



Trabajo Fin de Grado

Diseño y cálculo de un depósito de hormigón armado de dos vasos para agua potable

Design and calculation of a two-chamber tank of reinforced concrete for drinking water

Autor/es

Saúl Lou Ardevines

Director/es

María José Gómez Benito
Óscar Paseta Martínez

ESCUELA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
2016

Diseño y cálculo de un depósito de hormigón armado de dos vasos para agua potable

RESUMEN

En este Trabajo Fin de Grado, se explican de forma detallada todos los pasos y consideraciones para el diseño y cálculo de un depósito de dos vasos para almacenar agua potable. Este depósito de hormigón armado se encuentra semienterrado y solo sobresalen del terreno la parte alta de los muros y la cubierta.

Partiendo de unos datos básicos sobre las dimensiones, forma y materiales del depósito, se han determinado las acciones que actúan sobre la estructura siguiendo las recomendaciones del Código Técnico de la Edificación. Estas acciones son el peso propio, la sobrecarga de nieve, la sobrecarga de uso, la sobrecarga de viento, el empuje del terreno y la presión hidrostática del agua que contiene el depósito.

Posteriormente se han combinado estas acciones en distintas hipótesis de cálculo, buscando siempre la combinación más desfavorable. Se han generado hipótesis tanto para las comprobaciones del Estado Límite Último como para las del Estado Límite de Servicio.

Para el cálculo de los esfuerzos producidos por las acciones, se ha separado la cubierta del depósito. La cubierta se ha calculado de forma manual con las ecuaciones de flexión simple y el depósito se ha calculado a través de un modelo en el software de elementos finitos ABAQUS.

Una vez obtenidos los resultados, se han calculado las cuantías mínimas de acero necesarias para armar las distintas secciones de hormigón siguiendo la Instrucción Española del Hormigón Estructural. Estas cuantías se han usado para plantear opciones de armado base para las secciones.

Como parte final del cálculo, se ha comprobado que los armados base soportan los esfuerzos calculados anteriormente. En caso de que no los soportase, se planteaba una sección con más cuantía de acero. También, se ha comprobado la fisuración que se produce en las secciones, tratando de que dichas fisuras fueran de un tamaño menor al permitido.

Finalmente con las secciones dimensionadas, se ha representado en planos la disposición de las armaduras.



DECLARACIÓN DE AUTORÍA Y ORIGINALIDAD

(Este documento debe acompañar al Trabajo Fin de Grado (TFG)/Trabajo Fin de Máster (TFM) cuando sea depositado para su evaluación).

D./Dª. Saúl Lou Ardevines,

con nº de DNI 76921370-D en aplicación de lo dispuesto en el art. 14 (Derechos de autor) del Acuerdo de 11 de septiembre de 2014, del Consejo de Gobierno, por el que se aprueba el Reglamento de los TFG y TFM de la Universidad de Zaragoza,

Declaro que el presente Trabajo de Fin de (Grado/Máster) Grado, (Título del Trabajo) Diseño y cálculo de un depósito de hormigón armado de dos vasos para agua potable

, es de mi autoría y es original, no habiéndose utilizado fuente sin ser citada debidamente.

Zaragoza, 20 de Junio de 2016

Fdo: Saúl Lou Ardevines

ÍNDICE GENERAL

1	INTRODUCCIÓN Y OBJETIVO	9
2	DESCRIPCIÓN DEL DEPÓSITO	11
3	NORMATIVA APLICADA Y ACCIONES DE CÁLCULO.....	15
3.1	<i>NORMATIVA DE APLICACIÓN</i>	15
3.2	<i>ACCIONES E HIPÓTESIS DE CÁLCULO</i>	15
3.2.1	<i>Peso Propio</i>	15
3.2.2	<i>Sobrecarga de uso.....</i>	17
3.2.3	<i>Sobrecarga de nieve.....</i>	17
3.2.4	<i>Sobrecarga de viento</i>	19
3.2.5	<i>Empuje del terreno.....</i>	19
3.2.6	<i>Presión hidrostática</i>	20
3.3	<i>COMBINACIÓN DE ACCIONES.....</i>	20
3.3.1	<i>Estado Límite Último.....</i>	21
3.3.2	<i>Estado Límite de Servicio</i>	23
4	METODOLOGÍA DE CÁLCULO	24
4.1	<i>CUBIERTA.....</i>	24
4.2	<i>DEPÓSITO</i>	25
4.2.1	<i>Modelo de Elementos Finitos</i>	25
4.2.2	<i>Método de Wood-Armer.....</i>	26
5	RESULTADOS	29
5.1	<i>CUBIERTA.....</i>	29
5.1.1	<i>Dimensionamiento de la sección a resistencia.....</i>	29
5.1.2	<i>Comprobación a cortante</i>	29
5.1.3	<i>Comprobación a fisuración</i>	29
5.2	<i>DEPÓSITO</i>	30
5.2.1	<i>Resultados numéricos del modelo del depósito</i>	30
5.2.2	<i>Solera</i>	34
5.2.3	<i>Muros.....</i>	36
6	CONCLUSIONES	41
7	BIBLIOGRAFÍA	42

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

ILUSTRACIÓN 1: VISIÓN TRIDIMENSIONAL DEL DEPÓSITO	11
ILUSTRACIÓN 2: VISTA EN PLANTA DEL DEPÓSITO	12
ILUSTRACIÓN 3: VISTA DE ALZADO DEL DEPÓSITO.....	13
ILUSTRACIÓN 4: TABLA DE PESOS ESPECÍFICOS	16
ILUSTRACIÓN 5: TABLA DE SOBRECARGAS DE USO	17
ILUSTRACIÓN 6: MAPA DE ZONAS CLIMÁTICAS DE INVIERNO	18
ILUSTRACIÓN 7: TABLA DE SOBRECARGA DE NIEVE EN TERRENO HORIZONTAL.....	18
ILUSTRACIÓN 8: TABLA DE PESOS ESPECÍFICOS Y ÁNGULO DE ROZAMIENTO DE MATERIALES ALMACENABLES	20
ILUSTRACIÓN 9: COEFICIENTE PARCIALES DE SEGURIDAD.....	21
ILUSTRACIÓN 10: COEFICIENTES DE SIMULTANEIDAD	22
ILUSTRACIÓN 11: DIAGRAMAS Y FÓRMULAS DE CORTANTE Y MOMENTO EN UNA VIGA BIAPOYADA.....	24
ILUSTRACIÓN 12: MODELO DE ELEMENTOS FINITOS (CARGAS Y MALLADO)	26
ILUSTRACIÓN 13: MOMENTO EN X (M_x) DE LA HIPÓTESIS 1.2 (EN KN·M/M)	27
ILUSTRACIÓN 14: MOMENTO EN Y (M_y) DE LA HIPÓTESIS 1.2 (EN KN·M/M)	27
ILUSTRACIÓN 15: MOMENTO XY (M_{xy}) DE LA HIPÓTESIS 1.2 (EN KN·M/M)	28
ILUSTRACIÓN 16: ENVOLVENTE DE MÁXIMOS DE N_x DEL ELU (EN KN /M).....	30
ILUSTRACIÓN 17: ENVOLVENTE DE MÍNIMOS DE N_x DEL ELU (EN KN /M)	31
ILUSTRACIÓN 18: ENVOLVENTE DE MÁXIMOS DE N_y DEL ELU (EN KN /M).....	31
ILUSTRACIÓN 19: ENVOLVENTE DE MÍNIMOS DE N_y DEL ELU (EN KN /M).....	31
ILUSTRACIÓN 20: ENVOLVENTE DE MÁXIMOS DE V_x DEL ELU (EN KN /M).....	32
ILUSTRACIÓN 21: ENVOLVENTE DE MÍNIMOS DE V_x DEL ELU (EN KN /M)	32
ILUSTRACIÓN 22: ENVOLVENTE DE MÁXIMOS DE V_y DEL ELU (EN KN /M).....	32
ILUSTRACIÓN 23: ENVOLVENTE DE MÍNIMOS DE V_y DEL ELU (EN KN /M).....	33
ILUSTRACIÓN 24: ENVOLVENTE DE MÁXIMOS DE M_x DEL ELU (EN KN·M /M)	33
ILUSTRACIÓN 25: ENVOLVENTE DE MÍNIMOS DE M_x DEL ELU (EN KN·M /M).....	33
ILUSTRACIÓN 26: ENVOLVENTE DE MÁXIMOS DE M_y DEL ELU (EN KN·M /M)	34
ILUSTRACIÓN 27: ENVOLVENTE DE MÍNIMOS DE M_y DEL ELU (EN KN·M /M)	34

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1: HORMIGONES UTILIZADOS.....	13
TABLA 2: SOBRECARGAS DE VIENTO	19
TABLA 3: OPCIONES DE ARMADO DE LA CARA INFERIOR DE LAS PRELOSAS	29
TABLA 4: TAMAÑO MÁXIMO DE ABERTURA DE FISURAS	30
TABLA 5: ARMADO DE LA SOLERA EN DIRECCIÓN X	35
TABLA 6: ARMADO DE LA SOLERA EN DIRECCIÓN Y	35
TABLA 7: ESFUERZOS CORTANTES EN LA SOLERA	35
TABLA 8: COMPROBACIÓN A FISURACIÓN DE LA SOLERA.....	36
TABLA 9: ESFUERZOS CORTANTES EN LOS MUROS	36
TABLA 10: ARMADO DEL MURO CENTRAL EN DIRECCIÓN HORIZONTAL.....	37
TABLA 11: ARMADO DEL MURO CENTRAL EN DIRECCIÓN VERTICAL	37
TABLA 12: COMPROBACIÓN A FISURACIÓN DEL MURO CENTRAL	37
TABLA 13: ARMADO DE LOS MUROS FRONTAL Y POSTERIOR EN DIRECCIÓN HORIZONTAL.....	38
TABLA 14: ARMADO DE LOS MUROS FRONTAL Y POSTERIOR EN DIRECCIÓN VERTICAL.....	38
TABLA 15: COMPROBACIÓN A FISURACIÓN DE LOS MUROS FRONTAL Y POSTERIOR.....	39
TABLA 16: ARMADO DE MUROS LATERALES EN DIRECCIÓN HORIZONTAL	39
TABLA 17: ARMADO DE LOS MUROS LATERALES EN DIRECCIÓN VERTICAL	40
TABLA 18: COMPROBACIÓN A FISURACIÓN DE LOS MUROS LATERALES	40

1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVO

El objetivo del siguiente trabajo fin de grado es el diseño y cálculo de un depósito de dos vasos construido en hormigón armado cuya función es albergar agua potable para su posterior distribución. Este trabajo se centrará únicamente en los aspectos estructurales de la construcción, tanto en el diseño como en el cálculo. Por tanto, no se entrará a detallar otros aspectos relativos a la oficina de proyectos como son el presupuesto, el pliego de condiciones o el estudio de seguridad y salud. Además, solo se realizarán los planos que se consideren necesarios para describir completamente la estructura del depósito y la disposición de las armaduras del hormigón armado.

Para realizar este trabajo se partirán de unos datos básicos sobre el tamaño, forma y localización del depósito. Otros datos de partida, como el tipo de hormigón, se obtendrán en base a su uso habitual en estructuras de este tipo. Para describir y cuantificar las acciones que actúan sobre la estructura se emplearán las prescripciones recomendadas por el Código Técnico de la Edificación. Esta misma normativa, contiene la forma en la que se deben combinar las acciones. El cálculo de los esfuerzos y deformaciones, que aparecen derivadas de las acciones, se realizará a través del Método de los Elementos Finitos (FEM, de sus siglas en inglés). Se utilizará el software comercial ABAQUS, el cual se empleará tanto para el modelado de la estructura como para el posterior cálculo. En función de los resultados obtenidos, se plantearán propuestas de armaduras para los distintos elementos que conforman el depósito; de tal forma que asegure la integridad estructural. Además, las distintas secciones planteadas se someterán a una comprobación de fisuración del hormigón, ya que es muy corriente que se fisure bajo ciertas condiciones de carga. Estas fisuras no significan que la sección falle, pero si es importante controlar el tamaño de las mismas, sobre todo en un depósito ya que estas fisuras pueden generar fugas. Tanto para los cálculos como para las comprobaciones referentes a las secciones de hormigón, se usará el Prontuario Informático del Hormigón Estructural 3.1 (PIH, en adelante). Una vez dispuesto todo el armado, se representarán de forma detallada en los planos. Para el trazado de estos planos se usará el programa informático de dibujo AutoCAD.

