



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ETS INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

Proyecto básico para depósito de suministro de agua potable en Chilches (Castellón)

Anejo 4 Cálculos estructurales

ÍNDICE

1. Introducción 3

2. Normativa y recomendaciones utilizadas..... 3

3. Exposición ambiental 4

4. Recubrimientos..... 5

5. Materiales 6

5.1 Hormigón estructural 6

5.2 Acero..... 6

5.3 Hormigón de limpieza 6

6. Acciones consideradas 7

6.1 Acciones permanentes 7

6.1.1 Peso propio..... 7

6.1.2 Cargas muertas..... 7

6.1.3 Terreno 7

6.1.4 Retracción y fluencia..... 8

6.2 Acciones variables 9

6.2.1 Empuje hidrostático 9

6.2.2 Sobrecarga de uso..... 10

6.2.3 Elementos divisorios 10

6.3 Viento 11

6.4 Acciones Térmicas 11

6.5 Nieve 11

6.6 Acciones accidentales 12

6.6.1 Sismo 12

6.6.2 Incendio 12

7. Combinaciones de acciones 13

8. Coeficientes de seguridad 14

9. Hipótesis de carga 15

10. Elementos estructurales 15

10.1 Cubierta..... 16

10.2 Vigas 18

10.3 Muros 21

10.4 Pilares 22

10.5 Losa de cimentación 23

10.6 Cámara de válvulas 28

11. Muro de escollera 29

ANEXO. Comprobaciones CYPE. 30

1. Introducción

En este anejo se expone la solución estructural adoptada para la elaboración del proyecto básico del depósito de agua en Chilches. Se especificará lo más detalladamente posible el planteamiento de las variables y la ejecución de estas, que permitan la obtención de un resultado “posible y valido” para la ejecución del planteamiento que se requiere para el proyecto.

Para la obtención de los resultados se ha utilizado el software informático CYPECAD que nos permite mediante la especificación adecuada de los requisitos y variables obtener una solución valida. Aun así, se verificarán mínimamente los resultados obtenidos para comprobar que el resultado que nos devuelve el programa es coherente y fiable.

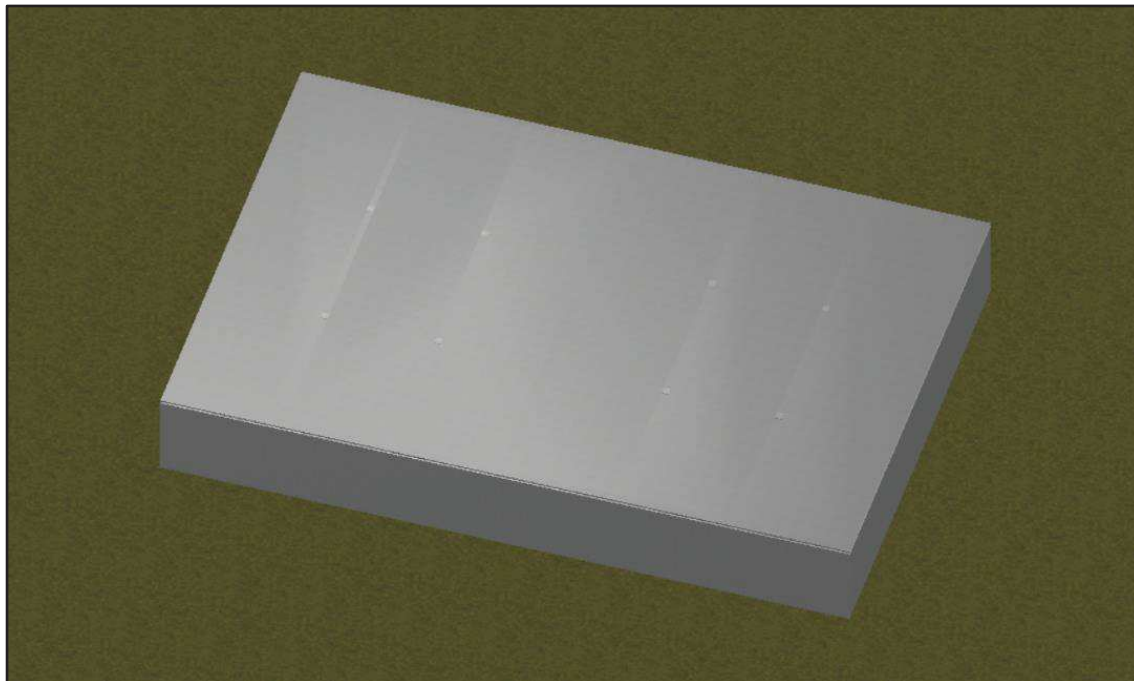


FIGURA 1. MODELACIÓN 3D. CYPECAD.

