

Trabajo Fin de Grado

Diseño y cálculo estructural de un depósito de hormigón armado para agua potable.

Design and structural analysis of a reinforced concrete tank for drinking water.

Autor/es

Ismael Mayoral García

Director/es

Óscar Paseto Martínez

María José Gómez Benito

Escuela de Ingeniería y Arquitectura. Universidad de Zaragoza.

2019

RESUMEN DEL TRABAJO PROPUESTO

El objetivo del presente trabajo es el dimensionamiento y cálculo de la armadura de las secciones de hormigón necesario para la construcción de un depósito de agua potable de cuatro vasos, utilizando el método de los elementos finitos para hallar los esfuerzos a los que se encuentran sometidos los elementos estructurales del mismo. Este trabajo únicamente aborda el cálculo estructural, no tratándose de un proyecto de construcción completo, por lo que se considera proyecto de tipo B.

La metodología a seguir y las herramientas empleadas son las habituales en un proyecto de estructuras de hormigón armado. Se ha utilizado un software de elementos finitos (ABAQUS) para el cálculo de los esfuerzos a los que se ve sometida la estructura y posteriormente se ha utilizado el Prontuario Informático del Hormigón para el cálculo del armado de las secciones.

Las fases de la elaboración del proyecto han sido las siguientes. En primer lugar se ha realizado un predimensionamiento de la geometría y secciones del hormigón. Posteriormente se ha elaborado un modelo de elementos finitos para el depósito con el que se han obtenido los esfuerzos producidos en el mismo. Más adelante han sido calculadas las armaduras con la ayuda del PIHE y conocidas las mismas se ha procedido a elaborar los planos de la estructura del depósito. Finalmente, se ha redactado la memoria y los anexos donde se ve reflejado todo el trabajo realizado.

Índice General

I.	Objeto y alcance.....	6
II.	Descripción geométrica del depósito.....	8
	Solera.....	8
	Muros.....	8
	Cubierta.....	9
III.	Normativa aplicada.....	10
IV.	Cargas: valores nominales, hipótesis y combinaciones.....	11
	Cargas permanentes.....	11
	Peso propio de la solera y muros del depósito.....	11
	Peso de la cubierta.....	11
	Presión del agua.....	11
	Terreno.....	11
	Cargas variables.....	12
	Sobrecarga de uso.....	12
	Carga de nieve.....	12
	Carga del viento.....	12
	Hipótesis de carga (ELS-ELU).....	12
	Combinaciones de carga.....	14
	Comprobación del estado límite último.....	15
	Comprobación de los estados límite de servicio.....	16
V.	Modelo de elementos finitos.....	17
	Geometría:.....	17
	Materiales:.....	17
	Condiciones de contorno:.....	17
	Cargas:.....	18
	Mallado:.....	19
	Obtención de los resultados:.....	19
VI.	Selección de placas alveolares.....	21
VII.	Resultados y propuesta de armado.....	23
	Cuantía mínima de la sección de la solera:.....	30
	Cuantía mínima de la sección de los muros:.....	30
	Resultados en la solera:.....	31
	Resultados en los muros de 10 m:.....	33
	Resultados en los muros de 16 m:.....	34
VIII.	Tensiones transmitidas al terreno y equilibrio.....	36
	Tensiones transmitidas al terreno.....	36
	Comprobación de la flotación del depósito.....	37
IX.	Conclusiones.....	40
X.	Bibliografía.....	41

Índice de tablas

Tabla 1: Peso propio de los elementos de la cubierta.....	11
Tabla 2: Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones. Verificación de la resistencia.	14
Tabla 3: Coeficientes de simultaneidad (ψ)	14
Tabla 4: Supuestos de llenado del depósito	15
Tabla 5: Magnitudes en el Modelo de Elementos Finituos	19
Tabla 6: Armado de la solera en dirección X:	31
Tabla 7: Armado de la solera en dirección Y.....	32
Tabla 8: Valor de cortante en la solera para ELU.....	32
Tabla 9: Valor de momento en la solera para ELS.....	32
Tabla 10: Armado de los muros de 10 metros en dirección vertical.....	33
Tabla 11: Armado de los muros de 10 metros en dirección horizontal:	33
Tabla 12: Valor de cortante en los muros de 10 m para ELU.	34
Tabla 13: Valor de momento en los muros de 10 m para ELS.	34
Tabla 14: Armado de los muros de 16 metros en dirección vertical.....	34
Tabla 15: Armado de los muros de 16 metros en dirección horizontal.....	35
Tabla 16: Valor de cortante en los muros de 16 m para ELU.	35
Tabla 17: Valor de momento en los muros de 16 m para ELS.	35
Tabla 18: Cálculo del peso de los elementos estructurales con talón 30 cm para la comprobación de la flotación.....	38
Tabla 19: Cálculo del peso de los elementos estructurales con talón 1.5 m para la comprobación de la flotación.....	38

Índice de ilustraciones

Ilustración 1: Definición geométrica del depósito	8
Ilustración 2: Supuestos de llenado del depósito.	15
Ilustración 3: Condiciones de contorno	18
Ilustración 4: Envolvente de máximos para N_x en ELU	23
Ilustración 5: Envolvente de mínimos para N_x en ELU:	23
Ilustración 6: Envolvente de máximos para N_y en ELU:	24
Ilustración 7: Envolvente de mínimos para N_y en ELU	24
Ilustración 8: Envolvente de máximos para V_x en ELU.....	25
Ilustración 9: Envolvente de mínimos para V_x en ELU	25
Ilustración 10: Envolvente de máximos para V_y en ELU:	26
Ilustración 11: Envolvente de mínimos para V_y en ELU:	26
Ilustración 12: Envolvente de máximos para M_x en ELU:.....	27
Ilustración 13: Envolvente de mínimos para M_x en ELU:	27
Ilustración 14: Envolvente de máximos para M_y en ELU.....	28
Ilustración 15: Envolvente de mínimos para M_y en ELU	28
Ilustración 16: Tabla de cuantías mínimas geométricas según tipo de elemento estructural.....	29

I. Objeto y alcance

El objetivo de este trabajo de fin de grado es el dimensionamiento y obtención de armados de un depósito de agua potable de cuatro vasos de hormigón armado. Este tipo de depósitos son de uso común en ingeniería y su emplazamiento más habitual es en las afueras de poblaciones de pocos habitantes para el suministro local de agua potable a los vecinos. En el presente trabajo se abordan los siguientes aspectos.

Se realiza un predimensionamiento de la estructura del depósito, definiendo unos espesores iniciales razonables así como los materiales con los que el depósito va a construirse. Asimismo, también se calculan las cargas a las que la estructura se ve sometida según la normativa aplicable en el diseño de estructuras de hormigón.

A partir de dicho predimensionamiento geométrico, de las cargas previstas y de los materiales seleccionados se elabora un modelo de elementos finitos para su análisis estructural en el software ABAQUS. El modelo para la simulación computacional se ha definido a partir de los datos de la geometría, los materiales y las cargas que se han tomado anteriormente, imponiendo las condiciones de contorno que reproducen mejor la interacción del depósito con el terreno que lo rodea. Para el cálculo mediante el modelo de elementos finitos se ha mallado la geometría con elementos de tipo lineal.

Una vez realizado el modelo, se ha procedido al cálculo de la respuesta estructural que producen las cargas, combinadas en las hipótesis y ponderadas por los coeficientes indicados en la normativa. A partir de los resultados para cada hipótesis de carga, se ha calculado la envolvente máxima y mínima de los esfuerzos por sección para el caso del estado límite último, el estado límite de servicio en combinación característica y el estado límite de servicio en combinación cuasi permanente.

A partir de los resultados obtenidos en la simulación, se ha procedido al cálculo de las secciones de armado mediante el uso del Prontuario Informático del Hormigón Estructural, obteniendo el armado necesario para cada sección de la estructura del depósito.

Igualmente, se han calculado las tensiones transmitidas al terreno desde el depósito y se ha comprobado la estabilidad de la estructura frente a flotación, ya que el nivel freático del terreno que lo rodea tiene una cota superior a la de la cara inferior de la solera de la misma.

Además se ha diseñado la cubierta para el depósito utilizando placas alveolares prefabricadas. Para ello se ha seleccionado el modelo adecuado a partir de un catálogo comercial, de forma que cumplan los requerimientos resistentes de la cubierta.

Finalmente se han dibujado los planos del depósito indicando los armados que corresponde mediante el software AutoCAD.

Como ya se ha indicado anteriormente, este proyecto sólo comprende el cálculo estructural del depósito, incluyendo la memoria justificativa del mismo y los planos de definición geométrica de la estructura y los armados obtenidos, con lo cual se trata de un proyecto de tipo B.

II. Descripción geométrica del depósito

El depósito objeto de estudio es rectangular, de cuatro vasos y se encuentra enterrado. En este caso se ha decidido que el depósito se encuentra en una ubicación cercana a la ciudad de Zaragoza, por lo que se usarán los datos que fija el CTE para la localidad de Zaragoza para determinar las acciones climatológicas.

Las dimensiones totales del depósito son de 33.20 x 21.20 metros, y en él se disponen cuatro vasos tal y como se muestra en la imagen.

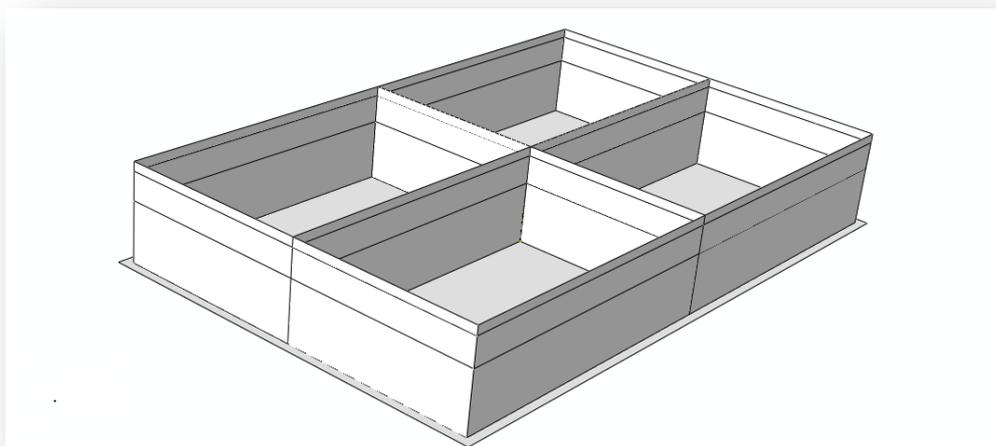


Ilustración 1: Definición geométrica del depósito

Los vasos están separados entre sí y del terreno por muros de hormigón de 40 cm de grosor y descansan sobre una solera de 50 cm de canto. Las dimensiones de cada uno de los vasos son de 16 x 10 x 5 metros, llegando la lámina de agua hasta un máximo de 4.5 metros por encima del fondo. La cota de la cara inferior de la solera está 5 metros por debajo del nivel de suelo, quedando solamente por encima del mismo 50 cm del paramento de los muros. Además, en la ubicación del depósito la cota de nivel freático está a 1.5 metros de profundidad. La cubierta del depósito se construye a partir de un forjado de placas alveolares prefabricadas y capa de compresión de hormigón “in situ” de 5cm de espesor.

