

GUÍA PARA EL DISEÑO Y PROYECTO DE DEPÓSITOS

MANCOMUNIDAD DE LOS CANALES DEL TAIBILLA

Calle Mayor 1. 30201 Cartagena (Murcia)



En la redacción de esta guía ha colaborado personal de las áreas de Explotación y de Proyectos y Obras de la Mancomunidad de los Canales del Taibilla, Organismo Autónomo adscrito al Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, así como de INATE Ingeniería de Agua y Territorio S.L. y Próxima Ingenieros S.L.

Primera edición: 2013

© Mancomunidad de los Canales del Taibilla 2013

EDITA:

Mancomunidad de los Canales del Taibilla

Calle Mayor 1, 30201 Cartagena

www.mct.es

Depósito Legal: MU 297-2013

Se permite la copia y la reproducción total o parcial de esta publicación sin previa autorización del titular de su propiedad intelectual, siempre y cuando sea para uso privado del copista, se haya tenido un acceso legal a la copia, la misma no sea utilizada con fines colectivos ni lucrativos, y se indiquen la fuente y el autor.



ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN	7
2.	NORMATIVA	7
3.	DOCUMENTACIÓN CONSULTADA	8
4.	CAPACIDAD	8
5.	EMPLAZAMIENTO	9
6.	GEOMETRÍA	10
6.1.	ENCAJE EN ALZADO	10
6.2.	NÚMERO DE CÁMARAS	11
6.3.	FORMA	11
6.3.1.	Geometría económica de depósitos cilíndricos	11
6.3.2.	Geometría económica de depósitos rectangulares	11
6.4.	ALTURA DE MUROS.....	13
6.5.	PENDIENTES	13
6.5.1.	Pendientes en solera	14
6.5.2.	Pendientes en cubierta.....	14
7.	DRENAJES.....	14
8.	ELEMENTOS HIDRÁULICOS	18
8.1.	ORGANIZACIÓN DE LA ENTRADA Y SALIDA DEL AGUA	18
8.2.	CONDUCCIONES DE ENTRADA	18
8.3.	SALIDA DE AGUA	20
8.4.	ALIVIADERO	24
8.5.	DESAGÜE DE FONDO	24
8.6.	CÁMARA DE VÁLVULAS.....	25
9.	ELEMENTOS FUNCIONALES	26
9.1.	ACCESO A LA CÁMARA.....	26
9.1.1.	Escaleras y barandillas	26
9.1.2.	Huecos de entrada de maquinaria y materiales.....	26
9.2.	URBANIZACIÓN	27
9.2.1.	Camino de acceso	27
9.2.2.	Viales perimetrales.....	27
9.2.3.	Valla de cerramiento	28
9.2.4.	Puerta de acceso	29
9.2.5.	Alumbrado exterior	29
9.3.	VALVULERÍA	30
9.4.	VENTILACIÓN-ILUMINACIÓN	31
10.	ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS	33

10.1.	IMPERMEABILIZACIÓN	33
	10.1.1. Cámaras	33
	10.1.2. Cubierta.....	33
	10.1.3. Juntas constructivas, de retracción y de dilatación.....	34
	10.1.4. Medias cañas y espadines	35
10.2.	AISLAMIENTO TÉRMICO	35
10.3.	INSTALACIONES ELÉCTRICAS.....	35
10.4.	CUADROS ELÉCTRICOS	36
10.5.	SISTEMA DE RECLORACIÓN	38
10.6.	TELEMANDO Y TELECONTROL	38
10.7.	PLACAS SOLARES	38
11.	DISEÑO ESTRUCTURAL	38
11.1.	MATERIALES.....	38
	11.1.1. Hormigón armado	39
	11.1.2. Hormigón pretensado.....	39
11.2.	VIDA ÚTIL.....	39
11.3.	RECUBRIMIENTO.....	39
11.4.	LÍMITE DE ABERTURA DE FISURA.....	40
11.5.	CONTROL DE EJECUCIÓN	40
11.6.	ESQUEMA ESTRUCTURAL	40
	11.6.1. Depósitos rectangulares	41
	11.6.2. Depósitos circulares	41
	11.6.3. Estructura de cubierta.....	42
11.7.	DISEÑO SÍSMICO	42
11.8.	CÁLCULO ESTRUCTURAL	42
	11.8.1. Hipótesis de cálculo.....	42
	11.8.2. Acciones	43
	11.8.3. Coeficientes de seguridad.....	43
	11.8.4. Cálculo sísmico	43
	11.8.5. Modelo estructural de la cámara.....	43
11.9.	DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS	44
	11.9.1. Armado.....	44
	11.9.2. Cuantías mínimas.....	44
	11.9.3. Espesores mínimos.....	44
	11.9.4. Forjado de cubierta	44
	11.9.5. Remate de cubiertas	45
	11.9.6. Detalles constructivos.....	45
11.10.	JUNTAS	55
	11.10.1. Control de la fisuración en fase de construcción	55
	11.10.2. Juntas constructivas	62
	11.10.3. Juntas de retracción.....	62
	11.10.4. Juntas de dilatación	65
12.	DOCUMENTACIÓN DEL PROYECTO.....	65
12.1.	MEMORIA Y ANEJOS.....	65
12.2.	PLANOS.....	66



12.3. PLIEGO.....	66
12.3.1. Aspectos generales	66
12.3.2. Artículo de hormigones	67
12.3.3. Artículo de permeabilidad del hormigón.....	67
12.3.4. Artículo de ejecución de obras de hormigón armado	67
12.3.5. Artículo de bandas de estanqueidad	72
12.3.6. Artículo de impermeabilización de cubierta.....	73
12.3.7. Artículo de control de movimientos y fisuración.....	73
12.3.8. Artículo de pruebas de estanqueidad para depósitos	73

ANEJO N° 1: FOTOS

ANEJO N° 2: CUADRO PARA SELECCIÓN DE ANCHO DE ESPESOR DE MURO Y ARMADO EN MUROS MÉNSULA

ANEJO N° 3: JUSTIFICACIÓN DE ESTABILIDAD EN DEPÓSITOS CIRCULARES (PRÓXIMA INGENIEROS)

ANEJO N° 4: INFORME SOBRE LA RESPUESTA SÍSMICA EN DEPÓSITOS NO ANCLADOS (INATE)

1. INTRODUCCIÓN

El objeto de la guía es determinar unos criterios uniformes para el diseño de depósitos de agua potable para los proyectos que se realicen en la Mancomunidad de los Canales del Taibilla (MCT en lo sucesivo).

Está pensada desde el punto de vista de diseño de un depósito de hormigón armado, pero los criterios funcionales se mantienen para otros tipos.

El proyectista puede realizar cualquier otra solución no contemplada en esta guía, pero será necesaria una aprobación previa al comienzo del trabajo del Director del Proyecto.

2. NORMATIVA

- RD 1247/2008, de 18 de julio, por el que se aprueba la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08).
- RD 956/2008, de 6 de junio, por el que se aprueba la instrucción para la recepción de cementos (RC-08).
- RD 997/2002, de 27 de septiembre, por el que se aprueba la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02).
- RD 637/2007, de 18 de mayo, por el que se aprueba la Norma de construcción sismorresistente: Puentes (NCSP-07).
- RD 314/2006, de 17 de marzo, por el que se aprueba el Código Técnico de la Edificación.
- RD 140/2003, de 7 de febrero, por el que se establecen los criterios sanitarios de la calidad del agua de consumo humano.
- RD 486/1997, de 14 de abril, por el que se establecen las disposiciones mínimas de seguridad y salud en los lugares de trabajo.
- Eurocódigos: EC1 Parte 4 de acciones en silos y depósitos, EC2 Parte 3 de depósitos y estructuras de contención, EC7 Parte 1 de reglas generales y EC8 Parte 4 de depósitos y estructuras de contención.
- BS 8.007 Code of practice for design o concrete structures for retaining aqueous liquids (derogada).
- Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary (ACI 350.3-06).

3. DOCUMENTACIÓN CONSULTADA

- *Guía técnica sobre depósitos para abastecimiento de agua potable*. 1ª edición, CEDEX, 2010, 189p. Manuales y recomendaciones R-20. ISBN. 478-84-7790-513-4.
- *Recomendaciones sobre depósitos de agua potable*. 1ª edición, Asociación Española de abastecimiento de agua y saneamiento (AEAS), 1990.
- Riba Genescà, E. *Cálculo y elección óptima de un depósito de agua*. Tesina UPC.
- *Curso de Depósitos, tanques y balsas (Proyecto y ejecución)*. INTEMAC, 2007. Cursos de especialización.
- *Curso de Proyecto, cálculo, detalles constructivos, ejecución y patologías de depósitos de hormigón armado*. INTEMAC, 2012. Cursos de especialización.
- *Watertight Concrete Construction*. R. Colin Deacon. Cement and Concrete Association.

4. CAPACIDAD

En la MCT se clasifican los depósitos de almacenamiento de agua en dos tipologías:

- Depósitos de transporte
- Depósitos de entrega a poblaciones

La capacidad de los depósitos de transporte se estudiara en cada proyecto específico.

Para los depósitos de entrega, la capacidad útil debe de ser suficiente para la seguridad de suministro frente a los siguientes aspectos:

- Reserva ante averías
- Reserva de incendios
- Volumen de regulación, entre la aportación y el consumo

Por lo que su capacidad irá en función de los siguientes aspectos:

- Variación del consumo durante el día de máximo gasto (relación entre caudal punta y caudal medio horario)
- Variación del aporte al depósito
- Tiempo estimado de reparación de averías en la aducción al depósito
- Existencia de fuentes alternativas de suministro
- Fuentes de aporte al depósito y su distancia
- Días de almacenamiento
- Posible ampliación a medio plazo

- Especificaciones particulares de suministro al consumidor

De forma orientativa el volumen ha de ser igual al consumo en 24 horas en grandes poblaciones, 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, es decir 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. Si el sistema de aducción no tuviera capacidad suficiente para reponer durante todo el día el tercio restante, se deberá hacer un estudio de detalle del desfase aducción-distribución y aumentar la capacidad del depósito.

El volumen de reserva para incendios debe justificarse según la normativa de incendios.

5. EMPLAZAMIENTO

El emplazamiento de un depósito es una de las decisiones más importantes que hay que tomar. Su ubicación debe de responder a las expectativas generales del proyecto y en la medida de lo posible se dará preferencia a los emplazamientos que cumplan el mayor número de los siguientes aspectos:

Criterios topográficos

- Zonas llanas
- Lugares bien comunicados que permitan un camino de acceso corto
- Zonas que permitan la ampliación del depósito a igual cota
- Emplazamiento siempre en desmante a la cota de cimentación (mínimo un metro)

Criterios funcionales

- Cercanía a la conducción de aducción
- Cercanía a un punto adecuado de vertido del aliviadero y desagüe de fondo (rambla legal), con posibilidad de solicitar autorización de vertido para labores de limpieza.

Criterios urbanísticos

- Terrenos no urbanizables
- Dotaciones según PGOU

Criterios por riesgo potencial de rotura

- Evitar la orientación a laderas de población
- Se admite el alejamiento del casco urbano aunque suponga más longitud de tubería

Criterios geotécnicos

- Homogeneidad del terreno a cota de cimentación (es más importante incluso que el que sea un terreno resistente)

Criterios eléctricos

- Viabilidad de conexión de línea eléctrica corta

Criterios de comunicación radio-microondas

- Evitar zonas encajadas (sombras para comunicaciones)

Criterios ambientales

- Zonas no protegidas

6. GEOMETRÍA

6.1. ENCAJE EN ALZADO

El encaje en alzado dependerá de la geología del emplazamiento, topografía, cotas hidráulicas y del impacto ambiental.

Los depósitos pueden proyectarse tanto en superficie como semienterrados. En general, y para facilitar la detección de posibles fugas, siempre que sea posible se proyectarán los depósitos en superficie o exentos.

La disposición en superficie permite además reducir el alto coste que puede llegar a tener el vertido de tierras procedentes de la excavación del vaciado, especialmente en zonas protegidas ambientalmente.

En el caso de los depósitos circulares se permitirá la disposición semienterrada, siempre que se justifique la no posibilidad de que sea en superficie y se asegure la capacidad de la solución soportar los esfuerzos provocados por el sismo.

Las pendientes de la urbanización se deberán proyectar hacia el exterior y la recogida de aguas pluviales por el perímetro de la parcela.

La cota de la solera siempre deberá ser superior a la del desagüe.

El encaje estará influenciado por la posibilidad medioambiental de realizar el vertido definitivo del material sobrante de la excavación.

6.2. NÚMERO DE CÁMARAS

El número de cámaras viene determinado por las necesidades de limpieza periódica y otras operaciones de mantenimiento, que han de ser posible sin corte del servicio.

En general se dispondrá de dos cámaras en todos los depósitos de nueva planta en los que la población solamente pueda ser suministrada por éste. En depósitos de ampliación de existentes o en los que la población pueda abastecerse de otro depósito, podrán realizarse con una sola cámara. En casos de depósitos iguales o menores de 2.000 m³, siempre que se pueda disponer de una derivación o "by-pass" efectivo y que la alimentación no proceda de un bombeo, podrá realizarse con una sola cámara.

Los depósitos de dos cámaras serán rectangulares y los de una cámara serán circulares hasta 5.000 m³.

El "by-pass" deberá ser hidráulicamente estudiado y deberá funcionar con seguridad. Para ello, el sistema de aducción de agua debe permitir el abastecimiento sin que el agua entre en el depósito, y si es necesario deberá incorporarse alguna válvula para regular la entrega o disminuir la presión, si ésta resulta excesiva para la red de distribución.

6.3. FORMA

Los depósitos y su gama de volúmenes más utilizados en la MCT son:

- Depósitos circulares de hormigón armado, hasta 5.000 m³ y cuando solamente sea necesaria una cámara
- Depósitos rectangulares de hormigón armado, de más de 5.000 m³ y dos cámaras

La tipología puede variar en función de criterios de diseño particulares y económicos (€/m³).

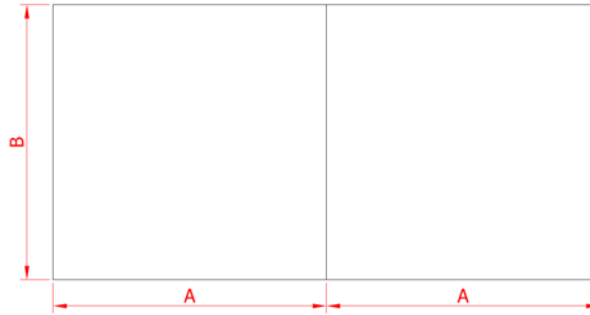
6.3.1. Geometría económica de depósitos cilíndricos

La relación óptima entre diámetro y altura de agua para depósitos circulares oscila entre valores D/H de 4 a 5.

6.3.2. Geometría económica de depósitos rectangulares

El volumen de almacenamiento es función de la superficie en planta y de la altura de lámina de agua. En apartado posterior se estudiará la altura económica de los muros, por lo que fijada ésta, el volumen de almacenamiento es función de la superficie.

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



$$\text{Perímetro} = 4 \cdot A + 3 \cdot B$$

El área se considera fijada por la capacidad requerida.

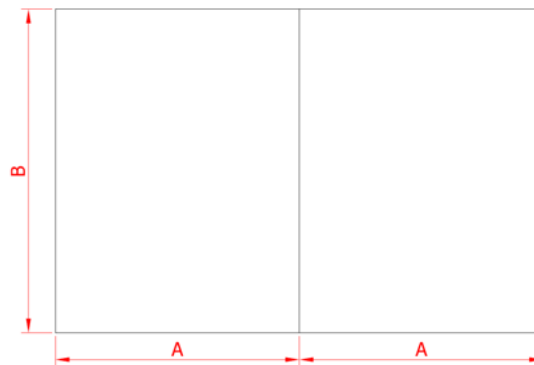
$$\text{Área} = 2 \cdot A \cdot B$$

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

Por lo que la forma económica resulta con:

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

Por lo que la figura a escala quedaría:



Incluso podría disminuirse algo más la dimensión B, ya que el muro divisorio está sometido a empujes del agua en los dos paramentos y tiene un coste mayor; pero disminuiría por otro lado la circulación del agua.

6.4. ALTURA DE MUROS

La altura y el espesor de los muros están condicionados principalmente por la fisuración, por lo que, en función de la altura de agua en servicio, se puede optimizar el espesor del muro.

Los rangos de altura de muro se pueden discretizar para distintas capacidades con el fin de no realizar una ocupación en planta excesiva.

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. Considerando además de los factores económicos las necesidades de limpieza periódica, la altura de agua en el depósito estará comprendida entre 4 y 6 metros.

Por eso la altura máxima se limita a 6 m en los grandes depósitos, siendo deseables los siguientes valores:

Capacidad [m ³]	Altura de agua recomendable [m]
<10.000	4 a 5
>10.000	5 a 6

Como primera aproximación y para depósitos rectangulares puede tomarse el espesor del muro $h = 0,1 \cdot H_w$ (siendo H_w la altura de lámina de agua), y para depósitos cilíndricos un espesor de $h = 0,05 \cdot H_w + 0,01 \cdot R$ (siendo R el radio del depósito circular).

En el caso de muro en ménsula, para distintos espesores y armados "razonables" se puede relacionar con la altura de agua máxima. De esta manera se optimiza el armado del muro. Este aspecto es importante económicamente, ya que un camino usual de cálculo es fijar la altura de lámina de agua con valores redondeados, pero se debe de redondear a espesores y armado, y finalmente hacer el encaje en planta (ver anejo nº 2: CUADRO PARA SELECCIÓN DE ANCHO DE ESPESOR DE MURO Y ARMADO EN MUROS MÉNSULA). Esta forma de dimensionar permite ahorros del orden del 10% en muros.

6.5. PENDIENTES

Se dispondrán siempre pendientes en solera y cubierta hacia los puntos de desagüe, con el fin de facilitar el vaciado y la evacuación del agua en cubierta, constituyendo un aspecto crucial en el caso de la solera.

La pendiente se materializará mediante un adecuado replanteo de la estructura, dando cotas variables a la cimentación desde la excavación y a la cubierta con cota de coronación en pilares. Solamente esta justificada la formación de pendientes mediante morteros u hormigones en casos de depósitos muy pequeños.

6.5.1. Pendientes en solera

La pendiente a disponer en solera se fijará en función del volumen del depósito, con el fin de que el desnivel total no alcance valores muy grandes. La pendiente estará comprendida entre el 0,5% (volumen > 2.000 m³) y el 1% (volumen < 2.000 m³).

En el caso de depósitos rectangulares se hará en dos planos hacia la diagonal que pasa por el desagüe, y en circulares hacia el centro.

En depósitos circulares la pendiente podrá darse mediante un sobreespesor de hormigón para la formación de pendiente hacia el centro. Una solución del nudo de arranque de los muros es aprovechar el sobre espesor que produce la pendiente en el perímetro de la cimentación para poder alojar la junta water-stop convencional de dos alas por encima del armado superior, teniendo en cuenta que se ha de disponer un mallazo para el control de la fisuración en estas zonas donde los recubrimientos superan los 5 cm (ver detalle de nudos en el apartado 11.9.6).

Las tolerancias de acabado, para evitar la formación charcos, deben de ser tales que el hueco medido bajo un listón de 4 m no debe de sobrepasar los 5 mm para una pendiente del 1% y 3 mm para una pendiente del 0,5%.

Los tratamientos de sellado interior de juntas no provocarán resaltos en la solera, lo cual favorece la creación de charcos, debiendo disponerse cajeados en la solera de forma que la superficie quede plana. La superficie se tratará mediante fratasadora mecánica (al menos dos pasadas de helicóptero) y se estudiará la implementación de canaletas que favorezcan el vaciado completo en labores de limpieza.

La solera ha de ser antideslizante por motivos de seguridad, por lo que en su caso se preverá el tratamiento de la superficie mediante chorreado con arena u otro equivalente.

6.5.2. Pendientes en cubierta

En cubierta se dará una pendiente mínima del 1%. La pendiente será a un agua para depósitos menores de 1.000 m³, a dos aguas desde 2.000 hasta 5.000 m³ y a cuatro aguas para mayores de 5.000 m³. Esta pendiente se realizará mediante cotas de estructura sin adición de mortero para formación de pendientes.

En depósitos circulares la pendiente de cubierta se dará desde el centro hacia el perímetro.

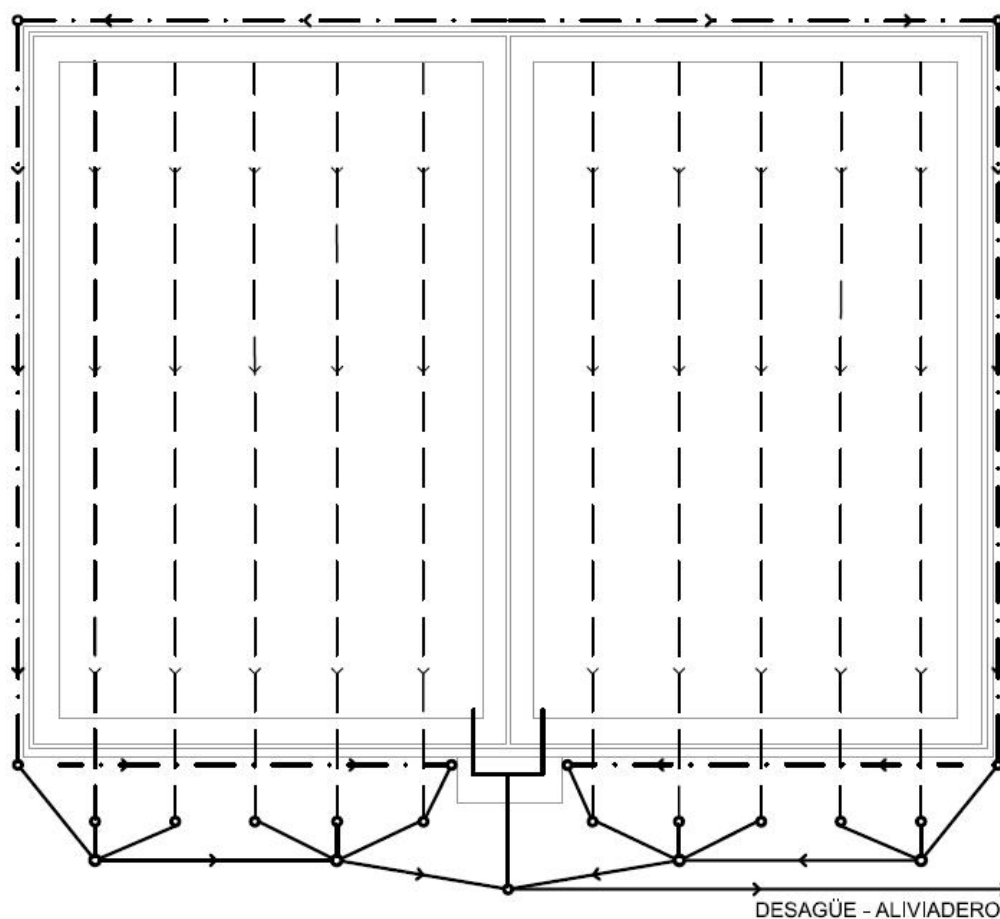
7. DRENAJES

En todos los depósitos se dispondrá una red de drenaje bajo cimentación y en trasdós de muros mediante drenes conectados a pozos. Su función normal es como control de fugas.

Los drenes se dispondrán bajo el depósito en la dirección del desagüe, en juntas de dilatación y algunas de construcción de forma que no estén distanciadas más de 10 metros y con pendiente mínima del 0,5%. Además se colocarán en trasdós de muros perimetrales bajo cara superior de zapata (ver tipos y detalles en las figuras siguientes).

Se dispondrá un pozo o arqueta de registro por cada ramal, con el fin de poder detectar el sector del punto de fuga, y adicionalmente se realizarán pozos de registro para agrupar ramales y evacuar. La pendiente mínima de los colectores será del 0,5% y no tendrán codos ni cambios de pendiente o alineación.

TIPOS DE DRENAJE EN DEPÓSITOS

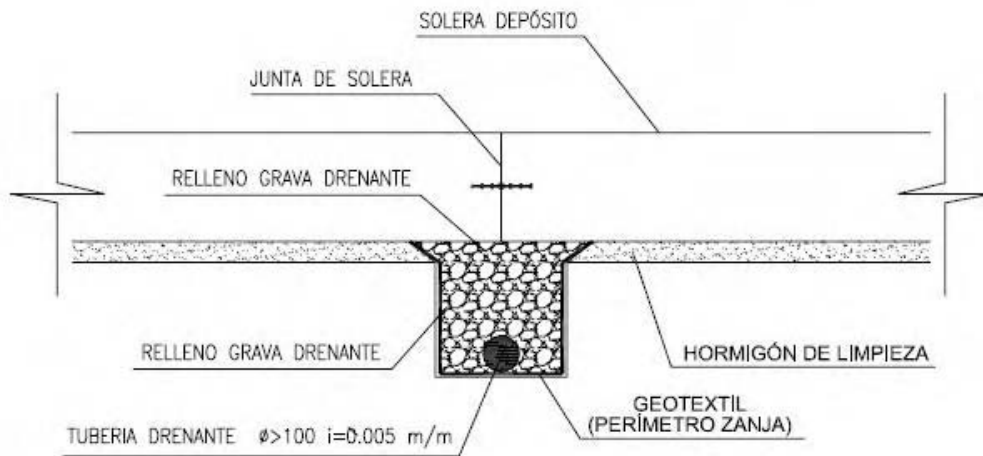


LEYENDA:

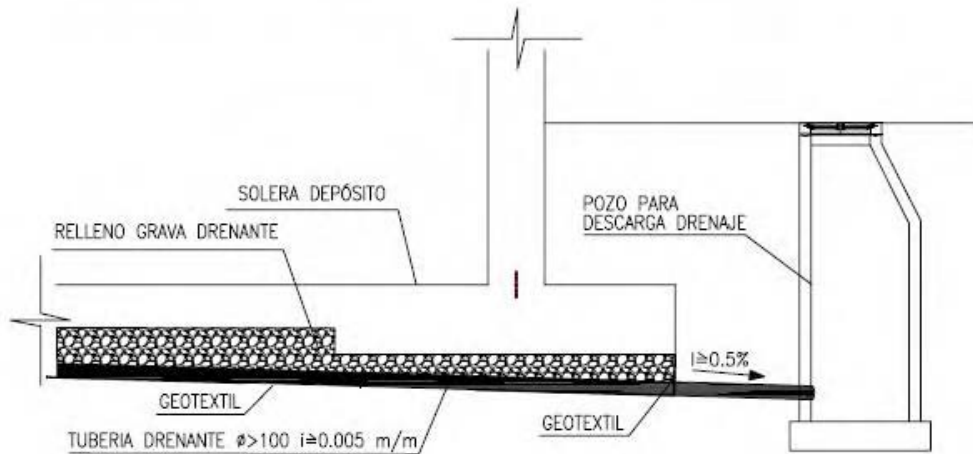
- TUBERIA DRENANTE BAJO JUNTAS ($\varnothing > 100$ mm RANURADO) $i = 0,005$ mm
- · - TUBERIA DE DRENAJE PERIMETRAL ($\varnothing > 100$ mm RANURADO) $i = 0,005$ mm
- COLECTOR DE DRENAJE ($\varnothing > 200$ mm)

El drenaje se materializará mediante zanja drenante con las siguientes secciones, evitándose siempre que los drenes queden cubiertos por la capa de hormigón de limpieza o rasanteo:

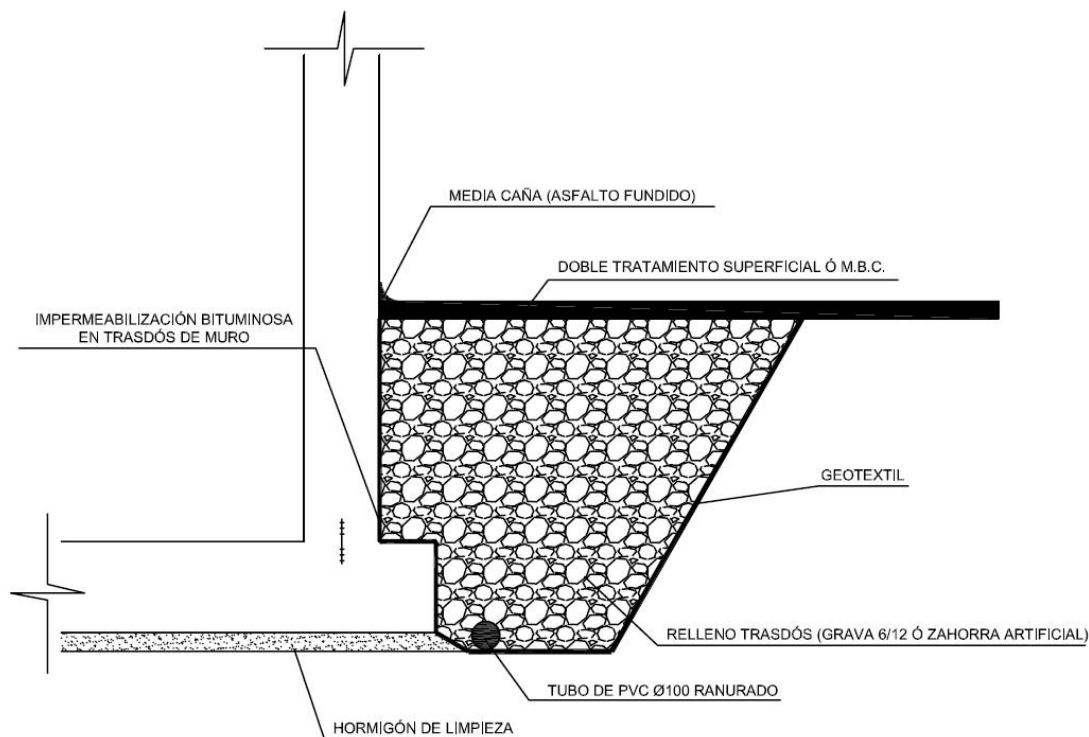
DETALLE DE DRENAJE BAJO JUNTAS



DETALLE PASO TUBERIA DRENANTE BAJO MURO



DETALLE DE DRENAJE PERIMETRAL



Los ramales se realizarán mediante tuberías de PVC, polietileno (PEAD) o polipropileno (PP) ranuradas para drenaje, de Ø110mm y para los colectores tuberías de los mismos materiales para saneamiento de Ø200mm o mayores.