2. Normativa y recomendaciones utilizadas

Documentos en los que se ha apoyado el alumno para la realización del documento:

- **EHE-08**, Instrucción de hormigón estructural.
- **CTE**, Código Técnico de la Edificación
 - DB-SE, Documento Básico, Seguridad Estructural
 - DB-SE-C, Cimientos
 - DB-SE-AE, Acciones en la Edificación
- **NCSE-2**, Norma de Construcción Sismorresistente
- **Guía técnica sobre depósitos para abastecimiento de agua potable.** CEDEX.
- **Recomendaciones sobre depósitos de agua.** AEAS.
- **Hormigón Armado.** Jiménez Montoya.
- **Guía para el diseño y proyecto de depósitos.** Mancomunidad de los Canales Del Taibilla.
- **Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera.** Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras.

3. Exposición ambiental

Atendiendo a la EHE-08, según su artículo 8, encontramos la tabla 8.2.2 que proporciona información sobre la necesidad de indicar el tipo de ambiente que defina la agresividad al ataque que van a tener los elementos estructurales, y que para los depósitos al estar en un ambiente con alta humedad y gases de cloro. Identificaremos con una situación de **ambiente IV** en general, ataque por cloruros, debido a la humedad del ambiente y la cloración que recibe el agua para su desinfección.

Tabla 8.2.2
Clases generales de exposición relativas a la corrosión de las armaduras

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
No agresiva		I	Ninguno	- Interiores de edificios, no sometidos a condensaciones. - Elementos de hormigón en masa.	- Elementos estructurales de edificios, incluido los forjados, que estén protegidos de la intemperie.
Normal	Humedad alta	Ila	Corrosión de origen diferente de los cloruros	- Interiores sometidos a humedades relativas medias altas (> 65%) o a condensaciones. - Exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. - Elementos enterrados o sumergidos.	- Elementos estructurales en sótanos no ventilados. - Cementaciones. - Estribos, pilas y tableros de puentes en zonas, sin impermeabilizar con precipitación media anual superior a 600 mm. - Tableros de puentes impermeabilizados, en zonas con sales de deshielo y precipitación media anual superior a 600 mm. - Elementos de hormigón, que se encuentran a la intemperie o en las cubiertas de edificios en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. - Forjados en cámara sanitaria, o en interiores en cocinas y baños, o en cubierta no protegida.
	Humedad media	IIb	Corrosión de origen diferente de los cloruros	- Exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm.	- Elementos estructurales en construcciones exteriores protegidas de la lluvia. - Tableros y pilas de puentes, en zonas de precipitación media anual inferior a 600 mm.
Marina	Aérea	IIIa	Corrosión por cloruros	- Elementos de estructuras marinas, por encima del nivel de pleamar. - Elementos exteriores de estructuras situadas en las proximidades de la línea costera (a menos de 5 km).	- Elementos estructurales de edificaciones en las proximidades de la costa. - Puentes en las proximidades de la costa. - Zonas aéreas de diques, pantalanos y otras obras de defensa litoral. - Instalaciones portuarias.
	Sumergida	IIIb	Corrosión por cloruros	- Elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajamar.	- Zonas sumergidas de diques, pantalanos y otras obras de defensa litoral. - Cementaciones y zonas sumergidas de pilas de puentes en el mar.
	En zona de carrera de mareas y en zonas de salpicaduras	IIIc	Corrosión por cloruros	- Elementos de estructuras marinas situadas en la zona de salpicaduras o en zona de carrera de mareas.	- Zonas situadas en el recorrido de marea de diques, pantalanos y otras obras de defensa litoral. - Zonas de pilas de puentes sobre el mar, situadas en el recorrido de marea.
Con cloruros de origen diferente del medio marino		IV	Corrosión por cloruros	- Instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presente un contenido elevado de cloruros, no relacionados con el ambiente marino. - Superficies expuestas a sales de deshielo no impermeabilizadas.	- Piscinas e interiores de los edificios que las albergan. - Pilas de pasos superiores o pasarelas en zonas de nieve. - Estaciones de tratamiento de agua.

FIGURA 2. EHE-08.

Este tipo de clase asignada más adelante dará los recubrimientos mínimos que deben cumplir las secciones de hormigón armado por cuestiones de fisuración, es decir que las características para evitar fisuras mayores a 0,2 milímetros. Siendo este reducidas al tratarse de una clase de exposición alta.

En el programa CYPECAD, tendremos que asignarles a los datos generales de la obra las características de exposición ambiental que se le asignan a la obra. Quedando como se muestra en la imagen, y que ya nos dice que la abertura de fisura para este tipo de ambientes se limitara a 0,2 milímetros.