En las secciones posteriores de esta memoria, se tratarán los siguientes apartados:

- **Descripción del depósito:** Se comentarán todos los aspectos relacionados con la geometría, tamaño, materiales y partes que conforman el depósito.
- **Normativa y acciones de cálculo:** Este apartado se centra en la explicación de las acciones que intervienen, su combinación en distintas hipótesis y la normativa usada, tanto para el cálculo de acciones como para su combinación.
- **Metodología de cálculo:** Se expondrán las diversas formas que se han usado para calcular distintas partes de la estructura, en concreto la cubierta y el depósito
- **Resultados:** En esta parte se explicarán cómo se han obtenido las distintas disposiciones de armaduras y cómo se han comprobado las secciones.
- **Conclusiones:** Se ofrecerá un descripción resumida de lo tratado en el trabajo además de una valoración crítica con relación a si se han cumplido los objetivos.



- **Bibliografía:** Se citan las fuentes de información usadas en la realización de este trabajo.

En los anexos de este trabajo se detallan más en profundidad los cálculos realizados que se resumen en las distintas secciones de la memoria. También, contienen tablas con los datos de las secciones y sus comprobaciones tanto resistentes como de fisuración. En la parte final de los anexos se pueden encontrar los planos realizados.

2 DESCRIPCIÓN DEL DEPÓSITO

Los depósitos de abastecimiento de agua potable se instalan en las proximidades de la localidad a la que vaya suministrar, generalmente a una altura superior a la del municipio. Estos depósitos de hormigón armado suelen tener dos formas tipo, según la geometría de la planta sea circular o rectangular. Los depósitos circulares se suelen usar cuando solo es necesario un vaso, sin embargo, la disposición rectangular permite la construcción de dos o más vasos. Los depósitos rectangulares de dos vasos resultan más ventajosos a la hora del mantenimiento ya que la conservación se puede realizar en un solo vaso, mientras el otro sigue lleno permitiendo así que no se interrumpa el suministro.

El depósito objeto de este trabajo es rectangular y de dos vasos contiguos. Dicha estructura tiene una dimensión total de 12,8 metros de ancho por 17,2 metros de largo. La capacidad del depósito se distribuye entre dos vasos idénticos con unas dimensiones internas de 12 por 8 metros. La altura máxima que alcanza la lámina de agua es de 5,5 metros; con estas dimensiones, los dos vasos pueden almacenar hasta 1056 m³ de agua en total. Además, la estructura se encuentra semienterrada, estando la base de los vasos a 4 metros por debajo de la cota de tierra.

En la ilustración 1 se ve una representación tridimensional del depósito y la denominación usada para sus diferentes partes.

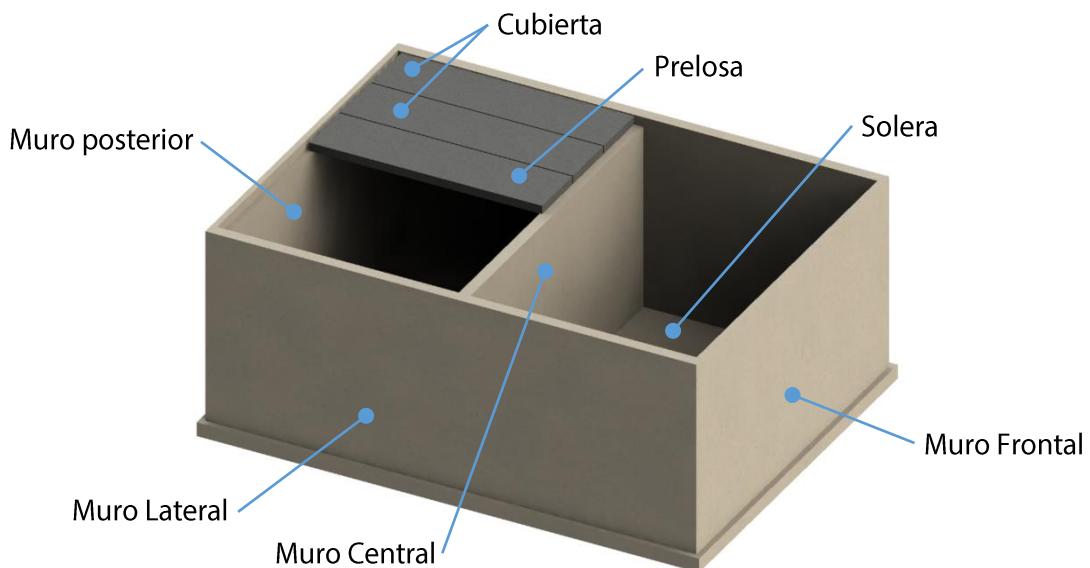


Ilustración 1: Visión tridimensional del depósito

La estructura se puede dividir en tres elementos estructurales diferenciables.

- **Solera:** Esta parte es la que sirve de base y donde se apoyan los restantes elementos. Tiene una superficie que excede las dimensiones totales antes citadas en 20 centímetros por todo su perímetro, es decir 13,2 metros por 17,6 metros. Su espesor de 0,5 metros se extiende uniformemente por toda la superficie. Aunque antes de construir la solera, se suele verter primero una capa de hormigón de limpieza para nivelar la superficie.



- **Muros:** Tanto el muro central como los muros perimetrales tienen un espesor de 0,4 metros y una altura de 6,9 metros. Los muros central, frontal y posterior, que son los encargados de soportar las prelosas de la cubierta, están rebajados hasta los 6,5 metros en los apoyos de las mismas. El muro central está totalmente rebajado y los muros frontal y posterior terminan en zuncho.
- **Cubierta:** Esta parte se construirá con prelosas de hormigón prefabricado en obra con unas de dimensiones de 2 metros de ancho, 30 centímetros de canto y una longitud de 8,36 metros, suficiente como para tapar la distancia que separa los muros central, frontal y posterior. Las prelosas no se apoyan directamente sobre estos muros, sino que se suele instalar unas juntas de neopreno corrido (5 mm de espesor) para evitar que las losas de hormigón se descantillen. En total se tienen que fabricar 12 de estas prelosas para cubrir toda la cubierta, es decir 6 por cada vaso del depósito. Posteriormente se cubrirán con una capa de hormigón de compresión de unos 5 centímetros, que aunque no tiene función resistente, se usa para uniformizar la superficie y tapar los huecos entre las prelosas.

En las ilustraciones 2 y 3 se puede ver una representación esquemática de la geometría y de las dimensiones principales del depósito.

PLANTA

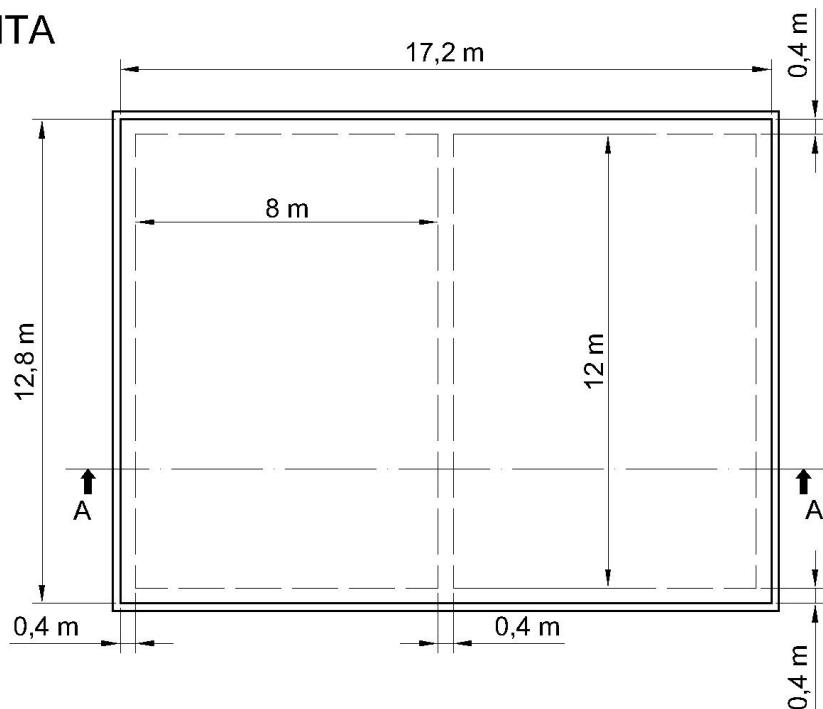


Ilustración 2: Vista en planta del depósito

ALZADO (Sección A-A')

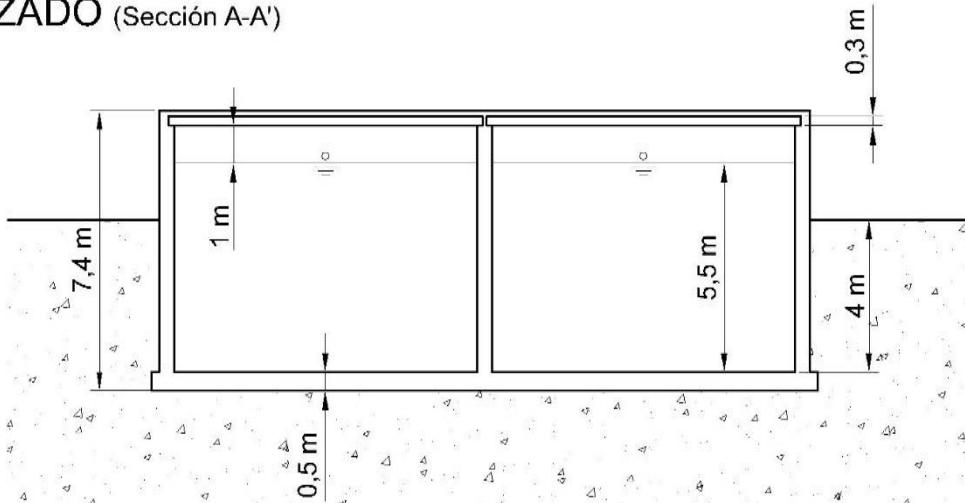


Ilustración 3: Vista de alzado del depósito

Los materiales principales en esta construcción son el hormigón armado y el acero. Para la elección del tipo de hormigón hay que tener en cuenta que todos los elementos de hormigón que estén en contacto directo con el agua (solera y muros), se encuentran en un tipo de ambiente IV. Este tipo de ambiente se reserva para estructuras que están expuestas a corrosión por cloruros de origen no marino, que son los que se encuentran en el agua. En aquellas partes del depósito que no estén tan expuestas al agua como la cara de los muros que da al terreno, se opta por un tipo de ambiente IIa. En el caso de la cubierta se tomará tipo de ambiente IIb. El resto de parámetros que caracterizan el hormigón armado utilizado son más comunes y propios de este tipo de construcciones de obra civil. Estas propiedades son una resistencia característica de 30 N/mm², consistencia blanda que facilita el vertido y llenado del encofrado o un tamaño máximo de árido de 20 milímetros.

En la capa de compresión de la cubierta, se puede usar un hormigón de menor resistencia HA-25, ya que esta capa no soporta grandes esfuerzos y en su interior se coloca una malla electrosoldada con varillas de 8 mm de diámetro y 15 cm de tamaño de cuadrícula.

Para la capa hormigón de limpieza previa a la solera, se usará un hormigón de uso no estructural especializado para este propósito (HL-150/B/20).

En la tabla 1 se resumen el tipo de hormigón usado para cada elemento del depósito y su notación normalizada según la Instrucción Española del Hormigón Estructural (EHE, en adelante).

Elemento	Tipo de hormigón	Denominación normalizada
Solera y muros	Hormigón armado	HA-30/B/20/IV
Prelosas	Hormigón armado	HA-30/B/20/IIb
Capa de compresión	Hormigón armado	HA-25/B/20/IIb
Capa de limpieza	Hormigón de limpieza	HL-150/B/20

Tabla 1: Hormigones utilizados



En cuanto al acero, él que se usará para las armaduras del hormigón es de tipo B-500-S, un acero altamente extendido en estructuras de hormigón de todo tipo.