En ocasiones, la función del drenaje es complementaria con la de control del nivel freático del terreno con el fin de evitar subpresiones bajo cimentación. En estos casos se puede considerar la disposición de una capa de arcilla o lámina impermeable para separar el drenaje para control de fugas del de control de subpresión, si bien habrá que tener en cuenta la disminución del coeficiente de rozamiento terreno – cimiento.

Se evitarán en la red codos, cambios de pendiente o alineación y piezas especiales como reducciones o tes. A fin de que la tubería drenante recoja toda el agua que pueda entrar en la zanja, no se colocará cama de arena, sino que dicha tubería se alojará directamente en el fondo de la zanja.

8. ELEMENTOS HIDRÁULICOS

8.1. ORGANIZACIÓN DE LA ENTRADA Y SALIDA DEL AGUA

En caso de que el depósito disponga de varias cámaras, se dotará a cada cámara de entradas y salidas del agua independientes.

El diseño se realizará para favorecer la circulación y mezcla del agua y evitar zonas muertas. Si se garantiza una velocidad media de circulación superior a 0,15 m/s se evita la pérdida de potabilidad por evaporación del cloro en aguas quietas. En cámaras rectangulares la entrada se dispondrá diagonalmente opuesta a la salida. En casos de renovación diaria la circulación mínima está garantizada, en otros casos se estudiará la mejora con tabiques-guía.

En general las tuberías de entrada discurrirán en vertical por el exterior de los muros y las de salida y desagüe pasarán por debajo de la cimentación.

Salvo justificación por parte del proyectista, el material de las tuberías de entrada será preferentemente acero al carbono galvanizado en caliente con un espesor de 200 micras, mientras que las de salida y desagüe serán de acero inoxidable calidad AISI-316 ó AISI-304. En ambos casos se protegerán mediante el relleno de las zanjas con hormigón, siempre que discurren enterradas.

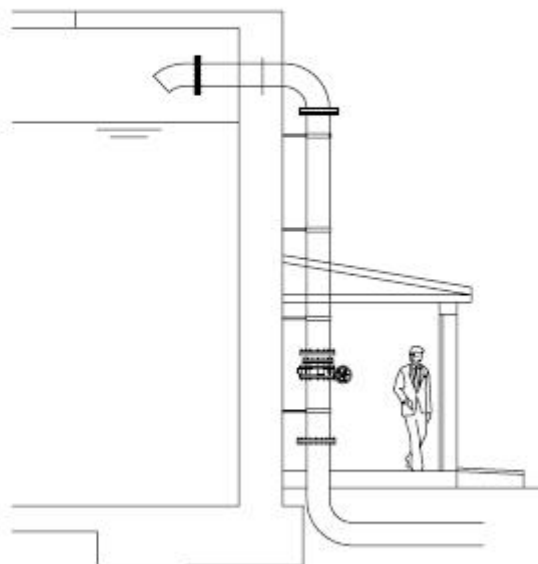
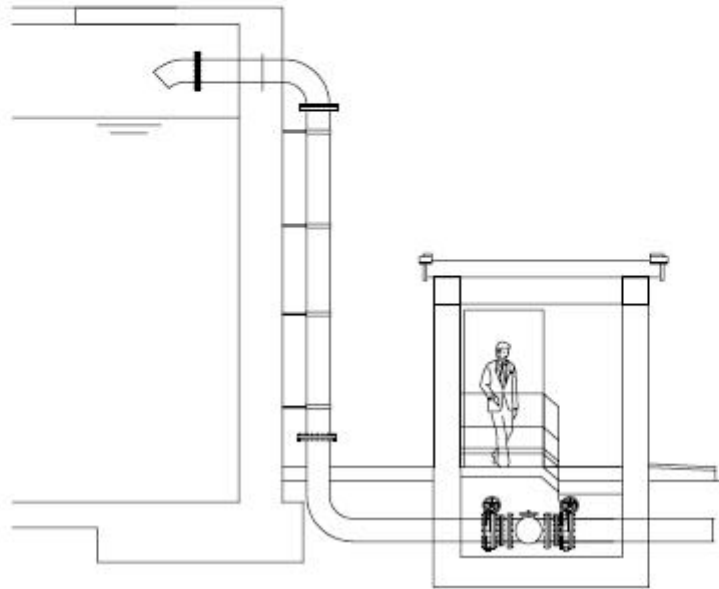
8.2. CONDUCCIONES DE ENTRADA

Como norma general la entrada de agua se situará a una cota ligeramente superior a la de llenado para evitar el retroceso del agua. Si el agua entra con velocidad, se ha de disponer un codo que evite la proyección en cubierta y colocar un elemento que lo amortigüe como dados de hormigón, cubeta o vertedero. El final de la tubería de entrada se rematará con una brida normalizada en el tramo horizontal con el fin de poder acoplar otros elementos como codos, bridas o válvulas.

En caso de disponer de válvulas a la entrada, se preferirá la disposición si es posible en casetas antes que arquetas. En caso de disponerse en arquetas, éstas se realizarán en estructura independiente al depósito y separada del mismo.

La conducción de entrada puede ser forzada (tubería) o bien en lámina libre (canal).

DETALLE DE TUBERIA DE ENTRADA EN BRIDA Y CODO A 45°



8.3. SALIDA DE AGUA

La salida se realizará preferiblemente mediante un pozo realizado en la solera del depósito, de la que partirá la tubería de salida horizontal, con ligera pendiente aguas abajo, evitando disponer codos. La longitud de la tubería será la menor posible. Sobre el pozo se dispondrá una rejilla de acero inoxidable desmontable y sin sujeción alguna, tipo "Tramex" de acero inoxidable o PRFV, para evitar caídas en el interior y la introducción de objetos extraños.

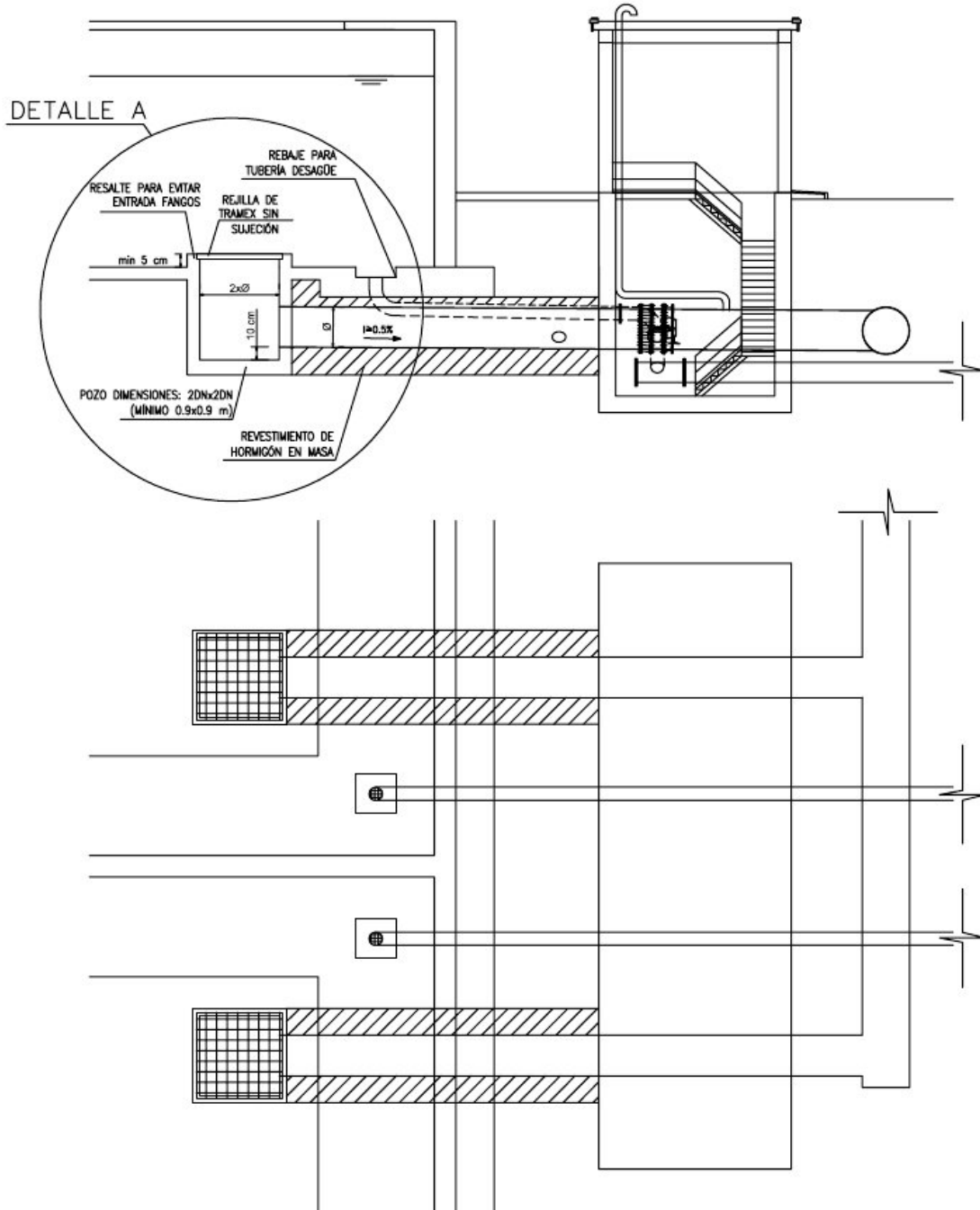
Alrededor del pozo de salida de agua se dispondrá de un resalto superior de 10 cm para evitar que los sedimentos entren al pozo.

Como alternativa al pozo de salida se podrá optar por disponer un tramo de tubería con codo vertical, que deberá ser con uniones soldadas evitándose uniones de cualquier otro tipo.

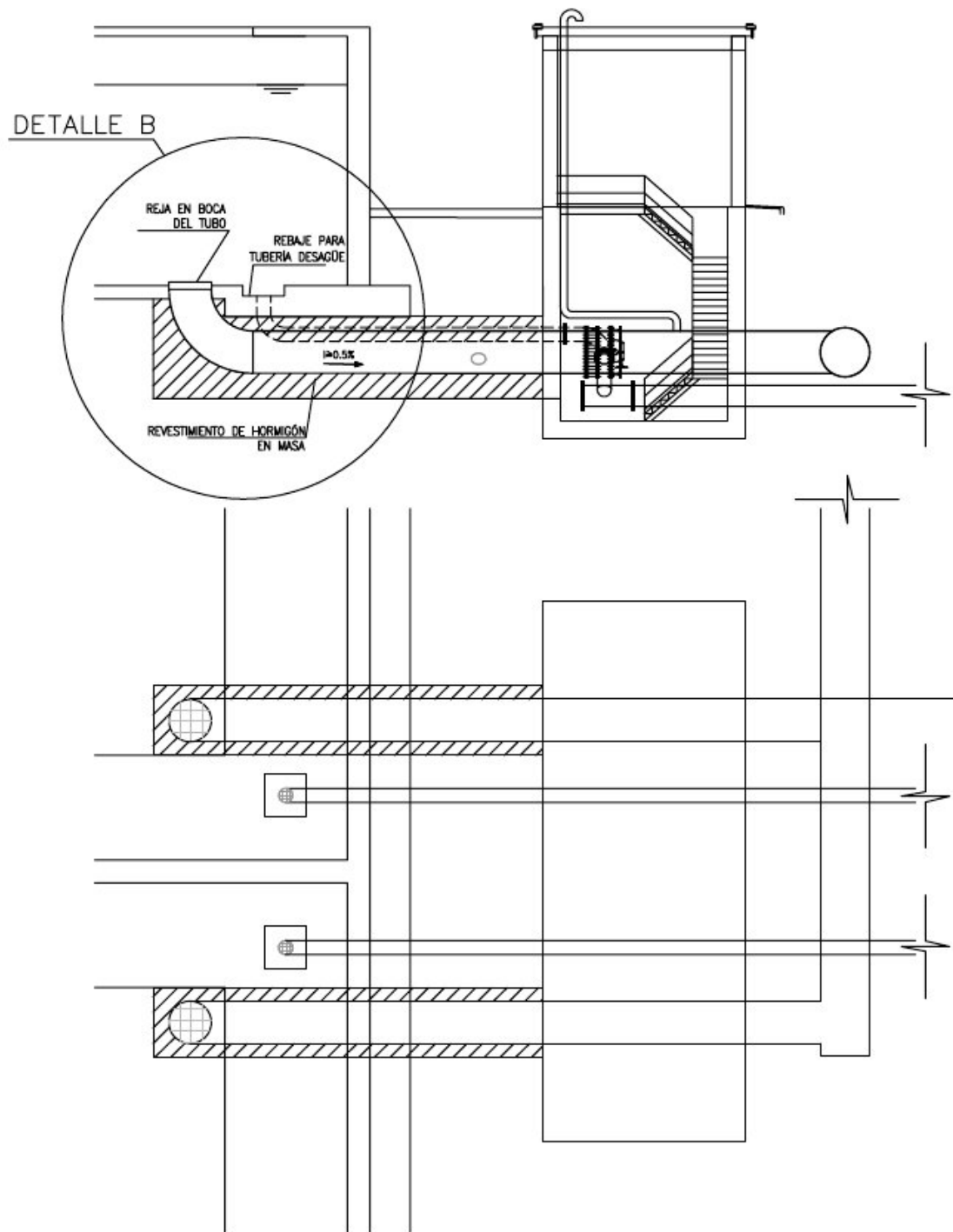
Las estructuras para alojar la cámara de válvulas y demás elementos funcionales se realizarán preferentemente con estructura de hormigón armado y cerramiento mediante bloque de cemento visto tipo split.

Cada conducción de salida dispondrá de un conducto de aducción que permita la entrada y salida de aire durante el llenado y vaciado de las mismas. Este conducto partirá de la conducción de salida aguas abajo de la válvula de corte y terminará por encima del nivel máximo del agua en el depósito, bien en las cámaras o bien por encima de la cubierta de la cámara de válvulas si su altura es adecuada, añadiendo un garrote con rejilla para evitar la entrada de objetos. El material de estos conductos será siempre de acero inoxidable AISI-316 ó AISI-304.

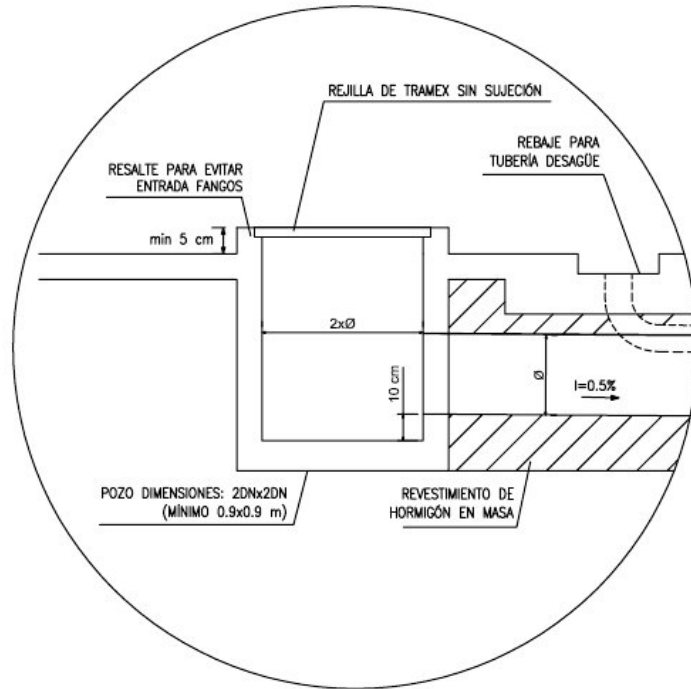
DETALLE TUBERÍA SALIDA DEPÓSITO (PREFERIBLE) CON POCETA



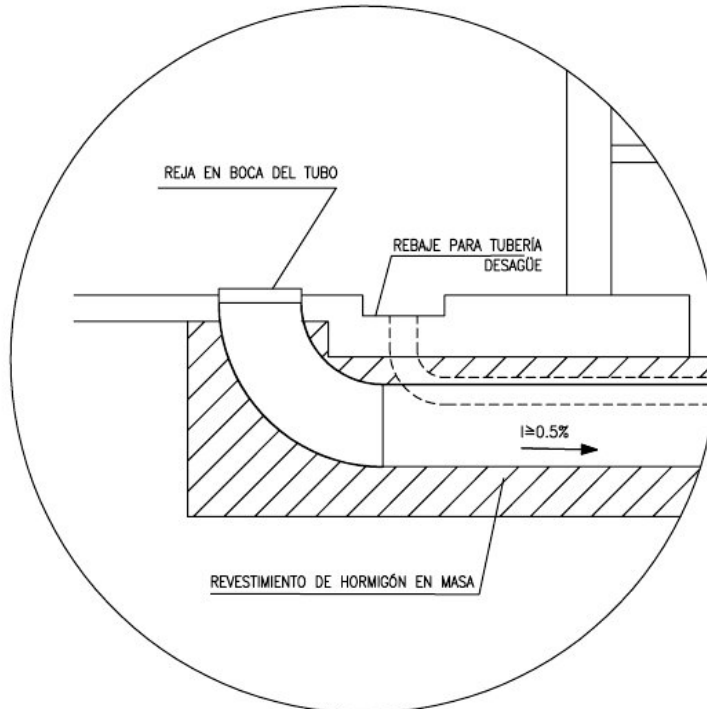
DETALLE TUBERÍA SALIDA DEPÓSITO (OPCIONAL). CON CODO



DETALLE A



DETALLE B



8.4. ALIVIADERO

Las conducciones que partan del aliviadero no deberán de disponer de válvulas o elementos de maniobra alguno e irán conectadas directamente al exterior.

En el caso de depósitos abastecidos a partir de un canal, éste suele tener la doble misión de entrada y regulación del nivel del depósito, siendo el propio canal el que disponga de su propio alivio.

Los aliviaderos serán de labio adosados a los muros. La conducción del aliviadero saldrá directamente al exterior del depósito pudiendo ser común para ambas cámaras. Se deberá realizar en cualquier caso el estudio hidráulico del alivio.

La capacidad del aliviadero debe ser como mínimo igual al caudal máximo de llegada.

El proyecto incluirá la conducción de aliviadero y desagüe especificando el punto de vertido, trazado en planta, perfil longitudinal, material de la conducción, elementos accesorios, servicios afectados y expropiaciones necesarias.

Al final de la conducción se dispondrá una válvula de descarga tipo clapeta de buena calidad que impida la entrada de animales u objetos extraños.

8.5. DESAGÜE DE FONDO

Es el sistema de vaciado para el mantenimiento y limpieza de la cámara, por lo que han de ser independientes una cámara de la otra.

La boca estará situada en un rebaje de 5 cm con respecto al nivel de la solera de dimensiones mínimas 1,5 x 1,5 m. Su ubicación se corresponde con el punto más bajo del depósito.

En el inicio se deberán disponer rejillas de acero inoxidable o PRFV que impidan la entrada de objetos extraños. Los desagües se podrán conectar a la conducción del aliviadero, en caso de existir.

El diámetro mínimo de los desagües será de Ø300 mm (que supone tiempos de vaciado de 5 horas para depósitos de 5.000 m³) y para depósitos superiores a 5.000 m³ será de Ø400 mm (que supone tiempos de vaciado de 6 horas para depósitos de 10.000 m³). Se dispondrá de válvula de corte en cada desagüe de fondo y una adicional aguas abajo, tras la unión de desagües de cada cámara. Se deberá realizar una comprobación hidráulica de vaciado del depósito lleno en 12 horas a través del desagüe de fondo (para este tiempo de vaciado los diámetros mínimos especificados son suficientes hasta depósitos de 20.000 m³).

8.6. CÁMARA DE VÁLVULAS

Siempre que sea posible se dispondrán en la caseta de salida, 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, arquetas de recogida de filtraciones, elementos de limpieza, etc.

La cámara de válvulas se diseñara preferentemente en estructura independiente al depósito y separadas un mínimo 3 metros entre zapata de muro y caseta para facilitar las operaciones de explotación. En este espacio se pueden disponer las escaleras de acceso a la cubierta del depósito. En el caso de no disponer de suficiente espacio la estructura se realizará solidaria con la estructura del depósito.

La cámara de válvulas se diseñará de forma tal que todas las zonas a donde deba acceder el personal para efectuar maniobras o desmontaje de elementos para su mantenimiento tengan buen acceso y las distancias mínimas que exige la normativa de seguridad para lugares de trabajo, siendo en todo caso deseable unas dimensiones mínimas de 1,20 en horizontal para las zonas de maniobra.

Los elementos del sistema de reclusión deberán ir alojados en espacios independientes de acuerdo con la normativa específica. En cualquier caso el depósito de hipoclorito deberá estar fuera de la cámara de válvulas.

Las puertas deben de ser sólidas, dotadas de cierre de seguridad y abrir hacia el exterior.

Se debe de dotar a la caseta de iluminación natural, las ventanas no serán accesibles y se dotarán de rejas de seguridad.

Salvo justificación en contrario, no se instalarán puentes grúa ni polipastos eléctricos, y para facilitar labores de mantenimiento se dejarán huecos practicables con puertas plegables en muros o en cubierta de la caseta para el acceso mediante grúa. Las dimensiones de los huecos se realizarán en función de los elementos a mover y del tipo de grúa. La altura mínima de los accesos laterales para las grúas será de 4,5 metros.

Se dispondrá un desagüe de la caseta, dotando a la solera de pendientes que confluya a un tubo de salida de diámetro mínimo Ø200mm que vierta al sistema de drenaje. Caso de ser imposible la salida por gravedad, se dotará de una poceta para bomba de achique en la solera.

9. ELEMENTOS FUNCIONALES

9.1. ACCESO A LA CÁMARA

9.1.1. Escaleras y barandillas

Para el acceso a la cubierta se dispondrán escaleras exteriores a la cámara de válvulas y ancladas al muro del depósito, que serán preferentemente de acero estructural galvanizado en caliente.

El acceso desde la cubierta al interior de la cámara, se realizará mediante casetón de cubierta para depósitos mayores de 5.000 m³ y con un sistema de tapas correderas a nivel de cubierta para depósitos menores o iguales de 5.000 m³. Las escaleras serán siempre de hormigón armado con barandilla de PRFV con placas de anclaje y tortillería de acero inoxidable con sellado mediante resina o mortero sin retracción. Las puertas del casetón de acceso deberán abrir siempre hacia afuera y serán preferentemente de PRFV, PVC ó aluminio lacado.

Las tapas correderas serán de PRFV ó chapa lagrimada de acero galvanizado en caliente de 3,5 mm de espesor mínimo, formada por tramos telescópicos. Las ruedas serán de teflón (no se dispondrán cojinetes) y estarán dotadas de elementos de estanqueidad al agua de lluvia. Las dimensiones mínimas serán de 1,20 x 3,20 metros.

Las barandillas deberán ser suficientemente resistentes y dispondrán de un rodapié de 10 cm de alto para evitar que el pie se salga de la escalera y evitar también caídas de objetos.

Las dimensiones de las escaleras de acceso cumplirán lo estipulado para la normativa de normalización de arquetas de la MCT en cuanto a accesibilidad al interior.

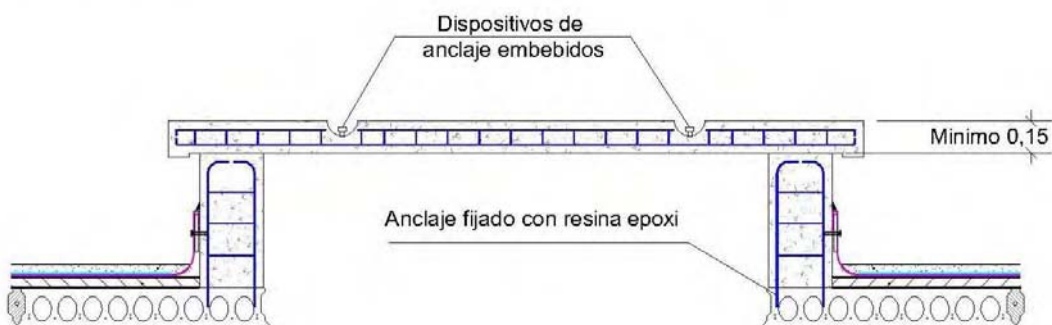
Las huellas de las escaleras deberán tener una ligera contrapendiente y ser antideslizantes para evitar caídas accidentales. Se deben de colocar barandillas o petos en cubierta al menos en la zona habitual de paso. En los accesos se dispondrán puertas con cerradura con apertura hacia el exterior.

9.1.2. Huecos de entrada de maquinaria y materiales

En depósitos grandes, de más de 70.000 m³, se deberán disponer rampas de acceso para vehículos, mientras que en los de menor capacidad bastará con huecos en la cubierta dotados de una tapa a base de placas ligeras de hormigón dotadas de elementos de izado y selladas entre sí, con el fin de poder introducir maquinaria o materiales mediante una grúa.