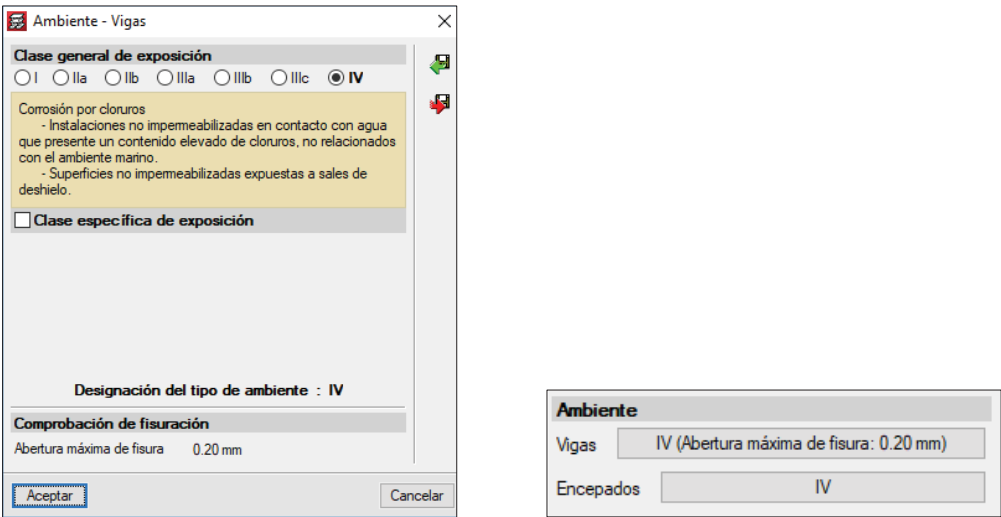


FIGURA 3. CYPECAD.

4. Recubrimientos

En el apartado 37.2.4, recubrimientos de la EHE-08. Viene condicionado por el apartado anterior de exposición ambiental y la vida útil que se le asigna a la obra según la EHE-08, en su artículo 8.

Tabla 5
Vida útil nominal de los diferentes tipos de estructura⁽¹⁾

Tipo de estructura	Vida útil nominal
Estructuras de carácter temporal ⁽²⁾	Entre 3 y 10 años
Elementos reemplazables que no forman parte de la estructura principal (por ejemplo, barandillas, apoyos de tuberías)	Entre 10 y 25 años
Edificios (o instalaciones) agrícolas o industriales y obras marítimas	Entre 15 y 50 años
Edificios de viviendas u oficinas y estructuras de ingeniería civil (excepto obras marítimas) de repercusión económica baja o media	50 años
Edificios de carácter monumental o de importancia especial	100 años
Puentes y otras estructuras de ingeniería civil de repercusión económica alta	100 años

FIGURA 4. EHE-08.

La vida útil que se le da a la obra es de **50 años**. Se puede deducir que nos encontramos con una estructura de ingeniería civil que se encuentra fuera del ámbito de las obras marítimas.

Observando la tabla que asigna recubrimientos mínimos para la clase de exposición IV, se propone la utilización de un CEM III/A, que complementa con la vida útil del hormigón armado.

Volviendo al apartado 37.2.4 “Recubrimientos”, proponemos que la estructura se realice con elementos ejecutados **in situ con nivel intenso de control de ejecución**. Dando así un margen de recubrimiento, en función del nivel de control de ejecución, con un valor de milímetros

Tabla 37.2.4.1.b
Recubrimiento mínimo (mm) para las clases generales de exposición III y IV

Hormigón	Cemento	Vida útil de proyecto (t _p) (años)	Clase general de exposición			
			IIIa	IIIb	IIIc	IV
Armado	CEM III/A, CEM III/B, CEM IV, CEM II/B-S, B-P, B-V, A-D u hormigón con adición de microsilice superior al 6% o de cenizas volantes superior al 20%	50	25	30	35	35
		100	30	35	40	40
	Resto de cementos utilizables	50	45	40	*	*
		100	65	*	*	*
Pretensado	CEM II/A-D o bien con adición de humo de sílice superior al 6%	50	30	35	40	40
		100	35	40	45	45
	Resto de cementos utilizables, según el Artículo 26º	50	65	45	*	*
		100	*	*	*	*

FIGURA 5. EHE-08.

Una vez con todos los datos extraídos, Clase de exposición IV, con CEMIII/A y vida útil de 50 años la obra tendrá un **recubrimiento mínimo de 35 mm**. A los que se le sumaran los **5 mm de margen** debidos al control de ejecución. Po lo que se establece como recubrimiento nominal de la obra **40 mm**.

La norma expone que este recubrimiento deberá estar reflejado en los planos, que se utilizará para la utilización de separadores.

En CYPECAD se debe asignar este valor de recubrimiento para el dimensionamiento de la estructura. En la siguiente imagen se observa cómo queda el campo con estos 4 cm introducidos.