La estructura del depósito cuenta con las siguientes partes:

Solera

La solera del depósito es una losa de hormigón de 33.80 x 21.80 m² de superficie y 50 cm de espesor, sobre la misma descansa el resto de la estructura del depósito. En la estructura de la solera se han predispuesto talones de voladizo 1,50 m con el fin de impedir la flotación del depósito a causa del nivel freático.

Muros

Los vasos del depósito se encuentran separados entre sí y del terreno por muros. En función de la localización de éstos, se diferencian dos clases: muros perimetrales, que

son aquellos en los que alguno de sus paramentos está en contacto con el terreno; y muros interiores, que son aquellos en los que sus paramentos están en contacto únicamente con el agua almacenada. El espesor de los muros perimetrales e interiores será de 40 cm. Las dimensiones de los muros son de 16 y 10 metros. Sobre los muros de 16 metros se apoya la cubierta, por lo que terminan en zuncho.

Cubierta

En este proyecto se ha decidido disponer un forjado formado por placas alveolares prefabricadas de hormigón pretensado que han sido seleccionadas a partir de catálogo comercial ALJEMA (Anexo II). Por encima del forjado se ha colocado una capa de gravas de entorno a 10 cm de espesor. Alrededor de la cubierta se ha construido un murete perimetral con dos niveles de bloques de hormigón prefabricados de 20 x 20 x 40 cm.

En el Anexo I, plano 1.01 se puede consultar la definición geométrica del depósito, donde se indican sus dimensiones más significativas.

Para la construcción de los muros y la solera se va a emplear hormigón armado. Para la selección del tipo de hormigón adecuado es necesario conocer en qué clase de exposición se encuentra.

Las diferentes superficies del hormigón del depósito tienen diferente clase de exposición en función del ambiente al que se ven expuestas. En el caso de las caras de los muros y solera que están en contacto con el agua almacenada, se trata de un ambiente de tipo IV, que corresponde a acción de cloruros de origen no marino. En el caso de las caras en contacto con el terreno, se trata de ambiente IIa, acción de origen diferente a cloruros en caso de humedad alta, en los 1.5 metros más superficiales, pero debido a que a partir de esa cota se halla una capa freática, la superficie del muro por debajo de esa cota se encuentra en clase de exposición tipo IV, como el interior del depósito; para la cubierta, IIb: acción de origen diferente a cloruros para humedad baja. En este caso se considera esta clase de exposición al no estar en zona de precipitación media anual superior a 600 mm.

El tipo de hormigón que se va a utilizar en los muros y la solera es HA-30, ya que para una clase de exposición de tipo IV, 30 kN/m² es el mínimo valor de resistencia que se exige al hormigón. Para el acero de las armaduras se utilizará el tipo B-500-S, de uso habitual en ingeniería.

III. Normativa aplicada

Para el cálculo estructural del depósito la normativa que ha sido aplicada se ha tomado a partir de la Instrucción del Hormigón Estructural (EHE) y el código técnico de la edificación (CTE).

A partir de la EHE se han tomado las exigencias estructurales que debe cumplir la estructura para que no se vea comprometida su funcionalidad. Estas son el cumplimiento para estado límite último (ELU) y estado límite de servicio (ELS).

Además, del Código técnico de la edificación (CTE) se han utilizado los siguientes documentos:

El Documento Básico de Seguridad Estructural (DBSE), de donde se han consultado las diferentes hipótesis de carga a las que puede verse sometida una estructura. Hipótesis referidas para su estado límite último (ELU) y estado límite de servicio (ELS).

El Documento Básico de Seguridad Estructural. Acciones en la Edificación (DBSE-AE), de donde se ha tomado el valor de las acciones sobre la estructura

Y el Documento Básico de Seguridad Estructural. Cimentación (DBSE-C) de donde se han tomado valores estimados de las acciones procedentes del terreno que tienen efecto en el depósito.

IV. Cargas: valores nominales, hipótesis y combinaciones

Cargas permanentes

A partir de la tipología estructural y funcionalidad del depósito, las acciones consideradas como permanentes en el depósito son las siguientes:

Peso propio de la solera y muros del depósito

Para la estimación del valor del peso propio de la estructura del depósito se ha hecho una diferenciación entre el valor del peso propio de la solera y de los muros, por un lado; y de la cubierta, por el otro

Los muros y la solera están compuestos por hormigón armado de tipo HA-30 para el que se ha tomado una densidad de 25 kN/m^3 .

Peso de la cubierta

Como valor sumado del peso de todas las partes de la cubierta se ha estimado la cifra de 10.93 kN/m^2 de cubierta.

Elemento de la cubierta	Peso (kN/m^2)
Placas alveolares	3.93
Capa de compresión	1.25
Mortero para formación de pendientes	3.75
Grava	2
Total	10.93

Tabla 1. Peso propio de los elementos de la cubierta

Además se ha dispuesto un murete perimetral con un peso de 0.75 kN/m sobre los muros de la cubierta.

Presión del agua

La estructura del mismo puede verse sometida a carga hidrostática. En cada uno de los cuatro vasos en los que el depósito se divide puede estar actuando la carga del agua o no, en función de si se encuentra o no en uso. Esta carga hidrostática tiene tanto una componente gravitatoria como una componente de presión sobre los muros, ambas se han tenido en consideración para los cálculos. Se ha considerado la densidad del agua con un valor de 1 T/m^3 y el efecto de la presión como una carga hidrostática que alcanza el máximo en la solera, a una profundidad de cuatro metros y medio.

Terreno

De la misma manera el depósito se va a construir enterrado a una profundidad de cuatro metros y medio. Esto obliga a considerar las cargas que puede ejercer el terreno sobre el depósito, Además, se ha estimado que existe un nivel freático a una profundidad de un metro y medio.

El valor de la densidad del terreno que se ha estimado es de 20 kN/m³ para terreno seco y 25 kN/m³ para terreno sumergido.

Cargas variables.

Sobrecarga de uso

En el caso de un depósito de hormigón la única sobrecarga de uso que puede darse con la frecuencia suficiente como para que sus efectos de carga sean significativos es la de mantenimiento. En base al CTE el tipo de sobrecarga de uso es G1: Cubiertas accesibles únicamente para conservación. Con inclinación inferior a 20°. Se indica que el valor estimado para una sobrecarga de uso de tipo G1 es 1 kN/m² como carga distribuida.

Carga de nieve

Como valor de la carga de nieve se ha tomado el indicado por el CTE para él la ciudad de Zaragoza, que se encuentra a 210 msnm, y que estima un valor de 0,5 kN/m²

Carga del viento

Dada la forma en la que se ha construido el depósito, la acción del viento no afecta de forma significativa a los muros del depósito, que solamente sobresalen del terreno en cincuenta centímetros. Por tanto, los efectos del viento afectan de forma significativa sobre la cubierta. Como indica el CTE, la carga de viento sobre cubiertas horizontales, o de pendientes muy bajas, es de succión y por tanto de existir actúa de manera favorable por lo que se desprecian sus efectos.

De las dos cargas transitorias cuyos efectos se han tomado en consideración: sobrecarga de uso y carga de nieve, la norma indica que sus efectos no son concomitantes. Es por esta razón por la que en los cálculos estructurales del depósito solo se han tenido en consideración los efectos de la más desfavorable de las cargas, es decir, la sobrecarga de uso.

Hipótesis de carga (ELS-ELU)

El CTE expone que para la verificación de los estados límites se debe proceder mediante la combinación de las acciones. A partir de las acciones que se han introducido previamente, y para cada estado límite, el código técnico expone una fórmula de combinación de las acciones.

En el caso del estado límite último, la verificación que se ha realizado es sobre la resistencia de la estructura portante, una vez introducidos los valores nominales de las cargas, se determina el valor de cálculo a partir de la siguiente expresión

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

Para cada acción variable se evalúa el valor de cálculo considerando las acciones que sean concomitantes en cada caso, para aquellas acciones que sean concomitantes se calcula el valor con cada acción variable en valor de cálculo y el resto en valor de combinación, respectivamente a todas las demás.

Como ya se ha introducido, las cargas de nieve y sobrecarga de uso nunca son concomitantes, por lo que en los cálculos estructurales solo se han tenido en cuenta el valor de la sobrecarga de uso como acción variable en valor de cálculo. Esta consideración se mantiene para la verificación de los estados límites de servicio.

Se va a tener que comprobar que el terreno sobre el que se ha construido el depósito va a ser capaz de soportar las cargas que provengan del mismo. El valor de la tensión admisible del terreno (2 kg/cm^2) que se obtiene del informe geotécnico, viene ya mayorado; es decir, que el valor de las acciones con el que debe ser comparado es el de la combinación característica, es decir, sin coeficientes de mayoración sobre las acciones. Para la verificación en combinación en combinación característica se parte de la siguiente expresión:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Y dado que la estructura se trata de un depósito para almacenar agua potable, se debe prestar especial atención a las exigencias por apertura de fisura en aquellas partes del depósito que estuvieran en contacto con el agua. La EHE especifica cuáles deben ser las aperturas de fisura en función de la clase de exposición a la que está sometido el material. En el caso del hormigón en contacto con el agua almacenada es donde se da el ambiente más agresivo, tratándose de un a clase de exposición de tipo IV. Para hormigón armado, la norma EHE indica que la máxima apertura de fisura permitida es 0.2 mm para la combinación cuasi permanente de acciones. La verificación en combinación cuasi permanente, de esta expresión:

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

Los diferentes coeficientes que se utilizan para la ponderación de las acciones en cada una de las expresiones aparecen en las tablas 2 y 3, estos coeficientes son diferentes en función de la clase de acción que puede actuar sobre la estructura.

Tipo de acción	Desfavorable	Favorable
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

Tabla 2: Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones. Verificación de la resistencia.

Tipo de acción	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecarga superficial de uso: Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve ≤ 1000 msnm	0.5	0.2	0

Tabla 3: Coeficientes de simultaneidad (ψ)

Combinaciones de carga.

Conocidas las diferentes acciones que pueden ejercer su influencia sobre el depósito es necesario conocer cómo van a estar combinadas entre sí. Los distintos casos de carga que pueden actuar sobre el depósito hacen que el número de combinaciones de carga diferentes que pueden suceder sea muy elevado, es por ello por lo que se ha decidido tomar aquellos casos más significativos ya que se ha entendido que van a ser los que mayores tensiones y deformaciones pueden generar en la estructura.

Por dicho motivo, se ha decidido excluir aquellas combinaciones de carga en las que actúen de forma simultánea las presiones del terreno y las del agua. Esto se motiva en que ambas acciones tienen valores de signo contrario en un orden de magnitud similar, así que se presume que en los casos en los que cada una de ellas actúe sin presencia de la otra, se producirán acciones resultantes de mayor valor absoluto sobre la estructura.

Asimismo, el diseño del depósito, en cuatro vasos en forma de cuadrícula, hace que existan diferentes casos de llenado del depósito en función de cuántos vasos estén llenos al mismo tiempo. Dado que el depósito es simétrico, el número de casos de llenado que se van a evaluar es seis; siete si se tiene en cuenta el caso del depósito completamente vacío. La hipótesis del depósito vacío sin presencia de cargas del terreno no ha sido evaluada al considerarse a priori una hipótesis poco desfavorable.

Por tanto, los diferentes supuestos de llenado son los que se muestran en la ilustración 2 y en la tabla 4.