Para fijar sus dimensiones hay que tener en cuenta la maniobrabilidad de los equipos de limpieza y mantenimiento a utilizar y ser compatibles con los elementos estructurales del forjado.

DETALLE DE HUECO DE ACCESO PARA MAQUINARIA Y MATERIALES



9.2. URBANIZACIÓN

9.2.1. Camino de acceso

El camino de acceso debe de tener un mínimo de 5 metros de ancho, podrá disminuirse en trazados de gran longitud y/o abruptos pero deberán disponerse, en esos casos, sobreeanchos en curvas para permitir el cruce de vehículos.

Se fija el radio mínimo interior en 12 metros para el trazado en alzado del camino, y una pendiente media no superior al 10%, ni puntualmente superior al 15%.

El pavimento del camino será preferentemente de doble tratamiento superficial sobre zahorra artificial.

9.2.2. Viales perimetrales

La anchura de viales debe de tener un mínimo de 5 metros alrededor del depósito de manera que se permita a un vehículo pesado rodearlo.

Se debe de prever una zona para aparcamientos en función de las dimensiones del depósito.

El vial deberá tener una terminación mediante doble tratamiento superficial y normalmente se terminará el pavimento en el muro del depósito.

En caso de que se pretenda proteger en lo posible el terreno de la escorrentía superficial, podrá emplearse para el vial una mezcla bituminosa en caliente.

No se realizará acerado, excepto en casos recomendables por expansividad del terreno, pero se deberá garantizar la estanqueidad de la unión del pavimento con el muro del depósito, por ejemplo con asfalto fundido.

En casos de terrenos expansivos se realizará un acerado por el exterior del muro del depósito y se dispondrá un dren perimetral adicional en zanja de grava.

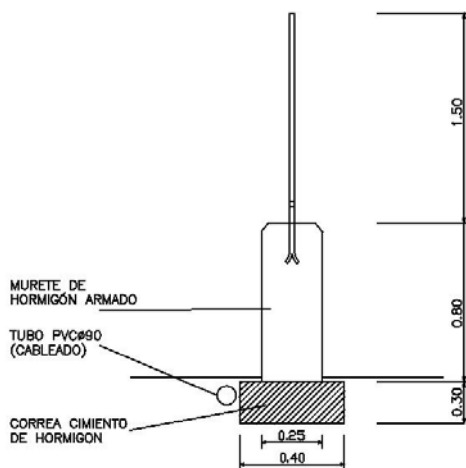
En caso de disponerse de aceras, el acabado será mediante adoquines, losas de hormigón u hormigón ruleteado.

El resto del recinto podrá pavimentarse con una gravilla.

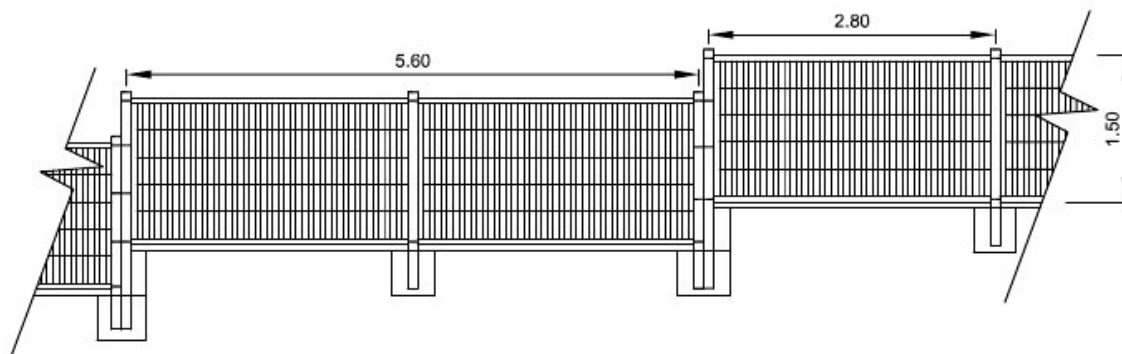
9.2.3. Valla de cerramiento

En general se realizará el vallado perimetral mediante cimentación de hormigón bajo muro de hormigón de 0,8 m de alto con cantos achaflanados y verja de acero galvanizado rígido de 1,5 m de alto con anclajes embebidos en hormigón, con doble poste en escalones, sin alambre de espino.

VALLA DE CERRAMIENTO



DETALLE DE VALLA CON MURO



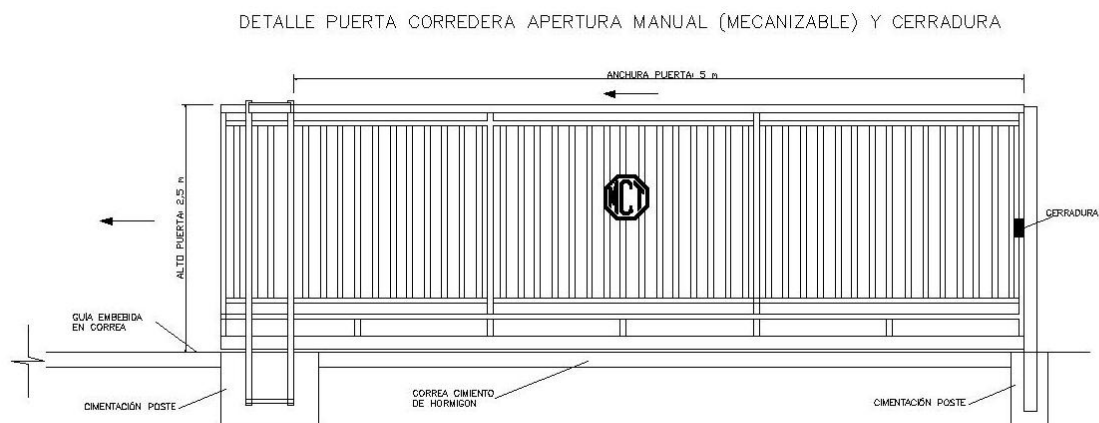
La verja estará formada por postes de acero de 60 x 60 x 2 mm con tapones plásticos no degradables, bastidor de perfiles 40 x 40 x 1,5 mm (horizontal) y 30 x 30 x 1,5 mm (vertical) con mallazo electrosoldado 300 x 50 de 5 mm verticales y 6 mm horizontales, galvanizado en caliente, a montar sin soldaduras en obra.

Se colocará siempre un tubo de PVCØ90 paralelo a la cimentación para poder introducir cableado en caso de ser necesario.

Se estudiará una mejora en fachadas de zonas urbanas significativas y vallado de simple torsión en zonas abruptas.

9.2.4. 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 (2,5 m) y con cerradura. La puerta será corredera, con correa bajo guía, galvanizada y mecanizable. Se dispondrá en la misma el anagrama de la MCT y se señalará mediante cartel la instalación como depósito de agua para consumo humano.



9.2.5. Alumbrado exterior

Se diseñará un sistema de iluminación exterior del recinto bien mediante columnas aisladas de 3 a 4 metros de altura o bien mediante báculos para pared.

El tipo de farola será modelo 576.01 de MAYJA o similar (577.21 para adosar), con las siguientes características:

- Zócalo inyectado de aleación de aluminio AC-46500

- Difusor esférico de policarbonato anticontaminación lumínica para minimizar la emisión de luz hacia el hemisferio superior (bola de 45 cm)
- Tornillos de amarre del casquillo reductor a zócalo y sujeción del conjunto a columna, de acero inoxidable A2 (AISI 314)
- Casquillo reductor de PA6 (diámetros 60-50mm)
- Casquillo de bombilla E-40
- Pintura color verde RAL 6029

La luminaria será:

- Para viales: vapor de sodio de alta presión (VSAP) de 100W ó 150W
- Para lugares que sea importante que no se altere la gama cromática: halogenuro metálico (HM) de 100W ó 150W

En el caso que la declaración de impacto ambiental o el condicionado ambiental del proyecto en cuestión lo obligue, se deberá instalar el tipo de iluminación en él indicado.

9.3. VALVULERÍA

La valvulería estándar será la siguiente:

- Válvula de corte en la salida para cada una de las dos cámaras de forma aislada
- Válvula de corte en el desagüe de cada una de las dos cámaras de forma aislada. Válvula de corte de seguridad en el colector de salida de desagües
- Tubería de aducción de aire, tras la válvula de corte de la salida de la cámara (caso de salida por gravedad)

Se dispondrán los siguientes elementos auxiliares:

- Carretes de desmontaje, aguas abajo de las válvulas
- Niples para tomas de presión y agua de servicio
- Grifería y tomas para recogida de muestras de agua

La valvulería de entrada se estudiará en función de las necesidades de cada depósito. En todo caso se dispondrá de valvulería de mariposa de buena calidad, motorizable, con cuerpo en U o bridas DIN (no tipo waffer o lug), de manera que pueda comprobarse su buen funcionamiento desmontando el carrete.

Se procurará que la disposición de los distintos elementos permita el acceso del personal de explotación a todas las zonas de maniobra en condiciones de seguridad y comodidad. La accesibilidad a cada elemento estará regulada por la normativa de arquetas de la MCT.

9.4. VENTILACIÓN-ILUMINACIÓN

Para una correcta ventilación en el interior del depósito se usará un sistema mixto compuesto por ventanas en los muros y 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.

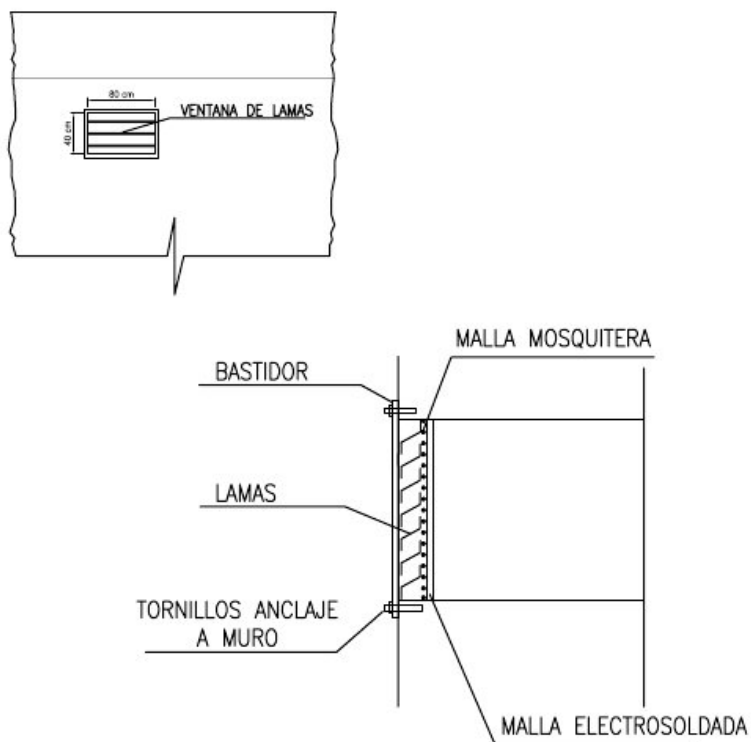
Los huecos que conformarán las ventanas tendrán unas dimensiones interiores de 80 cm de ancho y 40 cm de alto, ocupando una superficie en torno al 5% de la superficie libre lateral de muros. Se dispondrán en las cuatro caras del depósito y una ventana entre cada calle de pilares centrada respecto a la misma. Para proteger los huecos se dispondrán rejillas de lamas plegadas de PVC, PRFV, aluminio o chapa galvanizada con solape vertical de un 20%, sujetas a un bastidor que estará anclado con tornillos al muro de hormigón por el exterior. Asimismo por detrás de las lamas se dispondrá una malla mosquitera que evite la entrada de insectos al interior del depósito. Las lamas deben ser plegadas y solaparse en el sentido vertical.

La malla mosquitera será de fibra de vidrio y cuadro máximo 1,8 x 1,8 mm, la cual se sujetará interiormente mediante otra malla desmontable de alambre galvanizado electrosoldado de 1,6 x 1,6 cm de cuadro y espesor de 1,2 mm.

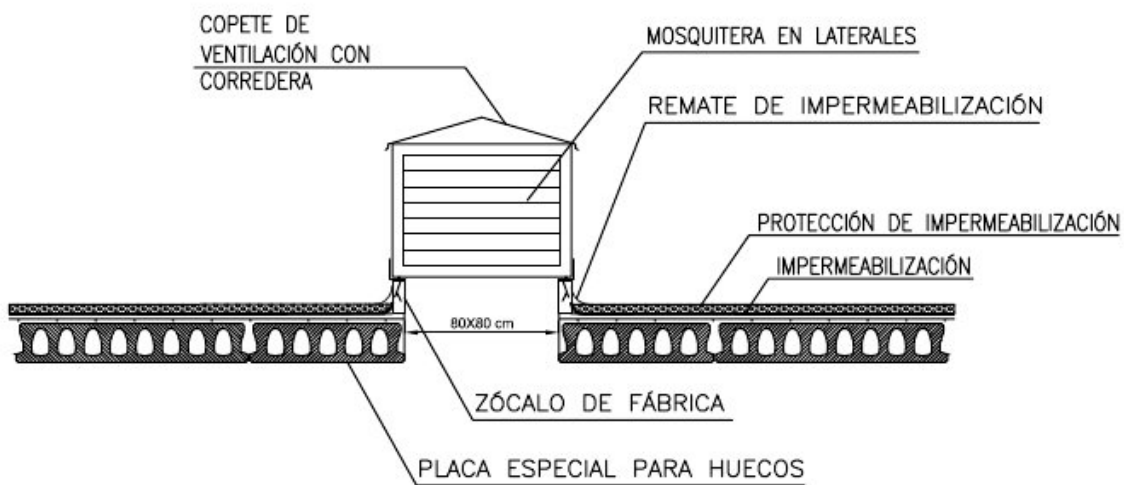
Los copetes de ventilación correderos se dispondrán sobre un hueco de sección 80 x 80 cm y se montarán sobre un pequeño zócalo. Podrán ser de PVC, PRFV ó aluminio y se dispondrán rejillas de lama para la ventilación en cada uno de los cuatro lados que la constituirán. Al igual que en el caso de las ventanas se dispondrá una malla mosquitera tras las lamas que evite la entrada de insectos. El número de copetes a colocar se determinará a razón de 1 cada 250 m² de superficie del depósito.

Para favorecer la ventilación la distancia mínima entre el nivel máximo de agua y la cara inferior de la cubierta (o cara inferior de vigas si son descolgadas) debe de ser de 50 cm para evitar altas concentraciones de cloro.

DETALLE VENTANAS EN DEPÓSITO



DETALLE DE CHIMENEA (RESPIRADERO)



10. ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS

10.1. IMPERMEABILIZACIÓN

10.1.1. Cámaras

En general la estanqueidad se conseguirá mediante las propias paredes de la cámara y la solera. A tal fin, el proyecto especificará los parámetros de permeabilidad del hormigón medible mediante la realización los ensayos de penetración de agua bajo presión, según el apartado 37.3.3 de la EHE 08 y norma de ensayo UNE-EN 123908. Se debe exigir como resultados de dichos ensayos una profundidad máxima de 50 mm y media de 30 mm.

En caso de que el proyectista considere necesario disponer un sistema de impermeabilización interior de los paramentos y solera, deberá justificarlo suficientemente en base a la naturaleza de las aguas que vaya a contener el depósito y contar con aprobación del sistema por parte del director del proyecto.

El tratamiento de impermeabilización exterior se realizará mediante tratamiento con pintura epoxi ó bituminosa, en las zonas en contacto con el terreno y se asilará mediante un geotextil o geodren.

10.1.2. Cubierta

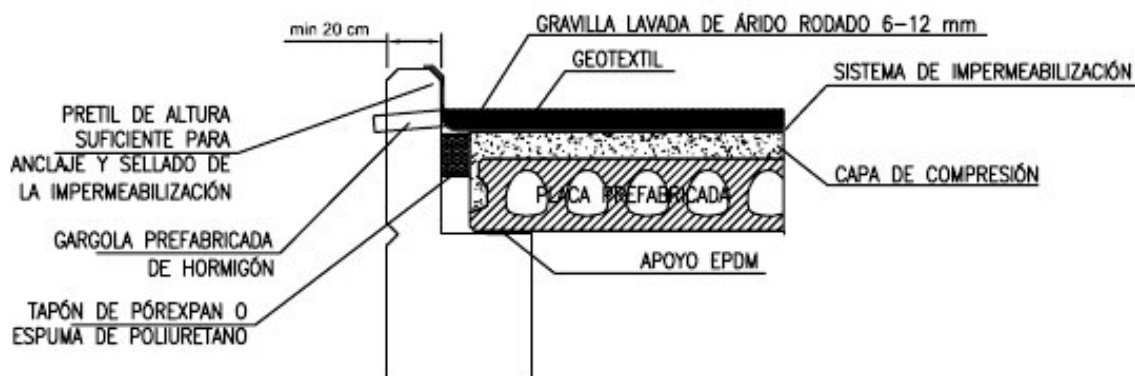
La cubierta se impermeabilizará para evitar que el agua de lluvia pase al interior del depósito, con especial atención en la pendiente y a la solución en juntas de dilatación, rebajes y gárgolas para evitar charcos.

Con relación a la impermeabilización, se da preferencia a los sistemas adheridos frente a los flotantes.

El sistema adherido deberá estar diseñado especialmente para cubiertas planas y consistirá básicamente en la aplicación de una serie de capas de resinas en estado líquido sobre la superficie de la capa de compresión, que una vez polimerizada adquiere sus propiedades físicas de adherencia, impermeabilidad, elasticidad, resistencias químicas y capacidad de puentear fisuras. El sistema deberá ser resistente a los rayos UV y además irá protegido por una capa de gravilla.

Si se opta por un sistema flotante, se proyectará a base de una lámina impermeable preferiblemente de PVC armada con fibras y resistente a los rayos UV, sujeta al pretil mediante un sistema aprobado por el fabricante que asegure la estanqueidad de la junta. La lámina irá asentada sobre la capa de compresión a través de un geotextil cuyas propiedades aseguren una adecuada protección de la lámina frente al punzonamiento e irá siempre protegida mediante una capa de gravilla según se describe en el apartado de aislamiento térmico.

DETALLE IMPERMEABILIZACIÓN DE CUBIERTA



10.1.3. Juntas constructivas, de retracción y de dilatación

Debe de asegurarse la estanqueidad de las juntas, por lo que independientemente de la impermeabilización interior se dispondrán bandas de estanqueidad de PVC embebidas en el hormigón (tipo "water-stop") con adecuado detalle de atado y colocación.

En las juntas de retracción se dispondrán bandas de estanqueidad convencionales de doble ala, mientras que en las de dilatación serán con fuelle central.

Las bandas de estanqueidad en juntas de dilatación deben de poder absorber los movimientos previstos, incluso en condiciones sísmicas.

Adicionalmente a las bandas de estanqueidad interiores tipo "water-stop" en el hormigón armado, se diseñara un sistema de sellado superficial de las juntas mediante aplicación de masillas viscoelásticas y alta adherencia protegidas por una banda exterior que solape ambos lados de la junta.

Para las juntas de dilatación se exigirá una impermeabilización con flexibilidad tal que permita un movimiento igual al ancho de la junta, como puede ser un laminado epoxi-fibra suficientemente elástico, una banda elástica adherida con masilla epoxi u otro sistema que asegure y mantenga la estanqueidad del depósito en condiciones de apertura de la junta.

Para el resto de juntas se admitirá un sistema menos flexible pero capaz de soportar la apertura de microfisuras manteniendo la estanqueidad, como por ejemplo un laminado epoxi-fibra flexible.

El sistema de sellado de juntas deberá quedar suficientemente definido en el proyecto, indicándose los materiales a emplear, su naturaleza, sus parámetros físicos, sus dimensiones y las condiciones especiales de puesta en obra.

Los sistemas de sellado que se proyecten deberán estar en todo caso sancionados por la práctica en la Mancomunidad de los Canales del Taibilla y cumplir tanto la normativa para productos en contacto con el agua potable (RD 140/2003), como los requisitos exigido por las autoridades sanitarias locales en cuando a migración de productos químicos al agua.

La eficacia de las bandas de estanqueidad embebidas en el hormigón, tipo “water-stop”, deberá ser probada llenando el depósito de agua antes de la aplicación de los sistemas de sellado interior de las juntas.

10.1.4. Medias cañas y espadines

Se debe de prever en el proyecto el tratamiento para el sellado de los espadines de encofrado de muros mediante un sistema sancionado por la experiencia y diseñado expresamente para tal fin.

Para la impermeabilización de las medias cañas (junta solera-muro) en depósitos circulares apoyados se exigirá una impermeabilización con flexibilidad tal que permita un movimiento resultante del análisis sísmico y mantenga la estanqueidad del depósito, que puede ser similar al indicado para juntas de dilatación.

Para el resto esquemas estructurales (muro empotrado o articulado y encuentros solera - pilar), se admitirá un sistema menos flexible pero capaz de soportar la apertura de microfisuras, similar al indicado para juntas de construcción.

10.2. AISLAMIENTO TÉRMICO

El aislamiento térmico de la cubierta de las cámaras se realizará mediante la extensión de gravilla lavada de árido rodado 6-12mm y de espesor mínimo 7 cm procedente de gravera.

Para evitar condensación en la caseta, los cerramientos deberán incorporar un sistema de aislamiento térmico inorgánico y estanco al vapor, además de preverse una adecuada ventilación. Las puertas también deben de estar aisladas térmicamente.

10.3. INSTALACIONES ELÉCTRICAS

En general los depósitos deben disponer de acometida eléctrica. La instalación deberá cumplir las condiciones del Reglamento Electrotécnico de baja tensión y de la ITC-BT-30 (Instalaciones en locales de características especiales) para locales mojados.

Las instalaciones eléctricas a considerar son:

- Alumbrado exterior
- Alumbrado interior y de emergencia en arquetas y casetas
- Tomas de corriente



- Cuadros de alumbrado y maniobra
- Instalación de cloración
- Instrumentación
- Motorización de válvulas
- Sistema de alarma
- Videovigilancia
- Telemando y telecontrol

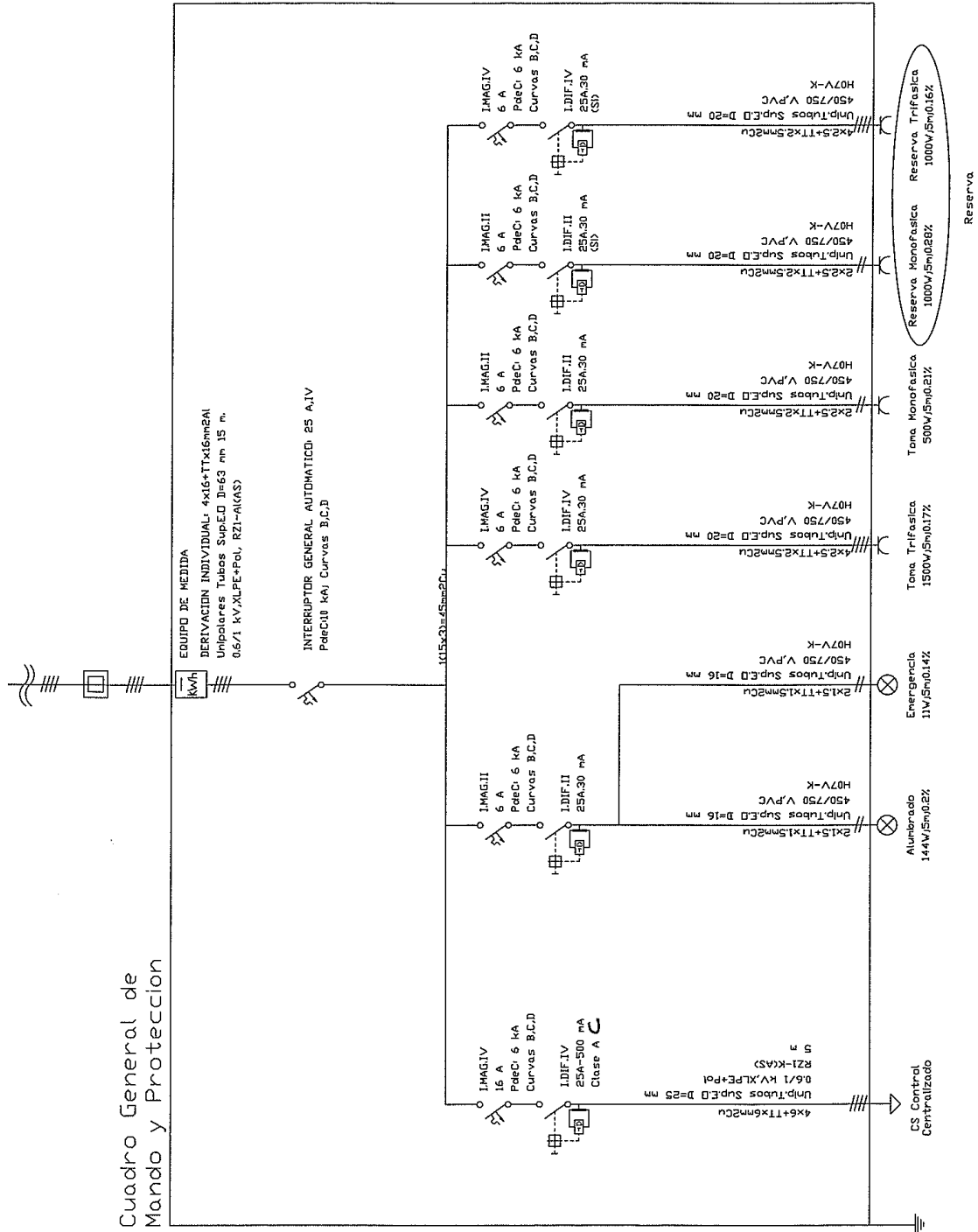
La iluminación que se disponga en casetas y arquetas deberá ser suficiente. La iluminación exterior deberá poder activarse manual y automáticamente mediante célula fotoeléctrica.

10.4. CUADROS ELÉCTRICOS

Los cuadros eléctricos se alojarán siempre en un nivel superior a la cámara de válvulas, y preferentemente en un espacio ideado para tal fin, de dimensiones mínimas interiores de 2,4 x 2,5 m y altura mínima 2,4 m, en el cual podrán también alojarse los autómatas programables y equipos de transmisión de datos, y que podrá ser contiguo a la sala húmeda de la caseta de reclaración, pero en todo caso separado físicamente por un tabique y con acceso independiente desde el exterior.

Los mecanismos serán preferentemente de la marca SCHNEIDER o similar a aprobar expresamente por el Director del proyecto. La protección mecánica y eléctrica responderá a la especificación "superinmunizados a influencias externas" (SIE).

El esquema unifilar se ajustará al siguiente:



La sala de cuadros eléctricos dispondrá de puerta de doble hoja de 1,3 m de ancho por 2,1 m de alto abriendo hacia afuera, con al menos dos rejillas laterales de 80 x 20 cm, tragaluz de ladrillo de vidrio de 80 x 40 cm, solera de hormigón fratasado, poceta de drenaje de 40 x 40 x 20 cm y acera perimetral de hormigón fratasado de 50 cm de ancho.

10.5. SISTEMA DE RECLORACIÓN

Tanto si se incluye en el proyecto un sistema de reclusión automática como si no, se deberán disponer los espacios necesarios para su instalación. Dichos espacios consistirán en dos estancias de dimensiones mínimas 2,4 x 2,5 metros denominada sala seca, que albergará además los cuadros eléctricos, automatismos y equipos de telecomunicación del depósito, y otra de 2,4 x 3,5 metros, denominada sala húmeda que alojará el depósito de hipoclorito, los analizadores y las bombas dosificadoras.