Aunque el depósito objeto de este trabajo no es un proyecto real, sino un caso académico, es necesario aclarar la localización, aunque sea ficticia, puesto que es necesaria para la estimación de algunas acciones climatológicas que dependen totalmente de la localización de la estructura. Se supone entonces que el depósito se va a construir en alguna localidad vecina de Zaragoza, como puede ser la Puebla de Alfindén, con una altura de 200 metros sobre el nivel del mar.

3 NORMATIVA APLICADA Y ACCIONES DE CÁLCULO

3.1 Normativa de aplicación

Conforme a lo establecido en la legislación española, la normativa general para cualquier tipo de construcción es el Código Técnico de la Edificación (CTE). Dentro de los diferentes documentos que componen este código, el Documento Básico de Seguridad Estructural (DB-SE) contiene las instrucciones para la combinación de acciones. Para la estimación de la acciones se empleará, de este mismo documento, su apéndice de Acciones en la Edificación (DB-SE-AE).

Además si una estructura contiene elementos construidos en hormigón, como es el caso, es de obligado cumplimiento la Instrucción Española del Hormigón Estructural (EHE), en su versión más actualizada de Julio de 2008.

3.2 Acciones e hipótesis de cálculo

Para el cálculo estructural del depósito se han considerado hasta seis tipos de acciones distintas. Estas acciones son: las debidas al peso propio de la estructura, la sobrecarga de uso en la cubierta, la sobrecarga de nieve, las cargas ocasionadas por el viento, el empuje del terreno y la presión hidrostática de agua que contiene el depósito.

La cubierta y el depósito se van a calcular de forma independiente. La cubierta se puede aislar con facilidad, pero para el depósito es necesario que se desplacen las cargas que actúan sobre la cubierta a los muros del depósito. Dado que las prelosas que forman la cubierta se apoyan principalmente en los muros frontal, central y posterior; las cargas de la cubierta se dividen entre estos tres muros. Teniendo en cuenta que el muro central tiene cubierta a ambos lados, se lleva el doble de carga mientras los dos otros se llevan, cada uno, un cuarto de la carga total de la cubierta.

Para el cálculo de la cubierta basta con calcular la carga que generan el peso propio de la prelosa, el peso propio de la capa de compresión, la sobrecarga de uso y la sobrecarga de nieve y combinarlas como una carga lineal uniforme para cada prelosa que se encuentra biapoyada.

3.2.1 Peso Propio

Para el cálculo del peso propio (PP), la normativa de acciones recomienda los siguientes valores de pesos específicos en la tabla C1 de su anexo C (Ilustración 5). El peso del hormigón normal es 24 kN/m³, pero en una nota al pie, se incide que este valor se ha de incrementar 1kN/m³ para hormigón fresco o para el hormigón armado con cuantías de acero normales. Se toma entonces un peso específico (γ_c) de 25 kN/m³ para los cálculos de todos los elementos de hormigón armado.



Tabla C.1 Peso específico aparente de materiales de construcción

Materiales y elementos	Peso específico aparente kN/m ³	Materiales y elementos	Peso específico aparente kN/m ³
Materiales de albañilería		Madera	
Arenisca	21,0 a 27,0	Aserrada, tipos C14 a C40	3,5 a 5,0
Basalto	27,0 a 31,0	Laminada encolada	3,7 a 4,4
Calizas compactas, mármoles	28,0	Tablero contrachapado	5,0
Diorita, gneis	30,0	Tablero cartón gris	8,0
Granito	27,0 a 30,0	Aglomerado con cemento	12,0
Sienita, diorita, pórfido	28,0	Tablero de fibras	8,0 a 10,0
Terracota compacta	21,0 a 27,0	Tablero ligero	4,0
Fábricas		Metales	
Bloque hueco de cemento	13,0 a 16,0	Acero	77,0 a 78,5
Bloque hueco de yeso	10,0	Aluminio	27,0
Ladrillo cerámico macizo	18,0	Bronce	83,0 a 85,0
Ladrillo cerámico perforado	15,0	Cobre	87,0 a 89,0
Ladrillo cerámico hueco	12,0	Estaño	74,0
Ladrillo silicocalcáreo	20,0	Hierro colado	71,0 a 72,5
Mampostería con mortero		Hierro forjado	76,0
de arenisca	24,0	Latón	83,0 a 85,0
de basalto	27,0	Plomo	112,0 a 114,0
de caliza compacta	26,0	Zinc	71,0 a 72,0
de granito	26,0	Plásticos y orgánicos	
Sillería		Caucho en plancha	17,0
de arenisca	26,0	Lámina acrílica	12,0
de arenisca o caliza porosas	24,0	Linóleo en plancha	12,0
de basalto	30,0	Mástico en plancha	21,0
de caliza compacta o mármol	28,0	Poliestireno expandido	0,3
de granito	28,0	Otros	
Hormigones y morteros		Adobe	16,0
Hormigón ligero	9,0 a 20,0	Asfalto	24,0
Hormigón normal ⁽¹⁾	24,0	Baldosa cerámica	18,0
Hormigón pesado	> 28,0	Baldosa de gres	19,0
Mortero de cemento	19,0 a 23,0	Papel	11,0
Mortero de yeso	12,0 a 28,0	Pizarra	29,0
Mortero de cemento y cal	18,0 a 20,0	Vidrio	25,0
Mortero de cal	12,0 a 18,0		

⁽¹⁾ En hormigón armado con armados usuales o fresco aumenta 1 kN/m³

Ilustración 4: Tabla de pesos específicos

Para aplicar esta carga en el depósito, se establecerán como propiedad del material en el modelo de elementos finitos, automatizando así su cálculo.

Sin embargo puesto que la cubierta no se modela en el software FEM, el peso propio de la cubierta se ha de repartir entre los tres muros como se ha explicado anteriormente. Primero se obtiene el peso propio total de la cubierta como el producto del peso específico por el volumen de la cubierta. Se considera que la cubierta tiene 0,35 metros de espesor, *e*, y una superficie determinada por el producto de su anchura, *a*, (12,8 metros) por su largura, *l*, (17,2 metros). Posteriormente se reparte entre los distintos muros y entre la longitud de los mismos.

$$PP_{cubierta} = \gamma_c \cdot V = \gamma_c \cdot a \cdot l \cdot e = 25 \cdot 12,8 \cdot 17,2 \cdot 0,35 = 1926,4 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} PP_{1/2} = \frac{PP_{cubierta}}{2 \cdot a} = \frac{1926,4}{2 \cdot 12,8} = 75,25 \text{ kN/m} \\ PP_{1/4} = \frac{PP_{cubierta}}{4 \cdot a} = \frac{1926,4}{4 \cdot 12,8} = 37,625 \text{ kN/m} \end{cases}$$

En el caso de las prelosas de la cubierta, se obtiene el valor de las cargas uniformes como la multiplicación del peso específico del hormigón por el ancho de las prelosas (*a_{losa}*) por el espesor (*e_{losa}*), tanto el de la propia prelosa como el de la capa de compresión.

$$\begin{cases} PP_{losas} = \gamma_c \cdot a_{losa} \cdot e_{losa} = 25 \cdot 2 \cdot 0,3 = 15 \text{ kN/m} \\ PP_{cc} = \gamma_c \cdot a_{losa} \cdot e_{cc} = 25 \cdot 2 \cdot 0,05 = 2,5 \text{ kN/m} \end{cases}$$

3.2.2 Sobre carga de uso

Según el uso que se le vaya a dar a las plantas o cubiertas de una edificación, el DB-SE-AE define el valor de la sobre carga de uso (SU) a tomar. En este caso, la cubierta del depósito se usa únicamente para tareas de conservación, por lo que pertenece a la categoría de uso G, subcategoría G1 de "cubiertas con inclinación inferior a 20°". A este tipo de uso le corresponde una carga uniforme de 1 kN/m² según la tabla 3.1 de la normativa de acciones (Ilustración 5).

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobre cargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁶⁾	2
		G2	Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
			Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Ilustración 5: Tabla de sobre cargas de uso

De forma análoga a lo que ocurre con el peso propio, la sobre carga de uso de 1 kN/m² que actúa sobre la cubierta también tiene que repartirse entre los distintos muros.

$$SU = q_{su} \cdot a \cdot l = 1 \cdot 12,8 \cdot 17,2 = 220,16 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} SU_{1/2} = \frac{SU}{2 \cdot a} = \frac{220,16}{2 \cdot 12,8} = 8,6 \text{ kN/m} \\ SU_{1/4} = \frac{SU}{4 \cdot a} = \frac{220,16}{4 \cdot 12,8} = 4,3 \text{ kN/m} \end{cases}$$

La sobre carga de uso también es necesaria para el cálculo de las prelosas de la cubierta, obteniendo la siguiente carga distribuida:

$$SU_{losa} = q_{su} \cdot a_{losa} = 1 \cdot 2 = 2 \text{ kN/m}$$

3.2.3 Sobre carga de nieve

Para el cálculo de la sobre carga de nieve (N), la normativa de acciones estable la siguiente formula:

$$q_n = \mu \cdot S_k$$

Donde:

μ El coeficiente de forma de la cubierta, que para cubiertas planas es 1.

S_k El valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal.



El valor característico de la carga de nieve en terreno horizontal viene determinado por la zona climática de invierno y la altitud del emplazamiento. La zona climática se determina consultando el mapa de la figura E.2 (Ilustración 6) y el valor característico, la tabla E.2 (Ilustración 7); ambos obtenidos del anexo E de la norma de acciones.



Figura E.2 Zonas climáticas de invierno

Ilustración 6: Mapa de zonas climáticas de invierno

Tabla E.2 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal (kN/m^2)

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

Ilustración 7: Tabla de sobrecarga de nieve en terreno horizontal

Con la altitud conocida de 200 metros, tal y como se ha indicado en la descripción del depósito, y sabiendo que Zaragoza se encuentra en la zona climática 2, el valor característico y, por tanto, la sobrecarga de nieve es de $0,5 \text{ kN/m}^2$ en toda la superficie de la cubierta.

Al igual que ocurre con otras cargas que actúan sobre la cubierta, la sobrecarga se reparte sobre los tres muros.

$$N = q_n \cdot l = 0,5 \cdot 17,2 = 8,6 \text{ kN/m}$$

$$\begin{cases} N_{1/2} = \frac{N}{2} = \frac{8,6}{2} = 4,3 \text{ kN/m} \\ N_{1/4} = \frac{N}{4} = \frac{8,6}{4} = 2,15 \text{ kN/m} \end{cases}$$

En el caso de las prelosas de la cubierta la sobrecarga de nieve adopta el siguiente valor:

$$N_{losa} = q_n \cdot a_{losa} = 0,5 \cdot 2 = 1 \text{ kN/m}$$

3.2.4 Sobrecarga de viento

En el cálculo de la acción del viento (V) se han tenido en consideración que la ubicación donde se construye la estructura pertenece a la zona eólica B y el grado de aspereza es de tipo II, el cual corresponde a terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia. Dado que el depósito es rectangular y por tanto bisimétrico solo son necesarias dos hipótesis de viento que corresponden a dos direcciones de viento distintas, que además son excluyentes entre ambas puesto que solo pueden ocurrir por separado.

Los valores de presión en kN/m^2 de las dos hipótesis se muestran en la tabla 2:

	Paramentos verticales			Cubierta
	Frontal	Laterales	Posterior	
Hipótesis V1	0,54	-0,51	-0,23	Succión
Hipótesis V2	0,54	-0,48	-0,23	Succión

Tabla 2: Sobrecargas de viento

La succión que se da en la cubierta tiene un efecto positivo ya que tiende a descargar la estructura; la normativa recomienda en estos casos despreciarla.

En la memoria de cálculos de los anexos de este trabajo se puede encontrar más detallado el cálculo de las dos hipótesis de viento.

Los valores de carga de viento son en este caso muy irrelevantes frente a otras acciones, por este motivo en los posteriores cálculos solo se va a considerar la hipótesis 1 de viento.