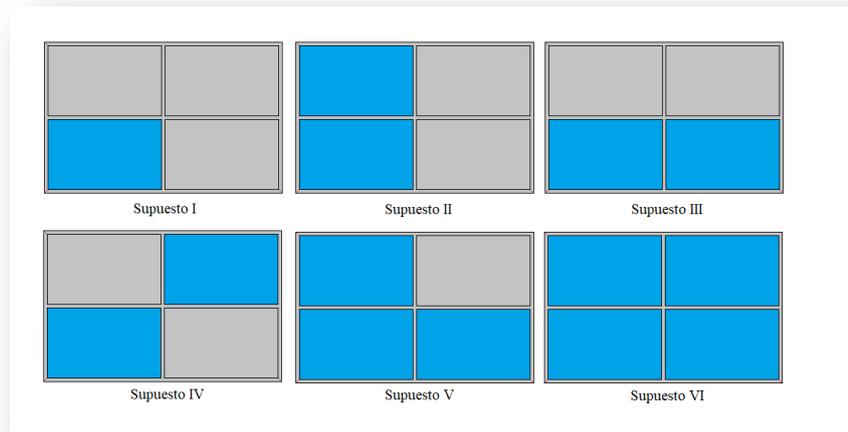


Ilustración 2: Supuestos de llenado del depósito.

	Vaso 1	Vaso 2	Vaso 3	Vaso 4
Supuesto I	Lleno	Vacío	Vacío	Vacío
Supuesto II	Lleno	Lleno	Vacío	Vacío
Supuesto III	Lleno	Vacío	Lleno	Vacío
Supuesto IV	Lleno	Vacío	Vacío	Lleno
Supuesto V	Lleno	Lleno	Lleno	Vacío
Supuesto VI	Lleno	Lleno	Lleno	Lleno

Tabla 4: Supuestos de llenado del depósito

Como ya se ha dicho, al ser el depósito simétrico, en estas seis combinaciones se resumen todos los casos de carga posibles que afectan a la estructura, independientemente de cuáles vasos estén llenados en cada momento.

Comprobación del estado límite último.

En el caso de los ELU, el código técnico indica diferentes coeficientes de seguridad en función de si cada una de las cargas que pueden actuar sobre la estructura tiene efecto favorable o desfavorable. En los cálculos estructurales del depósito, se ha decidido considerar que aquellas cargas cuyos efectos tengan el mismo sentido serán conjuntamente favorables o desfavorables.

Por lo tanto, para estimar el valor de los esfuerzos en la comprobación del estado límite último se han decidido considerar las siguientes hipótesis

Hipótesis 1. Pruebas de estanqueidad. El depósito se encuentra parcial o totalmente llenado de agua, y no existen cargas procedentes del terreno.

Caso A: Presión del agua desfavorable, peso propio y sobrecarga de uso desfavorables. Con los supuestos definidos en la tabla 4:

Caso B: Presión del agua desfavorable, peso propio y sobrecarga de uso favorables Con los mismos definidos en la tabla 4.

Caso C. Presión del agua favorable, peso propio y sobrecarga de uso desfavorables. Con también los mismos supuestos definidos en la tabla 4.

Hipótesis 2. Depósito vacío, efectos de las cargas del terreno.

Caso A: Presión del terreno desfavorable, peso propio y sobrecarga de uso desfavorables.

Caso B Presión del terreno desfavorable, peso propio y sobrecarga de uso favorables.

Caso C. Presión del terreno favorable, peso propio y sobrecarga de uso desfavorables.

Comprobación de los estados límite de servicio.

Se deben hacer dos comprobaciones para el estado límite de servicio, una para la comprobación de acciones en combinación cuasi permanente y otra para la combinación característica. Para la comprobación de los estados límite de servicio no se considera si una carga tiene efecto favorable o desfavorable.

Las hipótesis son análogas a las descritas para el ELU.

Hipótesis 1. Pruebas de estanqueidad. El depósito se encuentra parcial o totalmente llenado de agua, y no existen cargas procedentes del terreno. Caso único, con los supuestos definidos en la tabla 4:

Hipótesis 2. Depósito vacío, efectos de las cargas del terreno.

V. Modelo de elementos finitos

En los apartados anteriores se han definido aspectos fundamentales para conocer el comportamiento estructural del depósito. En primer lugar ha sido definida una geometría y los materiales con los que será construido; también se ha referenciado la normativa habitual que se usa en la construcción de depósitos de hormigón; de la misma manera se ha expuesto las diferentes acciones que van a actuar sobre la estructura así como las hipótesis, combinaciones y verificaciones que van a tenerse en consideración según la funcionalidad del depósito y la normativa que rige su construcción.

Una vez conocidos estos datos, y para una correcta construcción del depósito, es necesario conocer qué tipos de armaduras se deben disponer para que la estructura tenga la capacidad portante y la aptitud al servicio que exige la norma. Dichas exigencias se comprueban a través del valor de los esfuerzos que se generan sobre la estructura. Para la obtención del valor de los esfuerzos se ha generado un modelo de elementos finitos a través del software de cálculo mediante elementos finitos.

En este software existen diferentes campos que permiten definir el caso de estudio con gran detalle, a continuación se va a dar una breve descripción de cómo se ha ido definiendo el modelo en cada uno de estos campos:

Geometría:

En la generación del modelo de elementos finitos se ha considerado un modelo geométrico simplificado del depósito en el programa. En el modelo de elementos finitos solamente se han definido los muros y la solera, ya que la cubierta únicamente se apoya sobre los muros y únicamente produciría un efecto de arriostramiento favorable que se desprecia para estar del lado de la seguridad. Por ello únicamente se trasladan los efectos del peso propio de la cubierta y de las acciones que se transmiten a través de ésta como una carga. Para la definición de la solera y de los muros se han generado elementos de tipo lineal S3 y S4, con el espesor correspondiente al elemento que modelizan (40 cm para los muros y 50 cm para la solera).

Materiales:

Se ha considerado un comportamiento elástico lineal para el hormigón con propiedades mecánicas: Módulo de Young de 27.26 GPa y coeficiente de Poisson de 0.2.

Condiciones de contorno:

En la solera, en contacto con el terreno, se ha considerado un apoyo elástico donde el programa genera automáticamente los muelles a partir del coeficiente de balasto del terreno.

Para completar las condiciones de contorno que han sido impuestas en el depósito se ha decidido impedir desplazamientos en los ejes X e Y, fijando un punto de la solera, el indicado en la figura, y restringiendo los desplazamientos en ejes perpendiculares de los cantos de la solera que convergen en dicho punto para evitar el desplazamiento del depósito como sólido rígido y no introducir esfuerzos por restricción en exceso.

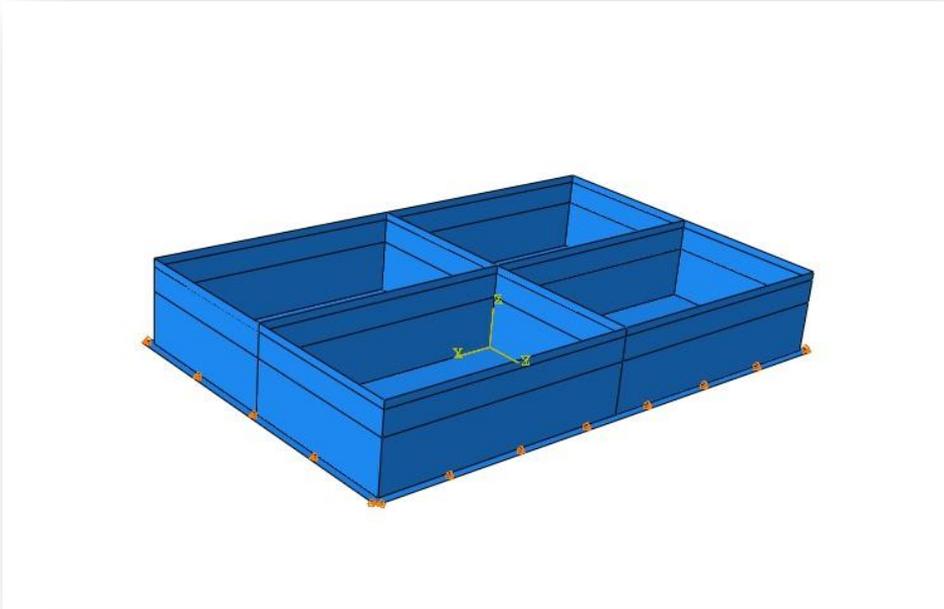


Ilustración 3: Condiciones de contorno

Cargas:

Para la obtención de los resultados que se necesitan para un diseño un armado adecuado de la estructura del depósito, es necesario conocer los estados límite, las hipótesis y las combinaciones de diferentes cargas que actúan sobre el depósito. En el modelo de elementos finitos se han introducido los diferentes casos que han sido expuestos en la presente memoria, de la siguiente manera:

El peso propio de la estructura se ha introducido como una carga gravitatoria, es decir, que se calcula tomando como valores el volumen de la estructura, a partir de las dimensiones del modelo y de las secciones asignadas a cada subparte del mismo; y también a partir de la densidad del material. El único dato restante, que debe ser introducido en la definición de la carga, es el de la aceleración de la gravedad. Como la magnitud de trabajo que se ha escogido es la tonelada, el valor de la aceleración de la gravedad es de -1.

El peso de la cubierta, así como el valor de las sobrecargas, se transmite a la estructura del depósito: muros y solera, a través de los apoyos de la cubierta sobre los muros, dada la tipología de la cubierta, estos apoyos se producen en los muros de longitud 16 m. Como consecuencia las cargas correspondientes al peso propio de la cubierta y de las sobrecargas que se transmiten a los muros a través de la cubierta se han modelado como cargas lineales actuando sobre el voladizo de los muros en sentido axial y hacia abajo.

La presión del agua almacenada se ha definido como una carga de presión uniforme en el fondo de los vasos, es decir, en la parte superior de la solera, y como una carga hidrostática en la cara interior de los muros.

Para la presión del terreno se han definido tres cargas, una carga de carácter hidrostático que modela los efectos de la presión del terreno seco desde el nivel de suelo hasta el nivel freático, una carga uniforme que modela la carga asociada al valor máximo de la presión que ejerce el terreno seco, valor que se da en el nivel freático, y que es transmitida en el muro por debajo del nivel de aguas subterráneas; y una carga de carácter hidrostático que modela el efecto del agua por debajo del nivel freático así como la presión que ejerce el terreno sumergido. Estas dos últimas cargas han sido definidas desde el nivel freático hasta la solera.

Mallado:

Para la realización de los cálculos se debe mallar el modelo con los distintos elementos del modelo de elementos finitos. El mallado del modelo se ha hecho con elementos cuadrados de tipo S4 lineales con un tamaño de 0.25 metros de lado. Con este tamaño de elemento resulta una malla de 25732 nodos y 25574 elementos.

Obtención de los resultados:

Definidas todas las propiedades anteriores: geometría, materiales, secciones, condiciones de contorno, cargas y mallado del modelo; se ha procedido a la obtención de los resultados fruto de la simulación computacional.

Las variables de las que se han obtenido resultados son de los esfuerzos (fuerzas y momentos) en la sección, definidas para cada elemento.