Las especificaciones de la cámara húmeda y los equipos a instalar se describen en un documento aparte.

10.6. TELEMANDO Y TELECONTROL

En todos los proyectos de nuevos depósitos se deberá prever la instalación de mecanismos de telemando y telecontrol, cuyas especificaciones facilitará el Director del proyecto.

10.7. PLACAS SOLARES

Cuando no sea posible la acometida eléctrica al depósito (zonas LIC, depósito pequeño, distancias de acometidas >10-15 km, etc.), se realizará una instalación de placas solares para suministro de electricidad a:

- Alumbrado exterior mediante balizas
- Alumbrado interior y de emergencia en 24 V
- Equipos de cloración
- Sistema de alarma
- Videovigilancia

11. DISEÑO ESTRUCTURAL

11.1. MATERIALES

Los productos que estén en contacto con el agua cumplirán los requisitos especificados en el RD 140/2003 por el que se establecen los criterios sanitarios de la calidad del agua de consumo humano, y deberán someterse a la aprobación por la administración sanitaria competente.

11.1.1. Hormigón armado

En general se utilizará hormigón tipo HA-30/F/20/IV, pudiéndose reducir la clase general de exposición en zonas que no estén en ambiente de cloro o en otras situaciones específicas.

El cemento a utilizar para un ambiente IV (corrosión por cloruros) en la realización de hormigón armado, se escogerá entre los siguientes: CEM III/A, CEM III/B, CEM IV, CEM II/B-S, B-P, B-V, A-D o cemento con adición de microsilice superior al 6% o de cenizas volantes superior al 20%.

El cemento se escogerá con característica adicional de bajo calor de hidratación siempre que se prevea hormigonar en tiempo caluroso y los áridos a utilizar en el hormigón armado serán de tipo calizo, todo ello para evitar la fisuración por retracción inicial del hormigón en fase de ejecución.

En caso de que sea necesario un hormigón de mayor resistencia para la cimentación, no se adoptarán hormigones de más resistencia que 35 N/mm². En terrenos con clases específicas de exposición al ataque químico y donde se asegure que no hay contacto entre hormigón y terreno puede omitirse la clase específica de esta exposición.

En general se adoptará un hormigón de consistencia fluida y baja relación agua/cemento para ayudar a conseguir un hormigón de baja permeabilidad y mayores garantías de puesta en obra.

Dado que el ámbito de la MCT está en su mayor parte dentro de una zona de alta sismicidad, el acero pasivo a emplear será el denominado B-500SD al menos para la estructura de cubierta, pudiendo emplearse B-500S en el resto de la estructura. Con la debida justificación podrán emplearse aceros de menor resistencia tipo B-400SD y B-400S.

11.1.2. Hormigón pretensado

Su uso se limita a la estructura de cubierta, concretamente en placas alveolares prefabricadas.

11.2. VIDA ÚTIL

La vida útil de la estructura se fijará en 100 años.

11.3. RECUBRIMIENTO

El recubrimiento nominal de las armaduras será de 5 cm.

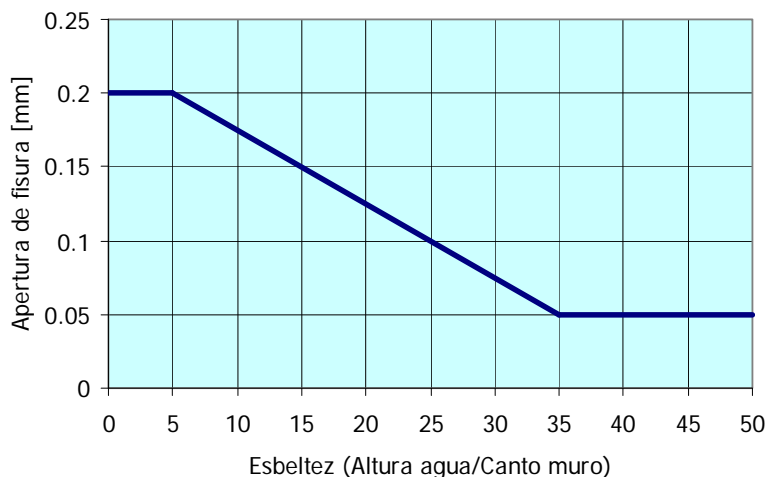
Se podrá justificar otro recubrimiento mediante la comprobación del estado límite de durabilidad según el anejo nº 8 de la EHE-08.

11.4. LIMITE DE ABERTURA DE FISURA

Para la comprobación a fisuración:

- Se limitará la abertura de fisura a 0,2 mm en el caso de fisuras no pasantes (a flexión) o cuando se prevea una impermeabilización interior. Para elementos que no estén en contacto con el ambiente de cloro, se podrá limitar a valores mayores de acuerdo con el ambiente exterior.
- Se limitará la abertura de fisura a 0,2 mm para esbeltez de muro (altura de agua/espesor) menores o iguales que 5, a 0,05 mm para esbeltez de muro mayor o igual que 35 y se interpolará en los casos intermedios para fisuras pasantes (fisuración en fase de ejecución y a tracción) cuando no se prevea una impermeabilización interior.

Límites de apertura de fisura pasante



11.5. CONTROL DE EJECUCIÓN

Se declarará un nivel de control de ejecución normal para depósitos de hormigón armado. En el caso de depósitos singulares el nivel de control se aumentará a intenso.

11.6. ESQUEMA ESTRUCTURAL

El esquema estructural ha de estar en consonancia con los detalles estructurales de los nudos.

Independientemente de la complejidad del modelo estructural, se debe de realizar siempre una comprobación a mano, asimilando el muro del depósito a una viga en depósitos rectangulares y a un anillo en el caso de depósitos circulares (o utilizando tablas de placas).

Se realizará un estudio de la conveniencia de diseño de cimentación mediante losa o cimentación de zapatas y solera, para cuantificar el coste del material frente a la facilidad de

ejecución. Se deberá de "jugar" con la separación de pilares para obtener una losa esbelta que cumpla a punzonamiento.

En general se prefiere la cimentación mediante losa de espesor constante, y necesariamente en el caso de terrenos blandos ó heterogéneos y en depósitos circulares.

Para terrenos duros se puede realizar la cimentación por zapatas independientes y losa de menor espesor.

11.6.1. Depósitos rectangulares

El esquema estructural de los depósitos rectangulares será Empotrado-Libre (muro en ménsula), se debe de justificar el comportamiento sísmico de la solución y el efecto de la contracción térmica inicial en la tensión de las armaduras horizontales.

11.6.2. Depósitos circulares

El esquema estructural de los muros en depósitos circulares será articulado-libre o empotrado-libre y solamente en casos debidamente justificados podrá ser apoyado-libre. En cualquier caso se debe de justificar el comportamiento sísmico de la solución y el efecto de la contracción térmica inicial en la tensión de las armaduras.

La solución mediante el esquema estructural **articulado-libre** se resolverá mediante armadura pasante en el centro de la junta entre la cimentación y el muro acompañado de apoyos elastoméricos que permitan giro en el arranque. La solución **empotrado-libre** es la típica de muros en ménsula.

La solución **apoyado-libre** se resuelve normalmente con apoyos elastoméricos entre el anillo que forma el paramento vertical y la solera, En esta tipología se debe asegurar la compatibilidad de los desplazamientos relativos muro-cimentación con la elongación de las bandas de estanqueidad frente al sismo. Caben tres soluciones estructurales; la primera sería disponer externamente un tacón perimetral que limite los movimientos relativos muro-losa; y la segunda es solucionar el nudo del arranque como articulado-libre pero aislando la armadura del hormigón en la zona de la junta mediante un tubo funda, de tal forma que permita cierto desplazamiento horizontal; y la tercera hacer la estructura parcialmente enterrada hasta aproximadamente la mitad de la altura de agua. No obstante, ésta última debe ser descartada ya que, salvo justificación por parte del proyectista, se prefiere la tipología de depósitos en superficie por razones de explotación.

En los anejos 3 y 4 se incluyen sendos estudios de la respuesta frente al sismo de las soluciones anteriores.

11.6.3. Estructura de cubierta

En general se irá a la opción de cimentación mediante losa. La ejecución mediante zapatas solamente se realizará en condiciones de terrenos muy buenos (rocas y suelos no expansivos) y muy homogéneos.

Los pilares serán de hormigón armado que sustentarán la cubierta mediante vigas in-situ de hormigón armado, y el forjado se realizará mediante placas alveolares de canto mínimo 20+5 cm.

11.7. DISEÑO SÍSMICO

A efectos de la normativa sobre acciones sísmicas, los depósitos deben ser considerados construcciones de importancia especial.

Se ha de indicar expresamente en un apartado del anejo de cálculo la estrategia seguida en la estructura para soportar un sismo y los mecanismos resistentes que se producen.

11.8. CALCULO ESTRUCTURAL

11.8.1. Hipótesis de cálculo

Se considerarán las siguientes hipótesis de cálculo para los muros:

Nº	HIPÓTESIS DE CÁLCULO	ELEMENTOS	NIVEL DE LLENADO
1	DEPÓSITO LLENO SIN EMPUJE DE TIERRAS	Muros perimetrales	Normal de explotación
2	DEPÓSITO LLENO CON EMPUJE DE TIERRAS	Muros perimetrales	Normal de explotación
3	DEPÓSITO VACÍO CON EMPUJE DE TIERRAS	Muros perimetrales	Normal de explotación
4	DOS VASOS LLENOS	Muros divisorios	Normal de explotación
5	UN VASO LLENO Y OTRO VACÍO	Muros divisorios	Normal de explotación
6	SISMO	Todos los muros	Normal de explotación
7	PRUEBA DE LLENADO	Todos los muros	Máximo de alivio
8	NIVEL FREÁTICO EN SUPERFICIE	Todos los muros	Normal de explotación

Adicionalmente se deberá comprobar el efecto de la retracción y las variaciones térmicas, las acciones indirectas son muy importantes en proyectos de depósitos por lo que deben de estar evaluadas en el proyecto y contempladas en el cálculo.

Para cada situación de proyecto se comprobarán los estados límites. Se comprobarán en los muros el coeficiente de seguridad frente al vuelco, deslizamiento y tensión sobre el terreno. No se realizará comprobaciones a deslizamiento en los casos en que esté impedido. No se tendrá en cuenta la colaboración del empuje pasivo.

Para la estructura de cubierta se utilizarán las hipótesis y combinaciones normales de una edificación.

11.8.2. Acciones

- Cargas permanentes: Peso propio de elementos estructurales, peso de elementos no estructurales, asientos diferenciales en cimentación, efectos reológicos (retracción), empuje del terreno (en reposo) y nivel freático.
- Cargas variables: Ambientales (viento, nieve y temperatura), sobrecarga de uso, empuje hidrostático, tráfico en trasdós.
- Cargas accidentales: Sismo, empuje hidrostático con el depósito aliviando.

11.8.3. Coeficientes de seguridad

Para situaciones persistentes o transitorias la acción variable del agua, en estado límites últimos, se considerará un coeficiente parcial de seguridad de 1,2 (no suele ser condicionante ya que el cálculo restrictivo es a fisuración), ya que se conoce con certeza la carga por empuje del agua. La comprobación a ELU se hará con nivel de llenado hasta salida natural del agua (ventanas). Para los cálculos de estados límites el coeficiente de simultaneidad ψ de la carga del agua será siempre igual a la unidad.

11.8.4. Cálculo sísmico

Salvo justificación por parte del proyectista, se prefiere que la cubierta se diseñe estructuralmente independiente del resto de la estructura. En este caso, puede independizarse el cálculo de la cubierta (NCSE-02) del de los muros de contención del líquido que se tratará a continuación.

El cálculo sísmico se deberá realizar mediante formulación recogida en el Eurocódigo 8 parte 4 o ACI 350.3-06, con formulación que considere la interacción volumen de agua-depósito considerando masa impulsiva y convectiva.

Se debe de realizar un análisis sísmico en estado límites últimos de servicio. Se debe de considerar la estructura de la cámara sin ductilidad en ELU ($\mu=1$) y con un factor de 1,5 en ELS ($\mu=1,5$). Se debe de considerar en el espectro de respuesta una última rama para periodos altos (T_c) como el descrito en el Eurocódigo 8 o en la NCSP-07. El amortiguamiento estructural se limita al 5% el ELU y a 2% en ELS, el amortiguamiento del líquido es del orden de un 0,5%.

En muros divisorios se suman el efecto de la componente impulsiva y convectiva de cada cámara.

11.8.5. Modelo estructural de la cámara

- Modelos planos: son muy adecuados para elementos con geometría en la que se pueda desprestigiar el efecto placa.
- Modelo de placas: son adecuados para elementos con geometría en el que el efecto placa es significativo, como son los módulos de esquina en depósitos rectangulares.

- Modelo matricial: para resolución de estructuras lineales y emparrillados
- Modelo de elementos finitos: son muy adecuados para cualquier tipo de estructuras

Los modelos avanzados de cálculo deben de ir chequeados en orden de magnitud con modelos simples de comprobación a mano mediante prontuarios.

11.9. DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS

11.9.1. Armado

La distribución de armado a lo largo de la estructura debe de hacerse mediante un cambio suave, ya que cambios bruscos es equivalente a una entalla en la sección que favorece la fisuración.

Siempre que sea posible se procurará que los solapes entre barras tengan un decalaje de dos veces la longitud de solape para evitar fisuras y en cada zona solapar el 33%, y en todo caso menos del 50%.

11.9.2. Cuantías mínimas

Se dispondrán las cuantías mínimas dictadas por la EHE-08 y por el apartado de control de fisuración en fase de construcción de esta guía.

11.9.3. Espesores mínimos

El espesor mínimo absoluto de los elementos constructivos será de 30 cm.

Se dispondrá un espesor tal que la sección resista a esfuerzo cortante sin necesidad de disponer cercos, excepto en refuerzos puntuales frente a punzonamiento. La comprobación a cortante en aristas de muros no se realizará a un canto útil de la arista, sino al esfuerzo resultante en la arista.

11.9.4. Forjado de cubierta

La cubierta se realizará mediante placas alveolares con canto mínimo de 20 cm y capa de compresión de 5 cm. 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. Además se deberá justificar el ELS de deformaciones mediante canto mínimo según EHE-08 o justificación de que la flecha total es inferior a $L/250$ y $L/500 + 1$ cm, y $L/400$ para la flecha activa.

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.

11.9.5. Remate de cubiertas

Existen tres posibles soluciones para el remate del perímetro de la cubierta:

- Imposta ejecutada "in situ". Si se elige esta opción y cuando se hormigona en dos fases, se deberán separar ambas fases de hormigonado mediante un berenjeno en el encofrado exterior que disimule la junta de trabajo.
- Imposta prefabricada, en principio solamente válida en depósitos rectangulares. Se propone un modelo prefabricado habitual en el mercado, debiéndose prestar atención al sistema de anclaje a la estructura.
- Forjado volado con zuncho perimetral, normalmente utilizado en depósitos circulares. El zuncho de hormigón recoge los de extremos de las placas alveolares que se irán recortando "in situ". Se utilizará esta solución para espesores de muro menores de 40 cm.

Para la evacuación del agua de lluvia de la cubierta se preverán canaletas vierteaguas en número suficiente a lo largo del perímetro. Estas canaletas deberán ser en todo caso de piedra artificial o prefabricadas de hormigón, no permitiéndose el empleo de tubos de materiales plásticos.

11.9.6. Detalles constructivos

Se debe de prestar especial atención al detalle del arranque de los muros y los detalles de las juntas.

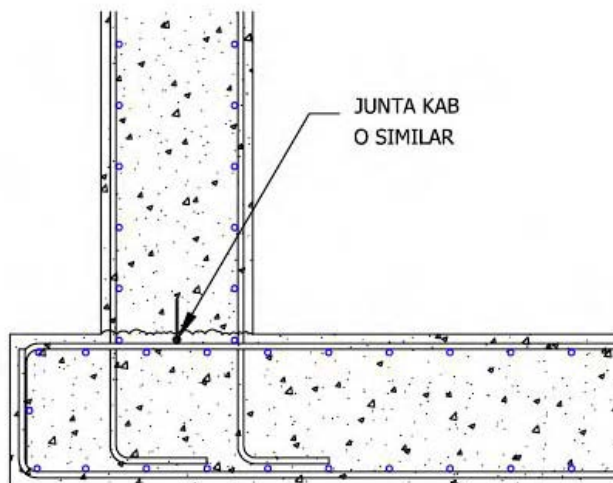
Se dispondrán preferentemente bandas de estanqueidad tipo "water-stop" de doble ala en las juntas de retracción y trabajo, y con bulbo central en las de dilatación. Para la solución de los nudos de arranque de muros se dará preferencia a la formación de pendientes mediante sobreespesor en el recubrimiento en el caso de depósitos pequeños.

Para los otros casos, en que la pendiente se realiza mediante el replanteo de la estructura sin dotar de sobreespesor al recubrimiento, existen soluciones de juntas especiales que no interrumpen la armadura con la cimentación, como las hidroexpansivas o las combinadas tipo KAB de Isocron.

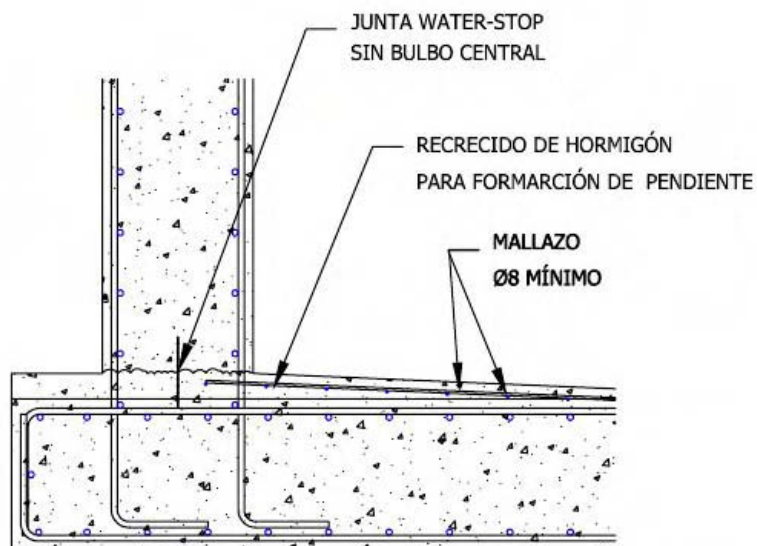
En todo caso se prefiere el empleo de sistemas sancionados por la experiencia, como son las bandas "water-stop" tradicionales o las combinadas, prestando especial atención a la sujeción de la banda durante el hormigonado, y al diseño de la armadura en el entorno de la junta.

DETALLES DE ARRANQUE DE MURO

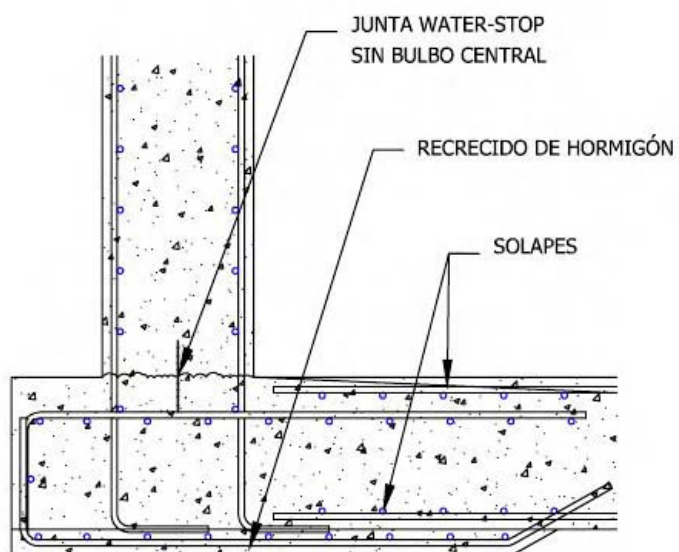
Nudos empotrados:



Nudo empotrado con armadura pasante en junta de construcción en alzado y junta de estanqueidad tipo "KAB" o similar.

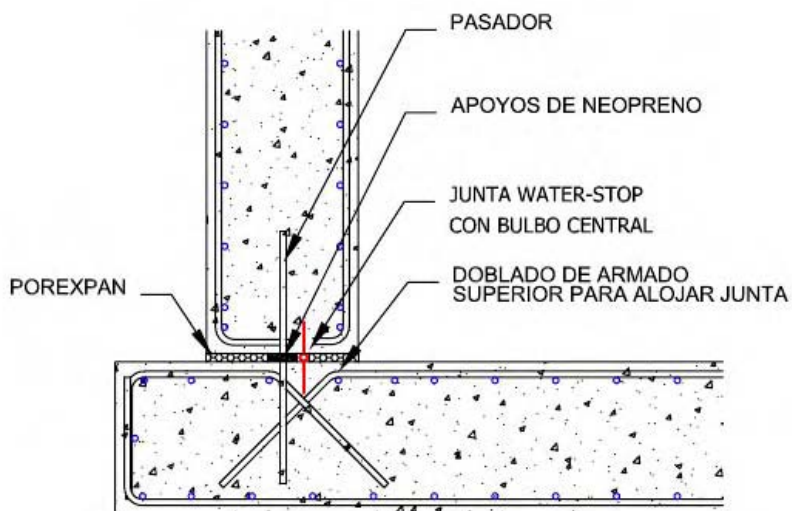


Nudo empotrado con armadura pasante en junta de construcción en alzado y junta de estanqueidad de doble ala sin bulbo central. El espacio necesario para alojar la junta se consigue mediante sobreespesor de losa para formación de pendientes.

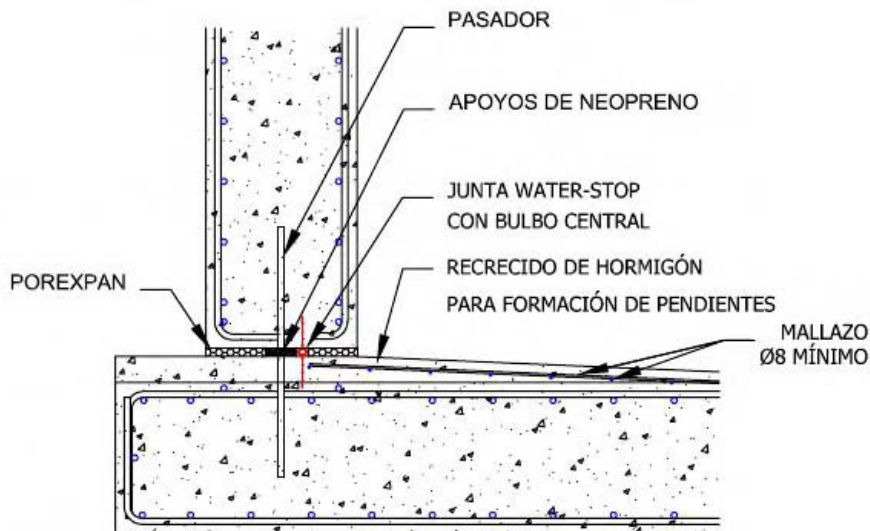


Nudo empotrado con armadura pasante en junta de construcción en alzado y junta de estanqueidad sin bulbo central. El espacio necesario para alojar la junta se consigue mediante sobreespesor de losa mediante un rebaje en la cimentación. Se dispone zona de solapes de armado de losa.

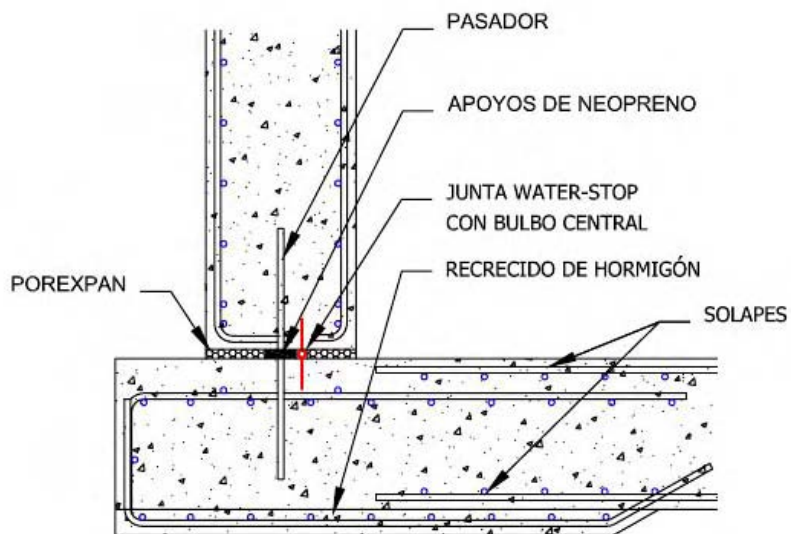
Nudos articulados (solo depósitos circulares):



Nudo articulado con armadura pasante en junta de construcción en alzado y junta de estanqueidad con bulbo central. El espacio necesario para alojar la junta se consigue mediante doblado de armaduras. Se dispone apoyo de neopreno para compatibilizar el giro.

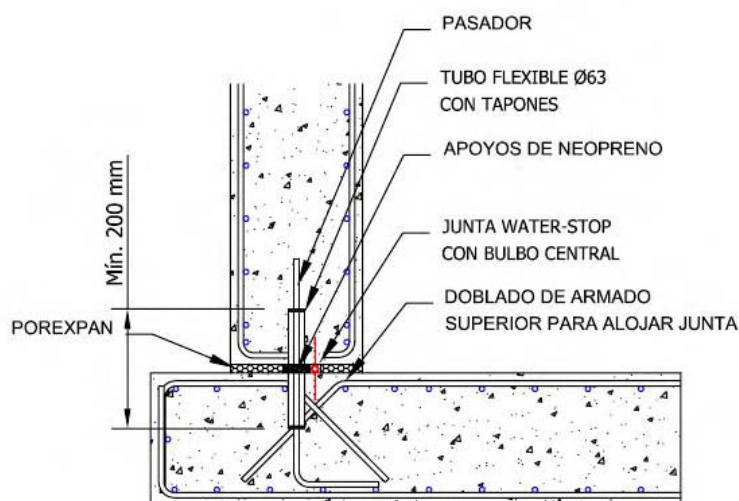


Nudo articulado con armadura pasante en junta de construcción en alzado y junta de estanqueidad de doble ala, con bulbo central. El espacio necesario para alojar la junta se consigue mediante sobreespesor de losa para formación de pendientes. Se añade mallazo para control de fisuración de $\varnothing 8$ mm de diámetro mínimo. Se dispone apoyo de neopreno para compatibilizar el giro.