3.2.5 Empuje del terreno

Dado que el depósito está semienterrado, el terreno que lo rodea genera una acción sobre las caras verticales del mismo. Existen tres tipos de empuje del terreno (ET): empuje activo, empuje pasivo y empuje al reposo. El empuje activo se da cuando es el terreno el que tiende a moverse hacia la estructura y por tanto la empuja. Contrariamente, el empuje pasivo es la reacción del terreno cuando la estructura empuja el terreno. El empuje al reposo es un estado intermedio entre ambos. Este empuje del terreno al reposo viene determinado por el peso específico del terreno y del coeficiente de empuje al reposo. Estos valores cambian en función del material del terreno. En el caso de estudio, este material es arena con un peso específico (γ_t) máximo de 19 kN/m^3 y un ángulo de rozamiento interno de 30° (φ), según la tabla C.2 del anexo C de la normativa de acciones (Ilustración 8).



Tabla C.6 Peso específico y ángulo de rozamiento de materiales almacenables y a granel⁽¹⁾

Material	Peso kN/m ³	Ángulo	Material	Peso kN/m ³	Ángulo
Arena	14 a 19	30°	Carbón en leña de trozos	4	45°
Arena de piedra pómex	7	35°	Hulla	8	35°
Arena y grava	15 a 20	35°	briquetas amontonadas	13	-
Cal suelta	13	25°	briquetas apiladas	10	35°
Cemento clinker suelto	16	28°	en bruto, de mina	7	25°
Cemento en sacos	15		puverizada	5,4	45°
Escoria de altos hornos			Leña	7,8	30°
troceada	17	40°	Lignito	12,8	-
granulada	12	30°	briquetas amontonadas	7,8 a 9,8	30° a 40°
triturada, de espuma	9	35°	briquetas apiladas	4,9	25° a 40°
Poliéster en resina	12	-	en bruto		
Poliétileno, poliestirolo granulado	6,4	30°	pulverizado		
Resinas y colas	13	-	Turba negra y seca		
Yeso suelto	15	25°	muy empaquetada	6 a 9	-
Aqua dulce	10	-	amontonada y suelta	3 a 6	45°

⁽¹⁾ En la ENV 1990 pueden encontrarse valores adicionales de materiales agrícolas, industriales y otros.

Ilustración 8: Tabla de pesos específicos y ángulo de rozamiento de materiales almacenables

El coeficiente de empuje al reposo se obtiene a partir del ángulo de rozamiento interno del terreno como:

$$\lambda = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30^\circ = 0,5$$

El empuje al reposo se distribuye linealmente en proporción a la profundidad (h), es decir, el empuje es cero en la superficie del terreno y alcanza su valor máximo en el punto más profundo (4 m):

$$E_t = \lambda \cdot \gamma_t \cdot h = 0,5 \cdot 19 \cdot 4 = 38 \text{ kN/m}^2$$

3.2.6 Presión hidrostática

Con un peso específico de 10 kN/m³, según la tabla de pesos (Ilustración 8) del apartado anterior, el agua almacenada en el depósito es una de las principales acciones junto al peso propio y el empuje del terreno. Los valores de presión hidrostática que genera en las caras laterales del vaso van desde cero en la superficie del fluido a una presión máxima, proporcional a la profundidad (5,5 m), que alcanza los 55 kN/m² en el fondo del depósito. Esta presión uniforme de 55 kN/m² actúa también en toda la superficie del fondo del vaso. Debido a que el depósito tiene dos vasos y a su simetría, se generan dos tipos de hipótesis relacionadas con esta acción. Las dos hipótesis corresponden a que uno de los vasos esté lleno y el otro no (PH1); o a que los dos vasos estén llenos (PH2).

3.3 Combinación de acciones

Para realizar la combinación de acciones hay que tener en cuenta su tipología. Las acciones del peso propio, del empuje del terreno y de la presión del agua se consideran como acciones permanentes según el Documento Básico de Seguridad Estructural (DB-SE). El resto de acciones se consideran variables.

Los coeficientes de simultaneidad que se usan para combinar las acciones son cero para la sobrecarga de uso y por tanto se tendría que obviar esta acción en los cálculos. Sin embargo, en este trabajo sí que se han tenido en cuenta, esta decisión supone actuar en favor de la seguridad ya que se aumentarán las cargas actuantes. La sobrecarga de uso se considerará unida a la sobrecarga de nieve ya que cuando se produzca una nevada las posibilidades de

Capítulo 3: Normativa aplicada y acciones de cálculo

que estas acciones actúen de forma conjunta aumentan. Se supone entonces que siempre que actúa la sobrecarga de nieve, lo hace también la de uso.

Conforme a lo que dictamina la normativa de seguridad estructural, se plantean hipótesis de combinación tanto para el Estado Límite Último como para el Estado Límite de Servicio.

3.3.1 Estado Límite Último

Para el Estado Límite Último (ELU), el DB-SE establece que la combinación de acciones para situaciones permanentes o transitorias viene dada por la siguiente expresión:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Donde:

- $G_{k,j}$ Valor característico de las acciones permanentes.
 P Valor característico de la acción del pretensado.
 $Q_{k,1}$ Valor característico de la acción variable dominante.
 $\Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$ Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes a la dominante.
 $\gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$ Coeficientes parciales de las acciones permanentes, de pretensado y variables respectivamente.

Los coeficientes parciales vienen dados por la tabla 4.1 de la normativa de acciones (Ilustración 9) en función de si la acción tiene o no un efecto favorable sobre el conjunto:

Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones

Tipo de verificación ⁽¹⁾	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
Estabilidad		desestabilizadora	estabilizadora
	Permanente Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

⁽¹⁾ Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

Ilustración 9: Coeficiente parciales de seguridad

De las acciones variables, una de ellas se ha de considerar como dominante y el resto como concomitantes. Las acciones variables concomitantes vienen disminuidas por factores de simultaneidad que tienen en cuenta la probabilidad de que las acciones concomitantes coincidan con la dominante. Los factores de simultaneidad se obtienen del DB-SE (Ilustración 10).



Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes \leq 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

(1) En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

Ilustración 10: Coeficientes de simultaneidad

El empuje del terreno y la presión hidrostática son dos de las acciones de mayor magnitud; sin embargo, dado su sentido contrario tienden a contrarrestarse. Por ello, para encontrar la situación más desfavorable hay que plantear hipótesis en las que solo actué una de ellas.

HIPÓTESIS 1: Depósito lleno sin empuje del terreno

Tras la construcción de los depósitos es frecuente que se realicen pruebas de estanqueidad, estas comprobaciones se tienen que hacer con el depósito sin enterrar ya que en caso contrario no se podrían localizar las fugas. Así que esta situación de depósito lleno sin empuje del terreno se puede dar en la realidad. Dentro de esta hipótesis se pueden listar las siguientes combinaciones.

- Tanto el peso propio, como la presión del agua, como las acciones variables tienen un efecto desfavorable. Y además puede estar un vaso o los dos llenos.

$$1,35 \cdot PP + 1,2 \cdot PH1 + 1,5 \cdot (SU + N + 0,6 \cdot V) \quad (\text{Hipótesis 1.1})$$

$$1,35 \cdot PP + 1,2 \cdot PH2 + 1,5 \cdot (SU + N + 0,6 \cdot V) \quad (\text{Hipótesis 1.2})$$

- El peso propio y las acciones variables tienen efecto desfavorable pero la presión hidrostática no. Dos combinaciones en función de cuantos vasos estén llenos.

$$1,35 \cdot PP + 0,9 \cdot PH1 + 1,5 \cdot (SU + N + 0,6 \cdot V) \quad (\text{Hipótesis 1.3})$$

$$1,35 \cdot PP + 0,9 \cdot PH2 + 1,5 \cdot (SU + N + 0,6 \cdot V) \quad (\text{Hipótesis 1.4})$$

- El peso propio y las acciones variables son favorables y la presión del agua no. También pueden estar lleno uno de los vasos o los dos.

$$0,8 \cdot PP + 1,2 \cdot PH1 \quad (\text{Hipótesis 1.5})$$

$$0,8 \cdot PP + 1,2 \cdot PH2 \quad (\text{Hipótesis 1.6})$$

HIPÓTESIS 2: Depósito vacío con empuje del terreno

Otra combinación desfavorable para el depósito se puede dar cuando está vacío y la tierra de alrededor empuja. Se contempla además la posibilidad de que el peso propio y las acciones variables tengan un efecto negativo:

$$1,35 \cdot PP + 1,35 \cdot ET + 1,5 \cdot (SU + N + 0,6 \cdot V) \quad (Hipótesis 2.1)$$

O por el contrario, el efecto sea positivo:

$$0,8 \cdot PP + 1,35 \cdot ET \quad (Hipótesis 2.2)$$

3.3.2 Estado Límite de Servicio

Para el Estado Límite de Servicio (ELS) se establece una expresión para la combinación de acciones de larga duración, denominado combinación casi permanente.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

En las condiciones de servicio, las cargas más frecuentes son el peso propio, la presión hidrostática y el empuje del terreno. Puesto que la acción de la presión del agua se ve contrarrestada por el empuje de las tierras, en las siguientes combinaciones estas dos acciones no aparecen de forma conjunta; además tampoco están las acciones de nieve, viento y sobrecarga de uso debido a que sus coeficientes de simultaneidad Ψ_2 son cero.

HIPÓTESIS 3: Combinaciones del Estado Límite de Servicio

En la primera combinación, se suman el peso propio y el empuje del terreno:

$$PP + ET \quad (Hipótesis 3.1)$$

Y en las dos siguientes el peso propio se combina con la presión hidrostática:

$$PP + PH1 \quad (Hipótesis 3.2)$$

$$PP + PH2 \quad (Hipótesis 3.3)$$

4 METODOLOGÍA DE CÁLCULO

4.1 Cubierta

Como se ha comentado en la descripción del depósito, la cubierta está construida con losas prefabricadas en obra y colocadas posteriormente en los bordes superiores de los muros. Estas losas están, por tanto, biapoyadas en los muros, más en concreto sobre las juntas de neopreno corrido.

En la cubierta hay solo tres tipos de acciones que son el peso propio, la sobrecarga de uso y la sobrecarga de nieve, ya que el resto actúan sobre otros elementos del depósito. Teniendo en cuenta este hecho y que estas tres acciones solo tienen efecto desfavorable sobre las prelosas, las hipótesis de combinación de acciones se reducen a dos. Una de las hipótesis es de Estado Límite Último.

$$ELU \rightarrow 1,35 \cdot (PP_{losa} + PP_{cc}) + 1,5 \cdot (SU_{losa} + N_{losa})$$

$$1,35 \cdot (15 + 2,5) + 1,5 \cdot (2 + 1) = 28,12 \text{ kN/m}$$

Y otra de Estado Límite de Servicio.

$$ELS \rightarrow 1,0 \cdot (PP_{losa} + PP_{cc})$$

$$1,0 \cdot (15 + 2,5) = 17,50 \text{ kN/m}$$

Los esfuerzos máximos en la prelosa se calculan fácilmente suponiendo que se comporta como una viga biapoyada sometida a una carga uniforme (Ilustración 11).