Esta es la siguiente relación entre el código en el que se nombran en el software a las magnitudes y qué magnitud representan:

Nombre en el modelo	Magnitud representada
SF1	Axil en la dirección X (N_x)
SF2	Axil en la dirección Y (N_y)
SF4	Cortante en la dirección X (V_x)
SF5	Cortante en la dirección Y (V_y)
SM1	Momento en la dirección X (M_x)
SM2	Momento en la dirección Y (M_y)
SM3	Momento XY (M_{xy})

Tabla 5: Magnitudes en el Modelo de Elementos Finitos

Estas variables están definidas por unidad de longitud en la placa, y a partir de su valor se determinarán los armados a disponer en la estructura del depósito.

Para simplificar el manejo de información se ha recurrido a la herramienta que permite el software de generar envolventes, habiendo sido generadas la envolvente de máximos y la envolvente de mínimos.

Para el cálculo de los armados se ha utilizado el método de Wood y Armer con el fin de simplificar las variables. El método consiste en el cálculo de momentos equivalentes en X e Y a partir de las siguientes fórmulas:

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

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

El signo \pm indica que el resultado del valor absoluto de M_{xy} se sumará o restará en función de si el valor de M_x o M_y es negativo o positivo, haciendo que el valor absoluto de los momentos calculados a partir del método sea el mayor posible, de esta manera nos situamos del lado de la seguridad.

VI. Selección de placas alveolares

La cubierta del depósito consta de placas alveolares prefabricadas, capa de compresión, capa de mortero para la generación de pendientes, capa de tela asfáltica para impermeabilización y una capa de gravas; asimismo, la capa de compresión estará unida mediante zuncho con los muros del depósito. Sobre el zuncho se colocará un murete de bloques de hormigón de 20x20 cm

Para la selección de las placas se ha usado el catálogo comercial ALJEMA (Anexo II) a partir de los valores de las acciones que actúan sobre las placas, que se han indicado en el apartado IV. Se deben hacer dos comprobaciones: una para el cálculo del estado límite último y otra mediante el cálculo del estado límite de servicio en combinación frecuente, ya que el ambiente de exposición de la placa es IIa y para elementos pretensados debe emplearse la combinación frecuente.

$$q_{ELU} = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

A partir del valor q_{ELU} calculado mediante la combinación de acciones en estado límite último, se determina el valor de momento generado, empleando el modelo de viga biapoyada.

$$M_{ELU} = \frac{1}{8} * q_{ELU} * L^2$$

De manera que la placa alveolar cumplirá con la exigencia en ELU si

$$M_{ELU} < M_{\text{último de la placa}}$$

Y de forma análoga, el DBSE indica esta expresión para calcular la combinación de acciones para el ELS en combinación frecuente:

$$q_{ELS} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Calculando el momento resultante con el modelo de viga biapoyada

$$M_{ELS} = \frac{1}{8} * q_{ELS} * L^2$$

El valor de momento que se muestra en el catálogo para hacer la comprobación en ELS es M_o . Por tanto debe cumplirse que:

$$M_{ELS} < M_o$$

A partir de todas estas exigencias, a continuación se detalla el proceso de selección del modelo de placa alveolar óptima a disponer en la cubierta del depósito.

Se parte de una estimación del modelo de placa de canto 25 cm (ver Anexo II): P25x120, de peso específico 3.93 kN/ml·m_{placa}.

Para la tipología P25x120 T-10, el valor del momento último es M_{último} = 258.91 m·kN. (ver Anexo II) Por lo que se procede a comprobar si el momento último calculado es menor a dicho valor.

$$q_{ELU,25X120} = 1.35 * (3.93 + 7) + 1.5 * 1 = 16.256 \text{ kN/ml} * m_{placa}$$

$$M_{ELU,25X120} = \frac{16.256 \cdot 10^2}{8} = 203.194 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Como 203.194 m·kN < 258.91 m·kN, la tipología P25x120 T-10 cumple la exigencia de ELU.

A continuación se efectúa la comprobación para ELS

Se calcula la combinación de acciones:

$$q_{ELS,25X120} = 1 * (3.93 + 7) + 0.2 * 1 = 11.13 \text{ kN/ml} * m_{placa}$$

$$M_{ELS,25X120} = \frac{11.13 \cdot 10^2}{8} = 139.125 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Con un valor de M_{ELS} de 139.125 m·kN (ver Anexo II), se elige la tipología con valor de momento de límite de servicio inmediatamente superior, que corresponde a la tipología T-10, con valor de M_o = 141.99 m·kN.

Además de estas comprobaciones, donde se supone unas hipótesis de carga para cuando el depósito se encuentra en explotación debe tenerse en cuenta si las placas alveolares resisten estructuralmente el periodo de ejecución de la construcción del depósito. Por tanto se hace la comprobación sin tener en cuenta el efecto favorable de la capa de compresión y sin contar en las cargas los pesos del mortero y la grava.

$$q_{ELU,25X120} = 1.35 * (3.93 + 1.25) + 1.5 * 1 = 8.493 \text{ kN/ml} * m_{placa}$$

$$M_{ELU,25X120} = \frac{8.493 \cdot 10^2}{8} = 106.163 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$q_{ELS,25X120} = 1 * (3.93 + 1.25) + 0.2 * 1 = 5.38 \text{ kN/ml} * m_{placa}$$

$$M_{ELS,25X120} = \frac{11.13 \cdot 10^2}{8} = 67.25 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Se comprueba que el momento último para la tipología P25x120 sin capa de compresión M_{último} = 215.51 m·kN y el momento en límite de servicio M_o = 120.65 m·kN (ver Anexo II). Ambos valores son superiores a los que se obtienen de la combinación de acciones, por lo que las placas seleccionadas cumplen.

VII. Resultados y propuesta de armado

En las imágenes a continuación se muestran los resultados de las envolventes máxima y mínima para axil, cortante y momento en los ejes X e Y. Otros resultados de especial interés que se han utilizado para el cálculo del armado se pueden consultar en el Anexo III.

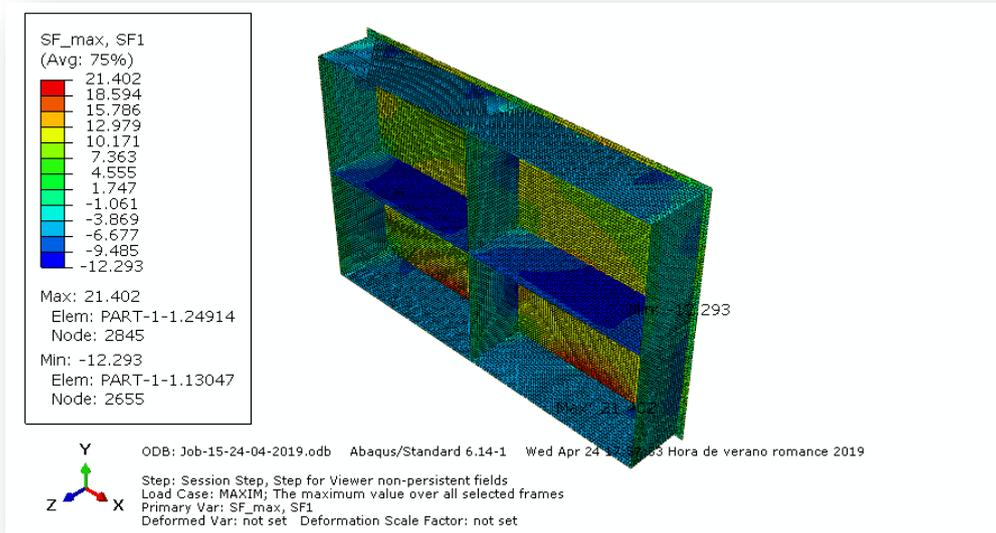


Ilustración 4: Envolvente de máximos para N_x en ELU

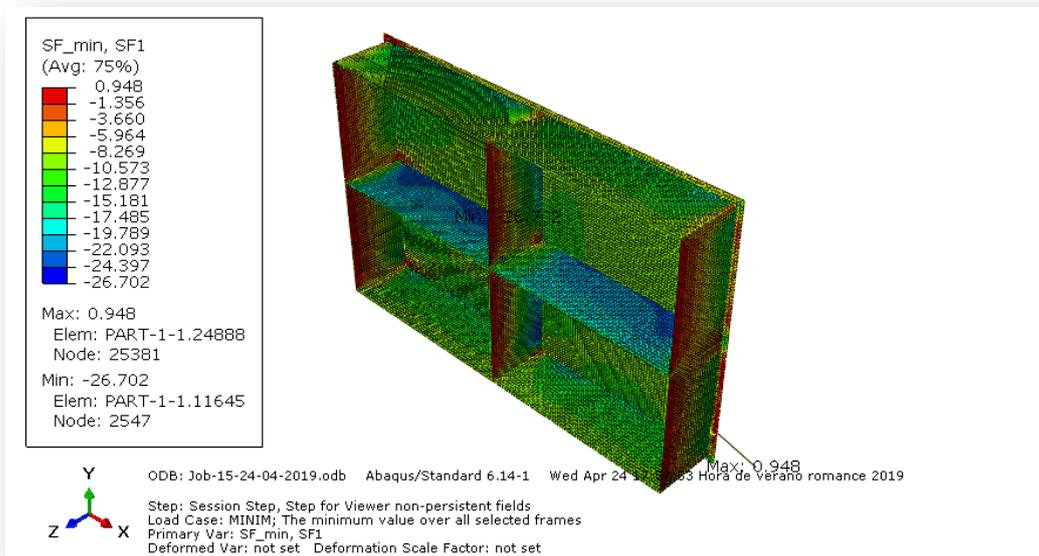


Ilustración 5: Envolvente de mínimos para N_x en ELU:

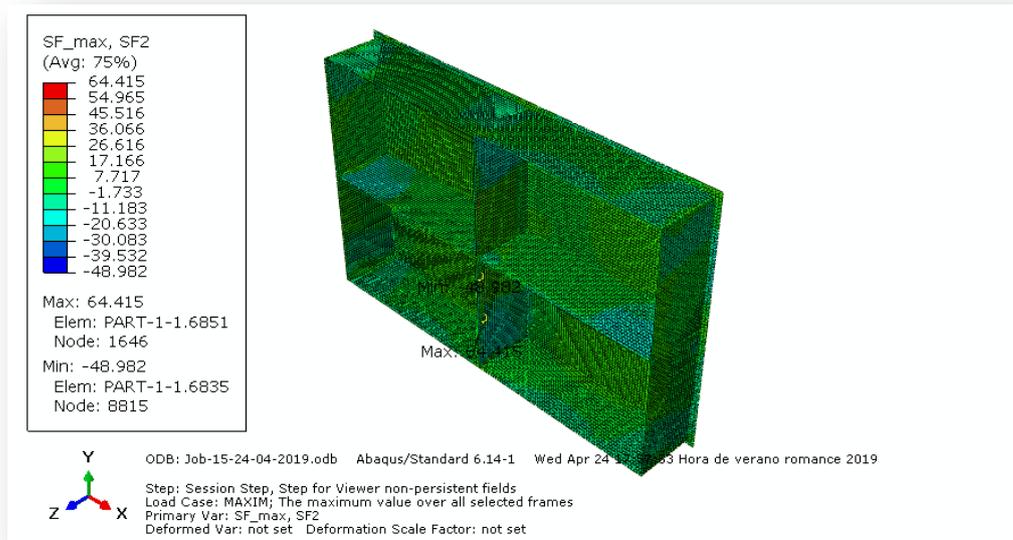


Ilustración 6: Envoltura de máximos para N_y en ELU:

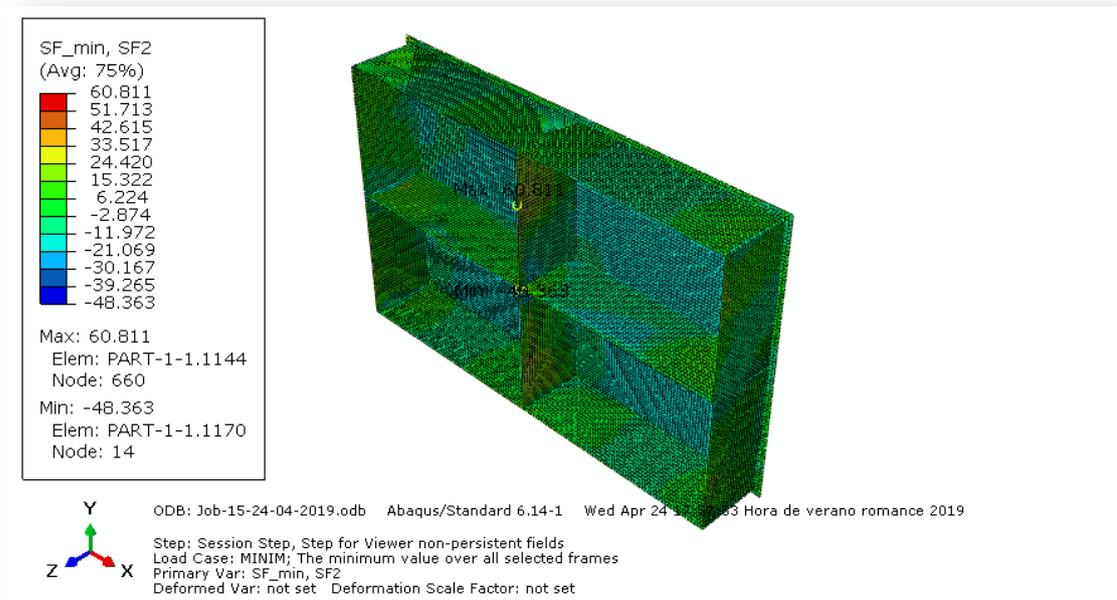


Ilustración 7: Envoltura de mínimos para N_y en ELU

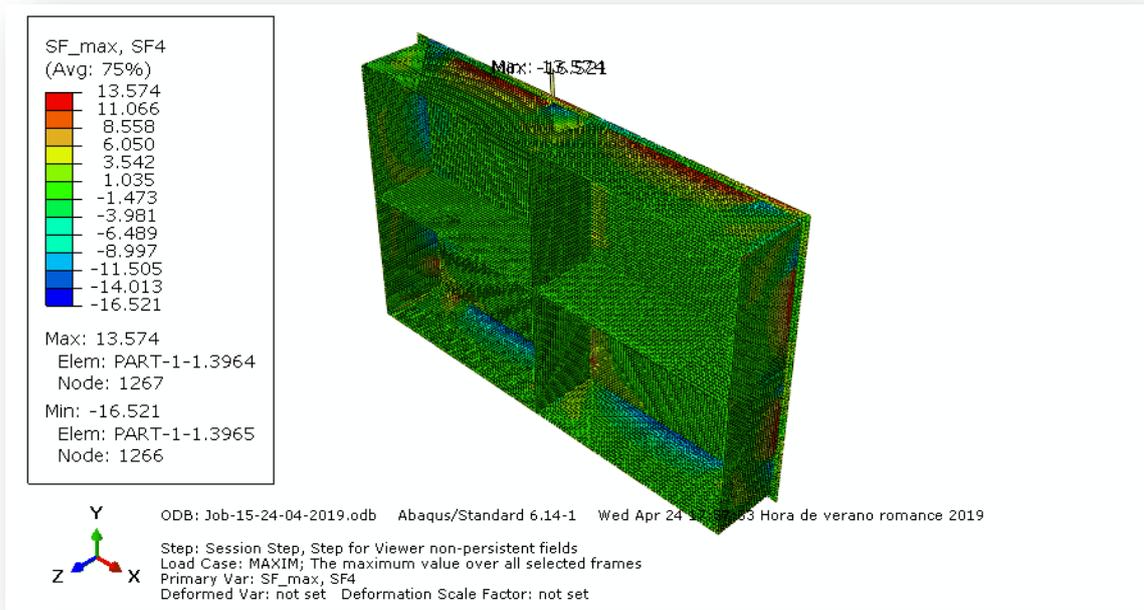


Ilustración 8: Envoltura de máximos para Vx en ELU

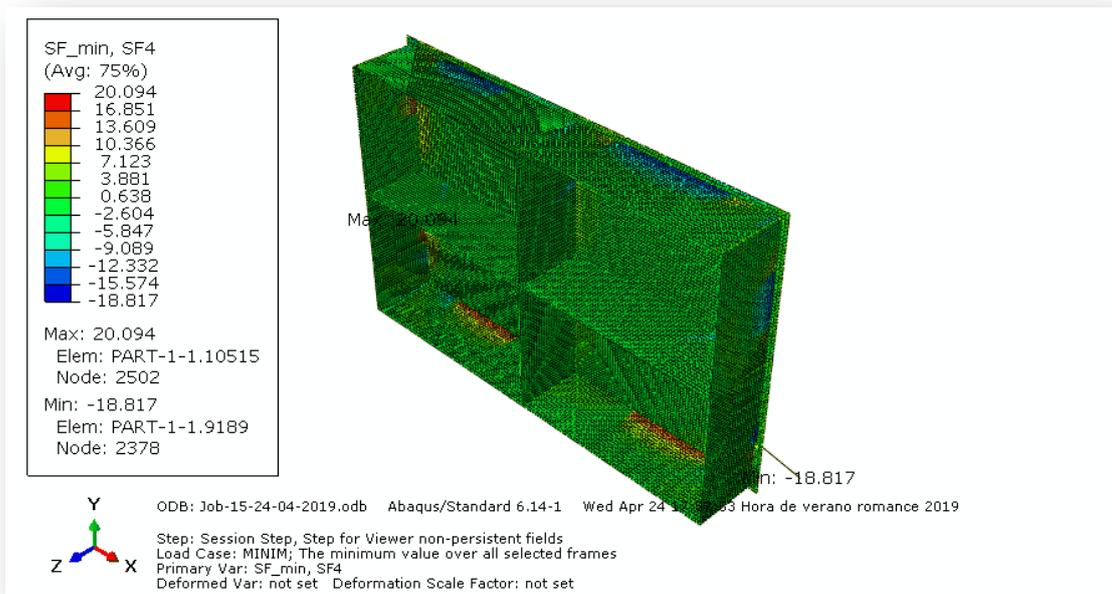


Ilustración 9: Envoltura de mínimos para Vx en ELU

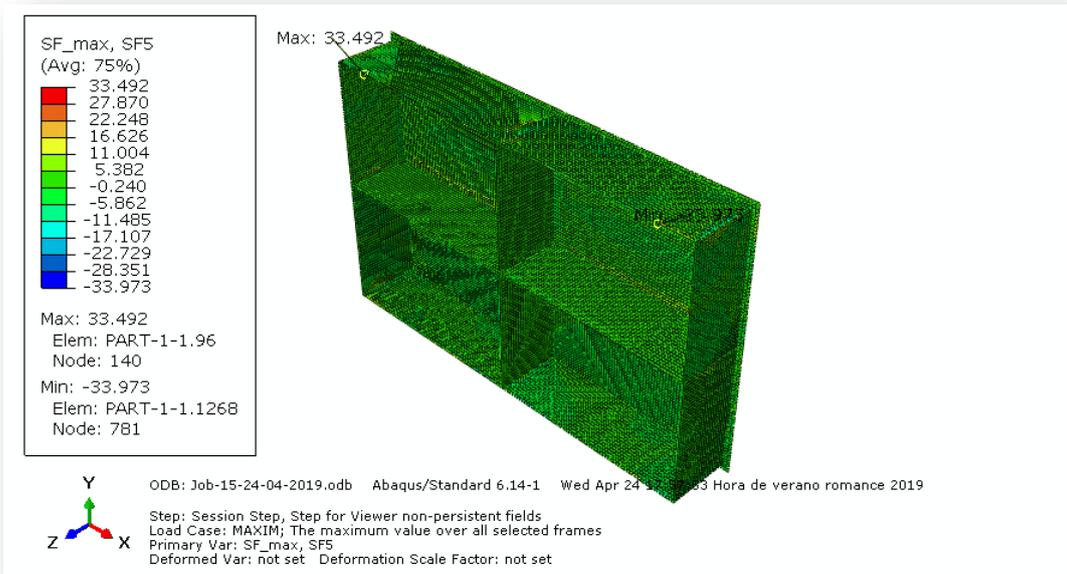


Ilustración 10: Envoltente de máximos para V_y en ELU:

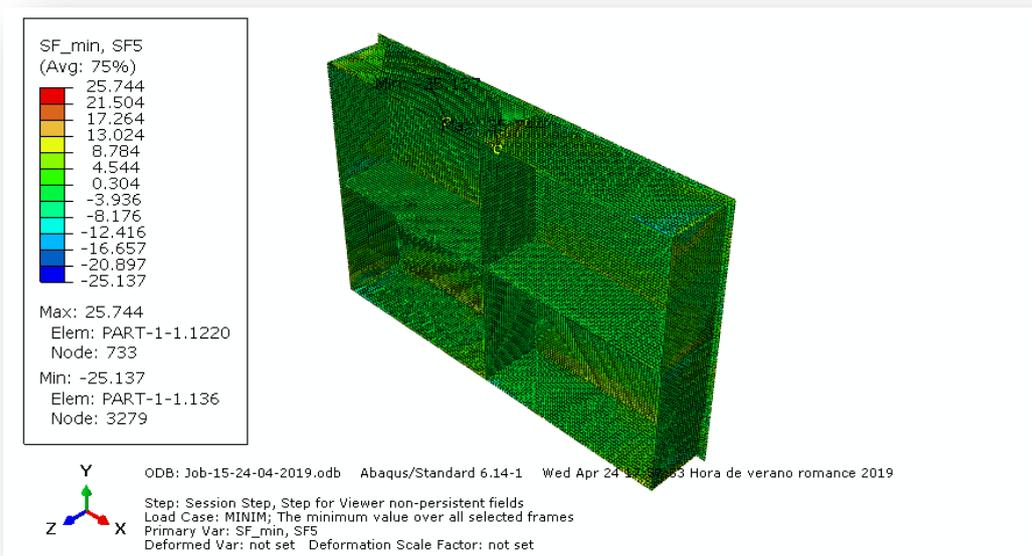


Ilustración 11: Envoltente de mínimos para V_y en ELU:

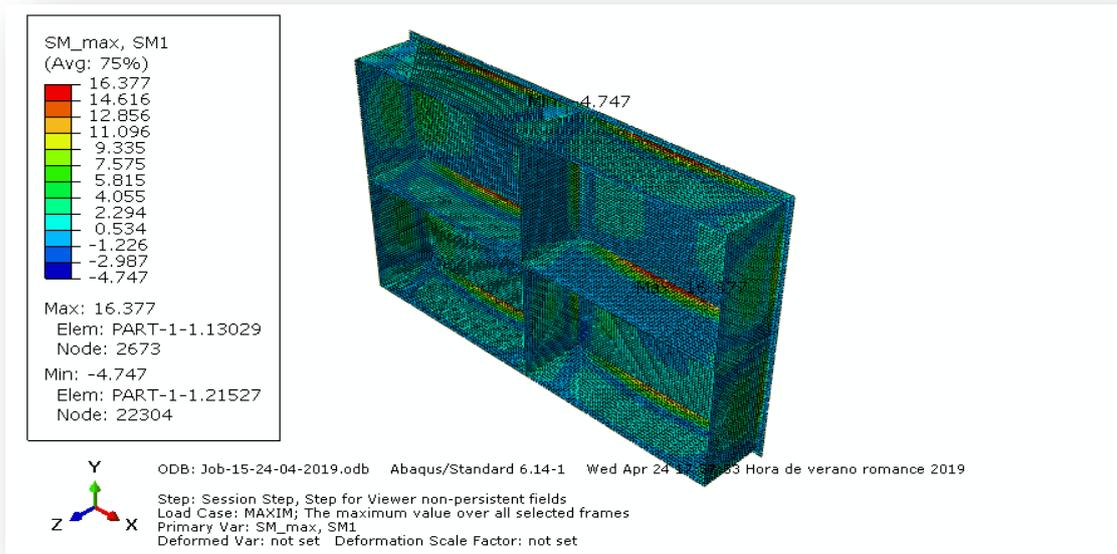


Ilustración 12: Envoltente de máximos para Mx en ELU:

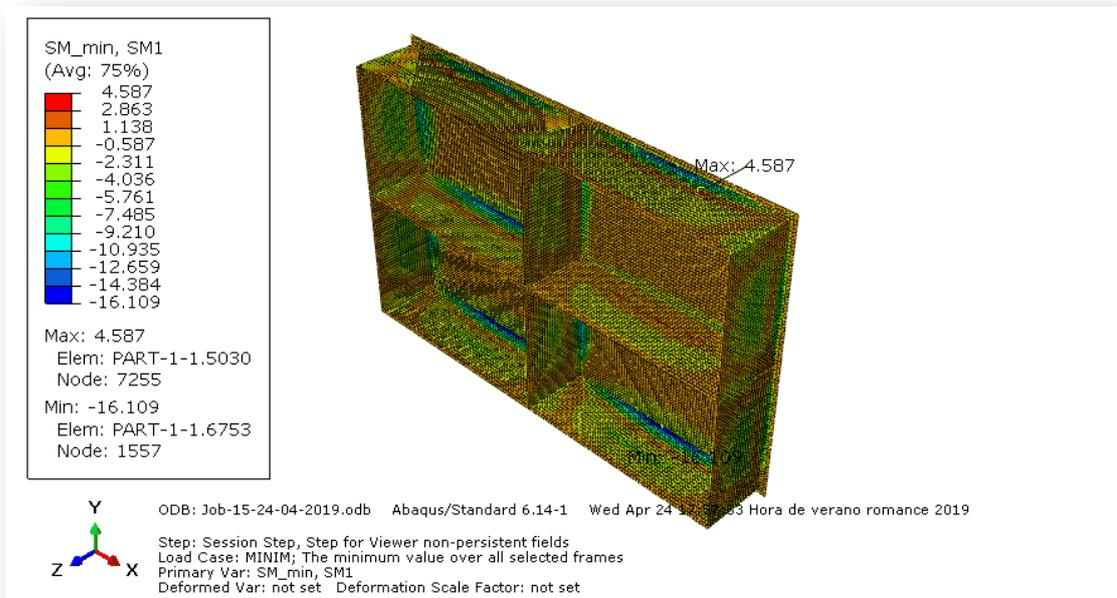


Ilustración 13: Envoltente de mínimos para Mx en ELU:

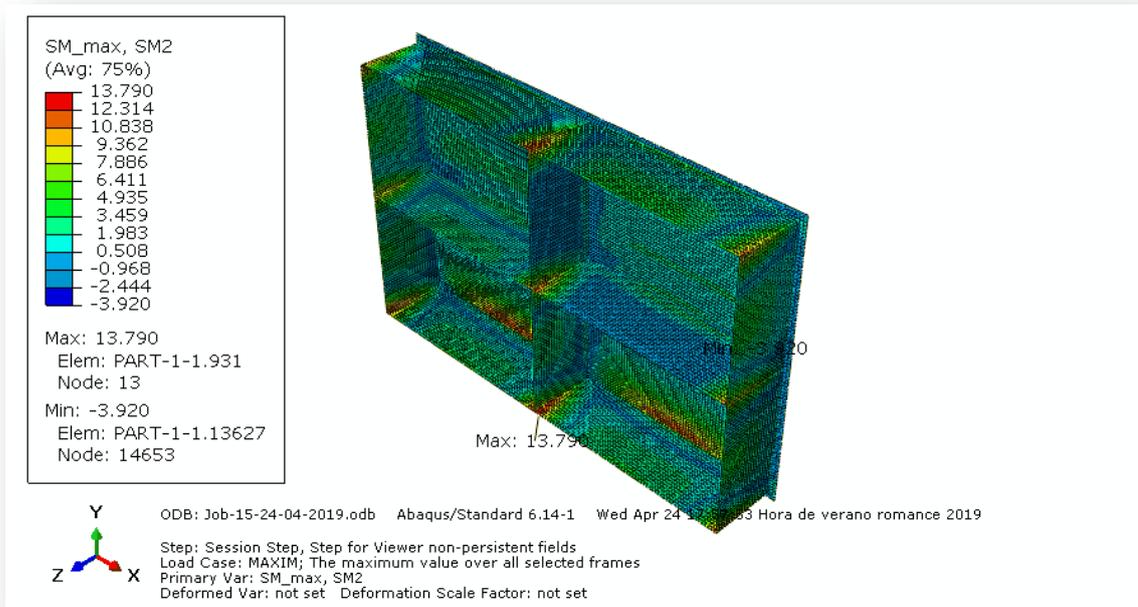


Ilustración 14: Envoltente de máximos para My en ELU

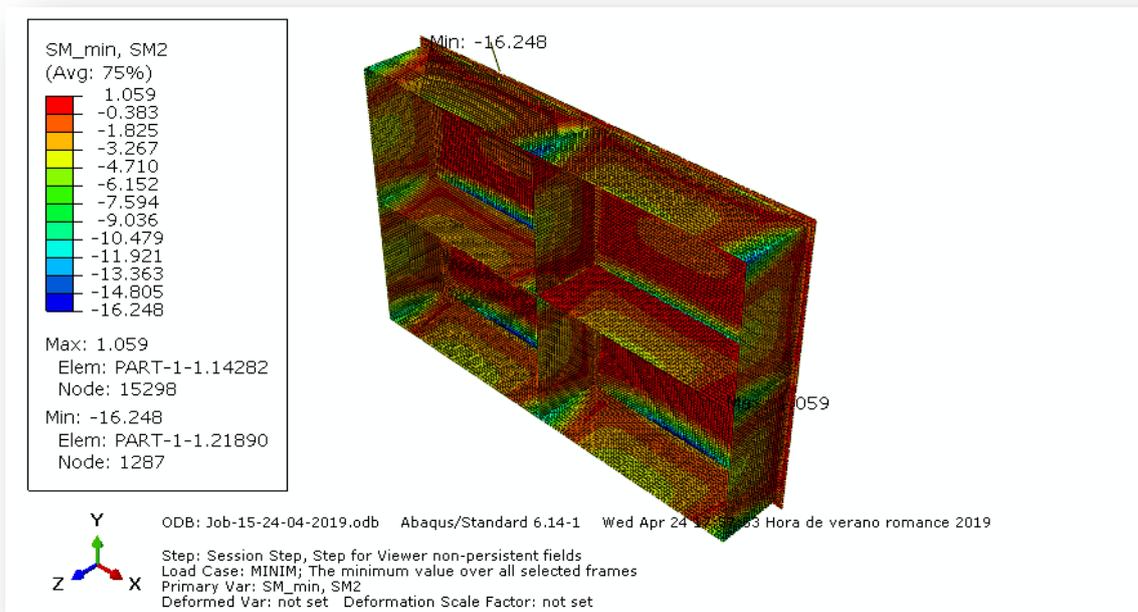


Ilustración 15: Envoltente de mínimos para My en ELU

A partir de estos resultados, se finaliza el proceso de diseño del depósito definiendo una propuesta de armado para el hormigón de la estructura, propuesta que debe ser adecuada para cumplir las exigencias de estado límite último y estado límite de servicio.

El armado de la estructura del depósito se va a realizar para cada una de las secciones del mismo. Las secciones que han sido definidas son: para la solera, canto 50 cm; y para los muros, canto 40 cm. Los valores de la anchura corresponden con la unidad debido a que el armado de muros y solera se hace por metro lineal.

Una vez definidas estas secciones, la norma exige la colocación de una cuantía mínima de armadura, independientemente de los esfuerzos que actúen sobre cada sección. La norma impone dos restricciones en la disposición de la cuantía mínima, una de carácter geométrico; donde se exige que el área de acero en la sección no sea menor a una cierta cantidad, y una mecánica, que exige que la armadura de acero no sea menor a aquella que soporta la tensión de fisuración del hormigón.

Tabla 42.3.5
Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1.000, referidas a la sección total de hormigón⁽⁶⁾

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

Ilustración 16: Tabla de cuantías mínimas geométricas según tipo de elemento estructural

Y la cuantía mecánica mínima debe cumplir que:

$$A_s \geq 0.04 \cdot A_C \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Siendo

- A_s la cuantía mínima de acero en la sección, en cm^2 .
- A_C el valor del área de la sección.
- f_{yd} la resistencia del cálculo del acero

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ N/mm}^2$$

- f_{cd} la resistencia de cálculo del hormigón

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1.5} = 20 \text{ N/mm}^2$$

Estas cuantías mínimas se calculan para la cara traccionada de la sección, dada la distribución de las cargas en el depósito y para una simplificación del montaje de las armaduras, estas se dispondrán de manera simétrica en las dos caras de la sección.

Cuantía mínima de la sección de la solera:

Para evaluar la cuantía mínima en la solera se parte de la sección de $50 \times 100 \text{ cm}^2$ y se hace el cálculo de cuál debe ser la cuantía mínima geométrica. Para tipo losa y acero B-500-S se exige una cuantía mínima de 1.8 ‰ de la sección a repartir entre las dos caras.

$$A_s = \frac{1.8}{1000} \cdot 5000 = 9 \text{ cm}^2 \quad A_{s,cara} = \frac{9}{2} = 4.5 \text{ cm}^2$$

Y se calcula además la cuantía mínima mecánica:

$$A_{s,cara} = 0.04 \cdot 5000 \cdot \frac{20}{434.78} = 9.2 \text{ cm}^2$$

De estos dos datos, el más restrictivo es el que corresponde a la cuantía mínima mecánica con un área de acero en la sección de 9.2 cm^2 en cada cara. Por lo tanto, se ha optado por disponer un armado de $\varnothing 16$ cada 20 cm en cada cara de la solera.