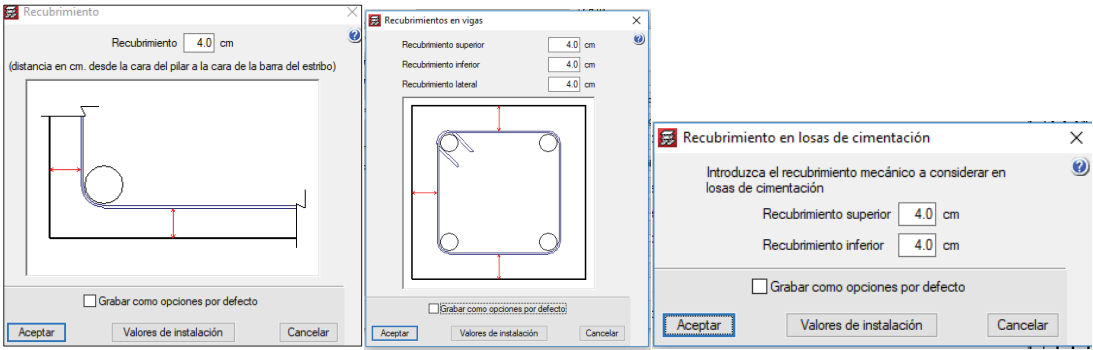


FIGURA 6. CYPECAD.

5. Materiales

5.1 Hormigón de estructural

Es el material que define las características resistentes de la obra junto con el acero. Estas vienen determinadas por la norma EHE-08. Se dan una serie de características exigidas para la fabricación del hormigón:

- Clase de exposición IV durabilidad.
- Tamaño máximo de árido 20 milímetros para permitir el paso a través de las armaduras, excepto vigas con 12 milímetros.
- Se aconseja consistencia plástica, para un tipo de compactación de vibrado normal (Artículo 71.5.2)

HA-30/P/20/IV

La EHE-08 establece unas cantidades de la relación A/C y resistencia para la calidad del hormigón y que para los depósitos se pueden establecer los siguientes:

- Hormigón armado:
 - A/C: 0,5
 - Mínimo contenido en cemento: 325 kg/m³
 - Mínima resistencia característica 30 N/mm².

Cabe decir que, por motivos de separación entre armados, y las altas restricciones de abertura de fisura para las vigas se restringirá el tamaño de árido a 12 mm en vigas como pone más arriba. Permitiendo así el paso del árido por el entramado de acero, ya que manteniendo el tamaño 20 mm no es posible. Nos veríamos obligados a ensanchar las vigas, solución igualmente posible, pero se ha optado por utilizar distinto tamaño de árido.

Se utilizarán elementos con hormigones pretensados de la misma resistencia características que la armadura pasiva. Es decir, HP-30, y que vendrán de fabrica con las características exigidas por la EHE-08 y la normativa aplicable correspondiente.

5.2 Acero

Para la armadura pasiva se debe respetar el artículo 32 de la EHE-08. Debido al uso generalizado de acero de resistencia 500 y de tipo S en España, en el proyecto utilizaremos el acero:

B 500 S

En cuanto a la armadura activa de las placas alveolares, al venir prefabricadas se exigirán los marcados correspondientes que garanticen la calidad de los elementos.

5.3 Hormigón de limpieza

Este hormigón, a pesar de ser de uso no estructural, se verterá como base de la cimentación para un apoyo más estable. No se le exige resistencia estructural.

Se verterá una capa de 10 cm de:

HL-150/B/20

Este hormigón sigue el Anejo 18 de la EHE, en su artículo 3.1. La dosificación mínima será de 150 Kg/m³. Se recomienda que el tamaño máximo de árido sea inferior a 30 mm, al objeto de facilitar la trabajabilidad de estos hormigones.

6. Acciones consideradas

Se implementarán las acciones necesarias para la modelización de la estructura lo más precisa posible que se aproxime a una situación real que podría darse en la ubicación del depósito. Estas acciones vendrán establecidas por el marco legal tanto del CTE, como de la EHE-08, y se registran dentro del programa de cálculo estructural CYPECAD para su posterior utilización en el cálculo.

Tendremos distintos tipos de acciones sobre la estructura que afectaran de distinto modo, magnitud y tiempo.