VIGA BIAPOYADA CON CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA

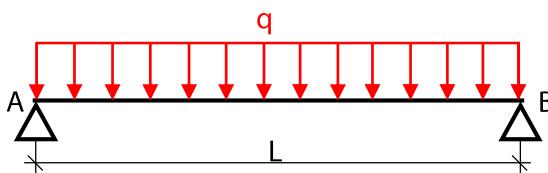
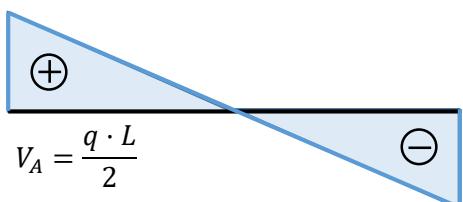


DIAGRAMA DE CORTANTE

DIAGRAMA DE MOMENTO



$$V_B = -V_A$$

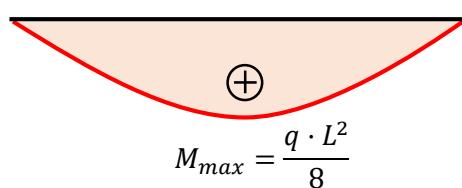


Ilustración 11: Diagramas y fórmulas de cortante y momento en una viga biapoyada

Las prelosas tiene 8,36 metros de largo, pero a efectos de cálculo esta distancia es menor porque parte de esa longitud sobresale de los apoyos de neopreno. Para los cálculos se ha tomado 8,15 metros.

$$V_{max} = \frac{q \cdot L}{2} \Rightarrow \begin{cases} V_{max_{ELU}} = \frac{28,12 \cdot 8,15}{2} = 114,60 \text{ kN} \\ V_{max_{ELS}} = \frac{17,50 \cdot 8,15}{2} = 71,31 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_{max} = \frac{q \cdot L^2}{8} \Rightarrow \begin{cases} M_{max_{ELU}} = \frac{28,12 \cdot 8,15^2}{8} = 233,51 \text{ kN} \cdot m \\ M_{max_{ELS}} = \frac{17,50 \cdot 8,15^2}{8} = 145,29 \text{ kN} \cdot m \end{cases}$$

Estos esfuerzos se emplearán posteriormente para el dimensionamiento de la armadura necesaria en la prelosas.

4.2 Depósito

4.2.1 Modelo de Elementos Finitos

Para el cálculo estructural del depósito, se hará uso de una de las herramientas más potentes que existen en la actualidad, el Método de los Elementos Finitos. Este tipo de análisis se emplea en numerosas áreas de la ingeniería para resolver problemas tanto estructurales como de transferencia de calor o electromagnéticos, entre otros. Tanto para el modelado del depósito como para el cálculo FEM se empleará el software comercial ABAQUS.

Para la simulación de la solera y los muros que componen el depósito, se usan elementos tipo "Shell". Los elementos "Shell" son elementos bidimensionales que se usan para simular componentes que tienen una dimensión mucho menor que las otras dos dimensiones, en este caso el espesor.

En cuanto al material, el hormigón armado HA-30 se modela como un material elástico lineal con un módulo de elasticidad de 28.576,79 MPa y un coeficiente de Poisson de 0,2.

Las condiciones de contorno de este modelo son de dos tipos. Por un lado, dos restricciones de movimiento como sólido rígido en los ejes X e Y, que garantizan que el depósito se deforme pero no se desplace ni en dirección X ni en Y. Por otro lado, un apoyo elástico en el suelo del depósito con una elasticidad que viene dada por el coeficiente de balasto; que para terrenos normales de arena y grava tiene un valor de 15.000 kN/m³.

En cuanto a la malla de elementos, esta contiene hasta 11122 elementos cuadrados de unos aproximadamente 25 centímetros y 11214 nodos. El tipo de elementos usado es S4, que son elementos de cuatro nodos.

Las acciones de cálculo se combinan con sus coeficientes parciales de seguridad antes de ser introducidos en el modelo. Esta combinación se resume en el apartado 2 de los anexos.

Después de introducir todas la acciones descritas anteriormente en el modelo, y de crear las hipótesis de combinación. El modelo de elementos finitos tiene este aspecto (Ilustración 12).

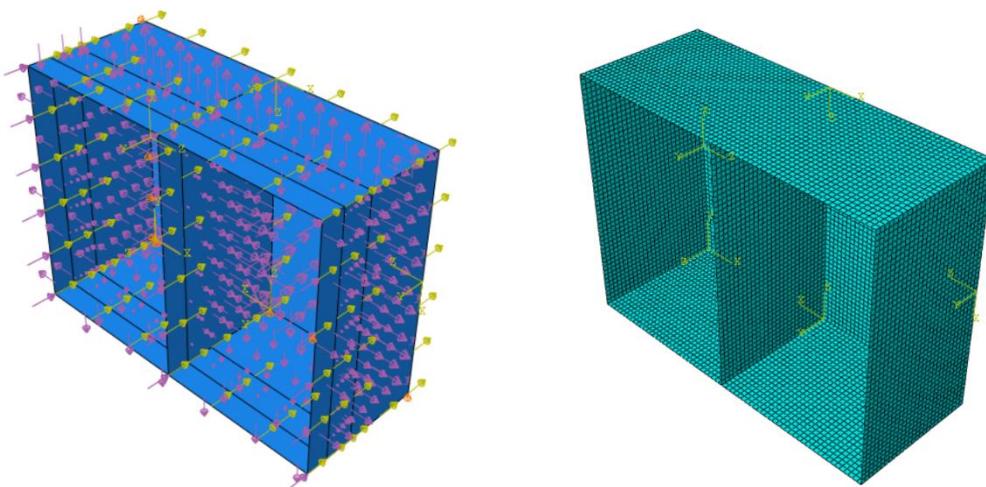


Ilustración 12: Modelo de elementos finitos (Cargas y mallado)

4.2.2 Método de Wood-Armer

Como resultado del cálculo de elementos finitos con elementos tipo placa, se obtienen una triada de momentos (M_x , M_y y M_{xy}), además de los esfuerzos axiles. Los dos primeros son los momentos flectores que producen flexión en los ejes X e Y de los elementos. El método de Wood-Armer plantea unas ecuaciones de momentos equivalentes para los ejes X e Y, que simplifican el número de esfuerzos para el cálculo del armadura.

Para unas direcciones de armado ortogonales, las ecuaciones simplificadas son:

$$M_x^* = M_x \pm |M_{xy}|$$

$$M_y^* = M_y \pm |M_{xy}|$$

El signo positivo o negativo se escoge en función del signo del momento x o y. Es decir si el momento es positivo se suma el valor absoluto del momento xy, y si es negativo se resta. Al sumar o restar el momento xy, lo que se busca es aumentar el valor absoluto de los momentos equivalentes para establecer un límite superior. Este límite superior está a favor de la seguridad porque si se calcula la estructura con este límite se garantiza que los esfuerzos no van a poder superarlo.

A continuación, se muestran, a modo de ejemplo, las imágenes de los resultados obtenidos de los tres momentos para la hipótesis 1.2 del Estado Límite Último que corresponde al depósito con los dos vasos llenos y sin empuje del terreno.

La ilustración 13 representa de distribución del momento en dirección horizontal para los muros y en dirección X para la solera.

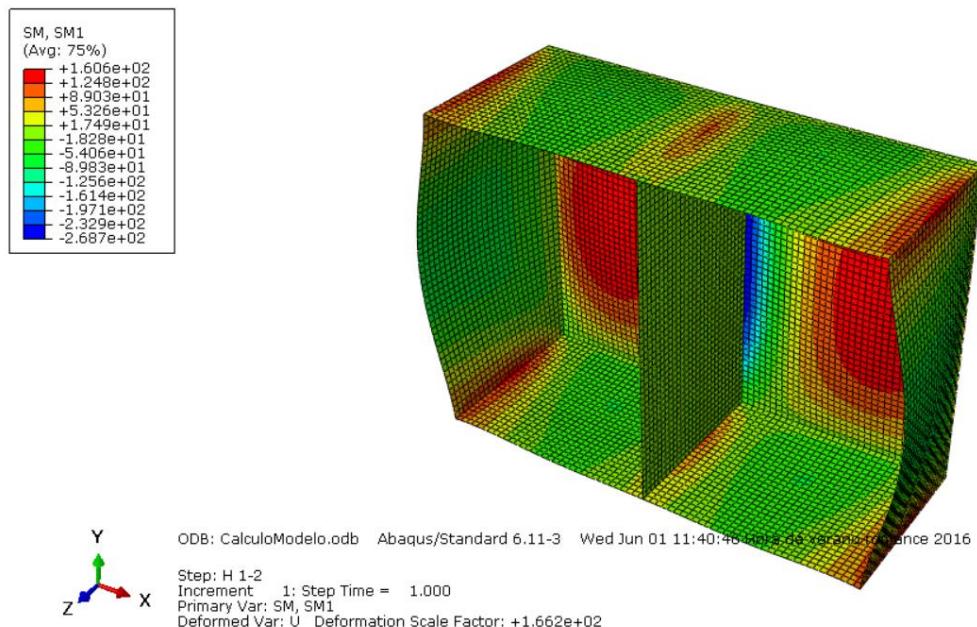


Ilustración 13: Momento en X (M_x) de la hipótesis 1.2 (en kN·m/m)

La ilustración 14 representa el momento en la dirección vertical de los muros y en la dirección Y para la solera.

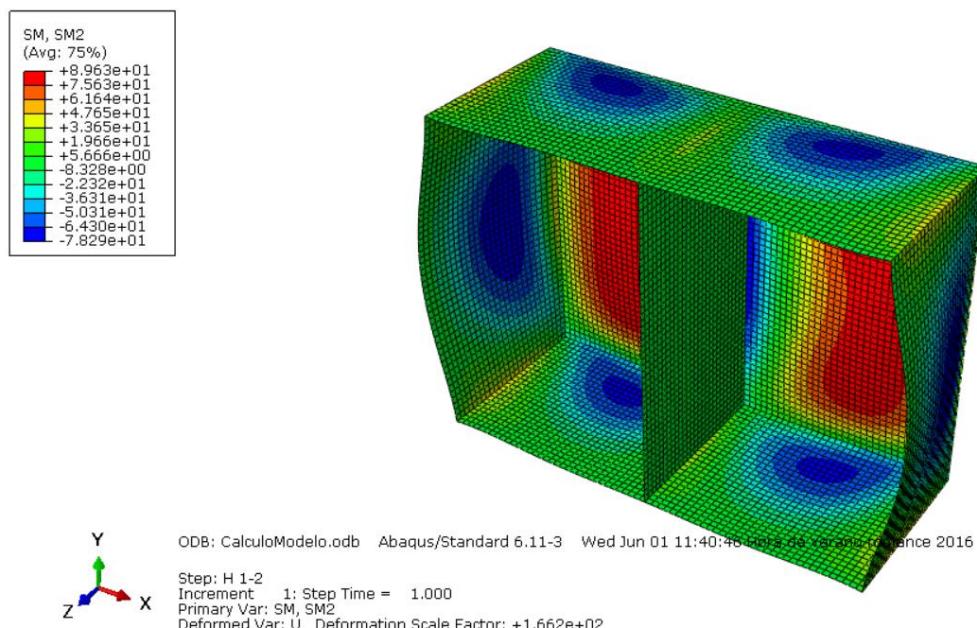


Ilustración 14: Momento en Y (M_y) de la hipótesis 1.2 (en kN·m/m)



La ilustración 15 representa el momento xy de los elementos.

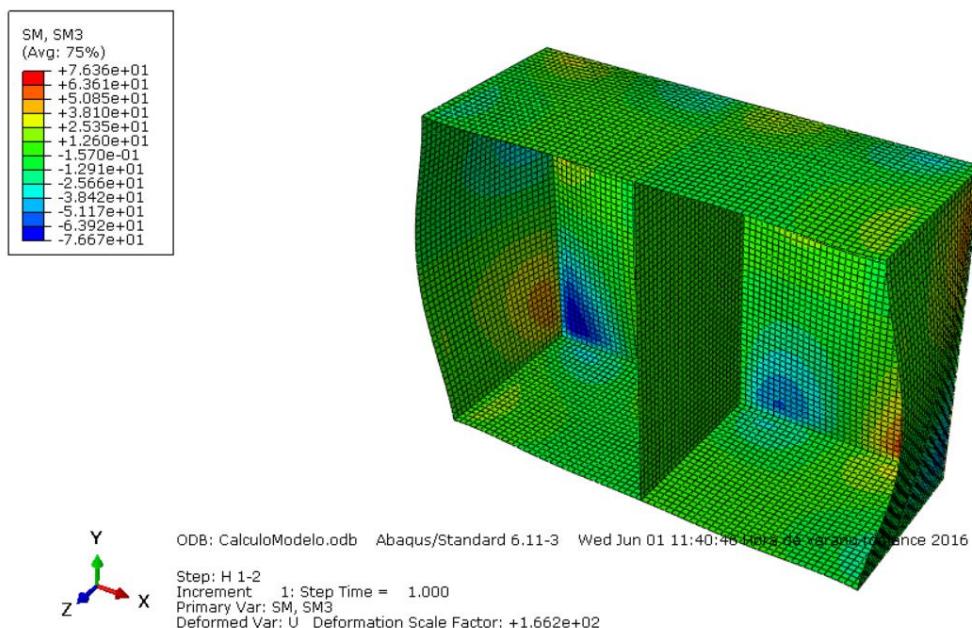


Ilustración 15: Momento xy (M_{xy}) de la hipótesis 1.2 (en kN·m/m)

5 RESULTADOS

En el apartado 3 de los anexos de esta memoria, se pueden encontrar los informes generados por el PIH, tanto de fisuración como de dimensionamiento de las prelosas. Además de los cálculos detallados de las cuantías mínimas de armadura y comprobaciones de la solera y los muros.