Cuantía mínima de la sección de los muros:

Para el cálculo de la cuantía mínima de acero a disponer en la sección de los muros se parte de una sección de $40 \times 100 \text{ cm}^2$. Para el cálculo de la cuantía mínima geométrica la norma diferencia entre si el armado del muro se va a disponer horizontal o verticalmente. Para la armadura horizontal, la cuantía mínima se exige para toda la sección, mientras que en la vertical solamente se refiere a la cara traccionada; debido a que los casos de carga a los que se ven sometidos los muros hacen que puedan estar traccionadas verticalmente sus dos caras, el coeficiente que muestra la norma para la cuantía mínima vertical se ha duplicado en los cálculos.

Cálculo de la cuantía mínima geométrica en dirección horizontal, en donde se exige un 3.2 ‰ de la sección repartida en las dos caras.

$$A_{s,hrz.} = \frac{3.2}{1000} \cdot 4000 = 12.8 \text{ cm}^2 \quad A_{s,hrz.,cara} = \frac{12.8}{2} = 6.4 \text{ cm}^2$$

Y de la cuantía mínima geométrica en dirección vertical, donde se exige un 0.9 ‰ de la sección en cada cara

$$A_{s,vert.,cara} = \frac{0.9}{1000} \cdot 4000 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Para la cuantía mínima mecánica se aplica la fórmula anterior

$$A_{s,cara} = 0.04 \cdot 4000 \cdot \frac{20}{434.78} = 7.36 \text{ cm}^2$$

En este caso, también es más restrictiva la cuantía mínima mecánica tanto en el armado vertical como en el horizontal. Por lo tanto, se ha optado por disponer un armado de Ø12 cada 15 cm en cada cara de los muros, tanto vertical como horizontalmente.

Una vez dispuestas estas armaduras mínimas estipuladas por la norma, se hará una comprobación que indique si es necesario reforzar el armado para cumplir las exigencias de resistencia o de aptitud al servicio; para ello se ha hecho uso del Prontuario Informático del Hormigón Estructural (PIHE), herramienta que de manera sencilla y rápida indica si el armado dispuesto es suficiente para cumplir las exigencias y que, de no ser así, facilita las modificaciones en el armado para cumplir dichas exigencias. Los datos de resultados que se han introducido en el prontuario se pueden consultar a partir del Anexo III, y las comprobaciones efectuadas en el PIHE se recogen en el Anexo IV. Estas comprobaciones se han clasificado en tres apartados: resultados y propuesta de armado para la solera; resultados y propuesta de armado para los muros de longitud 10 metros; y resultados y propuesta de armado para los muros de longitud 16 metros.

Resultados en la solera:

Para comprobar si la armadura mínima en la solera que impone la norma es suficiente para cumplir las exigencias, han sido consultados los datos de la simulación computacional acotados en la región del modelo que corresponde a la solera.

Para la comprobación en ELU se ha comprobado si el armado base en dirección X y en dirección Y (Ø16c20) soporta los esfuerzos que se transmiten a partir de las combinaciones de acciones para ELU. Para ello se han tomado los valores extremos: mínimos y máximos del axil y el momento en X, y del axil y el momento en Y; respectivamente. Los resultados que refleja el PIHE (ver Anexo IV) son los siguientes:

	Cara superior		Cara inferior	
	Axil máximo	Momento máximo	Axil mínimo	Momento mínimo
N_x (kN/m)	214,020	68,070	-163,090	-29,946
M_x (m·kN/m)	-3,840	58,080	-5,272	-107,300
M_{xy} (m·kN/m)	-1,299	4,296	0,002	-0,440
$M_x + M_{xy} $ (m·kN/m)	-5,139	62,376	-5,274	-107,740
Armado base	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Tabla 6: Armado de la solera en dirección X:

	Cara superior		Cara inferior	
	Axil máximo	Momento máximo	Axil mínimo	Momento mínimo
N_y (kN/m)	232,640	56,621	-168,690	-49,677
M_y (m·kN/m)	6,328	128,100	-11,223	-162,475
M_{xy} (m·kN/m)	1,216	1,911	0,000	-0,642
$M_y + M_{xy} $ (m·kN/m)	7.544	130,011	-11,223	-163,117
Armado base	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Tabla 7: Armado de la solera en dirección Y

Para comprobar si el armado cumple las solicitaciones a cortante, se ha comparado el valor de los esfuerzos cortantes en X e Y obtenidos a partir de la simulación con el máximo valor cortante que da el prontuario para la sección de la solera, de valor 265,2 kN/m (ver Anexo IV). Los resultados son los siguientes

	Valor máximo	Valor mínimo
V_x (kN/m)	142,260	-153,390
V_y (kN/m)	155,400	-171,200

Tabla 8: Valor de cortante en la solera para ELU.

Al no superar ningún valor extremo la cifra de 265.2 kN no es necesario colocar armadura de cortante.

Finalmente, se ha comprobado si la armadura base de la solera es suficiente para que los esfuerzos no generen fisuración, al encontrarse la solera en contacto con agua almacenada y terreno freático, se encuentra en una clase de exposición de tipo IV, por lo que la máxima abertura de fisura permitida es de 0.2 mm. Este es el valor que se obtiene de las envolventes de momentos en la solera para el caso de ELS en combinación cuasi permanente

	Valor máximo	Valor mínimo
M_x (m·kN/m)	50,660	-79,960
M_y (m·kN/m)	57,890	-95,980

Tabla 9: Valor de momento en la solera para ELS

Por otra parte, el PIHE indica que para una sección como la de la solera el momento de fisuración es de 127,2 m·kN/m (ver Anexo IV), por lo que el armado base también cumple la exigencia del ELS.

Resultados en los muros de 10 m:

Dada la geometría del depósito, formado por cuatro vasos de forma rectangular, se diferencian dos tipos de muros en el mismo: los más cortos, de longitud 10 metros, y los más largos, de longitud 16 metros. Esta diferencia de longitudes implica que a efectos de análisis estructural los esfuerzos en las secciones pueden ser diferentes. Por dicho motivo, el armado para cada tipo de muro se ha diseñado por separado.

En primer lugar se realizan las comprobaciones para los muros de longitud 10 m. De forma análoga a los cálculos realizados para el armado en la solera, para comprobar la exigencia de resistencia en los muros de 10 metros se han tomado los puntos donde se ha detectado valores extremos para axil y momento, tanto en dirección horizontal como vertical.

	Axil máximo	Momento máximo	Axil mínimo	Momento mínimo
N_x (kN/m)	29,430	-126,685	-253,460	-126,130
M_x (m·kN/m)	0,736	103,730	0,002	-103,360
M_{xy} (m·kN/m)	2,672	0,105	0,001	-0,113
$M_x + M_{xy} $ (m·kN/m)	3,408	103,835	0,003	-103,473
Armado base	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Tabla 10: Armado de los muros de 10 metros en dirección vertical

	Axil máximo	Momento máximo	Axil mínimo	Momento mínimo
N_y (kN/m)	460,130	98,140	-509,010	129,179
M_y (m·kN/m)	-0,003	114,149	0,006	-133,080
M_{xy} (m·kN/m)	0,004	4,856	0,000	5,352
$M_y + M_{xy} $ (m·kN/m)	-0,008	119,005	0,006	-138,432
Armado base	Cumple	Cumple	No cumple	Cumple
Ø16c15	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Tabla 11: Armado de los muros de 10 metros en dirección horizontal:

Como el armado base no es suficiente para cumplir la exigencia en el caso de axil mínimo, se ha decidido reforzar la zona más solicitada del muro, que es la que corresponde con las esquinas de los vasos, allá donde intersecan los muros perpendicularmente. Se ha decidido sustituir el armado de Ø12 por un armado de Ø16 en a lo largo de los primeros 2 metros del muro a partir de la intersección. (Ver Anexo I, Plano 1.06)

De igual manera que con la solera, se debe hacer la comprobación para las solicitaciones a cortante. Para la sección base definida para los muros, el valor de cortante máximo que puede resistir es de 223 kN/m (ver Anexo IV). Los resultados han sido los siguientes.

	Valor máximo	Valor mínimo
V_x (kN/m)	141,570	-141,840
V_y (kN/m)	93,560	-86,000

Tabla 12: Valor de cortante en los muros de 10 metros para ELU.

Como ningún valor supera la cifra de cortante máximo para esa sección, no es necesario disponer de armadura de cortante.

Asimismo y análogamente a lo verificado para la sección de la solera, se procede a verificar si se cumple la exigencia de aptitud al servicio con la no superación del momento de fisuración en la sección, que para los muros es de 80.7 m·kN/m, (ver Anexo IV) por parte de los valores extremos de M_x y M_y para la combinación de cargas en hipótesis de ELS.

	Valor máximo	Valor mínimo
M_x (m·kN/m)	58,210	-62,720
M_y (m·kN/m)	36,380	-59,770

Tabla 13: Valor de momento en los muros de 10 metros para ELS.

Al no superarse en ningún caso el valor del momento de fisuración, se cumple la exigencia de aptitud al servicio con la armadura base, por lo que no es necesario modificar el armado.

Resultados en los muros de 16 m:

Para evaluar los resultados en los muros de mayor longitud se va a proceder como se ha hecho en los casos anteriores. En primer lugar se va a efectuar la comprobación del estado límite último a partir de los valores extremos de axil y momento en los muros de 16 m.

	Axil máximo	Momento máximo	Axil mínimo	Momento mínimo
N_x (kN/m)	28,490	-204,549	-267,015	-155,129
M_x (m·kN/m)	-4,105	163,770	00,005	-161,090
M_{xy} (m·kN/m)	-3,372	00,052	0,027	-0,063
$M_x + M_{xy} $ (m·kN/m)	-7,476	163,822	0,032	-161,153
Armado base	Cumple	No cumple	Cumple	No cumple
Ø16c15	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Tabla 14: Armado de los muros de 16 metros en dirección vertical

Al no cumplir el armado base en dos de los casos evaluados la exigencia de resistencia es necesario reforzar el armado. El refuerzo se ha efectuado sustituyendo el armado

Ø12c15 en los 145 cm inferiores de los muros por armadura Ø16c15 (ver Anexo I, planos 1.03 y 1.04).

	Axil máximo	Momento máximo	Axil mínimo	Momento mínimo
N_y (kN/m)	421,530	138,203	216,350	129,520
M_y (m·kN/m)	0,068	137,900	-0,033	-137,290
M_{xy} (m·kN/m)	0,002	-0,004	0,000	0,000
$M_y + M_{xy} $ (m·kN/m)	0,070	137,904	-0,033	-137,290
Armado base	Cumple	No cumple	Cumple	No cumple
Ø16c15	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Tabla 15: Armado de los muros de 16 metros en dirección horizontal

Al tampoco cumplir el armado base horizontal con la exigencia para ELU, se ha decidido disponer el mismo refuerzo horizontal previsto para los muros de longitud 10 m: armadura Ø16c15 en los 2 m del muro contiguos a las esquinas de los vasos (ver Anexo I, plano 1.06).

En la comprobación del esfuerzo cortante, la sección base coincide con la dispuesta para los muros de 10 m, por lo que el valor de cortante máximo a no superar coincide: 223 kN/m.

	Valor máximo	Valor mínimo
V_x (kN/m)	156,760	-162,000
V_y (kN/m)	156,720	-162,760

Tabla 16: Valor de cortante en los muros de 16 metros para ELU.