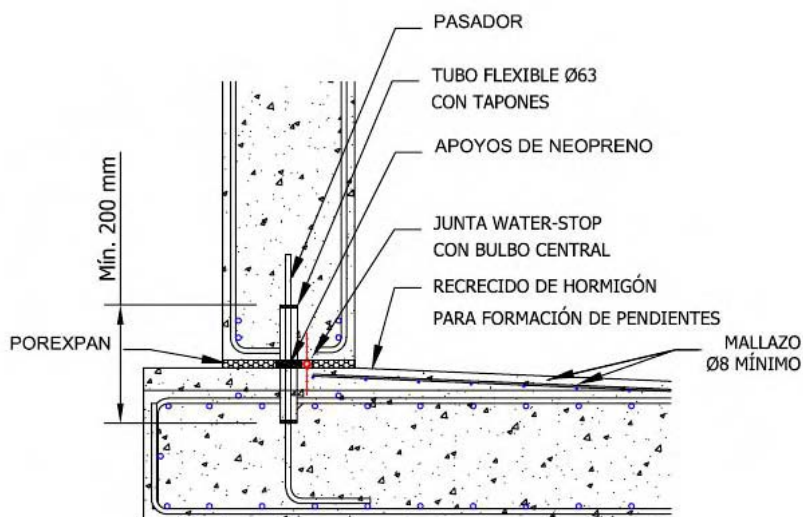


Ç

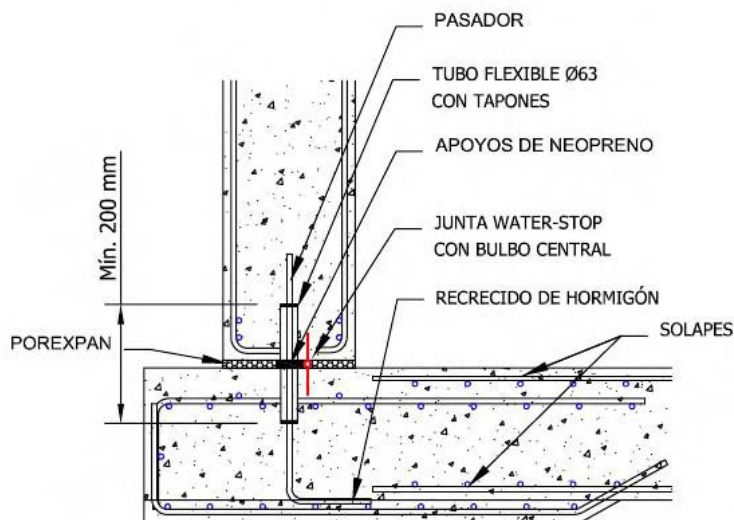
Nudo articulado con armadura pasante en junta de construcción en alzado y junta de estanqueidad con bulbo central. El espacio necesario para alojar la junta se consigue mediante sobreespesor de losa mediante un rebaje en la cimentación. Se dispone zona de solapes de armado de losa. Se dispone apoyo de neopreno para compatibilizar el giro.

Nudos apoyados (solo depósitos circulares):


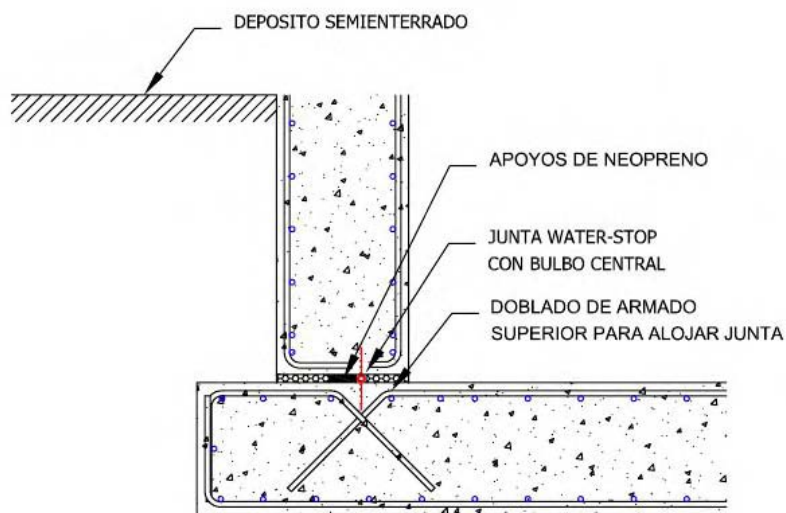
Nudo apoyado con armadura pasante en junta de construcción en alzado (función de tope sísmico) y junta de estanqueidad con bulbo central (selección de junta compatible con la deformación horizontal incluso en condiciones sísmicas). El espacio necesario para alojar la junta se consigue mediante doblado de armaduras. Se dispone apoyo de neopreno para compatibilizar el giro. Se dispone de tubo flexible hueco para compatibilizar desplazamientos horizontales.



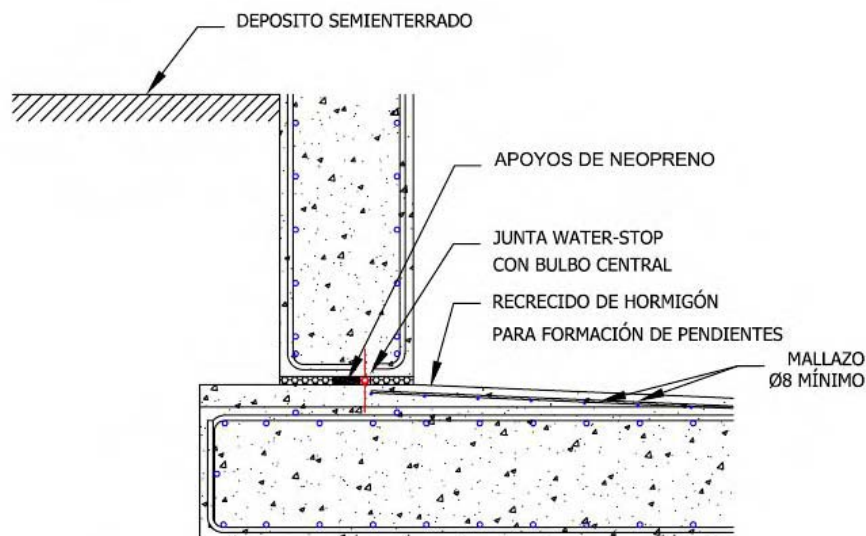
Nudo apoyado con armadura pasante en junta de construcción en alzado (función de tope sísmico) y junta de estanqueidad de doble ala con bulbo central (selección de junta compatible con la deformación horizontal incluso en condiciones sísmicas). El espacio necesario para alojar la junta se consigue mediante sobreespesor de losa para formación de pendientes. Se añade mallazo para control de fisuración de $\varnothing 8$ mm de diámetro mínimo. Se dispone apoyo de neopreno para compatibilizar el giro. Se dispone de tubo flexible hueco para compatibilizar desplazamientos horizontales.



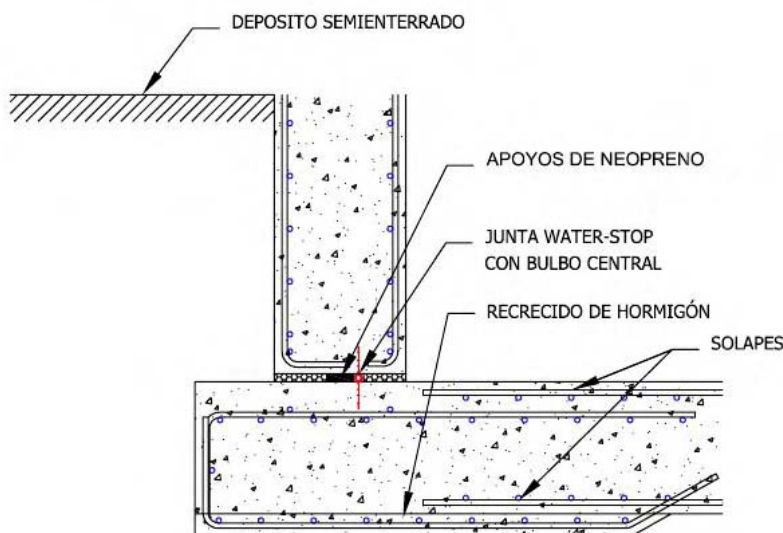
Nudo apoyado con armadura pasante en junta de construcción en alzado (función de tope sísmico) y junta de estanqueidad con bulbo central (selección de junta compatible con la deformación horizontal incluso en condiciones sísmicas). El espacio necesario para alojar la junta se consigue mediante sobreespesor de losa mediante un rebaje en la cimentación. Se dispone zona de solapes de armado de losa. Se dispone apoyo de neopreno para compatibilizar el giro. Se dispone de tubo flexible hueco para compatibilizar desplazamientos horizontales.



Nudo apoyado con relleno en trasdós (función de tope sísmico, a calcular la profundidad mínima) y junta de estanqueidad con bulbo central (selección de junta compatible con la deformación horizontal incluso en condiciones sísmicas). El espacio necesario para alojar la junta se consigue mediante doblado de armaduras. Se dispone apoyo de neopreno para compatibilizar giro y desplazamientos horizontales. Esta solución se considera descartable por razones de explotación, en todo caso a justificar por el proyectista.



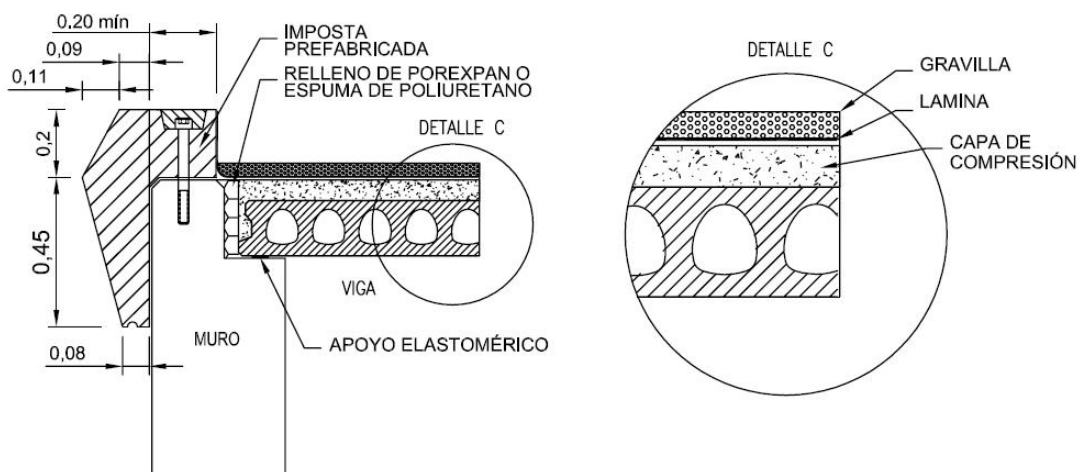
Nudo apoyado con relleno en trasdós (función de tope sísmico, a calcular la profundidad mínima) y junta de estanqueidad de doble ala con bulbo central (selección de junta compatible con la deformación horizontal incluso en condiciones sísmicas). El espacio necesario para alojar la junta se consigue mediante sobreespesor de losa para formación de pendientes. Se añade mallazo para control de fisuración de $\varnothing 8$ mm de diámetro mínimo. Se dispone apoyo neopreno para compatibilizar giro y desplazamientos horizontales. Esta solución se considera descartable por razones de explotación, en todo caso a justificar por el proyectista.



Nudo apoyado con relleno en trasdós (función de tope sísmico, a calcular la profundidad mínima) y junta de estanqueidad con bulbo central (selección de junta compatible con la deformación horizontal incluso en condiciones sísmicas). El espacio necesario para alojar la junta se consigue mediante sobreespesor de losa mediante un rebaje en la cimentación. Se dispone zona de solapes de armado de losa. Se dispone apoyo de neopreno para compatibilizar giro y desplazamientos horizontales. Esta solución se considera descartable por razones de explotación, en todo caso a justificar por el proyectista.

DETALLES DE REMATE DE CUBIERTA

Detalle de imposta prefabricada:

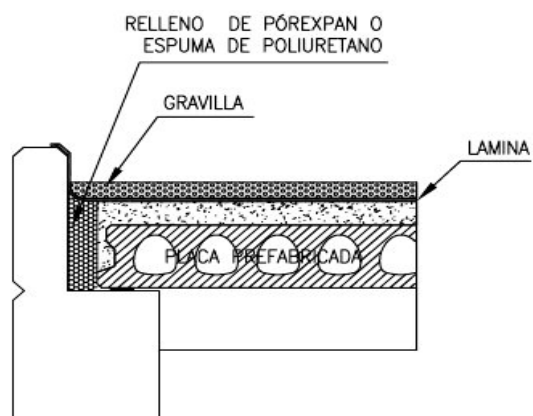


Detalle de imposta prefabricada. La situación del apoyo elastomérico, y la separación entre placas alveolares e imposta, se determinarán mediante el estudio de deformaciones en situaciones sísmicas.

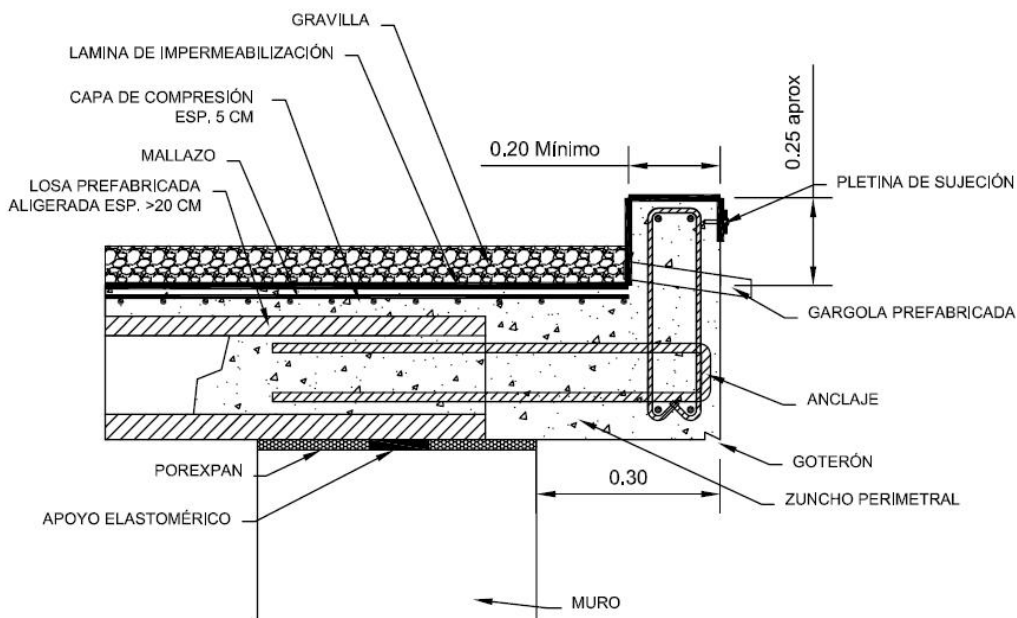
Detalle de imposta in situ:

Detalle de imposta "in situ". La situación del apoyo elastomérico, y la separación entre placas alveolares e imposta se realizará mediante estudio de deformaciones en situaciones sísmicas.

DETALLE IMPOSTA IN SITU



Detalle de voladizo "in-situ":



Detalle de voladizo con zuncho perimetral. La situación del apoyo elastomérico se realizará mediante estudio de deformaciones en situaciones sísmicas.

11.10. JUNTAS

La distribución de juntas se realizará mediante el encaje dimensional adecuado al modelo estructural y mediante un estudio de fisuración en fase de construcción. Se han de indicar todas las juntas en planos.

11.10.1. Control de la fisuración en fase de construcción

Este apartado está referido a la fisuración por contracción térmica inicial debido a la coacción del cemento, y se utiliza para el cálculo de la armadura horizontal y distribución de juntas de alzado de muro.

Se deberá hacer un estudio de la fisuración en consonancia con la disposición de juntas y el armado horizontal para todos los elementos en contacto con el agua. Dicho estudio se realizará basado en la norma BS8007 y UNE EN 1992-3 junio 2006, explicado en la publicación "Watertight concrete construction" y en los cursos de Intemac citados en el capítulo 3 de esta guía.

El proceso de cálculo se basa en las siguientes condiciones:

a) Condición de no plastificación de la armadura

$$\rho_{\min} = \frac{f_{ct}^j}{f_{yk}}$$

Siendo:

ρ , la cuantía geométrica, referida al espesor de la losa según la tabla siguiente.

MUROS	ESPESOR EFECTIVO (mm)	LOSAS SOBRE EL TERRENO	ESPESOR REAL (mm)	ESPESOR EFECTIVO (mm) (ZONA SOMBRREADA EXCLUSIVAMENTE)
	h		h	h/2
	500		300 < h ≤ 500	$h_1 = \frac{h}{3}$ $h_2 = 100$
			h > 500	$h_1 = 250$ $h_2 = 100$

RESISTENCIA DEL HORMIGÓN A TRACCIÓN DIRECTA A EDADES TEMPRANAS (T ≈ 3 días)	
HORMIGÓN	f_{ct}^j (N/mm ²)
HA 25	1,6
HA 30	1,8

b) Leyes de formación de fisuras

$$\rho = \frac{f_{ct}^j}{\tau_b} \cdot \frac{\phi}{2W_{m\acute{a}x}} \cdot \varepsilon_c \leq \rho_{m\acute{i}n}$$

$$\varepsilon_c = \frac{\alpha}{2} (T_1 + T_2)$$

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{W_{m\acute{a}x}}{\varepsilon_c}$$

En definitiva, la formulación permite, conocidos el ancho de fisura ($W_{m\acute{a}x}$), el diámetro a emplear y el valor de la deformación del hormigón ε_c , calcular la cuantía geométrica ρ y comprobar que es superior a $\rho_{m\acute{i}n}$, y permite conocer la separación máxima entre fisuras ($S_{m\acute{a}x}$) debido a las contracciones térmicas. Es claro que en los cuatro o cinco días que dura el fenómeno de la contracción térmica inicial han ocurrido acortamientos debidos a la retracción, pero estos son, comparativamente, despreciables.

Siendo:

TENSIONES DE ADHERENCIA EN HORMIGONES JÓVENES (T ≈ 2 días) PARA ALAMBRES Y BARRAS CORRUGADAS	
HORMIGÓN	τ_b (N/mm ²)
HA 25	2,4
HA 30	2,8

TIPO DE ÁRIDO UTILIZADO EN EL HORMIGÓN	COEFICIENTE DE DILATACIÓN TÉRMICA α
Cálcico	$6 \cdot 10^{-6}$
Granítico	$8 \cdot 10^{-6}$
Cuarcítico	$12 \cdot 10^{-6}$

Los valores de T_1 indican la variación de temperatura en la contracción térmica inicial al fraguar el hormigón en los primeros días, y pueden seleccionarse de la tabla siguiente (se aconseja no tomar valores de T_1 inferiores a 30° C y que si el contenido de cemento excede los 340 kg/m³, si el espesor de la pared excede los 400 mm o si se emplea cemento de endurecimiento rápido o encofrado de madera, los valores deben incrementarse).

Espesor de la sección (mm)	Encofrado								
	Metálico			Tablero de madera de 18 mm			Losa sobre el terreno		
	Contenido del cemento (kg/m ³)								
	290	360	400	290	360	400	290	360	400
	T_1								
Hasta 300	10	13	15	19	26	31	13	18	21
500	17	23	27	27	36	43	21	29	34
700	24	33	39	32	43	49			
1000	32	43	49	37	48	56			

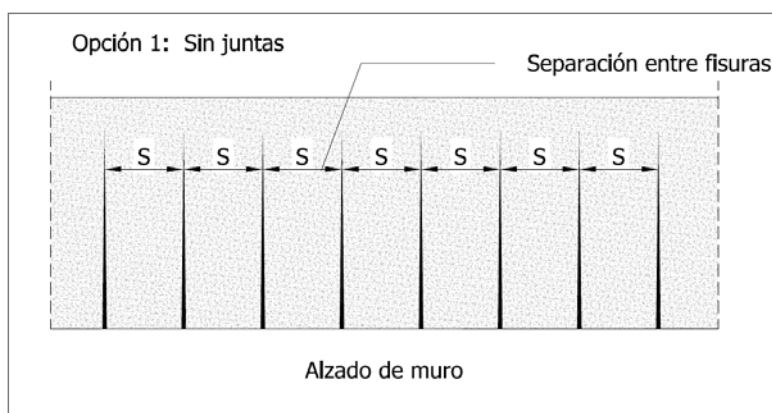
T_2 es la variación estacional de temperatura.

La estrategia para el control de fisuración puede seguir varios caminos:

Se desarrollará un ejemplo suponiendo: una pared de depósito de 50cm de espesor con árido calizo y hormigón HA-30 con 325 kg/m³ de cemento. La armadura horizontal es de diámetro Ø16mm en cada cara, de acero B500S. Se admite $W_{m\acute{a}x} = 0,15$ mm. Con encofrado metálico. $T_2 = 30^\circ$.

- Opción 1:** Se hormigona continuamente sin juntas de ningún tipo. A mayor diámetro de barra se requerirá mayor cuantía. Se considera el parámetro de variación estacional de temperatura T_2 . En este caso se necesitarán altas cuantías de acero. Para el ejemplo, sin considerar los esfuerzos de otras acciones, se puede armar horizontalmente con $8\varnothing 16$ /metro en cada cara, produciéndose fisuras de 0,15mm de abertura máxima a una separación entre 42 y 83 cm. En la siguiente hoja de cálculo se muestra el proceso.

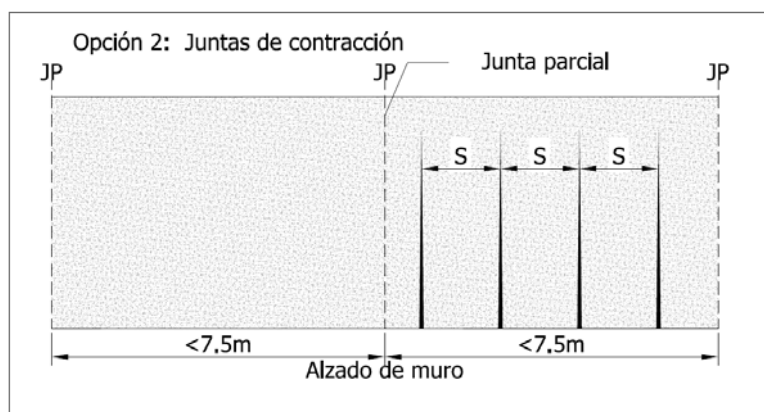
Control de la fisuración del depósito en la etapa de construcción			
Curso INTEMAC 2007-2008 C-1 "Depósitos, tanques y balsas" Sesión S-5			
f_{ct}^j	1.80	N/mm ²	$A_s f_{yk} \geq A'_c f_{ct}^j$
f_{yk}	500	N/mm ²	
ρ_{min}	3.60	%	
A'_c	5 000	cm ²	$\rho = \frac{f_{ct}^j}{\tau_b} \cdot \frac{\phi}{2W_{max}} \cdot \epsilon_c \leq \rho_{min}$
$A_{s, min}$	18.00	cm ²	
τ_b	2.80	N/mm ²	
ϕ	16	mm	
W_{max}	0.15	mm	
α	6.00E-06		
T_1	30.00	°C	
T_2	30.00	°C	
ϵ_c	1.80E-04		$S_{max} = \frac{W_{max}}{\epsilon_c}$
S_{max}	833	mm	$S_{min} = \frac{S_{max}}{2}$
S_{min}	417	mm	
ρ	6.17	%	
A_s	30.86	cm ²	



- Opción 2:** Se hormigona de manera discontinua, solamente con juntas de contracción (armadura pasante pero con inducción de fisuras) dejándolas abiertas 4 días y a separación no superior a 7,5 m. Para este caso puede considerarse $T_2 = 0$. Con lo que se puede armar horizontalmente con $5\emptyset 16/\text{metro}$ en cada cara, impuesto por la cuantía mínima. Se producen fisuras de 0,15 mm con una separación entre 83 y 167 cm.

Control de la fisuración del depósito en la etapa de construcción		
Curso INTEMAC 2007-2008 C-1 "Depósitos, tanques y balsas" Sesión S-5		
f_{ct}^j	1.80	N/mm ²
f_{yk}	500	N/mm ²
ρ_{min}	3.60	%
A'_c	5 000	cm ²
$A_{s, min}$	18.00	cm ²
τ_b	2.80	N/mm ²
ϕ	16	mm
$W_{m\acute{a}x}$	0.15	mm
α	6.00E-06	
T_1	30.00	°C
T_2	-	°C
ϵ_c	9.00E-05	
$S_{m\acute{a}x}$	1 667	mm
S_{min}	833	mm
ρ	3.09	%
A_s	18.00	cm ²

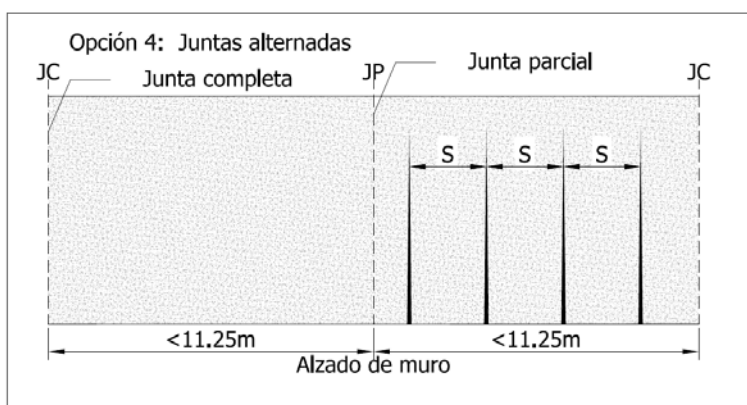
	$A_s f_{yk} \geq A'_c f_{ct}^j$
	$\rho_{min} = \frac{f_{ct}^j}{f_{yk}}$
	$\rho = \frac{f_{ct}^j}{\tau_b} \cdot \frac{\phi}{2W_{m\acute{a}x}} \cdot \epsilon_c \leq \rho_{min}$
	$\epsilon_c = \frac{\alpha}{2}(T_1 + T_2)$
	$S_{m\acute{a}x} = \frac{W_{m\acute{a}x}}{\epsilon_c}$
	$S_{min} = \frac{S_{m\acute{a}x}}{2}$



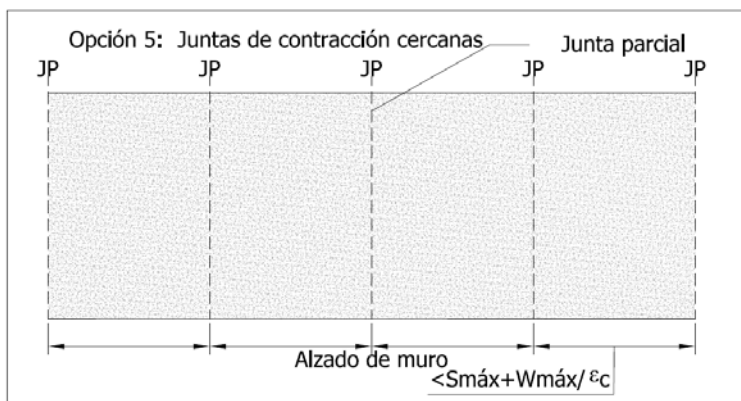
- Opción 3:** Se hormigona de manera discontinua, solamente con juntas de dilatación (armadura interrumpida) y a separación no superior a 15 m. Para este caso, igual que en el anterior puede considerarse $T_2 = 0$. Con lo que la necesidad de armado horizontal es igual que en el caso anterior. Se producen fisuras de igual naturaleza que el caso anterior.



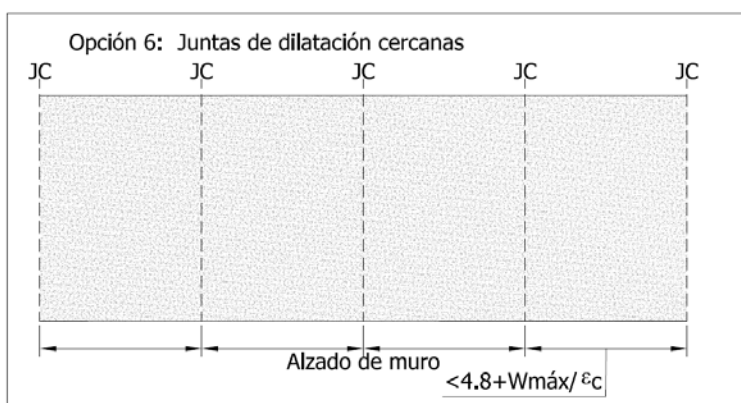
- Opción 4:** Se hormigona de manera discontinua, alternando con juntas de dilatación y de contracción a separación no superior a 11.25 m. Para este caso, igual que en el anterior puede considerarse $T_2 = 0$. Con lo que la necesidad de armado horizontal es igual que en el caso anterior. Se producen fisuras de igual naturaleza que el caso anterior.