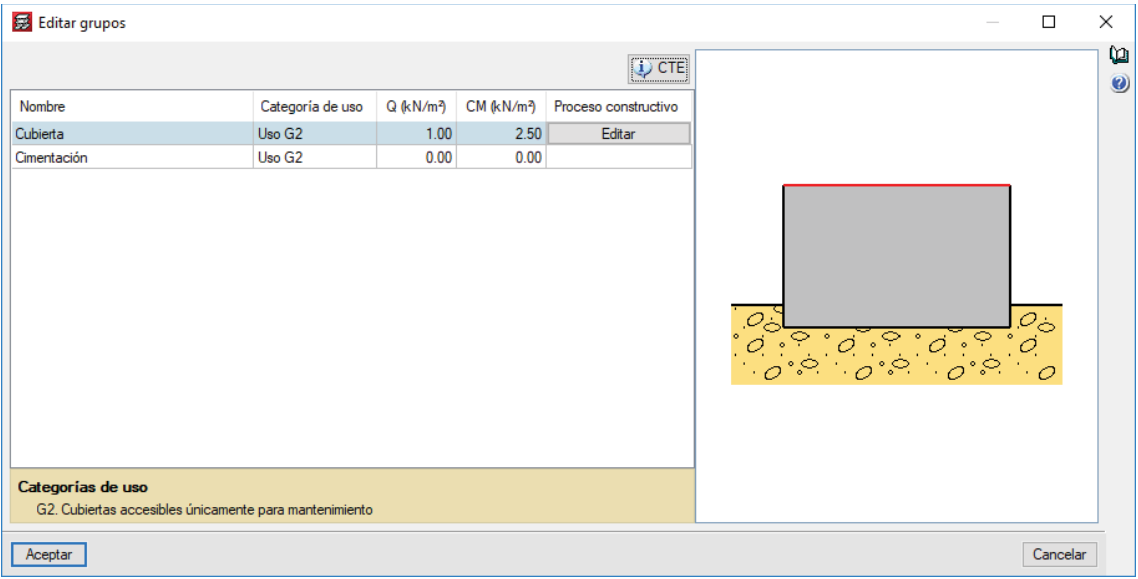


FIGURA 7. CYPECAD. CARGA PERMANENTE Y SOBRECARGA DE USO.

En la imagen observamos los datos introducidos en el programa, la carga muerta de 2,5 kN/m2 como ya hemos comentado y la sobrecarga de uso con 1 kN/m2. Esta carga se comenta más adelante en su apartado correspondiente.

6.1.3 Terreno

Los empujes del terreno son los que afectan a 1 metro de estructura enterrada y sobre el pie de la cimentación actuara un peso del terreno de 1 x 0,5 m2 lineales.

Estas acciones del terreno, no se tendrán en cuenta debido a que el perfil del terreno contiene la tubería de suministro de agua al depósito por lo que dificultara la compactación a la vez que no sería adecuado un empuje de un metro al contener la tubería. Además, con esta consideración nos mantenemos del lado de la seguridad a la hora de dimensionar la estructura.

La existencia sobre el perímetro de la estructura de un camino con posible circulación de vehículos no se tendrá en cuenta al no ser un camino de pública concurrencia de vehículos y no se cree necesario.

6.1 Acciones permanentes

Tienen acción constante sobre la estructura en dirección y magnitud.

6.1.1 Peso propio

Todo elemento compuesto por hormigón estructural, tanto de hormigón armado como hormigón pretensado se tendrá en cuenta su peso propio ya sea en cubierta, muros, pilares o cimentaciones.

Aunque el programa calculará automáticamente este dato, los posibles cálculos de apoyo que se realicen se le dará un valor de 25kN/m3.

6.1.2 Cargas muertas

Además del peso propio estructural, se debe tener en cuenta el peso de los hormigones de formación de pendientes (si los hubiera), cubiertas, etc. Afectando tanto en el interior de las cámaras, como en el exterior. Y son acciones que en este caso no provienen de elementos estructurales

Las placas alveolares recibirán el peso de la cubierta invertida escogida para la construcción, y se encargarán de repartirla por el resto de la estructura, según la normativa de recomendación del CTE, para cubierta plana, a la catalana o invertida con acabado en grava, se le aplica un valor de 2,5 kN/m2.

6.1.4 Retracción y fluencia (permanentes no constantes)

La fluencia, al tratarse de muros de H.A, no será significativa.

Las **retracciones** esperadas sobre la estructura las podemos clasificar:

- La solera traccionará parcialmente ya que el terreno impedirá la retracción.
- Los muros traccionaran debido a la retracción diferencial de la solera.
- La retracción en cubierta produce tracciones y fuerzas de movimiento hacia el interior del depósito en la parte más alta de los muros

Para evitar estos movimientos de retracción se disponen **juntas de retracción** en los distintos elementos de la estructura

En la **losa** se dispondrán sobre **áreas de 10 x 10 metros** aproximadamente, o con 25 a 30 veces su espesos, siempre del lado de la seguridad. Para el depósito de actuación no se podrán establecer distancias mayores a 10 x 10 metros.

Algunas recomendaciones que da Calavera para disponer las juntas en cimentaciones y muros:

Tipo de clima	Época del año	
	Calurosa ($T_{media} \geq 18^{\circ}C$)	Fría ($T_{media} < 18^{\circ}C$)
Seco ($HR \leq 60\%$)	16 m	20 m
Húmedo ($HR < 60\%$)	20 m	24 m

Si el cimiento va a estar mucho tiempo al descubierto, las distancias anteriores deben reducirse a 2/3.

FIGURA 8. BASADO EN CALAVERA, 2001.