5.1 Cubierta

5.1.1 Dimensionamiento de la sección a resistencia

Una vez calculados los esfuerzos en la sección y con ayuda del Prontuario Informático de Hormigón Estructural, se dimensiona la armadura de la prelosa de 2 metros de ancho por 30 centímetros de espesor con el módulo de flexión simple. Aplicando el momento máximo del ELU, el programa informático genera las opciones de armado para la cara inferior indicadas en la tabla 3.

Armado cara inferior					
Ø[mm]	12	14	16	20	25
nº barras	21	15	12	8	7
nº capas	1	1	1	1	1
At [cm ²]	23.8	23.1	24.1	25.1	34.4
wk [mm]	0.28	0.31	0.32	0.36	0.27

Tabla 3: Opciones de armado de la cara inferior de las prelosas

Las distintas opciones de armado de la cara traccionada son todas perfectamente válidas. Sin embargo, la primera opción de 21 barras de Ø12 no parece adecuada teniendo en cuenta que si la anchura son 2 metros, las barras están separadas a menos de 10 centímetros; lo cual es demasiado junto además de dificultar la futura tarea del montaje de las armaduras. La opción de Ø14, se descarta porque ese tamaño de barra es muy poco corriente en este país, y una gran cantidad de empresas proveedoras no fabrican este tamaño. Es muy frecuente que haya que importarlo de otros países, lo cual no sale rentable en muchos casos. Las opciones de Ø20 y Ø25 suponen una separación entre barras demasiado amplia. Por lo que la opción de 12 barras de Ø16 es opción elegida.

El programa no considera necesario colocar armadura en la cara de compresión, es decir en la cara superior de la prelosa, puesto que el momento flector no es de tal envergadura. Sin embargo sí que se suele poner armadura para cumplir con las cuantías mínimas. En este caso se han dispuesto 12 barras de diámetro 10 mm.

5.1.2 Comprobación a cortante

Como se puede comprobar en el informe generado por el PIH que se encuentra en los anexos, la sección de la prelosa sin armadura a cortante es capaz de aguantar 357 kN. Como el cortante de la combinación de ELU es inferior (114,60 kN) a esta cantidad, no es necesario el armado a cortante.

5.1.3 Comprobación a fisuración

Esta disposición de armaduras se comprueba a fisuración, con el momento máximo del ELS. Se obtiene una abertura característica de fisura de 0,22 mm, la cual es inferior a los 0,3 mm de



abertura máxima permitida para hormigones con clase de exposición IIb (tabla 4), con el que están hechas las prelosas.

Clase de exposición	Wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	Descompresión

Tabla 4: Tamaño máximo de abertura de fisuras

5.2 Depósito

Para el armado del depósito, se va a tratar cada elemento distinto por separado. Primero se establecerá un armado base en función de las cuantías mínimas, y después se comprobará si esta armadura base soporta los esfuerzos máximos. En caso de que la sección propuesta no sea suficiente, se planteará otra armadura más resistente o refuerzos en la armadura base en una zona concreta. También se comprobará que las armaduras propuestas tengan unos valores de fisuración conformes a la normativa.

El cálculo de elemento finitos con elementos placa supone prescindir de una dimensión en el cálculo, por tanto los resultados del cálculo son momentos y axiles por unidad de longitud. Para estar en consonancia con estos resultados, se deben plantear secciones por unidad de longitud. Para ello las secciones de los muros y la solera tendrán la unidad como anchura.

5.2.1 Resultados numéricos del modelo del depósito

En las imágenes que vienen a continuación se muestran las envolventes de máximos y mínimos de los distintos esfuerzos de todas las hipótesis del Estado Límite Último. En primer lugar, los axiles en dirección X e Y; después los cortantes en X e Y, y finalmente los momentos en estos mismo ejes.

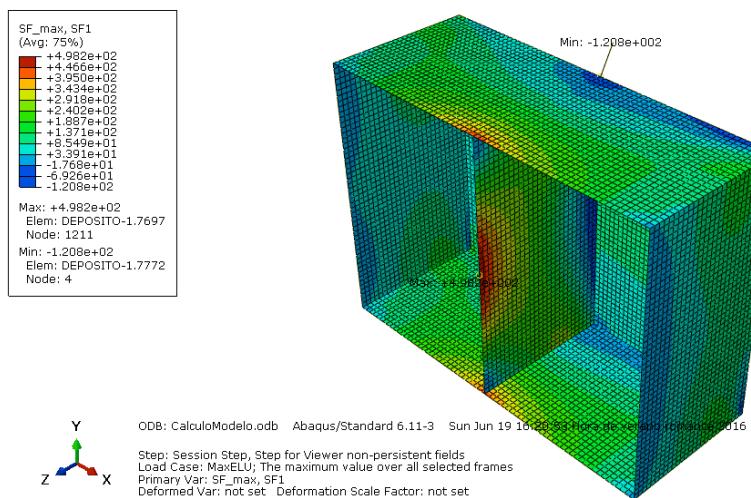


Ilustración 16: Envoltorios de máximos de Nx del ELU (en kN / m)

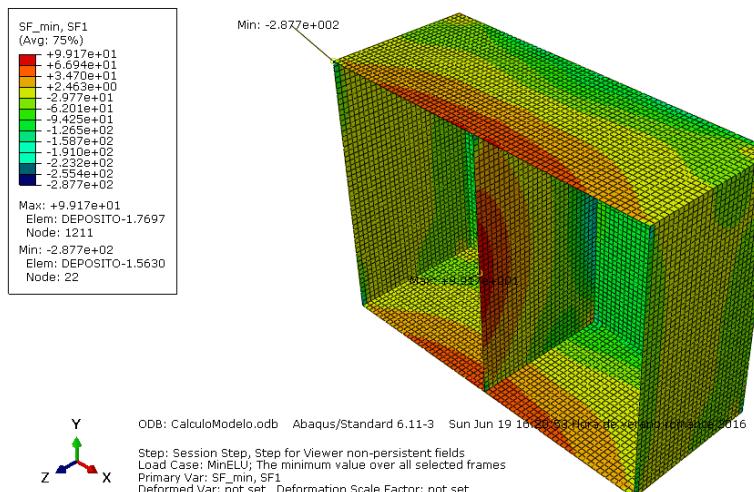


Ilustración 17: Envolvente de mínimos de Nx del ELU (en kN /m)

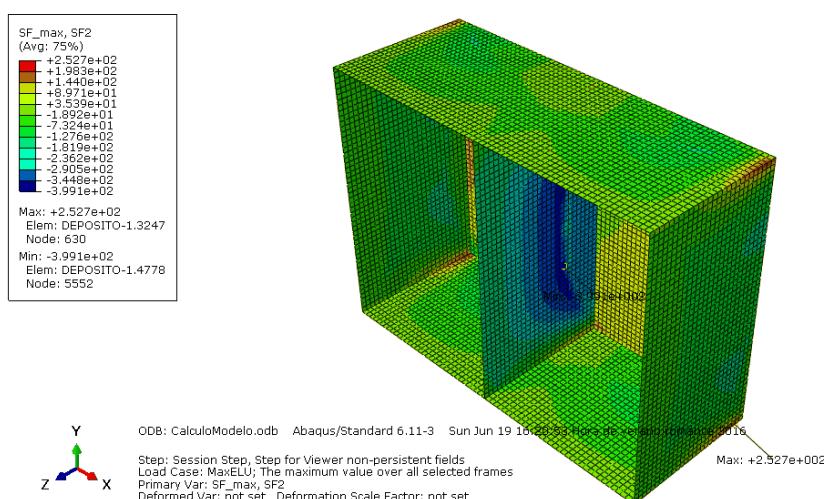


Ilustración 18: Envolvente de máximos de Ny del ELU (en kN /m)

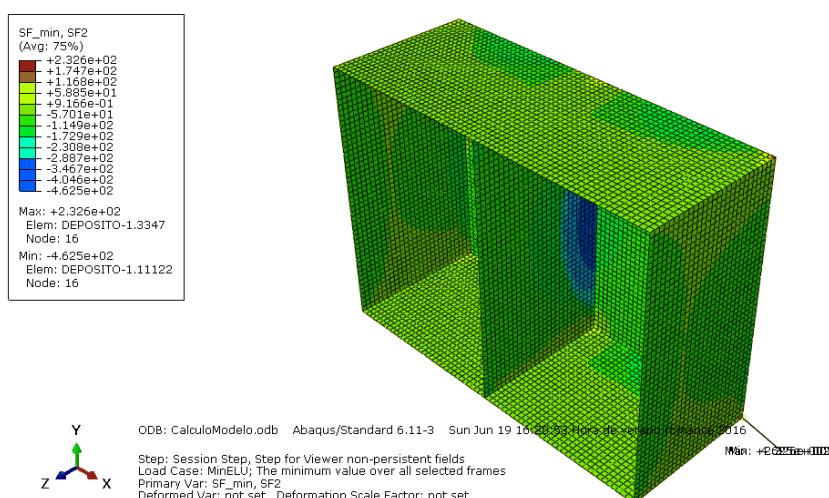


Ilustración 19: Envolvente de mínimos de Ny del ELU (en kN /m)

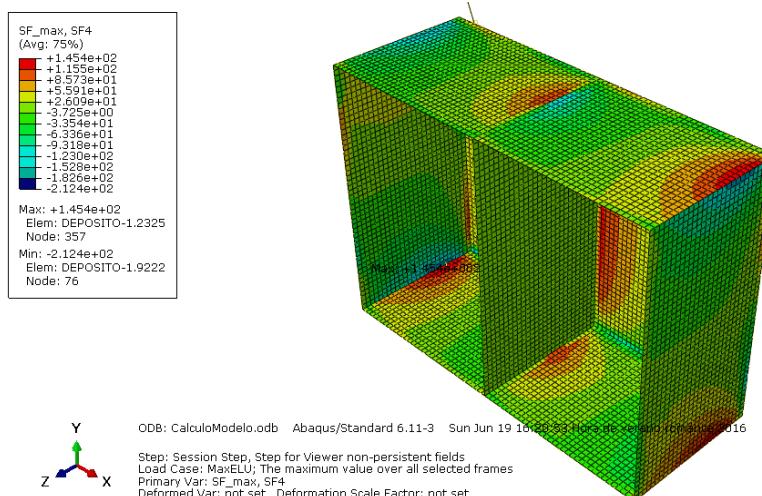


Ilustración 20: Envolvente de máximos de Vx del ELU (en kN /m)

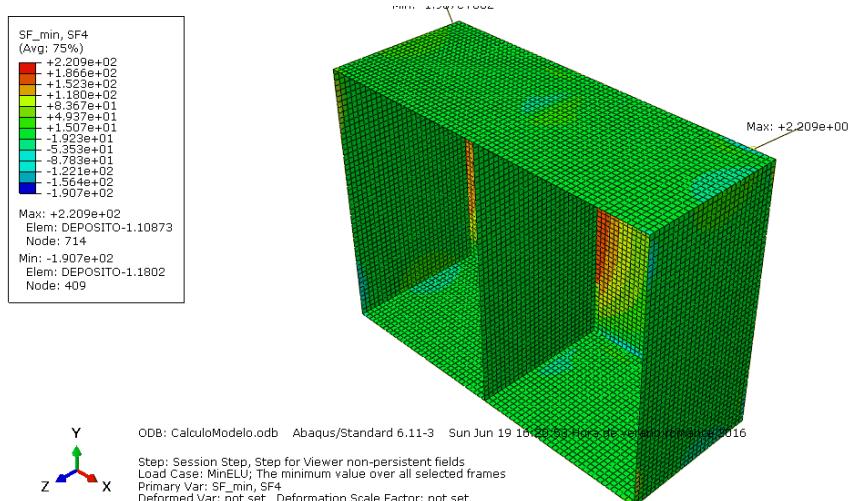


Ilustración 21: Envolvente de mínimos de Vx del ELU (en kN /m)