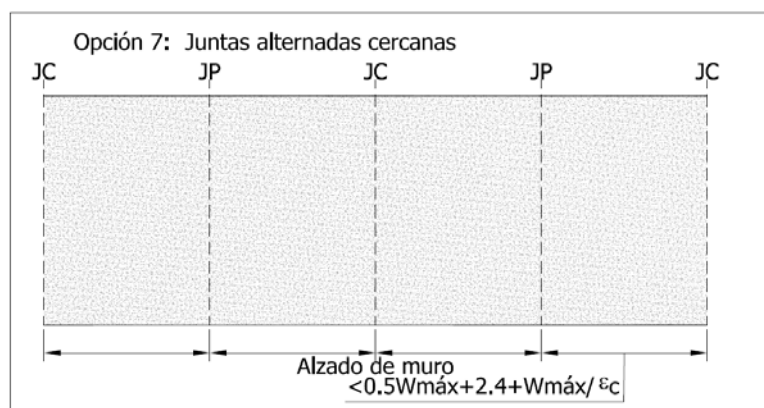
- Opción 5:** Se hormigona con muchas juntas, solamente con juntas de contracción a separación no superior a $S_{m\acute{a}x} + W_{m\acute{a}x}/\epsilon_c$. Para este caso se deben situar cada 3,3m. Con lo que la necesidad de armado mínimo se reduce a $2/3 \cdot \rho_{min}$ o el establecido por la EHE-08, con lo que se puede armar horizontalmente con 5Ø16/metro en cada cara. En este caso no se producirá fisuración apreciable.



- Opción 6:** Se hormigona con muchas juntas, solamente con juntas de dilatación a separación no superior a $4.8 + W_{m\acute{a}x}/\epsilon_c$. Para este caso se deben situar cada 6,5m. Con lo que la necesidad de armado mínimo es igual que en el caso anterior. En este caso no se producirá fisuración apreciable.



- Opción 7:** Se hormigona con muchas juntas, alternando con juntas de dilatación y de contracción a separación no superior a $0.5 \cdot S_{\text{máx}} + 2.4 + W_{\text{máx}} / \epsilon_c$. Para este caso se deben separar las juntas cada 4,9m. Con lo que la necesidad de armado mínimo es igual que en el caso anterior. En este caso no se producirá fisuración apreciable.



De forma orientativa y en los apartados siguientes, se recomiendan unas distancias para la realización del predimensionado, que posteriormente deben de comprobarse mediante cálculo denominado "*de fisuración en fase de construcción*" descrito en este apartado.

11.10.2. Juntas constructivas

Se deben de disponer en las secciones menos solicitadas en esfuerzo cortante o en coincidencia con otras juntas.

11.10.3. Juntas de retracción

Soleras

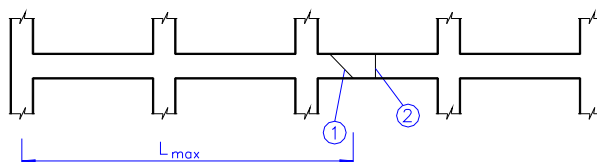
Se colocarán juntas de retracción en solera formando retículas máximas de 10 x 10 m, o de 25 a 30 veces su espesor, usando el más restrictivo.

En forjados, losas, dinteles de entramados

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

Notas:

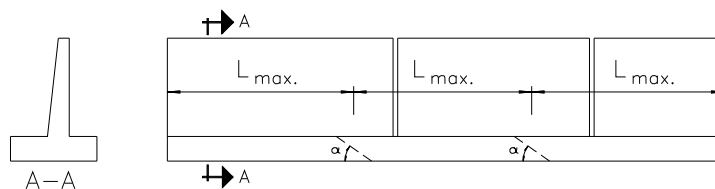
- Reducir un 15 % si los pilares tienen rigideces importantes
- Aumentar un 25 % si los pilares son muy flexibles o el dintel descansa sobre aparatos de apoyo que facilitan el acortamiento



Indicación de separaciones máximas de juntas y sitios preferentes de ubicación (① momento flector muy pequeño, ② cortante muy pequeño)

En cimiento de muros

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



Nota:

- Si el cimiento va a estar mucho tiempo al descubierto las distancias exteriores deben reducirse a 2/3
- Puede aplicarse a los casos de vigas de cimentación, zapatas corridas y losas de cimentación

En alzado de muros

TIPO DE DEPÓSITO	DISTANCIA ENTRE JUNTAS DE CONTRACCIÓN
Enterrados.	7,5 m
Apoyados, poco expuestos	7,5 m
Apoyados, muy expuestos	5-7 m

11.10.4. Juntas de dilatación

Se procurará una correspondencia de juntas de dilatación en cubierta con la de alzados de muros y de cimentación, de tal forma que puedan independizarse las subestructuras.

Se debe estudiar su disposición en muros en cambios de altura de pared y disponerlos en cambios de tipo de suelo o nivel de cimentación, extendiéndose en este caso la junta a la cimentación. No deben colocarse en aristas de entronques con otros muros.

Las juntas de dilatación se dispondrán para tener en cuenta, o no, las acciones térmicas por cambios de temperatura en el ambiente.

En general la tendencia era a que la distancia entre de juntas de dilatación en muros no exceda de 25-30 metros y en cubierta cada 30-40 metros. Las nuevas tendencias indican la conveniencia de minimizar las juntas de dilatación en las cámaras. En muros expuestos sin juntas de dilatación de 80 metros se ha constatado buen comportamiento, si bien esto no indica el descuido de las juntas de retracción que deben de respetarse estrictamente según lo expuesto en apartados anteriores. También la tendencia a minimizar las juntas de dilatación es debido a que en el caso de producirse una patología en estas juntas los caudales de fugas son mayores.

12. DOCUMENTACIÓN DEL PROYECTO

12.1. MEMORIA Y ANEJOS

El proyecto estructural se reflejará en la documentación con contenido mínimo según el Capítulo 2 del CTE DB SE y Anejo nº 20 del al EHE-08.

Se debe de declarar las situaciones de dimensionamiento, niveles de llenado, grado de permeabilidad asumido, comportamiento sísmico, etc.

El anejo de cálculo debe de reflejar todas las comprobaciones realizadas y reflejar los resultados paso a paso para facilitar la comprobación sin un recalcu estructural.

El anejo del estudio geotécnico debe de realizarse de acuerdo con el *Eurocódigo 7. Proyecto geotécnico. Parte 1 Reglas generales* y para la categoría 2. Debe de aparecer un apartado específico en el que se evalúe los asientos del terreno y en particular a la posibilidad de asientos diferenciales, ya que es la causa más perjudicial en patologías de depósitos.

Deberá realizarse un apartado de la justificación del seguimiento de esta guía.

12.2. PLANOS

Como mínimo tendrá los siguientes planos:

- Índice de planos
- Situación y emplazamiento
- Plano conjunto de las obras
- Depósito: Planta general, planta de excavación, secciones, planta de cimentación, muros, planta de cubierta, estructura de cubierta, accesos, detalles, arquetas de entrada y caseta de salida (con definición geométrica, secciones, equipos, estructura y detalles), tuberías drenantes (definición geométrica y detalles)
- Urbanización: Planta y detalles
- Conducciones: De entrada, salida y colector aliviadero y desagüe, con planos de planta, perfil, arquetas, obra de entrega y detalles
- Instalaciones eléctricas: Planta, zanjas, detalles y esquemas unifilares
- Compatibilidad con urbanismo
- Planos del estudio geológico y geotécnico: planta y perfiles geológicos
- Planos de expropiaciones
- Adecuación ambiental

12.3. PLIEGO

12.3.1. Aspectos generales

Deberá contener los aspectos específicos de:

- Materiales
- Control
- Tolerancias
- Impermeabilización
- Proceso constructivo
- Plazos de desencofrado

En el pliego de depósitos deberán de incorporarse los siguientes puntos indicados como artículos.

12.3.2. Artículo de hormigones

Cumplirá las prescripciones generales de la EHE-08

El cemento a utilizar para un ambiente IV en la realización de hormigón armado se escogerán entre los siguientes: CEM III/A, CEM III/B, CEM IV, CEM II/B-S, B-P, B-V, A-D u hormigón con adición de microsílíce superior al 6% o de cenizas volantes superior al 20%, y con característica adicional de bajo calor de hidratación. Se recomienda emplear el tipo CEM III/A.

El cemento se escogerá con característica adicional de bajo calor de hidratación si se quiere hormigonar en tiempo caluroso y los áridos a utilizar en el hormigón armado serán de tipo calizo, con el fin de evitar la fisuración por retracción inicial del hormigón en fase de ejecución.

12.3.3. Artículo de permeabilidad del hormigón

Además de las prescripciones habituales de docilidad y resistencia del hormigón, será preceptivo, antes de aprobarse la fórmula de trabajo, la realización los ensayos de penetración de agua bajo presión, según el apartado 37.3.3 de la EHE 08 y norma de ensayo UNE-EN 123908. Para darse por válida la fórmula de trabajo, se debe obtener una profundidad máxima de 50 mm y media de 30 mm.

12.3.4. Artículo de ejecución de obras de hormigón armado

Las obras de hormigón estructural se realizarán de acuerdo con el Título 7 de la EHE-08.

Vertido:

Aspectos generales

En cuanto al tiempo disponible para la colocación, desde que se añade el agua al cemento hasta finalizar el vertido en los encofrados, será siempre inferior a una hora y media. En tiempo caluroso, o bajo condiciones que contribuyan a un fraguado rápido del hormigón, el tiempo límite deberá ser inferior a una hora, pudiendo reducirse en todo caso a juicio de la Dirección de obra. No deben colocarse en obra masas que acusen principio de fraguado, segregación o desecación.

Operaciones previas

Se dispondrá de una capa de 10 cm de hormigón de limpieza, que proporciona una buena plataforma de trabajo y evita la contaminación del hormigón de cimentación por el suelo, evitando que el hormigón cubra las zanjas de los drenes.

Las barras y elementos embebidos deben mantenerse en su posición con separadores adecuados y atados para evitar desplazamientos durante el hormigonado. Los separadores deberán ser de plástico, o de mortero u hormigón de características similares al que se va a

colocar y ser al menos tan impermeables como el hormigón. Cualquiera que sea el sistema utilizado debe asegurarse que los dispositivos no permiten que las barras se muevan de su posición. Además, no deben manchar la cara vista por lo que hay que prestar especial atención a la disposición de alambres de atado.

Realización del vertido:

El requisito básico en el vertido del hormigón es que se preserve su calidad y uniformidad evitando que segregue. Además, el vertido debe realizarse con cuidado para evitar movimientos de las armaduras o el atado de los encofrados.

- Para minimizar la segregación, es preferible que el hormigón se vierta en vertical con descarga centrada mejor que en ángulo o con descarga lateral.
- El hormigón no debe encontrar restricciones hasta el punto de colocación en el encofrado. La corriente de hormigón no debe separarse cayendo libremente sobre barras, espaciadores, mallas u otros medios embebidos. Si los encofrados están suficientemente despejados se puede hacer una descarga directa, en caso contrario habrá que conducirlo hasta el fondo, tanto si la descarga se realiza desde carretilla, cuba, o mediante bombeo.
- El hormigón debe depositarse cerca o en su posición final en los encofrados. Se puede originar segregación si se obliga al hormigón a moverse lateralmente en el encofrado. Los vibradores nunca deben utilizarse para realizar esta operación, ni tampoco debe ser empujado con palas o rastrillos para moverlo grandes distancias. En todo caso no se debe hacer avanzar al hormigón más de 1 m por este procedimiento.
- Si se coloca el hormigón en una superficie inclinada, debe comenzarse por el fondo y moverse hacia arriba para permitir una adecuada consolidación.
- Si en algún caso se observa que hay segregación puede añadirse el árido grueso a la masa de hormigón mezclándolo con una pala, no añadir mortero u hormigón al árido grueso.
- Secuencia de vertido:
 - En losas, es conveniente que el avance del frente de hormigonado abarque todo el espesor.
 - En vigas, se debe hormigonar avanzando desde el extremo, abarcando toda la altura y evitando que en el frente se produzcan segregaciones por escurrir la lechada.
 - En pilares hay que tener en cuenta que la caída libre máxima admisible es de 2 m. Para caídas libre superiores pueden utilizarse trompas de elefante. Además, la velocidad de hormigonado no debe ser superior a 2 m/h para permitir el asentamiento plástico del hormigón. Asimismo, es aconsejable volver a vibrar la capa superficial antes de finalizar el fraguado, para compensar el asentamiento plástico bajo la armadura horizontal. Por la misma razón, debe dejarse

transcurrir al menos 2 horas antes de ejecutar el elemento horizontal apoyado en el pilar.

- Por último, en zonas de elevada congestión de armaduras suele ser necesario utilizar hormigón muy fluido, que debe obtenerse mediante la incorporación de aditivos superplastificantes. Estos hormigones se colocan con facilidad mediante bombeo.
- Verter sobre hormigón ya colocado.
- No verter el hormigón de engrase de bombeo.

Elementos de gran altura:

Si el hormigón se va a colocar desde una altura de más de 2 m, es preferible hacerlo sin que entre en contacto con los encofrados o armaduras, es decir en la zona central del elemento, o en otras áreas suficientemente libres de armaduras. Una técnica frecuentemente adoptada es la utilización de trompas de elefante. Los tramos finales de las trompas de elefante deben permanecer verticales, si se empujan lateralmente originan una caída inclinada del hormigón con riesgo de segregación.

El hormigón de elementos de altura debe colocarse de forma continua para asegurar que cada tongada quedará perfectamente unida a la anterior, y evitar la formación de capas horizontales de lechada. Debe prestarse especial cuidado para que las juntas entre tongadas se vibren bien. Las tongadas deben tener un espesor en función de la potencia del equipo de vibración pero siempre inferior a la longitud del vibrador, y en general entre 30 y 60 cm.

Los encofrados dispondrán de aberturas laterales para permitir una mejor vigilancia de la colocación y compactación, especialmente al fondo del elemento. Estas aberturas pueden ser desde 0,3 m hasta 0,7 ó 1 m de lado y se colocan a un tercio de la altura. El hormigón puede incluso introducirse a través de ellas, con elementos que impidan que golpee los encofrados y armaduras.

Control del vertido:

Previamente al hormigonado, debe hacerse una inspección detallada de la superficie del terreno, encofrados, la disposición de juntas de construcción, drenajes y cualquier otro elemento embebido.

Debe tenerse cuidado en asegurar que todas las armaduras son del diámetro y longitud exigidos, están colocadas en la posición correcta, disponen de separadores y están empalmadas de acuerdo a los planos.

No se efectuará el hormigonado en tanto no se obtenga la conformidad de la Dirección Facultativa, una vez que se hayan revisado las armaduras ya colocadas en su posición definitiva.

El hormigonado de cada elemento se realizará de acuerdo con un plan previamente establecido en el que deberán tenerse en cuenta las deformaciones previsibles de encofrados y cimbras.

Compactación:

En muros de recinto se utilizará la combinación de vibrado interno y vibrado en encofrados.

El proceso de compactación deberá prolongarse hasta que refluya la pasta hasta la superficie y deje de salir aire.

Vibración interna:

- El hormigón debe colocarse en tongadas inferiores a 50 cm, no debiendo ser el espesor de la tongada superior a la altura del vibrador. Igualmente, en muros o pilares cada capa no debe exceder los 50 cm de espesor.
- Los vibradores internos deben ser introducidos verticalmente en el hormigón
- La distancia entre los puntos de introducción del vibrador debe ser del orden de 1.5 veces el radio de acción del mismo, al objeto de garantizar que no quedan zonas sin compactar (generalmente, entre 50 y 75 cm). Una regla empleada a veces en obra establece que la separación entre puntos de inserción de un vibrador puede calcularse como una magnitud comprendida entre 8 y 10 veces el diámetro del mismo.
- Su extracción de la masa de hormigón debe hacerse de forma que se cierre el hueco ocupado por el vibrador.
- Los vibradores no deberían emplearse para empujar horizontalmente el hormigón pues se corre el riesgo de segregación.
- Los puntos altos que hayan quedado como consecuencia del vertido del hormigón pueden nivelarse introduciendo repetidamente el vibrador desde el punto más elevado hacia el exterior.
- En el caso de la primera tongada, el vibrador deberá quedar separado del fondo al menos unos 5 cm. En el resto de las tongadas, deberá introducirse el vibrador de forma que queden cosidas las diferentes capas, para lo que se introducirá en la tongada inferior unos 15 cm.
- En el caso de losas de poco espesor, puede colocarse el vibrador en una posición tan horizontal como sea necesaria, al objeto de que quede totalmente rodeado de hormigón.
- En el caso de elementos de espesor suficiente para hormigonar en varias tongadas, debe asegurarse que cada una de ellas se vierte mientras la anterior presenta todavía un estado plástico, de forma que se permite introducir el vibrador para coser las capas y evita la aparición de juntas frías.

- En el caso de mezclas secas, en el que el hueco dejado por el vibrador al retirarlo no se cierra rápidamente, puede ser conveniente reintroducir el vibrador unos pocos centímetros para resolver el problema.
- En el caso de secciones de hormigón de geometría complicada, debe preverse la apertura de puertas en los encofrados que permitan tanto el hormigonado como la vibración.

Vibración en encofrados:

- La distancia entre vibradores debe estar comprendida entre 1.5 y 2.5 metros.
- En espesores superiores a los 30 cm, debe aplicarse una compactación adicional mediante vibradores internos
- Cuando se utilicen vibradores eléctricos aplicados en encofrados de madera, debe tomarse las debidas precauciones para evitar su calentamiento excesivo y posterior incendio.
- Preferiblemente se emplearán encofrados de acero.
- El diseño de los moldes y encofrados debe ser correctamente efectuado para evitar deformaciones excesivas y ser capaces de transmitir adecuadamente la vibración a la masa del hormigón. En general, una placa de acero entre 5 y 10mm suele ser suficiente, si se dispone de una rigidización mediante nervios transversales.
- En el caso de encofrados verticales se dispondrán de apoyos de neopreno u otros elastómeros al objeto de evitar la transmisión de las vibraciones a la bancada o al terreno y prevenir aberturas en las juntas que podrían provocar la pérdida de lechada.
- Los vibradores deben colocarse sobre elementos especiales que transmitan los impulsos a los encofrados. En otro caso, las tensiones localizadas que pueden aparecer en las proximidades del vibrado, puede producir el colapso del encofrado.

Vibración junto a bandas de estanqueidad:

Se realizará un vibrado energético y especialmente cuidadoso junto a las bandas de estanqueidad.

Acabado:

En general las soleras de los depósitos se acabarán mediante dos pasadas de fratasadora mecánica (conocidos como "helicópteros") como mínimo. En el resto de elementos, como coronación de muros y cabeza de pilares el acabado será alisado con llana.

Curado:Curado inicial:

El curado inicial se aplicará inmediatamente después de que desaparezca el brillo del agua de exudación. Se realizará mediante nebulizado, reductores de la evaporación o modificando el ambiente mediante sombras, pantalla de viento o recintos.

Curado intermedio:

Se aplica cuando la superficie del hormigón se ha acabado (regleteado, fratasado, alisado, etc.), antes de haber alcanzado el fraguado final. El curado puede consistir en mantener los mismos métodos del curado inicial u otros métodos, por ejemplo mediante aspersores o arpilleras húmedas, que no dañen la superficie ya que aún es vulnerable.

Curado final:

Se aplica tras el fraguado del hormigón. El curado debe realizarse mediante riego, inundación o aspersión, instalando un sistema fijo y automatizado, como por ejemplo mangueras perforadas o microaspersores, de manera que se asegure su continuidad durante el periodo necesario.

El curado final se mantendrá como norma general durante 7 días, el director de la Obra podrá variar el plazo adaptándose a las condiciones particulares.

En todo caso se respetarán los tiempos mínimos de curado que establece la formulación del artículo 71.6 de la EHE-08.

Las superficies se deben dejar encofradas hasta el final del curado, pero soltando algunos anclajes para separar las superficies y hacer correr el agua en su interior. El hormigón ha de estar siempre humedecido durante el proceso de curado.

El método a emplear en la curación de la cámara del depósito será mediante la aportación de agua (inundación).

12.3.5. Artículo de bandas de estanqueidad

La banda de estanqueidad debe de sujetarse a la armadura durante el hormigonado mediante dispositivos diseñados para tal fin. Debe de realizarse una comprobación de sujeción y uniones de la banda previamente al hormigonado.

Las bandas de estanqueidad deben de tener una elongación admisible igual o superior que la considerada en el anejo de cálculo, incluso frente al sismo. Además debe de ser adecuada para las presiones de máxima altura de agua hasta salida natural de agua.

Las juntas de estanqueidad para juntas de retracción y de trabajo serán convencionales de doble ala, mientras que para las de dilatación serán con fuelle central. El material a emplear para juntas "water-stop" será PVC plastificado virgen. La sustitución por otro tipo debe de contar con la aprobación de la Dirección de Obra. La unión entre bandas en cruces y "T" deberá hacerse por personal cualificado y por un sistema aprobado por el fabricante.

12.3.6. Artículo de impermeabilización de cubierta

El sistema de impermeabilización de cubierta deberá estar en posesión de un Documento de Idoneidad Técnica (DIT) o certificado análogo.

12.3.7. Artículo de control de movimientos y fisuración

Se deberá verificar el asentamiento vertical y horizontal del depósito como ensayo de recepción, realizándose mediciones antes de poner en servicio el depósito, después de haber estado las cámaras llenas durante 7 días y después de haber vaciado las cámaras.

Se realizará una tabulación de los movimientos registrados frente a los niveles de llenado, especialmente en juntas y fisuras importantes. Se realizará una medición de deformaciones en depósito vacío durante varios días para deducir las deformaciones por temperatura.

Se realizará una tabulación previa teórica de deformaciones frente a los niveles de llenado para comparar con las mediciones y poder parar la prueba si los registros son muy superiores.

Se realizará un levantamiento de fisuras, que se materializará en un informe en el que se representarán todas las fisuras en plano indicando localización, fecha de hormigonado, fecha de detección, apertura de fisura y orientación, se realizará un reportaje fotográfico y un análisis de la afección estructural y de estanqueidad.

Se realizará un informe con la metodología utilizada, resultados y aceptación de la estructura o soluciones propuestas.

12.3.8. Artículo de pruebas de estanqueidad para depósitos

Se deberá verificar la estanquidad de las paredes, solera y cubierta del depósito como ensayo de recepción. Para evitar el desperdicio de agua en las cámaras y demás instalaciones deberán reunir las condiciones de limpieza y desinfección que aseguren la calidad del agua almacenada durante la prueba, de manera que pueda ser utilizada una vez terminada la misma. Tras completarse el llenado del depósito se tomarán muestras para análisis bacteriológico siendo obligatorio cumplir los requisitos especificados por la normativa vigente (RD 140/2003, Orden SCO/3719/2005). En caso de ser necesario se deberán añadir al agua los agentes potabilizadores que se estime oportunos que permitan la incorporación de ésta a la red de abastecimiento y su consiguiente aprovechamiento.

Para los ensayos de estanquidad, y ante la no existencia de normativa española, se seguirán las especificaciones indicadas en la norma inglesa BS 8.007, de común aceptación para este tipo de ensayos, y recogidas en la Guía Técnica sobre depósitos para abastecimiento de agua potable (CEDEX 2009), que se exponen seguidamente.

Antes de la finalización de la construcción del depósito se deberá:

- Asegurar que los dispositivos adecuados de evacuación de agua están disponibles y que funcionen correctamente
- Limpiar las superficies interiores
- Aislar y asegurar todas las conducciones de entrada y salida
- Llenar lentamente el compartimiento de agua hasta el nivel total de llenado
- Permitir un período de absorción adecuado, para conseguir la saturación de las superficies mojadas y en caso de ser necesario, llenar con agua al final de dicho período.

El procedimiento de ensayo será el siguiente:

- Medir y registrar el nivel de agua al inicio del ensayo mediante un punto de referencia fijo
- Observar y medir el caudal en el drenaje subterráneo
- Medir el nivel de agua a intervalos durante la ejecución del ensayo (mínimo cada 24 h)
- Hacer un seguimiento del estado de las superficies exteriores, incluyendo las paredes divisorias, para detectar pérdidas
- Al final del ensayo medir el nivel final de agua
- Calcular las pérdidas de agua
- Realizar un informe del ensayo

La velocidad de llenado no será superior a los 2 metros de lámina de agua cada 24 horas. Una vez llenado por primera vez se deberá restituir el líquido que por la absorción inicial de los paramentos se consume. Para poder distinguir las pérdidas debidas a la absorción inicial del hormigón y de las fisuras autosellantes del resto de las filtraciones existentes se deberá mantener lleno el depósito al menos durante 7 días, antes de comenzar a controlar el nivel. Durante ésta fase de estabilización se deberán registrar los caudales filtrados recogidos por la red de drenaje existente bajo la solera. Asimismo se verificará si las fisuras registradas durante la fase de llenado y la fase de estabilización se han sellado o si siguen provocando filtraciones.

Una vez terminada la fase de estabilización y absorción inicial se deberá mantener el depósito lleno sin aportación adicional de agua durante al menos 7 días, durante los cuales se registrará el nivel del depósito (a intervalos máximos de 24 horas) y las filtraciones recogidas por la red de drenaje.

El descenso de lámina de agua que se recoja durante esta segunda fase del ensayo no deberá ser mayor de:

- 1/500 de la capacidad total de la cámara estudiada
- 10 mm de descenso absoluto de la lámina de agua

Durante los 7 días en los que se esté realizando esta segunda fase del ensayo se deberán inspeccionar cuidadosamente todas las juntas, las eventuales fisuras y la red de drenaje para detectar cualquier fuga de agua.

Para poder ajustar lo máximo posible la cifra real de pérdidas por filtración se podrán restar las pérdidas de agua por evaporación. Dichas pérdidas se podrán calcular mediante fórmulas empíricas contrastadas o mediante la instalación de evaporímetros flotantes dentro del depósito.

En caso de detectar problemas de estanquidad durante la ejecución de la prueba, se deberá estudiar pormenorizadamente su origen, pudiendo ser alguno de los siguientes:

- Fisuración del hormigón en ausencia de juntas
- Rotura de juntas o fallos en la ejecución del sellado o durante su unión
- Problemas durante el hormigonado (discontinuidades, coqueas, disgregación de materiales, etc.)
- Fallo de la lámina de impermeabilización (cuando exista).
- Problemas puntuales en el sellado de los huecos de sujeción del encofrado
- Corrosión de armaduras
- Porosidad del hormigón
- Separación del revestimiento

En caso de no resultar favorable la prueba se deberán solucionar los problemas de estanquidad del depósito, debiéndose realizar una nueva prueba de estanquidad tras la ejecución de los trabajos de impermeabilización. En esta segunda prueba también se deberá realizar una primera fase de estabilización.

Todas las reparaciones de fisuras, juntas y demás elementos deberán realizarse desde la cara en contacto con el agua. El material empleado deberá tener la flexibilidad adecuada, tener una contaminación nula del agua de consumo humano, mantenerse inalterable frente a los procesos de desinfección y tener una migración cero después de los procesos de desinfección según norma UNE-EN-ISO 12873-2.

Se realizará también, en el caso de no cumplir el ensayo, una estimación de las pérdidas de agua a través de las fisuras, ya que unas pérdidas generalizadas mayores, una vez descartadas las fugas por juntas o unión entre solera y muro, pueden indicar la existencia de familias de

fisuras de mayor entidad que las previstas, lo que implicaría un fallo en la calidad de la construcción. Esta estimación se puede realizar mediante la fórmula específica presente en el Eurocódigo 2.