Altura del muro	Distancia recomendada entre juntas verticales de contracción
$H \leq 2,40\text{ m}$	3 H
$2,40 < H \leq 3,60\text{ m}$	2 H
$H > 3,60\text{ m}$	$H (\leq 7,50\text{ m})$

FIGURA 9. BASADO EN CALAVERA, 2001.

Se pondrán bandas de estanqueidad de doble ala en las juntas de retracción.

Según la EHE-08: "Las juntas de hormigonado, que deberán, en general, estar previstas en proyecto, se situarán en dirección lo más normal posible a la de las tensiones de compresión, y allí

donde su efecto sea menos perjudicial, alejándolas, con dicho fin, de las zonas en la que la armadura este sometidas a fuertes tracciones."

Por lo tanto, la disposición de estas juntas, que se dejan para la fase de proyecto. Se deberá evitar colocarlas sobre elementos que puedan complicar la instalación, se recomienda alejarlas de cambios de dirección dentro de los límites que se aconsejan. Intentando dentro de lo posible que aparezcan sobre elementos planos y alejadas de flectores y tracciones máximas/as. Las juntas se sellarán con masilla elástica y serán con armadura pasante.

A pesar de todo esto, también tenemos diferentes recomendaciones que podríamos utilizar de manera válida para resolver las juntas. Cabe comentar que incluso **podríamos prescindir de ellas** según las recomendaciones del CTE DB-SE AE, en el apartado acciones de la edificación cita: "La disposición de juntas de dilatación puede contribuir a disminuir los efectos de las variaciones de la temperatura. En edificios habituales con elementos estructurales de hormigón o acero, pueden no considerarse las acciones térmicas cuando se dispongan juntas de dilatación de forma que no existan elementos continuos de más de 40 m de longitud. Para otro tipo de edificios, los DB incluyen la distancia máxima entre juntas de dilatación en función de las características del material utilizado."

6.2 Acciones variables

Acciones que varían en magnitud y/o dirección en el tiempo.

6.2.1 Empuje hidrostático

El empuje hidrostático se encuentra en el interior del depósito actuando como un área triangular sobre el muro perimetral. Supondremos un peso específico del agua de 10 kN/m^3 . Por lo tanto, el triángulo varía desde 0 en su cota más alta, hasta 50 kN/m^2 en la más baja y estos serán por unidad y lineales.

El cálculo de estos empujes al ser variables, para poder calcularlos se escoge la situación más desfavorable de uso que es con la mayor cota de agua en una cámara y para los cálculos de la segunda del mismo modo con la primera vacía y la segunda llena.

Sobre la cimentación actuara una presión hidrostática igual a la máxima altura de la lámina de agua, siendo esta el caso más desfavorable. Se dispone como una carga superficial 50 kN/m^2 , a pesar de que esta también variara según la cota de agua dentro del depósito.

En la figura 10, se puede apreciar el esquema proporcionado por CYPECAD una vez se han introducido las acciones sobre el muro perimetral del depósito.

En la figura 11 se muestran los empujes que actuaran sobre el muro divisorio del depósito del modo que ya se han comentado.