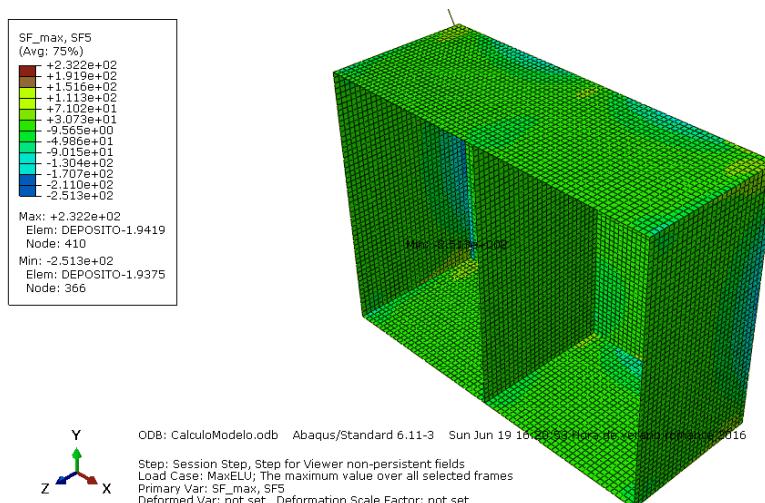


Ilustración 22: Envolvente de máximos de Vy del ELU (en kN /m)

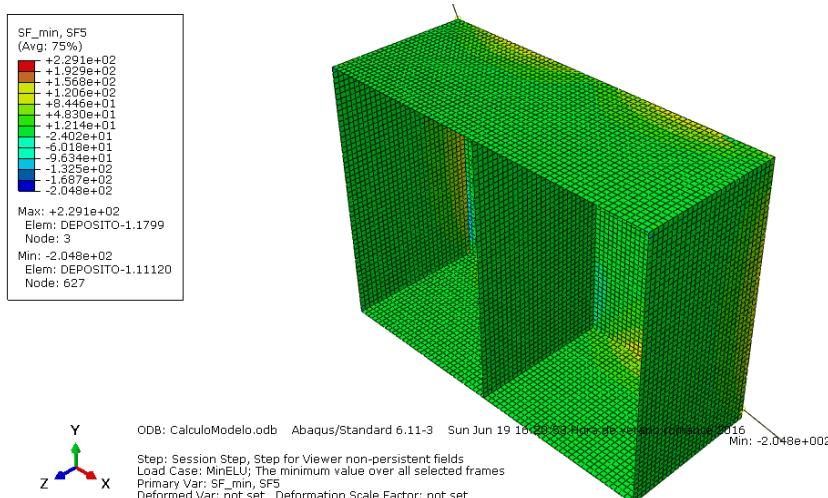


Ilustración 23: Envolvente de mínimos de Vy del ELU (en kN /m)

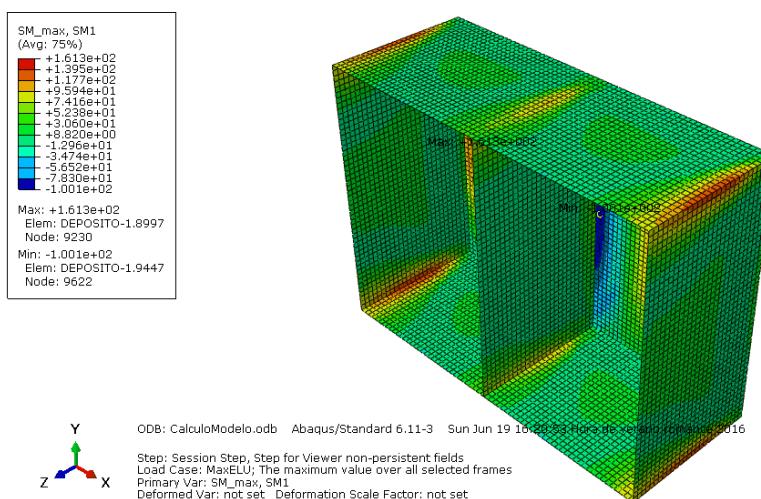


Ilustración 24: Envolvente de máximos de Mx del ELU (en kNm /m)

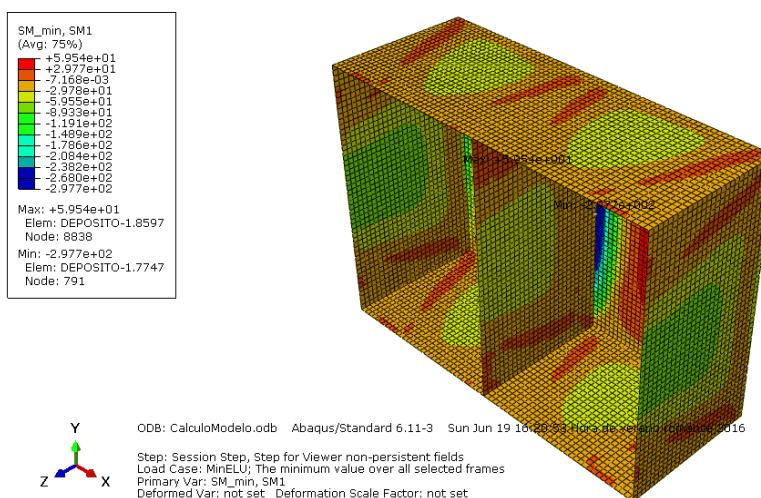


Ilustración 25: Envolvente de mínimos de Mx del ELU (en kNm /m)

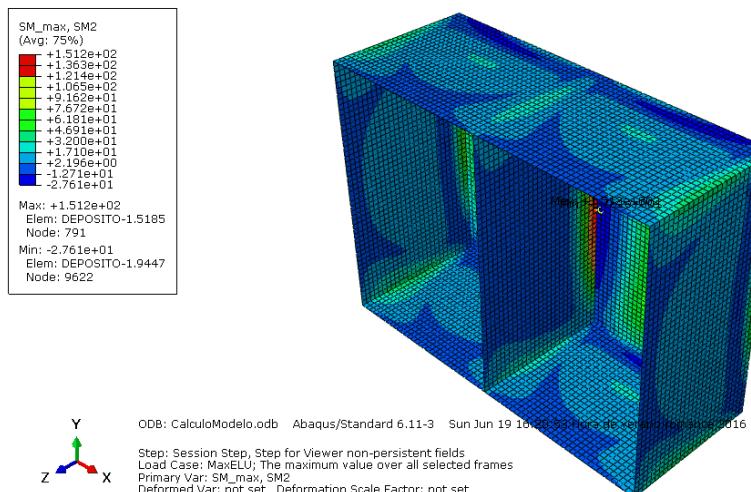


Ilustración 26: Envolvente de máximos de My del ELU (en kN·m /m)

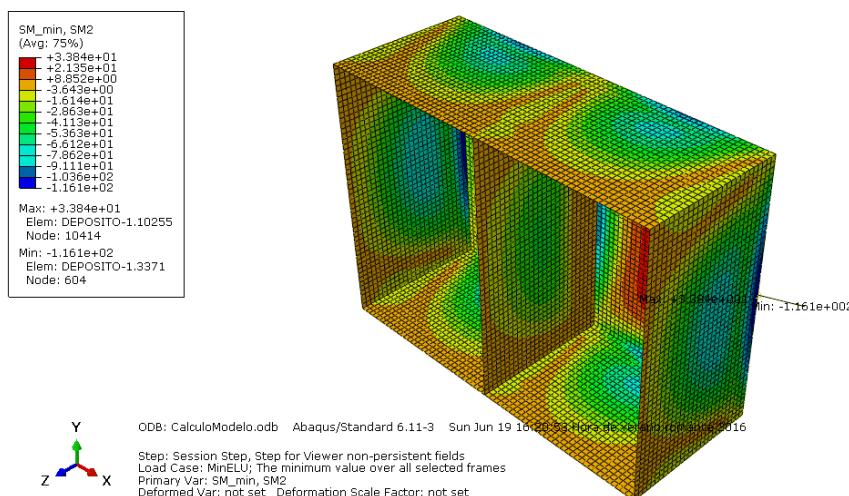


Ilustración 27: Envolvente de mínimos de My del ELU (en kN·m /m)

5.2.2 Solera

5.2.2.1 Cuantías mínimas y armado base

Tomando una sección de solera de 1 m de ancho y 0,5 metros de espesor, se obtiene que la cuantía mínima de armadura necesaria es la cuantía mecánica con un valor de 9,2 cm². Esta cantidad de acero se distribuye como redondos de diámetros 16 mm cada 20 centímetros en cada cara, superior e inferior; y en las dos direcciones de armado, dirección X y dirección Y.

5.2.2.2 Comprobación a resistencia

Para la comprobación a resistencia, se toman los valores máximos y mínimos de los momentos flectores y de los axiles para cada una de las direcciones, de las combinaciones de Estado Límite Último (Tabla 5 y 6). Dado que los esfuerzos en las distintas direcciones de la solera varían en magnitud y sentido, los armados en estas direcciones se calculan de forma separada pudiendo ser totalmente distintos.

Armado de la solera en la dirección X

	Dirección X			
	Cara superior		Cara inferior	
	Momento máximo	Axil máximo	Momento mínimo	Axil mínimo
M_x (kN·m)	161,7	109,92	-293,8	-21,19
$ M_{xy} $ (kN·m)	0,10	0,05	0,04	0,00
N_x (kN)	60,23	157,6	-56,67	-217,8
Armado Base	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE
Refuerzo Ø16	NN	NN	CUMPLE	NN

Tabla 5: Armado de la solera en dirección X

El armado base es suficiente en tres de los cuatro puntos seleccionados. En el punto que no cumple es debido al valor del momento flector. La zona donde está este punto se localiza en la cara inferior de parte de la solera que se encuentra bajo el muro central. En esa zona se plantea un armado de refuerzo que consiste en colocar barras extra entre las barras de la disposición base, duplicando así la cantidad de acero. Este refuerzo se extiende de extremo a extremo del muro central. Estas barras adicionales tienen una largura de 3,40 metros y están alineadas el centro de estas barras con la línea central del muro central.

Armado de la solera en la dirección Y

	Dirección Y			
	Cara superior		Cara inferior	
	Momento máximo	Axil máximo	Momento mínimo	Axil mínimo
M_y (kN·m)	89,63	27,59	-93,21	-59,83
$ M_{xy} $ (kN·m)	0,58	2,17	0,43	0,00
N_y (kN)	51,89	248,1	-105,85	-142,0
Armado Base	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 6: Armado de la solera en dirección Y

En esta dirección no se encuentra ningún tipo de problema ya que con unos esfuerzos de menor magnitud, el armado base es suficiente.

5.2.2.3 Comprobación a cortante

Para la comprobación a cortante de la solera, se han buscado los esfuerzos cortantes máximos y mínimos de las dos direcciones de armado (Tabla 7).

Solera	Cortante máximo (kN)	232,2
	Cortante mínimo (kN)	-221,7

Tabla 7: Esfuerzos cortantes en la solera

Según el informe del PIH que se encuentra en los anexos, la sección de solera con armado base ($\varnothing 16$ c/0,20 m) y sin armado de cortante es capaz de soportar 265,2 kN de este tipo de esfuerzo. Por tanto no se considera necesario una armadura de cortante.



5.2.2.4 Comprobación a fisuración

El armado base de la solera tiene un momento de fisuración de 138,1 kN·m, todos los esfuerzos flectores inferiores a esta cantidad no generan fisuración. Comprobando este valor con los de las tablas anteriores se puede ver que los momentos en dirección Y, aun siendo del ELU, no generarían fisuración; por lo que es de esperar que los esfuerzos de ELS tampoco lo hagan.

En la tabla 8, se encuentran los momentos flectores máximos y mínimos, en X e Y de las combinaciones de acciones de ELS para la comprobación de la fisuración.

