,2) = 18.450 \text{ cm}^4.$$

Cargas máximas:

$$H = \frac{126.000 \times 4,2}{18.450} = 28,7 \text{ kg/m}^2.$$

$$A = 15 \frac{126.000 \times 6,6}{18.450} = 9 \text{ kg/mm}^2.$$

En las losas extremas por falta de continuidad en los momentos negativos recomienda el American Concrete Institute que se cuente con un aumento en los momentos del 40 %, pero como hemos reducido la luz a 3,60 m. resulta:

$1,40 \times 0,09 \times 1.200 \times 3,30 \left( 3,30 - \frac{2}{3} \times 0,30 \right)^2 = 6.200 \text{ mkg.}$   
 sensiblemente menor que el galleo anteriormente, y como conservamos las mismas armaduras, no necesitamos hacer nueva comprobación.

A esfuerzo cortante la sección mas peligrosa es la de contorno del capitel, donde la carga unitaria es:

$$\frac{1.200 \times \left( \frac{3,30^2}{2} - \frac{0,30^2}{2} \right)}{2 \times 50 \times 13} = 5,0 \text{ Kg/cm}^2.$$

sin contar con la armadura, que en esta parte tiene una resistencia muy grande.

Los pilares son de 30 x 30 cm. armados con 4  $\phi$  15 mm. La carga unitaria a compresión es por tanto :

$$\frac{1.200 \times \frac{3,30^2}{4}}{30 \times 30 + 15 \times 7} = 21 \text{ kg/cm}^2.$$

Como vemos, la carga y la esbeltez son pequeñas y esto nos exige de entrar en el estudio de cargas secundarias de flexión, tanto mas cuanto que la sobrecarga es muy uniforme en toda la losa; por otra parte no consideramos conveniente suministrar su escuadría por la conveniencia de dar gruesos recubrimientos a las armaduras para evitar su oxidación, ya que estos pilares han de estar bañados por el agua.

#### CASITA DE LLAVES.-

Consta de un sótano de 4,80 x 2,60 m. en planta en el que se alojan todas las llaves, una habitación sobre él, que puede servir para almacenar la herramienta, disponer los aparatos de registro, etc, y una vivienda adosada con una sola planta y cinco habitaciones que se agrupan en un rectángulo de 7,10 x 6,20 m.- La caseta o sótano de proyecta de hormigón en masa y todo el resto de ladrillo con espesores de pie y tabiques de pandero.-

La techumbre está formada por tres losas de hormigón armado de luces de 3,00, 2,40 y 2,20 m. con espesores y armaduras de 10 cm. y 8  $\phi$  de 10 mm. 10 cm. y 6  $\phi$  8 mm. y 8 cm. y 6  $\phi$  8 mm., respectivamente ademas de otra losa que forma el techo de la caseta de llaves y que tiene 10 cm. y 8  $\phi$  de 10 mm.

Sobre las tres primeras losas, incierte una terraza catalana

formada de rasillas y baldosa.-

La disposición de las llaves tanto de entrada y salida del agua como de los desagües de fondo y aliviaderos, se ve claramente en los planos y no necesita explicación.

Madrid, 15 de Agosto de 1928.

El Ingeniero de Caminos

*Eduardo Torres*