Asimismo se podrán aprovechar las pruebas de estanquidad para verificar también el correcto funcionamiento estructural del depósito, siempre que la Dirección de Obra lo estime oportuno. Para la detección de posibles defectos en soleras y paredes del depósito se podrán emplear la técnica de medida del impulso ultrasónico, la técnica del impacto-eco y la técnica del Georradar o GPR.

También se deberá realizar una prueba de estanquidad de la cubierta del depósito. La cubierta del depósito deberá ser impermeable para evitar la contaminación del agua del interior del depósito por la lluvia y los arrastres de suciedad y polvo acumulada en la misma.

Previamente a la realización del ensayo se deberá:

- Asegurar que el depósito está vacío de agua.
- En el caso de disponer de una cubierta plana se realizarán las previsiones temporales necesarias para sellar cualquier pérdida existente en la cubierta.
- Se realizarán los ajustes necesarios que permitan obtener la profundidad de agua requerida durante la prueba.

El procedimiento de ensayo será el siguiente:

- Mojar o inundar la cubierta
- Se mojará con agua por aspersion o inundación sobre el área completa
- Observar la parte inferior de la cubierta para detectar pérdidas
- Realizar un informe del ensayo

En las cubiertas en las que sea posible por su geometría la prueba se realizará inundando la misma con una lámina de agua de al menos 25 mm durante al menos 24 horas, con el fin de detectar filtraciones. En el caso de que la geometría de la cubierta impida su inundación la prueba se realizará regando por aspersion la cubierta durante al menos 6 horas.

En el caso de que aparezcan filtraciones, goteras o manchas de humedad en la cara inferior de la cubierta o en el contacto de ésta con los muros perimetrales, tanto durante el ensayo como inmediatamente después (esperar 12 horas tras el ensayo), se deberá proponer una solución de impermeabilización de la cubierta y una vez realizada esta reparación se deberá repetir el pertinente ensayo de estanquidad en las zonas afectadas detectadas en el ensayo anterior.



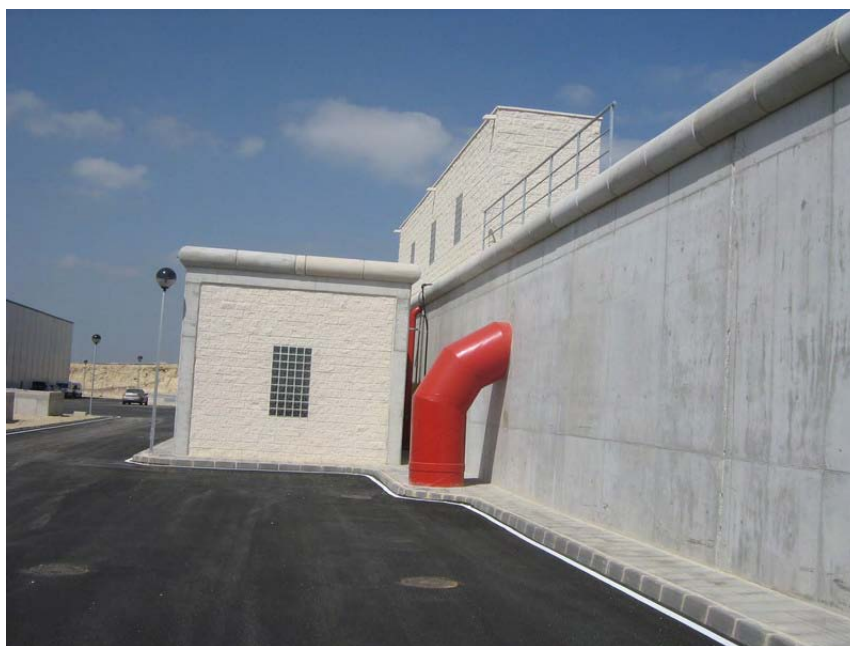
ANEJO N° 1: FOTOS



CASETA EN CUBIERTA PARA ACCESO AL INTERIOR DE LAS CÁMARAS



ESCALERA DE ACCESO A LA CUBIERTA CON BARANDILLA CON RODAPIÉS



TUBERÍA DEL ALIVIADERO EXENTA (FUERA DE LA CASETA DE SALIDA)



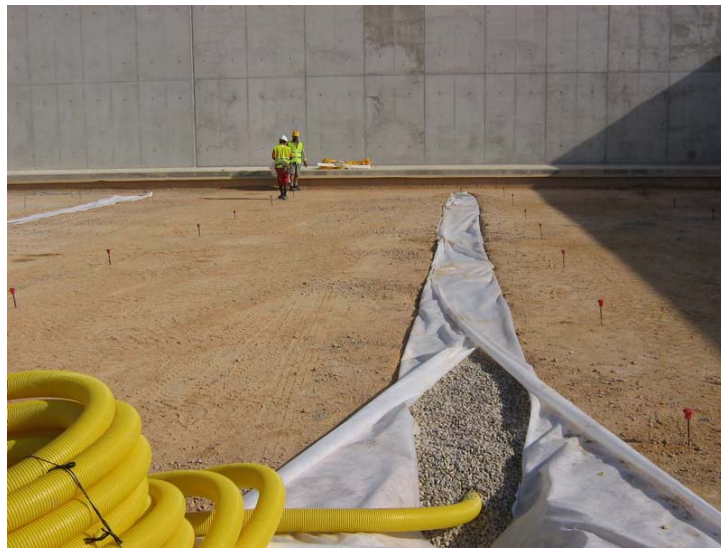
CASETA DE SALIDA CON TUBERÍAS DE SALIDA Y DESAGÜES DE FONDO



TOMA DE MUESTRAS EN TUBERÍA DE SALIDA



TUBERÍA DE ENTRADA DE AGUA



DRENAJE BAJO JUNTAS EN ZANJA CON GRAVA Y GEOTEXTIL



VALLA



PUERTA CORREDERA



DETALLE DE COPETE DE VENTILACIÓN (RESPIRADERO)



DETALLE BARANDILLAS CON RODAPIÉS Y TRAMEX (PRFV)



DETALLE DE PUERTAS CORREDERAS TELESCÓPICAS DESMONTABLES PARA ACCESO DE MAQUINARIA



DETALLE DE ESCALERA Y ALIVIADERO



**ANEJO N° 2: CUADRO PARA SELECCIÓN DE ANCHO DE ESPESOR
DE MURO Y ARMADO EN MUROS MÉNSULA**

CUADRO PARA SELECCIÓN DE ANCHO DE ESPESOR DE MURO Y ARMADO EN MUROS MÉNSULA

En el caso de muro en ménsula, para distintos espesores y armados “razonables” se puede relacionar con la altura de agua máxima. De esta manera se optimizará el armado del arranque del muro.

En el cuadro siguiente se muestra a modo de ejemplo la justificación de altura, espesor y armado en el caso de muro en ménsula.

El cuadro sirve tanto como para fijar la altura de agua para un espesor y armado económico, y posteriormente fijar las dimensiones en planta para la capacidad necesaria del depósito. O también para comprobar la adecuada relación entre altura de agua, espesor de muro y armado en un proyecto de depósito.

Espesor e[cm]	Armado vertical interior A_s	Abertura de fisura $W_{máx}$ [mm]	Momento servicio M_s [kN]	Altura de agua h[m]	Coste unitario [€/ml/m]
30	Ø12/20cm	No fisura	57,98	3,26	50,81
30	Ø12/20cm + Ø25/20cm	0,1	68,90	3,45	61,02
30	Ø12/20cm + Ø25/20cm	0,2	101,01	3,93	61,72
35	Ø16/25cm	No fisura	76,65	3,58	64,73
35	Ø16/25cm + Ø25/25cm	0,1	81,45	3,66	72,36
35	Ø16/25cm + Ø25/25cm	0,2	111,38	4,06	72,20
40	Ø16/25cm	No fisura	96,43	3,86	69,51
40	Ø16/25cm + Ø25/25cm	No fisura	101,57	3,93	76,93
40	Ø16/25cm + Ø25/25cm	0,2	131,35	4,29	71,94
45	Ø16/20cm	No fisura	117,40	4,12	81,36
45	Ø16/20cm + Ø25/20cm	0,1	130,75	4,28	90,36
45	Ø16/20cm + Ø25/20cm	0,2	183,86	4,80	90,55
50	Ø16/20cm	No fisura	138,42	4,36	86,16
50	Ø16/20cm + Ø25/20cm	0,1	149,58	4,48	94,96
50	Ø16/20cm + Ø25/20cm	0,2	205,69	4,99	95,24
55	Ø16/20cm	No fisura	159,50	4,57	91,13
55	Ø16/20cm + Ø25/20cm	No fisura	170,23	4,67	99,86
55	Ø16/20cm + Ø25/20cm	0,2	233,04	5,19	100,08
60	Ø16/20cm	No fisura	180,61	4,76	96,18
60	Ø16/20cm + Ø25/20cm	No fisura	191,75	4,86	104,76
60	Ø16/20cm + Ø25/20cm	0,2	260,24	5,38	104,99
65	Ø16/20cm	No fisura	211,62	5,02	101,60
65	Ø16/20cm + Ø25/20cm	No fisura	224,15	5,12	109,09
65	Ø16/20cm + Ø25/20cm	0,2	293,94	5,61	110,11
...

Nota: se ha supuesto HA-30, B-500-S, $r = 50$ mm, separaciones 0,20-0,25 m, Ø máximo 25 mm, cuantía mínima geométrica 2% hasta espesor de 50 cm, 100€/m³ hormigón y 1€/kg acero. La tabla anterior hay que interpretarla con cautela ya que a más espesor de muro se debe de cuidar la retracción en fase de ejecución controlando juntas y armado horizontal. Se ha despreciado el peso propio del muro en el cálculo de la fisura.



**ANEJO N° 3: JUSTIFICACIÓN DE ESTABILIDAD EN DEPÓSITOS
CIRCULARES (PRÓXIMA INGENIEROS)**



Justificación de Estabilidad en Depósitos Circulares

Febrero 2012

Versión 1.0



Justificación de Estabilidad en Depósitos Circulares

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETO	1
2. DEPÓSITO N° 1. CAPACIDAD 5000M3	1
3. DEPÓSITO N°2 CAPACIDAD 3000M3	4
4. DEPÓSITO N° 3 CAPACIDAD 2000M3	6
5. CONCLUSIÓN	9

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETO

Se va a proceder a justificar mediante tres actuaciones diferentes la estabilidad de un depósito circular no empotrado en su base.

Para ello se ha contado con la formulación expuesta en la ACI 350.3-06, se ha realizado el cálculo de tres depósitos cuya capacidad y geometría se expone en la siguiente tabla:

Capacidad del Depósito (m3)	Altura de aguas (m)	Diámetro interior (m)
5000	5	36
3000	4.5	30
2000	4	26

Se analizan las masas de agua convectivas, impulsivas e inerciales del depósito, obteniendo un cortante basal. Este cortante basal, debe ser resistido por la fuerza de rozamiento del muro con la solera, y con tres sistemas de contención independientes: un tacón corrido, tierras de abrigo y pernos entre la solera y el muro.

El empuje pasivo se contará con la mitad de este, debido a que la junta de goma dispuesta entre solera y muro no dejará que se desarrolle por completo este empuje sin ser dañada. Se ha de garantizar que la junta dispuesta tenga por lo menos 4cm de recorrido antes de su rotura.

Se dispondrán neoprenos en la base del muro de tal forma que la tensión que se transmita esté en torno a 4N/mm². Con esta tensión, se puede estimar un coeficiente de rozamiento:

$$\mu = 0,1 + \frac{1.5 * .6}{\sigma_m} = .325$$

Se ha considerado un sismo con una aceleración básica de 0.16g, y un suelo con un coeficiente C=1.3, lo que nos da una aceleración de cálculo de 0.21g.

Pasaremos a detallar la justificación de cada depósito.

2. DEPÓSITO Nº 1. CAPACIDAD 5000M3

Datos de los materiales:			
Peso volumétrico del líquido	γ_c	kN/m ³	9.810
Peso específico del hormigón	γ_c	kN/m ³	24.525
Resistencia característica del hormigón	f'_c	N/mm ²	30
Resistencia del acero	f_y	N/mm ²	500
Módulo de elasticidad del Hormigón	E_c	N/mm ²	28,577
Geometría del depósito			
Diámetro interior	D	m	36.000

Altura de la pared	H_w	m	6.100
Altura del líquido	H_L	m	5.000
Espesor uniforme de la pared	t_w	m	0.400
Peso de la cubierta	W_r	kN	0.000
Altura al c.g. de la cubierta	h_r	m	6.100
Espesor supuesto de la losa de fondo	h_f	m	0.400
Caracterización del Sismo			
Máxima aceleración para periodos cortos 0.2s			0.500
Máxima aceleración para periodo 1 s			0.280
Coefficiente F_a			1.200
Coefficiente F_v			1.500
Aceleración de diseño para periodo corto	S_{DS}	s/unidades	0.400
Aceleración de diseño para periodo 1 s	S_{D1}	s/unidades	0.280
Factor de importancia de la estructura	I	s/unidades	1.00
Factor de modificación de la respuesta	R_i	s/unidades	1.50
Factor de modificación de la respuesta	R_c	s/unidades	1
Cálculo de las componentes del peso			
Peso total del líquido almacenado	W_L	kN	49,926.819
Peso de las paredes del depósito	W_w	kN	6,843.056
Peso impulsivo del líquido almacenado	W_i	kN	8,007.191
Peso convectivo del líquido almacenado	W_c	kN	38,926.050
Peso de la cubierta del depósito	W_r	kN	0.000
Coefficiente de la masa efectiva	ϵ	s/unidades	0.430
Peso dinámico efectivo de la pared del dep.	W_e	kN	2,942.678
Suma de $W_w + W_r + W_i$	ΣW_t	kN	10,949.869
Altura sobre la base de la pared de su centro de gravedad	h_w	m	3.050
Centroide de las masas de la pared y la impulsiva	h	m	2.416
Rigidez a flex. de un ancho unit. de la pared	k	N/mm ²	32.404
aceleración de la gravedad	g	m/seg ²	9.810
Coefficiente de frecuencia,	C_w	s/unidades	0.120
Coefficiente de frecuencia para tanques tipo 2.1 y 2.2	C_l	s/unidades	0.179
Frecuencia natural circular de la masa impulsiva	ω_i	rad/seg	120.743
Periodo natural de oscilación del dep.+ la comp. Impulsiva	T_i	seg	0.052
Coefficiente λ	λ	s/unidades	4.123
Frec. natural de la componente convectiva	ω_c	rad/seg	0.687
Periodo natural de oscilación del dep.+ la comp. convectiva	T_c	seg	9.144
Coefficiente	T_s	s/unidades	0.700

Amplificación espectral	C_i	s/unidades	0.400
Amplificación espectral	C_c	s/unidades	0.011
Cálculo de las fuerzas laterales sísmicas			
Fuerza de inercia de la masa de la pared	P_w	kN	784.714
Fuerza de inercia de la masa de la cubierta	P_r	kN	0.000
Suma de las fuerzas de inercia	P_m	kN	784.714
Fuerza lateral impulsiva del líquido	P_i	kN	2,135.251
Fuerza lateral convectiva del líquido	P_c	kN	446.902
Cortante en la base, para el cálculo del cortante tangencial	V	kN	2,953.966
Puntos de aplicación de P_w, P_i y P_c			
Altura sobre la base de la pared, al c.g. de la fza impulsiva	h_i	m	1.875
Altura sobre la base de la pared, al c.g. de la fza convectiva	h_c	m	2.553
Altura sobre la base, incluyendo la presión en la base	h'_i	m	14.963
Altura sobre la base, incluyendo la presión en la base	h'_c	m	21.068
Estabilidad del Muro			
Coeficiente de rozamiento	μ	s/unidades	0.325
Coeficiente de seguridad	γ		1.100
Peso específico		kN/m ³	20.000
Ángulo de rozamiento interno		rad	0.524
Ángulo muro		rad	0.000
Ángulo roz. Terreno-muro		rad	0.349
Inclinación del terreno		rad	0.000
Coeficiente de aceleración vertical			0.100
coeficiente de aceleración horizontal			0.200
Ángulo de gravedad aparente		rad	0.219
Coef empuje dinámico activo			0.525
Coef empuje estático activo			0.343
Coef empuje estático pasivo			1.902
Empuje Estático		kN/m	26.150
Incremento E dinámico		kN/m	13.821
porcentaje de Empuje pasivo	%		0.500
Disposición de tacón			
Fuerza estabilizadora	F_{est}	kN	2,223.993
Fuerza desestabilizadora	F_{dest}	kN	3,249.363
Fuerza restante	F_{rest}	kN	1,025.370
Tacón	F_t	kN/m	28.482
Con Tierras			
Altura tierras	h_t	m	2.760
Fuerza estabilizadora	F_{est}	kN	4,392.891
Fuerza desestabilizadora	F_{dest}	kN	4,392.891

Disposición de pernos			
Fuerza estabilizadora	Fest	kN	2,021.812
Fuerza desestabilizadora	Fdest	kN	2,953.966
Fuerza restante	Frest	kN	1,025.370
Ø redondo	Ø	mm	12.000
número de redondos	n	ud	40.000
reparto de redondos (1Ø cada...)	d	m	2.827

3. DEPÓSITO N°2 CAPACIDAD 3000M3

Datos de los materiales:			
Peso volumétrico del líquido	γ_c	kN/m ³	9.810
Peso específico del hormigón	γ_c	kN/m ³	24.525
Resistencia característica del hormigón	f'_c	N/mm ²	30
Resistencia del acero	f_y	N/mm ²	500
Módulo de elasticidad del Hormigón	E_c	N/mm ²	28,577
Geometría del depósito			
Diámetro interior	D	m	30.000
Altura de la pared	H_w	m	5.600
Altura del líquido	H_L	m	4.500
Espesor uniforme de la pared	t_w	m	0.400
Peso de la cubierta	W_r	kN	0.000
Altura al c.g. de la cubierta	h_r	m	5.600
Espesor supuesto de la losa de fondo	h_f	m	0.400
Caracterización del Sismo			
Máxima aceleración para periodos cortos 0.2s			0.500
Máxima aceleración para periodo 1 s			0.280
Coefficiente F_a			1.200
Coefficiente F_v			1.500
Aceleración de diseño para periodo corto	S_{DS}	s/unidades	0.400
Aceleración de diseño para periodo 1 s	S_{D1}	s/unidades	0.280
Factor de importancia de la estructura	I	s/unidades	1.00
Factor de modificación de la respuesta	R_i	s/unidades	1.50
Factor de modificación de la respuesta	R_c	s/unidades	1
Cálculo de las componentes del peso			
Peso total del líquido almacenado	W_L	kN	31,204.262
Peso de las paredes del depósito	W_w	kN	5,246.631
Peso impulsivo del líquido almacenado	W_i	kN	5,404.791
Peso convectivo del líquido almacenado	W_c	kN	24,019.806

Peso de la cubierta del depósito	W_r	kN	0.000
Coeficiente de la masa efectiva	ϵ	s/unidades	0.420
Peso dinámico efectivo de la pared del dep.	W_e	kN	2,204.168
Suma de $W_w + W_r + W_i$	ΣW_t	kN	7,608.959
Altura sobre la base de la pared de su centro de gravedad	h_w	m	2.800
Centroide de las masas de la pared y la impulsiva	h	m	2.235
Rigidez a flex. de un ancho unit. de la pared	k	N/mm ²	40.927
aceleración de la gravedad	g	m/seg ²	9.810
Coeficiente de frecuencia,	C_w	s/unidades	0.122
Coeficiente de frecuencia para tanques tipo 2.1 y 2.2	C_i	s/unidades	0.199
Frecuencia natural circular de la masa impulsiva	ω_i	rad/seg	149.249
Periodo natural de oscilación del dep.+ la comp. Impulsiva	T_i	seg	0.042
Coeficiente λ	λ	s/unidades	4.257
Frec. natural de la componente convectiva	ω_c	rad/seg	0.777
Periodo natural de oscilación del dep.+ la comp. convectiva	T_c	seg	8.084
Coeficiente	T_s	s/unidades	0.700
Amplificación espectral	C_i	s/unidades	0.400
Amplificación espectral	C_c	s/unidades	0.015
Cálculo de las fuerzas laterales sísmicas			
Fuerza de inercia de la masa de la pared	P_w	kN	587.778
Fuerza de inercia de la masa de la cubierta	P_r	kN	0.000
Suma de las fuerzas de inercia	P_m	kN	587.778
Fuerza lateral impulsiva del líquido	P_i	kN	1,441.278
Fuerza lateral convectiva del líquido	P_c	kN	352.854
Cortante en la base, para el cálculo del cortante tangencial	V	kN	2,059.508
Puntos de aplicación de P_w, P_i y P_c			
Altura sobre la base de la pared, al c.g. de la fza impulsiva	h_i	m	1.688
Altura sobre la base de la pared, al c.g. de la fza convectiva	h_c	m	2.305
Altura sobre la base, incluyendo la presión en la base	h'_i	m	12.428
Altura sobre la base, incluyendo la presión en la base	h'_c	m	16.490
Estabilidad del Muro			
Coeficiente de rozamiento	μ	s/unidades	0.325
Coeficiente de seguridad	γ		1.100
Peso específico		kN/m ³	20.000
Ángulo de rozamiento interno		rad	0.524
Ángulo muro		rad	0.000

Ángulo roz. Terreno-muro		rad	0.349
Inclinación del terreno		rad	0.000
Coeficiente de aceleración vertical			0.100
coeficiente de aceleración horizontal			0.200
Ángulo de gravedad aparente		rad	0.219
Coef empuje dinámico activo			0.525
Coef empuje estático activo			0.343
Coef empuje estático pasivo			1.902
Empuje Estático		kN/m	17.147
Incremento E dinámico		kN/m	9.063
porcentaje de Empuje pasivo	%		0.500
Disposición de tacón			
Fuerza estabilizadora	Fest	kN	1,705.155
Fuerza desestabilizadora	Fdest	kN	2,265.459
Fuerza restante	Frest	kN	560.304
Tacón	Ft	kN/m	18.677
Con Tierras			
Altura tierras	ht	m	2.235
Fuerza estabilizadora	Fest	kN	2,845.795
Fuerza desestabilizadora	Fdest	kN	2,845.795
Disposición de pernos			
Fuerza estabilizadora	Fest	kN	1,550.141
Fuerza desestabilizadora	Fdest	kN	2,059.508
Fuerza restante	Frest	kN	560.304
Ø redondo	Ø	mm	12.000
número de redondos	n	ud	22.000
reparto de redondos (1Ø cada...)	d	m	4.284

4. DEPÓSITO N° 3 CAPACIDAD 2000M3

Datos de los materiales:			
Peso volumétrico del líquido	γ_c	kN/m ³	9.810
Peso específico del hormigón	γ_c	kN/m ³	24.525
Resistencia característica del hormigón	f'_c	N/mm ²	30
Resistencia del acero	f_y	N/mm ²	500
Módulo de elasticidad del Hormigón	E_c	N/mm ²	28,577
Geometría del depósito			
Diámetro interior	D	m	24.000
Altura de la pared	H_w	m	5.100
Altura del líquido	H_L	m	4.000
Espesor uniforme de la pared	t_w	m	0.400
Peso de la cubierta	W_r	kN	0.000
Altura al c.g. de la cubierta	h_r	m	5.100

Espesor supuesto de la losa de fondo	h_f	m	0.400
Caracterización del Sismo			
Máxima aceleración para periodos cortos 0.2s			0.500
Máxima aceleración para periodo 1 s			0.280
Coeficiente F_a			1.200
Coeficiente F_v			1.500
Aceleración de diseño para periodo corto	S_{DS}	s/unidades	0.400
Aceleración de diseño para periodo 1 s	S_{D1}	s/unidades	0.280
Factor de importancia de la estructura	I	s/unidades	1.00
Factor de modificación de la respuesta	R_i	s/unidades	1.50
Factor de modificación de la respuesta	R_c	s/unidades	1
Cálculo de las componentes del peso			
Peso total del líquido almacenado	W_L	kN	17,751.758
Peso de las paredes del depósito	W_w	kN	3,835.119
Peso impulsivo del líquido almacenado	W_i	kN	3,416.218
Peso convectivo del líquido almacenado	W_c	kN	13,387.090
Peso de la cubierta del depósito	W_r	kN	0.000
Coeficiente de la masa efectiva	ϵ	s/unidades	0.420
Peso dinámico efectivo de la pared del dep.	W_e	kN	1,609.983
Suma de $W_w + W_r + W_i$	ΣW_t	kN	5,026.201
Altura sobre la base de la pared de su centro de gravedad	h_w	m	2.550
Centroide de las masas de la pared y la impulsiva	h	m	2.055
Rigidez a flex. de un ancho unit. de la pared	k	N/mm ²	52.661
aceleración de la gravedad	g	m/seg ²	9.810
Coeficiente de frecuencia,	C_w	s/unidades	0.124
Coeficiente de frecuencia para tanques tipo 2.1 y 2.2	C_i	s/unidades	0.227
Frecuencia natural circular de la masa impulsiva	ω_i	rad/seg	191.932
Periodo natural de oscilación del dep.+ la comp. Impulsiva	T_i	seg	0.033
Coeficiente λ	λ	s/unidades	4.442
Frec. natural de la componente convectiva	ω_c	rad/seg	0.907
Periodo natural de oscilación del dep.+ la comp. convectiva	T_c	seg	6.930
Coeficiente	T_s	s/unidades	0.700
Amplificación espectral	C_i	s/unidades	0.400
Amplificación espectral	C_c	s/unidades	0.020
Cálculo de las fuerzas laterales sísmicas			

Fuerza de inercia de la masa de la pared	P_w	kN	429.329
Fuerza de inercia de la masa de la cubierta	P_r	kN	0.000
Suma de las fuerzas de inercia	P_m	kN	429.329
Fuerza lateral impulsiva del líquido	P_i	kN	910.991
Fuerza lateral convectiva del líquido	P_c	kN	267.589
Cortante en la base, para el cálculo del cortante tangencial	V	kN	1,366.771
Puntos de aplicación de P_w, P_i y P_c			
Altura sobre la base de la pared, al c.g. de la fza impulsiva	h_i	m	1.500
Altura sobre la base de la pared, al c.g. de la fza convectiva	h_c	m	2.060
Altura sobre la base, incluyendo la presión en la base	h'_i	m	9.893
Altura sobre la base, incluyendo la presión en la base	h'_c	m	12.155
Estabilidad del Muro			
Coeficiente de rozamiento	μ	s/unidades	0.325
Coeficiente de seguridad	γ		1.100
Peso específico		kN/m ³	20.000
Ángulo de rozamiento interno		rad	0.524
Ángulo muro		rad	0.000
Ángulo roz. Terreno-muro		rad	0.349
Inclinación del terreno		rad	0.000
Coeficiente de aceleración vertical			0.100
coeficiente de aceleración horizontal			0.200
Ángulo de gravedad aparente		rad	0.219
Coef empuje dinámico activo			0.525
Coef empuje estático activo			0.343
Coef empuje estático pasivo			1.902
Empuje Estático		kN/m	9.833
Incremento E dinámico		kN/m	5.197
porcentaje de Empuje pasivo	%		0.500
Disposición de tacón			
Fuerza estabilizadora	Fest	kN	1,246.414
Fuerza desestabilizadora	Fdest	kN	1,503.448
Fuerza restante	Frest	kN	257.034
Tacón	Ft	kN/m	10.710
Con Tierras			
Altura tierras	ht	m	1.692
Fuerza estabilizadora	Fest	kN	1,727.473
Fuerza desestabilizadora	Fdest	kN	1,727.473
Disposición de pernos			
Fuerza estabilizadora	Fest	kN	1,133.103
Fuerza desestabilizadora	Fdest	kN	1,366.771
Fuerza restante	Frest	kN	257.034
Ø redondo	Ø	mm	8.000

número de redondos	n	ud	23.000
reparto de redondos (1Ø cada...)	d	m	3.278

5. CONCLUSIÓN

Las tres formas de contener el movimiento del depósito son viables, si bien el depósito se quiere exento de tierras la solución del tacón o de los pernos es la aconsejada.