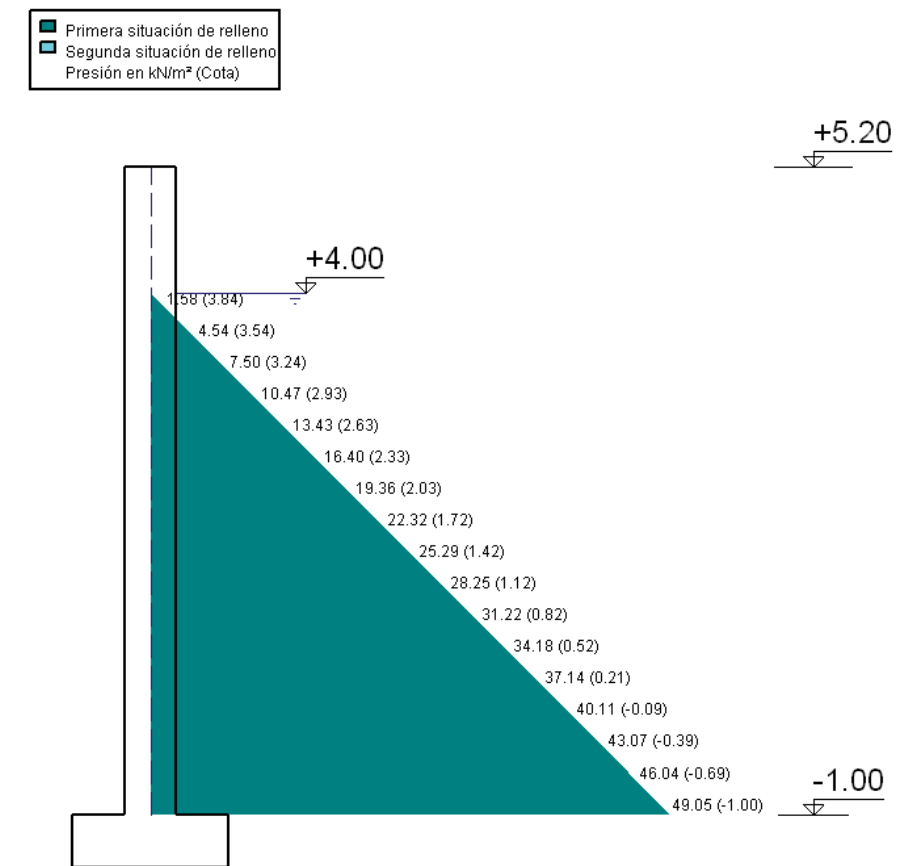
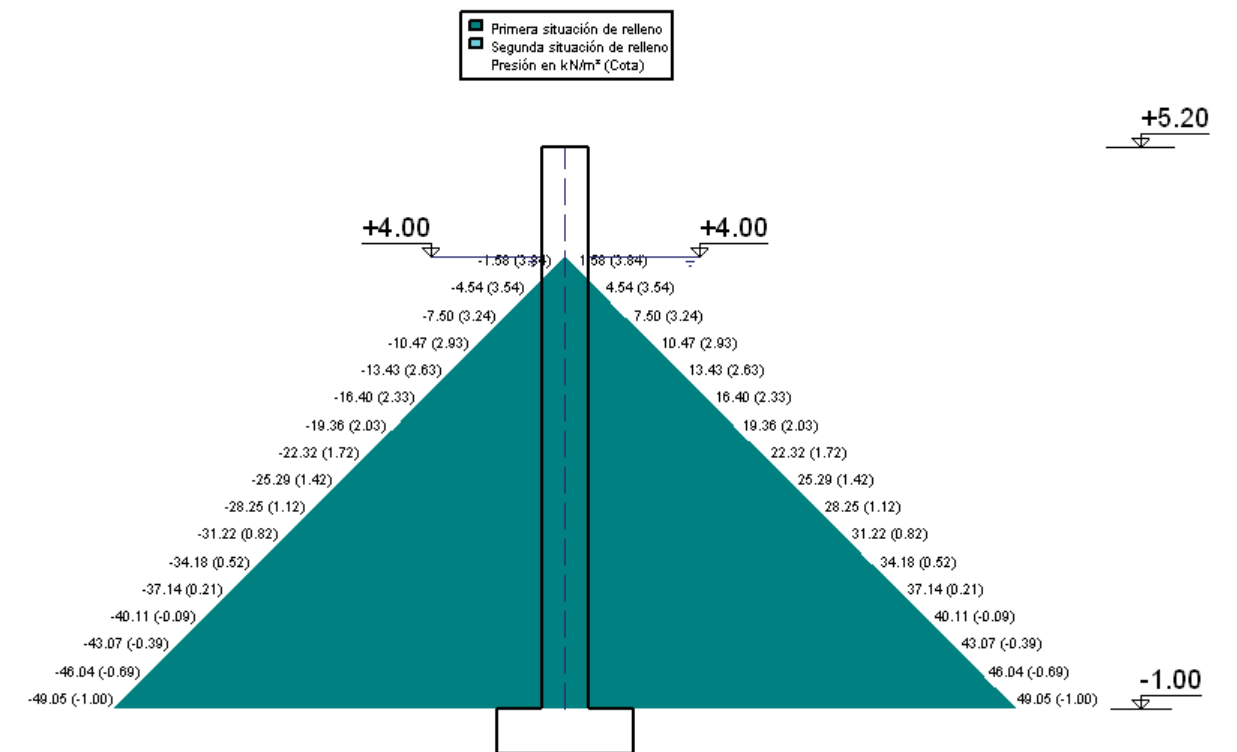


FIGURA 10. ESQUEMA DE CARGAS SOBRE MURO PERIMETRAL. CYPECAD.