Al no superar ningún valor del esfuerzo cortante el cortante máximo, no es necesaria armadura de cortante en los muros de 16 m.

De igual manera, el valor de momento de fisuración a no superar también coincide con el de los muros de 16 m: 80,7 m·kN/m.

	Valor máximo	Valor mínimo
M_x (m·kN/m)	73,760	-73,410
M_y (m·kN/m)	61,660	-46,950

Tabla 17: Valor de momento en los muros de 16 metros para ELS.

Al no superar ningún valor la cifra de momento límite de fisuración, la exigencia de aptitud al servicio se cumple y no es necesario modificar el armado.

VIII. Tensiones transmitidas al terreno y equilibrio.

En el proyecto de construcción de un depósito enterrado de hormigón es necesario efectuar otras comprobaciones diferentes a las que se han calculado previamente que también pueden condicionar el diseño del depósito. Estas comprobaciones no versan sobre las exigencias, de resistencia o aptitud al servicio, que puedan tener los diferentes elementos estructurales del depósito; sino condicionan de forma más general el diseño geométrico de la estructura del depósito, siendo necesaria alguna modificación del mismo para poder conseguir su cumplimiento.

Las comprobaciones que se van a hacer son sobre las tensiones transmitidas al terreno y sobre la flotación del depósito.

Tensiones transmitidas al terreno.

El terreno sobre el que se ha construido el depósito es un medio con características mecánicas propias que deben tenerse en consideración. Una de esas características mecánicas que condiciona la construcción del depósito es la tensión admisible del terreno, que es la mayor presión que puede soportar el suelo sin producirse su rotura. Su valor se obtiene mediante ensayos geotécnicos y en este caso se ha tomado el valor de 2 kg/cm^2 .

Para hacer las comprobaciones necesarias para cumplir la tensión admisible del terreno son las siguientes:

$$\sigma_{media} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} < 1.25 * \sigma_{adm}$$

La σ_{media} se ha obtenido calculando el valor de la suma de todas las cargas que simultáneamente pueden producirse sobre el terreno, que corresponde al caso de los cuatro vasos llenos y el valor de la sobrecarga de uso, en combinación característica.

El valor que se ha obtenido de σ_{media} es de 0.8723 kg/cm^2 , lo que supone que cumple la exigencia de que la σ_{media} no sea mayor a la σ_{adm} .

La $\sigma_{m\acute{a}x}$ por su parte, se ha obtenido a partir del valor de la máxima reacción vertical que nos da el software ABAQUS para las combinaciones de cargas para ELS en combinación característica.

El valor que se ha obtenido de $\sigma_{m\acute{a}x}$ es de 1.8368 kg/cm^2 , lo que supone que cumple la exigencia de que la $\sigma_{m\acute{a}x}$ no sea mayor a 1.25 veces la σ_{adm} .

Comprobación de la flotación del depósito.

Uno de los cálculos habituales que se realizan cuando se proyecta la construcción de un depósito enterrado en el terreno es la comprobación de flotación o no flotación del depósito a causa del empuje hidrostático que producen las aguas freáticas que puede haber en el terreno. Si la solera del depósito se dispone en una cota inferior a la del nivel freático del terreno, el depósito puede flotar a causa del principio de Arquímedes. Esto quiere decir que las aguas con las que la solera se encuentra en contacto ejercen un empuje vertical en sentido contrario a la gravedad igual al peso del volumen de agua que ocuparía la porción de depósito por debajo del nivel freático.

Cuando el depósito está lleno, el peso del agua almacenada, sumado al del propio depósito, es muy superior al valor de dicho empuje. Sin embargo, cuando el depósito está vacío, el peso del mismo puede no ser suficiente para que, dentro de la seguridad, se evite que el depósito entre en estado de flotación y se desplace verticalmente a causa del empuje de las aguas freáticas que lo circundan. Para verificar que no se produce el fenómeno de flotación se aplica la siguiente desigualdad:

$$P \geq \gamma * E$$

Donde:

P corresponde a la suma peso del depósito en vacío, el peso de la cubierta y el peso que ejerce el terreno que gravita sobre los talones de la solera.

E corresponde al empuje, es decir, el peso del agua que ocupa el volumen de depósito por debajo del nivel freático.

Y γ corresponde a un coeficiente de seguridad que mayor la carga desfavorable, en este caso el empuje. Para el caso de una acción considerada como persistente, se aplica un coeficiente de seguridad de 1.8

Cálculo del término P:

Para calcular el valor de P se deben sumar los valores correspondientes al peso de los muros de hormigón armado del depósito, la solera del depósito, la capa de hormigón de limpieza, los diferentes materiales de la cubierta junto con el muro perimetral; y el peso correspondiente a las tierras sobre los talones del depósito. Inicialmente se diseñó una longitud de talones de 30 cm, que debido a los cálculos que ahora se detallan resultó insuficiente.

Parte de la estructura	Peso (T)
Muros	798
Cubierta	781
Solera	921
Hormigón de limpieza	184
Tierras sobre los talones	344
Total	3028

Tabla 18: Cálculo del peso de los elementos estructurales con talón 30 cm para la comprobación de la flotación

El valor total del término es $P = 3028$ T.

Cálculo del término E.

Para calcular el valor del término E, se debe calcular el peso que tendrían las aguas que ocupan el volumen del depósito por debajo del nivel freático del terreno. Como el nivel freático del terreno se sitúa a 1.5 metros por debajo de la cota del suelo; el fondo de los vasos del depósito se sitúa 3 metros por debajo de dicho nivel freático. A este volumen ocupado por los vasos debe sumarse además el volumen de la solera. El empuje total se calcula con el producto del volumen total de depósito por debajo del nivel freático y la densidad del agua, de valor 1 T/m^3 , por lo tanto el depósito experimenta un empuje $E = 2483$ T.

Efectuando los cálculos de la comprobación, se multiplica el valor del empuje por el coeficiente de seguridad de 1.8, lo que arroja un valor de 4470 T, muy superior al depósito en vacío, por lo que no se cumple la condición de no flotación del depósito. Al no cumplirse esta condición es necesario modificar la geometría del depósito, ampliando la superficie de los talones de la solera. De esta manera se suma como un término favorable el peso de la ampliación de los talones y también el peso del terreno que hay sobre ellos.

A través de un cálculo iterativo, se ha estimado la ampliación óptima de los talones de la solera es aumentando el voladizo de los talones de los 30 cm iniciales hasta 1,5 m. Con este aumento, aun a pesar de generar más empuje al añadir volumen al depósito, se produce una fuerza mayor en sentido favorable a causa del peso del terreno que se hay sobre los talones.

Se recalcula entonces el valor del término P, que es de 4692 T.

Parte de la estructura	Peso (T)
Muros	798
Cubierta	781
Solera	1095
Hormigón de limpieza	219
Tierras sobre los talones	1799
Total	4692

Tabla 19: Cálculo del peso de los elementos estructurales con talón 1.5 m para la comprobación de la flotación

Y el valor del término E, que sería de 2567 T. Aplicando sobre el resultado del empuje el coeficiente de seguridad de 1.8 se obtiene un valor de 4620 T, que es menor que las 4692 T debidas al peso, por lo que con un aumento del talón hasta 1.5 cumpliríamos la exigencia de flotación del depósito.

A consecuencia de este aumento de los talones, es necesaria también la comprobación estructural de los mismos, por lo que se considera que las tierras reposan sobre el talón, como si estuviera en ménsula. Para ello, se ha decidido armar los talones como prolongación de la solera, con la misma disposición de los armados: Ø16c20. Para esta sección armada se ha realizado la comprobación de que las fuerzas de cortante y momento no son superiores a las máximas que soporta la sección, para ello se ha hecho uso del PIHE.

En primer lugar se ha calculado el valor de la carga que actúa sobre los talones, que dado que la sección de armado en el PIHE se ha definido como de 50x100 cm, se tomará el valor por metro cuadrado como igual al de la carga distribuida por metro lineal de viga.

El valor de la carga q es el siguiente:

$$q = \gamma_{terr,seco} * h_{terr,seco} + \gamma_{terr, húm} * h_{terr, húm} = 2 * 1.5 + 2.5 * 3 = 10.5 T/m^2$$

Por lo tanto se hacen las siguientes comprobaciones: se comprueba que el momento máximo en el talón cumpla el momento último en flexión simple para esa sección de armado, cuyo valor es de 19.06 m·T.

El valor calculado de momento es igual a

$$M_{máx} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l^2 = \frac{1}{2} \cdot 10.5 \cdot 1.5^2 = 11.813 m \cdot T$$

Por lo que si cumpliría el momento último en flexión simple

De igual forma se ha comprobado que el cortante máximo formado en el talón no supere el valor del cortante máximo que permite la sección: 26.52 T

$$Q_{máx} = q \cdot l = 10.5 \cdot 1.5 = 15.75 T$$

Al ser el valor del cortante máximo menor al del cortante total, se cumple la exigencia de cortante.

IX. Conclusiones

Para finalizar esta memoria, se señalan las siguientes conclusiones.

El método de trabajo empleado para el diseño y análisis estructural del depósito es una forma diferente de resolver un problema de ingeniería desde una perspectiva más profesional y menos académica. De esta manera, el proyecto se aborda desde un punto de vista similar al del ejercicio profesional.

Para la resolución del problema planteado se ha hecho uso de la normativa española sobre hormigón, que es una herramienta muy útil para elaborar los cálculos necesarios para conseguir los objetivos planteados. Sin embargo, los requisitos de la norma para el diseño estructural son una gran exigencia como se ha visto en este caso. Partiendo de un talón inicial de 30 cm, este ha tenido que ampliarse hasta 150 cm a consecuencia de cumplir los coeficientes de seguridad que impone la norma.

De igual forma, todos los armados se han calculado conforme a lo que indica la norma en las limitaciones de los estados límite, debiendo comprobar el cumplimiento las secciones de armado para cada caso.

Como conclusión final resaltar que el trabajo realizado ha sido completo y que se han tenido en cuenta diferentes aspectos que pueden influir en el diseño y análisis estructural de una obra de ingeniería, lo que demuestra la dimensión y complejidad de un proyecto de ingeniería.

X. Bibliografía

- [1] García Messeguer A., Morán Cabré F. y Arroyo Portero, J.C. *Jiménez Montoya Hormigón armado*. 15ª edición, revisada y ampliada. Barcelona. 2009.
- [2] Ministerio de Fomento. *Código Técnico de la Edificación (CTE). Documento Básico de Seguridad Estructural*. Madrid Abril 2009.
- [3] Ministerio de Fomento. *Código Técnico de la Edificación (CTE). Documento Básico de Seguridad Estructural. Acciones en la edificación*. Madrid. Abril 2009.
- [4] Ministerio de Fomento. *Código Técnico de la Edificación (CTE). Documento Básico de Seguridad Estructural. Cimientos*. Madrid. Texto modificado por RD 1371/2007, de 19 de octubre (BOE 23/10/2007) y corrección de errores (BOE 25/01/2008).
- [5] Ministerio de Fomento. *Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-0)*. 5ª edición. Madrid. 2011.
- [6] Dassault Systèmes. *ABAQUS 6.13 Documentation*. [En línea]. [Consulta 2018-2019] Disponible en: <http://dsk.ippt.pan.pl/docs/abaqus/v6.13/index.html>