ELS	M_x (kN·m)	M_y (kN·m)
Max	121,2	65,18
Min	-217,6	-66,54

Tabla 8: Comprobación a fisuración de la solera

El único punto donde se excede el momento de fisuración, es el momento X mínimo que es donde se ha tenido que reforzar el armado. La sección reforzada tiene un momento de fisuración mayor, en concreto, 143,5 kN·m, aun así el momento es mayor por lo que sí que se producirá fisuración. La abertura de estas fisuras será de 0,24 mm, en la parte inferior de la solera. Este valor es admisible puesto que la cara inferior no está en contacto con el agua (tipo de ambiente IV) y el valor máximo de abertura de fisura es 0,30 mm para ambientes IIa.

5.2.3 Muros

5.2.3.1 Cuantías mínimas y armado base

En este caso la sección de los muros tanto en dirección vertical como en dirección horizontal es de 1 metro de ancho por 0,4 metros de espesor. Con estas dimensiones la cuantía mínima mecánica es la más restrictiva con un valor de 7,36 cm². El hecho de que, en las distintas combinaciones de acciones, la presión hidrostática y el empuje del terreno actúen de forma separada hace que los muros tengan la posibilidad de deformarse hacia adentro o hacia afuera. Y teniendo en cuenta que el valor de presión es del mismo orden de magnitud que el empuje, se considera que disponer en los muros un armado simétrico es una buena opción en pro de simplicidad de montaje. Se plantea entonces una disposición simétrica de armaduras con redondos de 12 mm cada 15 centímetros, tanto para el armado en dirección horizontal como para la dirección vertical.

5.2.3.2 Comprobación a cortante de los muros

En este caso se han buscado los cortantes máximos y mínimos que se producen en todos los muros para las distintas combinaciones de esfuerzos (Tabla 9).

Muros	Cortante máximo (kN)	165,3
	Cortante mínimo (kN)	-190,7

Tabla 9: Esfuerzos cortantes en los muros

El informe generado por el PIH dice que la sección de muro con armado base ($\varnothing 12$ c/0,15m) y sin armado de cortante tiene una resistencia a cortante de 223 kN. Como los esfuerzos que se producen son menores que dicha resistencia, no se considera una armado de cortante para los muros.

5.2.3.3 Muro central

Los resultados obtenidos de esfuerzos máximos y mínimos son los indicados en las tablas 10 y 11.

Armado del muro central en dirección horizontal

	Dirección horizontal			
	Momento máximo	Momento mínimo	Axil máximo	Axil mínimo
M_x (kN·m)	92,35	-50,61	0,06	-0,02
$ M_{xy} $ (kN·m)	3,99	0,00	0,00	0,01
N_x (kN)	104,03	367,82	498,2	-206,6
Armado Base	NO CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
$\emptyset 16$ c/0,15 m	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 10: Armado del muro central en dirección horizontal

El armado base no soporta los esfuerzos en dos de las cuatro zonas probadas. Estas dos zonas son la de momento máximo que se da en las esquinas del muro central con los muros laterales y la zona de momento mínimo es la zona central del muro y central superior. Debido a que el tamaño de las zonas que no cumplen es tan amplio, en la práctica, se suele optar por proponer un armado mayor para todo el muro en vez de reforzar estas áreas. De esta forma, se conserva la separación entre barras pero se aumenta su diámetro hasta redondos de 16 milímetros.

Armado del muro central en dirección vertical

	Dirección vertical			
	Momento máximo	Momento mínimo	Axil máximo	Axil mínimo
M_y (kN·m)	151,2	-44,42	0,24	150,14
$ M_{xy} $ (kN·m)	0,07	0,00	0,03	0,70
N_y (kN)	-421,21	-290,25	119,4	-421,4
Armado Base	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 11: Armado del muro central en dirección vertical

En este caso, los esfuerzos relativos a la dirección vertical no suponen un problema resistente para el armado base.

Fisuración

Los momentos máximos y mínimos del ELS para la comprobación a fisuración se encuentran en la tabla 12.

ELS	M_x (kN·m)	M_y (kN·m)
Max	76,94	126,0
Min	-42,22	-37,01

Tabla 12: Comprobación a fisuración del muro central



Con un momento de fisuración de $95 \text{ kN} \cdot \text{m}$, el armado base supone evitar la fisuración en la dirección horizontal, y además en esta dirección se tiene un armado de más cuantía y mayor momento de fisuración. En la dirección vertical, el momento máximo sí que supera al de fisuración de armado base, generando una abertura de fisura de $0,67 \text{ mm}$, lo cual supera con creces la abertura máxima. Esta zona de momento máximo se sitúa en la base del muro. Debido a que ambas caras del muro están en contacto con el agua (tipo de ambiente IV), la abertura máxima permitida es de $0,20 \text{ mm}$. Con la misma separación de redondos, se aumenta iterativamente el diámetro de las barras hasta conseguir una abertura menor a la antes citada. Para un diámetro de redondos de 20 mm separados cada 15 centímetros , la abertura es de $0,19 \text{ mm}$. Aprovechando que estos redondos de mayor tamaño se han de poner en la base del muro, se utilizaran como esperas colocadas en la solera para el armado del muro. Estas esperas sobresalen del plano de la solera $1,55 \text{ metros}$ teniendo en cuenta ya el decalaje y el solape.

5.2.3.4 Muros frontal y posterior

Dada la simetría del depósito, los muros frontal y posterior sufren esfuerzos casi idénticos por lo que tomando los datos de ambos muros del modelo, se armarán los dos exactamente igual (Tabla 13 y 14).

Armado de los muros frontal y posterior en dirección horizontal

	Dirección horizontal			
	Momento máximo	Momento mínimo	Axil máximo	Axil mínimo
$M_x (\text{kN}\cdot\text{m})$	137,1	-80,45	43,64	77,29
$ M_{xy} (\text{kN}\cdot\text{m})$	6,95	0,09	28,67	0,75
$N_x (\text{kN})$	130,16	-15,23	164,4	-287,7
Armado Base	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
$\Ø 16 \text{ c}/0,15 \text{ m}$	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 13: Armado de los muros frontal y posterior en dirección horizontal

Como se puede ver en la tabla, el armado base no cumple en la zona de momento máximo, esta zona se localiza en las esquinas del muro frontal y posterior con los muros laterales. Por lo que se disponen unas escuadras de redondos de 16 mm en toda la altura de la esquina en ambas caras. Estas escuadras tienen unos lados idénticos de $1,8 \text{ metros}$ de longitud

Armado de los muros frontal y posterior en dirección vertical

	Dirección vertical			
	Momento máximo	Momento mínimo	Axil máximo	Axil mínimo
$M_y (\text{kN}\cdot\text{m})$	79,74	-116,1	5,70	-116,02
$ M_{xy} (\text{kN}\cdot\text{m})$	0,00	0,01	8,53	0,41
$N_y (\text{kN})$	-66,11	-56,93	252,7	-165,9
Armado Base	CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
$\Ø 16 \text{ c}/0,15 \text{ m}$	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 14: Armado de los muros frontal y posterior en dirección vertical

El armado base es suficiente para tres de las cuatro zonas; no lo es en la zona de momento mínimo que se encuentra en la parte central de la base del muro. En esta zona se aumenta el diámetro de los redondos hasta 16 mm conservando la separación entre barras. Este refuerzo se coloca también como esperas que sobresalen de la solera 1,55 metros.

Fisuración

Los momentos máximos y mínimos del ELS para la comprobación a fisuración son los indicados en la tabla 15.

ELS	M_x (kN·m)	M_y (kN·m)
Max	109,3	50,97
Min	-63,34	-84,98

Tabla 15: Comprobación a fisuración de los muros frontal y posterior

El armado base evita la fisuración en la dirección vertical ya que los momentos máximos y mínimos son menores al de fisuración (95 kN·m); además el mayor de ellos se da en la zona de la base del muro en la que se han dispuesto redondos del 16, con un momento de fisuración todavía mayor de 97,8 kN·m. Sin embargo, en la dirección horizontal el momento máximo sí que supone aumentar el diámetro de los redondos de las escuadras internas hasta diámetro 20 mm para reducir la abertura de fisura por debajo de los 0,20 mm, en concreto 0,14 mm.

5.2.3.5 Muros laterales

Los dos muros laterales se arman también de forma idéntica dada la simetría del depósito.

Armado de los muros laterales en dirección horizontal

	Dirección horizontal			
	Momento máximo	Momento mínimo	Axil máximo	Axil mínimo
M_x (kN·m)	137,0	-54,89	0,00	-7,69
$ M_{xy} $ (kN·m)	7,11	3,99	0,00	-21,27
N_x (kN)	123,13	115,93	460,4	-146,7
Armado Base	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Ø16 c/0,15 m	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 16: Armado de muros laterales en dirección horizontal

De forma similar a lo que ocurre en los muros frontal y posterior, la armadura base es suficiente para todas las zonas salvo para la de momento máximo correspondiente con las esquinas con los muros frontal y posterior (Tabla 16). Esto tiene sentido ya que el momento que existe en esta esquinas es el mismo para los dos tipos de muros. Sin embargo, las esquinas que unen el muro lateral con el central no suponen un problema resistente. Como se ha hecho en el apartado anterior se proponen las mismas escuadras de redondo de 16 mm.



Armado de los muros laterales en dirección vertical

Dirección vertical				
	Momento máximo	Momento mínimo	Axil máximo	Axil mínimo
M_y (kN·m)	39,84	-97,37	0,95	-74,99
$ M_{xy} $ (kN·m)	7,21	0,22	1,23	0,17
N_y (kN)	14,86	-157,74	250,6	-171,7
Armado Base	CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 17: Armado de los muros laterales en dirección vertical

La paredes laterales no reciben carga de la cubierta, por lo tanto los esfuerzos verticales no son tan significantes como en los anteriores muros; esto se traduce en que el armado base de redondos de 12 mm cada 15 centímetros sea más que suficiente (Tabla 17).

Fisuración

Los momentos máximos y mínimos del ELS para la comprobación a fisuración son los indicados en la tabla 18.

ELS	M_x (kN·m)	M_y (kN·m)
Max	109,3	31,78
Min	-44,09	-69,24

Tabla 18: Comprobación a fisuración de los muros laterales

En este caso los momentos también son más bajos que en casos anteriores, el único momento que supone realizar cambios en la armadura base es el mismo que en los muros frontal y posterior. Por lo que el cambio a introducir es exactamente el mismo, barras de 20 mm de diámetro dispuestas como escuadras separadas entre sí 15 centímetros.

6 CONCLUSIONES

Como cierre de este documento, se considera importante resaltar las siguientes conclusiones.

La normativa española es de gran ayuda a la hora de guiar el cálculo estructural y es una gran fuente de información. Aunque en numerosas ocasiones, el Código Técnico de la Edificación y sobre todo la EHE tienden a ser demasiado teóricas y poco prácticas, generando en muchos cálculos tediosos y de poca relevancia. Por ejemplo, en el cálculo de la sobrecarga de viento. La acción del viento puede ser un factor importante en edificaciones altas o estructuras abiertas pero en estructuras bajas y cerradas, como este depósito, su valor es en muchos casos despreciable.

En este trabajo se ha buscado un enfoque práctico del problema planteado, por ello se ha usado el Prontuario Informático del Hormigón para las comprobaciones de las secciones tal y como se haría en las oficinas técnicas, en vez de hacerlas en una hoja de cálculo.

Como conclusión final, decir que se han cumplido todos los objetivos propuestos satisfactoriamente y que el enfoque práctico dado a este proyecto ha ayudado a aprender una nueva forma de trabajo.

7 BIBLIOGRAFÍA

- [1] L. Gracia Villa y E. Ibarz Montaner, *Estructuras de Hormigón Armado*, Zaragoza: Copy Center Digital, 2011.
- [2] Ministerio de Vivienda, *Código Técnico de la Edificación*, Madrid, 2006.
- [3] Ministerio de Fomento, *Instrucción Española del Hormigón Estructural*, Madrid, 2008.
- [4] Dassault Systèmes, «Abaqus 6.13 Documentation,» [En línea]. Available: <http://129.97.46.200:2080/v6.13/>.