La altura de tierras requerida, es aproximadamente el 50% de la altura de aguas, aunque en cada caso habrá que comprobarlo.

La fuerza que debe resistir el tacón no es excesivamente elevada, pero habría que dejar un neopreno corrido para evitar el golpeo hormigón-hormigón, y a una distancia de 2cm desde el paramento del depósito hasta el neopreno.

Los pernos se deberán enfundar para evitar la corrosión en la zona de contacto entre la solera y el muro. Dejando luego suficiente perno no enfundado para conseguir un buen anclaje. También sería conveniente zunchar cada perno en el muro para evitar agrietamientos por tracción.



**ANEJO N° 4: INFORME SOBRE LA RESPUESTA SÍSMICA EN
DEPÓSITOS NO ANCLADOS (INATE)**



INFORME SOBRE LA RESPUESTA SÍSMICA EN DEPÓSITOS NO ANCLADOS

Fecha FEBRERO 2012

Versión 0

INATE, INGENIERIA DE AGUA Y TERRITORIO



ÍNDICE

MEMORIA

1.	INTRODUCCIÓN	3
2.	CÁLCULO	3
2.1.	ESFUERZO SISMICO	3
2.2.	COMPROBACIÓN FRENTE AL DESLIZAMIENTO.....	3
2.3.	MOVILIZACIÓN DEL EMPUJE PASIVO	4
2.4.	CÁLCULO DEL EMPUJE PASIVO.....	5
3.	CONCLUSIÓN	5

APÉNDICES

APÉNDICE N° 1:	CÁLCULO FUERZA SISMICA. ACI350.3	6
----------------	--	---

1. INTRODUCCIÓN

Se pretende en este informe determinar la respuesta ante el sismo de los depósitos cilíndricos en los que los muros van simplemente apoyados en la cimentación mediante un neopreno y sin anclar.

Para comprobar la estanqueidad del depósito tras el sismo se ha de comprobar que, el movimiento que sufrirá el depósito frente a la acción horizontal sísmica, es compatible con la deformación de la junta water-stop que impermeabiliza la unión del muro con la cimentación.

Para comprobar la respuesta se ha optado por seguir un ejemplo de cálculo de un depósito de 5.000 m³ de diámetro 36 metros, altura de agua 5 metros, altura de muros 6 metros y espesor de 40 cm. Se ha supuesto que estructura de la cubierta es independiente de la estructura del vaso. El apoyo del muro se realiza mediante neoprenos de 150x100x10 mm cada metro bajo muro.

Se ha supuesto un sismo con aceleración de cálculo de 0,2-g y estructura de importancia especial.

2. CÁLCULO

2.1. ESFUERZO SISMICO

La fuerza sísmica equivalente estática al sismo viene determinada en la normativa ACI350.3 mediante el cortante basal total que resulta de 3.246 kN.

2.2. COMPROBACIÓN FRENTE AL DESLIZAMIENTO

Los esfuerzos horizontales deben de ser compensados mediante esfuerzos de rozamiento en neoprenos y el empuje pasivo movilizado compatible con la deformación admisible de las juntas water-stop.

El coeficiente de fricción entre elastómero y hormigón puede estimarse mediante la formulación:

$$\mu_e = 0,1 + \frac{1,5 \cdot K_f}{\sigma_m}$$

Por lo que para una tensión media sobre el neopreno de 4 N/mm² que obtenemos en nuestro caso se obtiene un coeficiente de fricción de 0,325.

En esta situación y considerando el depósito superficial el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento sería de:

$$CSD = \frac{V \cdot \mu_e}{H} = \frac{6861 \cdot 0,325}{3246} = 0,68$$

El depósito no sería estable en estas condiciones.

Por lo que para obtener el coeficiente necesario de 1,1 necesitamos una "ayuda" del terreno mediante la movilización del empuje pasivo en 1341 kN.

2.3. MOVILIZACIÓN DEL EMPUJE PASIVO

Para la movilización del empuje pasivo el terreno se ha de deformar del orden de 10 a 30 veces más que el activo.

La ROM05.5 indica que para una traslación de 0,001 H se moviliza completamente el empuje activo, y que para terreno granular suelto el empuje pasivo se moviliza a partir de movimiento en cabeza de 0.06 H. Para rellenos puede tomarse el valor de 8cm para que comience a moverse completamente el empuje pasivo y para valores intermedios se puede interpolar entre el coeficiente del empuje activo y el desplazamiento necesario para su movilización y el coeficiente del empuje pasivo y el desplazamiento necesario para su movilización.

Para la movilización del empuje pasivo se fija en 8 cm de traslación y para el activo en 0,8 cm.

Valores propuestos para los desplazamientos límites activos y pasivos de una pantalla (Rodríguez Ortiz, 1995)

Tipo de suelo	δ_a (m)	δ_p (m)
Rellenos	0,008	0,080
Arena floja	0,001	0,030
Arena media	0,0007	0,015
Arena compacta	0,0005	0,006
Arcillas blandas y limos	0,012	0,050
Arcillas firmes	0,008	0,025
Arcillas duras	0,004	0,010
Margas y rocas blandas	---	0,002

Por otro lado se debe de seleccionar la junta adecuada para este movimiento, las juntas que admiten mayor deformación en el mercado resultan que admiten un movimiento de elongación de hasta 45 mm con alas de 500 mm y de 10 mm para juntas habituales de depósitos con alas de 240 mm. Por lo que es esencial utilizar juntas buenas en el caso de depósitos del tipo que nos ocupa.

2.4. CÁLCULO DEL EMPUJE PASIVO

En el caso que rellenemos de tierras y con el cálculo del empuje utilizando las fórmulas de Mononobe-Okabe, para el caso más desfavorable resulta:

TEORÍA PSEUDOESTÁTICA PARA EL CÁLCULO DE EMPUJES SOBRE MUROS

Anejo nº 6 NCSP-07

k_h	0.20	g	Coficiente sísmico horizontal	$\theta = \arctg \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right)$
k_v	-	0.10	g	Coficiente sísmico vertical
θ	0.22	rad	Desviación del ángulo de la gravedad	$k_h = \frac{a_c}{g} \quad k_v = \pm \frac{k_h}{2}$
ϕ	30	°	Ángulo de rozamiento interno del terreno	
K_{AD}	0.443			$K_{AD} = \frac{(1 \pm k_v) \cos^2 (\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos (\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen} (\phi + \delta) \text{sen} (\phi - i - \theta)}{\cos (\delta + \beta + \theta) \cos (i - \beta)}} \right]^2}$
K_{PD}	2.326			$K_{PD} = \frac{(1 \pm k_v) \cos^2 (\phi + \beta - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos (\delta - \beta + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen} (\phi + \delta) \text{sen} (\phi + i - \theta)}{\cos (\delta - \beta + \theta) \cos (i - \beta)}} \right]^2}$

Por lo que el empuje pasivo si se movilizara completamente resultaría su coeficiente de 2,326.

Si utilizásemos juntas water-stop de las que permiten máxima elongación de 4,5 cm, de 50 cm de ala con apertura de junta de 2 cm necesaria, permitiría un movimiento de 4 cm transversal y se movilizaría el 50 % del empuje pasivo. Obteniéndose un coeficiente opuesto al movimiento de $2,326 \times 0,5 - 0,443 = 0,73$

Si por el contrario se utiliza water-stop "convencionales" permitiría un movimiento que movilizaría un 12,5 % del empuje pasivo.

El empuje, en el caso de juntas, digamos "buenas", que se opone al terreno resultaría:

$$E = 0,73 \frac{20}{2} \cdot \frac{\pi}{2} \cdot R \cdot H^2$$

Siendo H la altura de tierras en trasdós

Por lo que la altura mínima de tierras necesaria en trasdós será de 2,5 metros.

3. CONCLUSIÓN

Para que un depósito circular no anclado garantizase la estanqueidad frente al sismo, es suficiente diseñarlo con juntas de características especiales de elongación (compuesto especial, de 50 cm de ancho y apertura de junta de 2 cm) y un relleno en trasdós mínimo de 2,5 metros.



INFORME SOBRE LA RESPUESTA SÍSMICA EN DEPÓSITOS NO ANCLADOS

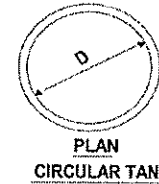
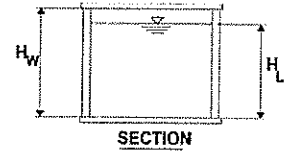
APÉNDICE N° 1: CÁLCULO FUERZA SISMICA. ACI 350.3

DEPÓSITO CIRCULAR. MÉTODO DE ACI 350

DATOS

H_w	6.00	m	✓
H_L	5.00	m	✓
D	36.00	m	✓
t_w	400	mm	✓
Q	-	kN/m	

Espesor del muro
Carga de cubierta sobre muro



CÁLCULO DE MASA DE MURO Y CUBIERTA

9.6.2—Circular tanks

$$c = \left[0.0151 \left(\frac{D}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{D}{H_L} \right) + 1.021 \right] \leq 1.0 \quad (9-45)$$

W_w	6 861	kN
W_r	-	kN
D/H_L	7.20	
ϵ	0.430	
W_e	2 950	kN

Masa muros
Masa cubierta

Coef. de masa efectiva
Masa efectiva

CALCULO DE MASA EFECTIVA IMULSIVA Y CONVECTIVA

9.3.1—Equivalent weights of accelerating liquid (Fig. 9.3.1 [on p. 48])

W_i/W_L	0.160
W_c/W_L	0.780

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh \left[0.868 \left(\frac{D}{H_L} \right) \right]}{0.868 \left(\frac{D}{H_L} \right)} \quad (9-15)$$

W_L	50 894	kN
W_i	8 162	kN
W_c	39 680	kN

Masa total del agua
Masa impulsiva del agua
Masa convectiva del agua

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.230 \left(\frac{D}{H_L} \right) \tanh \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right] \quad (9-16)$$

9.3.2—Heights to centers of gravity (EBP [Fig. 9.3.2; on p. 49])

9.3.3—Heights to center of gravity (IBP [Fig. 9.3.3; on p. 50])

For tanks with $\frac{D}{H_L} < 1.333$

For tanks with $\frac{D}{H_L} < 0.75$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.5 - 0.09375 \left(\frac{D}{H_L} \right) \quad (9-17)$$

$$\frac{h_i'}{H_L} = 0.45 \quad (9-20)$$

For tanks with $\frac{D}{H_L} \geq 1.333$

For tanks with $\frac{D}{H_L} \geq 0.75$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.375 \quad (9-18)$$

$$\frac{h_i'}{H_L} = \frac{0.868 \left(\frac{D}{H_L} \right)}{2 \tanh \left[0.868 \left(\frac{D}{H_L} \right) \right]} - \frac{1}{8} \quad (9-21)$$

For all tanks

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right] - 1}{3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \sinh \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right]} \quad (9-19)$$

$$\frac{h_c'}{H_L} = 1 - \frac{\cosh \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right] - 2.01}{3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \sinh \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right]} \quad (9-22)$$

Efecto de presión de solera

Excluida (EBP) Incluida (IBP)

h_i/H_L	0.375
h_c/H_L	0.511

h_i	1.88	m
h_c	2.55	m

Altura al centro de gravedad de la fuerza lateral impulsiva
Altura al centro de gravedad de la fuerza lateral convectiva

CALCULO DE LOS PERIODOS NATURALES DE VIBRACION

9.3.4—Dynamic properties

For tank Type 2.3

T_i : For tank Types 2.1 and 2.2:

$$\omega_i = C_i \frac{12}{H_L^3} \sqrt{E_c \frac{g}{\gamma_c}} \quad (9-23)$$

$[\omega_i = C_i \frac{1}{H_L^3} \sqrt{10^3 E_c \frac{g}{\gamma_c}}$ in the SI system]

$$C_i = C_w 10 \sqrt{\frac{t_w}{12r}} \quad (9-24)$$

$[C_w$ from Fig. 9.3.4(a), on p. 51]

$[C_i = C_w \sqrt{\frac{t_w}{10r}}$ in the SI system]

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \quad (9-25)$$

T_c :

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{D}} \quad (9-28)$$

where

$$\lambda = \sqrt{3.68g \tanh\left[3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\right]} \quad (9-29)$$

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = \left(\frac{2\pi}{\lambda}\right) \sqrt{D} \quad (9-30)$$

$\left(\frac{2\pi}{\lambda}\right)$ from Fig. 9.3.4(b), on p. 52]

$$T_i = \sqrt{\frac{8\pi(W_w + W_r + W_f)}{g D k_s}} \quad (9-26)$$

but shall not exceed 1.25 seconds.

$$k_s = 144 \left[\left(\frac{A_s E_s \cos^2 \alpha}{L_c S_c} \right) + \left(\frac{2 G_p W_p L_p}{t_p S_p} \right) \right] \quad (9-27)$$

$$k_s = 10^3 \left[\left(\frac{A_s E_s \cos^2 \alpha}{L_c S_c} \right) + \left(\frac{2 G_p W_p L_p}{t_p S_p} \right) \right] \text{ [in the SI system]}$$

Fig. 9.3.4(a)—Coefficient C_w for circular tanks.

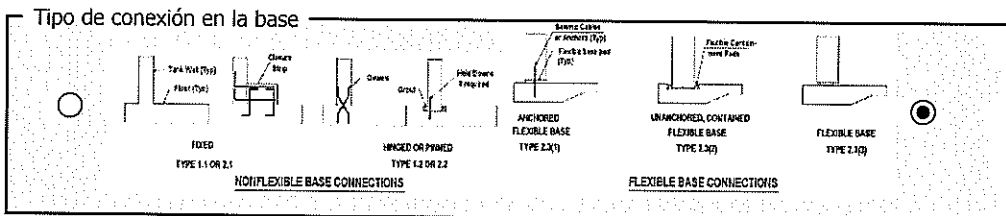
For $D/H_L > 0.667$

$$C_w = 9.375 \times 10^{-2} + 0.2039 \left(\frac{H_L}{D}\right) - 0.1034 \left(\frac{H_L}{D}\right)^2 - 0.1253 \left(\frac{H_L}{D}\right)^3 + 0.1267 \left(\frac{H_L}{D}\right)^4 - 3.186 \times 10^{-2} \left(\frac{H_L}{D}\right)^5$$

T_v : For circular tanks

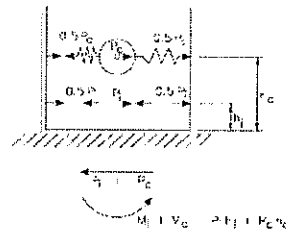
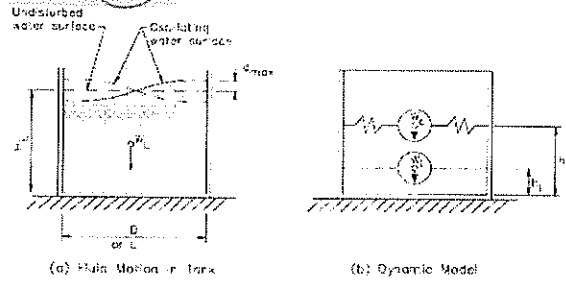
$$T_v = 2\pi \sqrt{\frac{Y_L D H_L^2}{24 g t_w E_c}} \quad (9-31)$$

$[T_v = 2\pi \sqrt{\frac{Y_L D H_L^2}{2 g t_w E_c}}$ in the SI system]



γ_c	25.00	kN/m ³	Densidad del hormigón
E_c	28 577	N/mm ²	Módulo de elasticidad del hormigón
C_w	0.120		Coefficientes de frecuencia natural
C_i	0.179		
ω_i	10.49	rad/s	Frecuencia del modo impulsivo de vibración
A_s	-	mm ²	Área sec. Trans. del cable basal, hebras o refuerzo conven.
E_s	210 000	N/mm ²	Mód. de elastic. de: cables, hebras o refuerzos convencionales
α	90	°	Ángulo del cable basal (o hebra) con la horizontal
L_c	700	mm	Largo efectivo de cable basal o hebra
S_c	500	mm	Espacio entre centros de bases de vuelta de cables
G_p	1	N/mm ²	Módulo de corte de placas maestras elastoméricas
W_p	150	mm	Ancho de paneles maestros elastoméricos
L_p	100	mm	Largo de una placa maestra elastomérica
t_p	10	mm	Espesor de paneles maestros elastoméricos
S_p	1 007	mm	Espacio entre centros de paneles maestros elastoméricos

k_a	2 979	N/mm ²	Constante de elasticidad del sistema de muro del estanque
T_i	0.60	s	Período del modo impulsivo de vibración
λ	4.122		
ω_c	0.69	rad/s	Frecuencia del modo convectivo de vibración
T_c	9.15	s	Período del modo convectivo de vibración
h_w	3.00	m	Altura al centro de gravedad del muro
h_r	6.00	m	Altura al centro de gravedad de la cubierta
γ_L	25.00	kN/m ³	Densidad del líquido
T_v	0.09	s	Período natural de vibración vertical del líquido



CALCULO DE LAS CARGAS DINAMICAS

$S_a(T_i)$	4.26	Coefficientes de respuesta sísmica impulsiva
$S_a(T_c)$	0.10	Coefficientes de respuesta sísmica convectiva
$S_a(T_v)$	3.44	Coefficientes de respuesta sísmica vertical
a_i	0.43	g Aceleración relativa impulsiva
a_c	0.01	g Aceleración relativa convectiva
a_t	0.35	g Aceleración relativa vertical

R_{wi}	1.50
R_{wc}	1.00

Table 4.1.1(b)—Response modification factor R

Type of structure	R_i		R_c
	On or above grade	Buried	
Anchored, flexible-base tanks	3.25 ¹	3.25 ¹	1.0
Fixed or hinged-base tanks	2.0	3.0	1.0
Unanchored, contained or uncontained tanks ²	1.5	2.0	1.0
Pedestal-mounted tanks	2.0	—	1.0

¹Buried tank is defined as a tank whose maximum water surface at rest is at or below ground level. For partially buried tanks, the R_i value may be linearly interpolated between that shown for tanks on grade and for buried tanks.
² $R_i = 3.25$ is the maximum R_i value permitted to be used for any liquid-containing concrete structure.
³Unanchored, uncontained tanks shall not be built at locations where $S_{pg} > 0.75$.

P_w	855	kN	Fuerza dinámica del muro	} SUMA <u>3.678</u>
P_r	-	kN	Fuerza dinámica de la cubierta	
P_i	2 365	kN	Fuerza dinámica impulsiva	
P_c	408	kN	Fuerza dinámica convectiva	
V	3 246	kN	Fuerza cortante basal total	
M_w	2 565	kN	Momento dinámico del muro	
M_r	-	kN	Momento dinámica de la cubierta	
M_i	4 435	kN	Momento dinámica impulsiva	
M_c	1 041	kN	Momento dinámica convectiva	
M_b	7 077	kN	Momento basal total	

CALCULO DE LA DISTRIBUCIÓN VERTICAL

P_{wy}	71.25	kN/m	F.inercia lateral debido a W_w , por alto de muro de estanque
p_{wy}	1.26	kN/m ²	Presión uniforme dinámica del muro
$P_{i,y=H}$	59.13		F.inercia lateral por W_i , por alto de muro de estanque en H_i
θ	0.0000	°	Ángulo de la dirección sísmica con el punto
$P_{i,y=H}$	2.09	kN/m ²	Presión en superficie del líquido dinámica impulsiva
$P_{i,y=0}$	413.91		F.inercia lateral por W_i , por alto de muro de estanque en base
$P_{i,y=0}$	14.64	kN/m ²	Presión en solera del líquido dinámica impulsiva
$P_{c,y=H}$	43.36		F.inercia lateral por W_c , por alto de muro de estanque en H_i
$P_{c,y=H}$	1.36	kN/m ²	Presión en superficie del líquido dinámica convectiva
$P_{i,y=0}$	38.17		F.inercia lateral por W_c , por alto de muro de estanque en base
$P_{c,y=0}$	1.20	kN/m ²	Presión en solera del líquido dinámica convectiva
q	-	kN/m	Carga lineal dinámica de cubierta

NCSP-07 Art. 3.4 Aceleración sísmica de cálculo

Construcción de importancia
 Normal Especial

C 1.30 Coeficiente del terreno
 P_R 500 años Período de retorno

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

$$S = \begin{cases} \frac{C}{1,25} & \text{Para } \rho \cdot a_b \leq 0,1g \\ \frac{C}{1,25} + 3,33 \left(\rho \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \left(1 - \frac{C}{1,25} \right) & \text{Para } 0,1g < \rho \cdot a_b < 0,4g \\ 1,0 & \text{Para } 0,4g \leq \rho \cdot a_b \end{cases}$$

γ_i 1.3 Factor de importancia
 γ_{ii} 1.0 Facto modificador del periodo de retorno
 ρ 1.3 Coeficiente de riesgo
 a_b/g 0.15 Aceleración sísmica básica
 K 1.0 Coeficiente de contribución
 $\rho a_b/g$ 0.195
 S 1.027 Coeficiente de amplificación del terreno
 a_c/g 0.200 Aceleración sísmica de cálculo

Sismo
 Último Frecuente o de construcción

Último de cálculo $\begin{cases} T_A = K \cdot C / 10 \\ T_B = K \cdot C / 2,5 \\ T_C = K \cdot (2 + C) \end{cases}$

Último frecuente de cálculo De construcción $\begin{cases} T_A = K \cdot C / 20 \\ T_B = K \cdot C / 5 \\ T_C = K \cdot (1 + 0,5 \cdot C) \end{cases}$

T_A 0.13 s
 T_B 0.52 s
 T_C 3.30 s

Periodos característicos del espectro de respuesta

$$v = (5/\zeta)^{0,4} \geq 0,55$$

ζ 5.0 %
 v 1.00

Amortiguamiento
 Factor de amortiguamiento

T_i 0.60 s
 S_a(T_i) 4.26

Periodo

$$S_a(T) = \begin{cases} \left[1 + \frac{T}{T_A} (2,5 \cdot v - 1) \right] \cdot a_c & \text{Si } 0 \leq T \leq T_A \\ 2,5 \cdot v \cdot a_c & \text{Si } T_A \leq T \leq T_B \\ 2,5 \cdot v \cdot \frac{T_B}{T} a_c & \text{Si } T_B \leq T \leq T_C \\ 2,5 \cdot v \cdot \frac{T_B T_C}{T^2} a_c & \text{Si } T > T_C \end{cases}$$

NCSP-07 Art. 3.4 Aceleración sísmica de cálculo

Construcción de importancia
 Normal Especial

C 1.30 Coeficiente del terreno
 P_R 500 años Período de retorno

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

$$S \begin{cases} \frac{C}{1,25} & \text{Para } \rho \cdot a_b \leq 0,1g \\ \frac{C}{1,25} + 3,33 \left(\rho \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \left(1 - \frac{C}{1,25} \right) & \text{Para } 0,1g < \rho \cdot a_b < 0,4g \\ 1,0 & \text{Para } 0,4g \leq \rho \cdot a_b \end{cases}$$

γ_I 1.3 Factor de importancia
 γ_{II} 1.0 Facto modificador del periodo de retorno
 ρ 1.3 Coeficiente de riesgo
 a_b/g 0.15 Aceleración sísmica básica
 K 1.0 Coeficiente de contribución
 $\rho a_b/g$ 0.195
 S 1.027 Coeficiente de amplificación del terreno

a_c/g 0.200 Aceleración sísmica de cálculo

Sismo
 Último Frecuente o de construcción

Último de cálculo $\begin{cases} T_A = K \cdot C / 10 \\ T_B = K \cdot C / 2,5 \\ T_C = K \cdot (2 + C) \end{cases}$

Último frecuente de cálculo De construcción $\begin{cases} T_A = K \cdot C / 20 \\ T_B = K \cdot C / 5 \\ T_C = K \cdot (1 + 0,5 \cdot C) \end{cases}$

T_A 0.13 s
 T_B 0.52 s
 T_C 3.30 s
 Períodos característicos del espectro de respuesta
 $v = (5/\zeta)^{0,4} \geq 0,55$

ζ 5.0 % Amortiguamiento
 v 1.00 Factor de amortiguamiento

T_c 9.15 s Período

$S_a(T)$

0.10

$$S_a(T) \begin{cases} \left[1 + \frac{T}{T_A} (2,5 \cdot v - 1) \right] \cdot a_c & \text{Si } 0 \leq T \leq T_A \\ 2,5 \cdot v \cdot a_c & \text{Si } T_A \leq T \leq T_B \\ 2,5 \cdot v \cdot \frac{T_B}{T} a_c & \text{Si } T_B \leq T \leq T_C \\ 2,5 \cdot v \cdot \frac{T_B T_C}{T^2} a_c & \text{Si } T > T_C \end{cases}$$

NCSP-07 Art. 3.4 Aceleración sísmica de cálculo

Construcción de importancia
 Normal Especial

C 1.30 Coeficiente del terreno
 P_R 500 años Período de retorno

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

$$S = \begin{cases} \frac{C}{1,25} & \text{Para } \rho \cdot a_b \leq 0,1g \\ \frac{C}{1,25} + 3,33 \left(\rho \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \left(1 - \frac{C}{1,25} \right) & \text{Para } 0,1g < \rho \cdot a_b < 0,4g \\ 1,0 & \text{Para } 0,4g \leq \rho \cdot a_b \end{cases}$$

γ_I 1.3 Factor de importancia
 γ_{II} 1.0 Facto modificador del periodo de retorno
 ρ 1.3 Coeficiente de riesgo
 a_b/g 0.15 Aceleración sísmica básica
 K 1.0 Coeficiente de contribución
 $\rho a_b/g$ 0.195
 S 1.027 Coeficiente de amplificación del terreno

a_c/g 0.200 Aceleración sísmica de cálculo

Sismo
 Último Frecuente o de construcción

Último de cálculo $\begin{cases} T_A = K \cdot C / 10 \\ T_B = K \cdot C / 2,5 \\ T_C = K \cdot (2 + C) \end{cases}$

Último frecuente de cálculo De construcción $\begin{cases} T_A = K \cdot C / 20 \\ T_B = K \cdot C / 5 \\ T_C = K \cdot (1 + 0,5 \cdot C) \end{cases}$

T_A 0.13 s
 T_B 0.52 s
 T_C 3.30 s

Periodos característicos del espectro de respuesta

$$\nu = (5/\zeta)^{0,4} \geq 0,55$$

ζ 5.0 %
 ν 1.00

Amortiguamiento
 Factor de amortiguamiento

T_v 0.09 s

Periodo

$S_a(T)$ 4.91 $\times 10^4$

$$S_a(T) = \begin{cases} \left[1 + \frac{T}{T_A} (2,5\nu - 1) \right] \cdot a_c & \text{Si } 0 \leq T \leq T_A \\ 2,5 \cdot \nu \cdot a_c & \text{Si } T_A \leq T \leq T_B \\ 2,5 \cdot \nu \cdot \frac{T_B}{T} a_c & \text{Si } T_B \leq T \leq T_C \\ 2,5 \cdot \nu \cdot \frac{T_B T_C}{T^2} a_c & \text{Si } T > T_C \end{cases}$$