11. ESQUEMA DE CARGAS SOBRE MURO DIVISOR. CYPECAD.

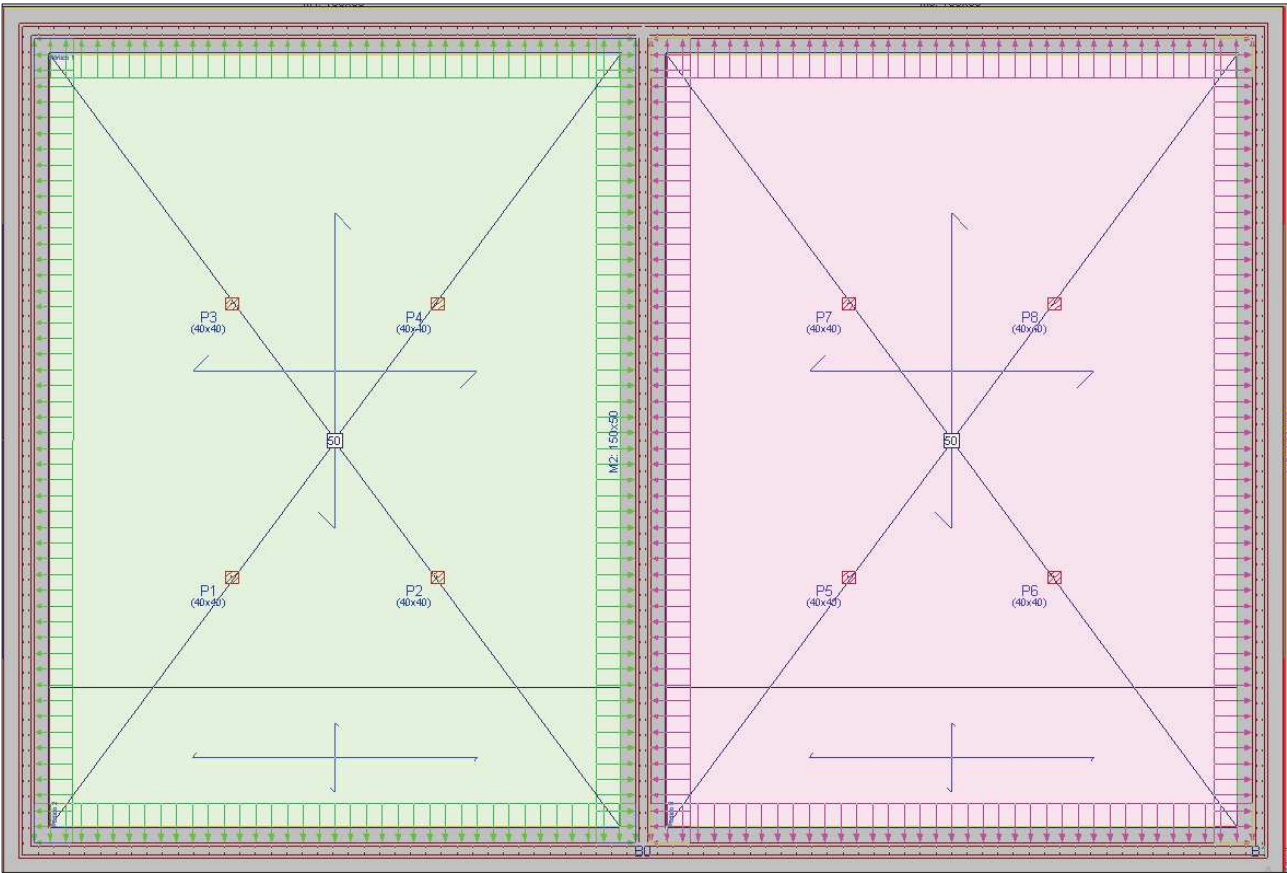


FIGURA 12. CARGAS HIDRÁULICAS EN EL INTERIOR. CYPECAD.

Estas sobrecargas hidráulicas se introducen en CYPECAD como dos cargas de uso independientes como se muestra en la imagen. El programa asigna color verde en la cámara 1 y color rosa en la cámara 2, permitiendo de este modo las hipótesis ya comentadas de llenado y vaciado en todas sus variantes.

Cámara 1	Cámara 2
LLENA	LLENA
LLENA	VACIA
VACIA	LLENA
VACIA	VACIA

Además, también se observa la partición establecida por el apoyo del depósito sobre terreno natural y en su parte más baja (figura 12) sobre el terraplén artificial, producido en el apoyo a media ladera del depósito.

6.2.2 Sobrecarga de uso

Esta acción variable solo afecta en nuestra obra a la cubierta, y se definirá de acuerdo con lo establecido en el CTE para cubiertas transitables accesibles sólo privadamente. Tiene un valor de 1kN/m2 y en la figura 7 se puede observar cómo se asigna esta carga en el programa CYPECAD.

En el interior del depósito no estableceremos condición, ya que el dimensionamiento hidráulico ya será más desfavorable y no se prevé transito muy pesado ni continuado en el interior.

6.2.3 Elementos divisorios

Para esta obra solo contaremos con un elemento divisorio no perimetral que es el muro que divide el depósito en dos cámaras. Este se verá afectado en ambos lados por agua como ya se ha mostrado en el apartado 6.2.1, mostrando además las diferentes hipótesis de carga establecidas.

Se muestran tanto los empujes del terreno, como las cargas superficiales.

6.3 Viento

La acción del viento sobre los elementos del depósito viene definida por el CTE DB SE-AE. Documento Básico, Seguridad Estructural, acciones en la edificación.

A pesar de no ser una edificación, encontramos un depósito rectangular con formas rectas similares a un edificio de poca altura, así pues, podríamos dar por válidos estos cálculos.

Se establece la acción del viento en todas direcciones. Según el mapa mostrado en el CTE nos encontramos en la zona A, con un viento de 26 m/s en Castellón.

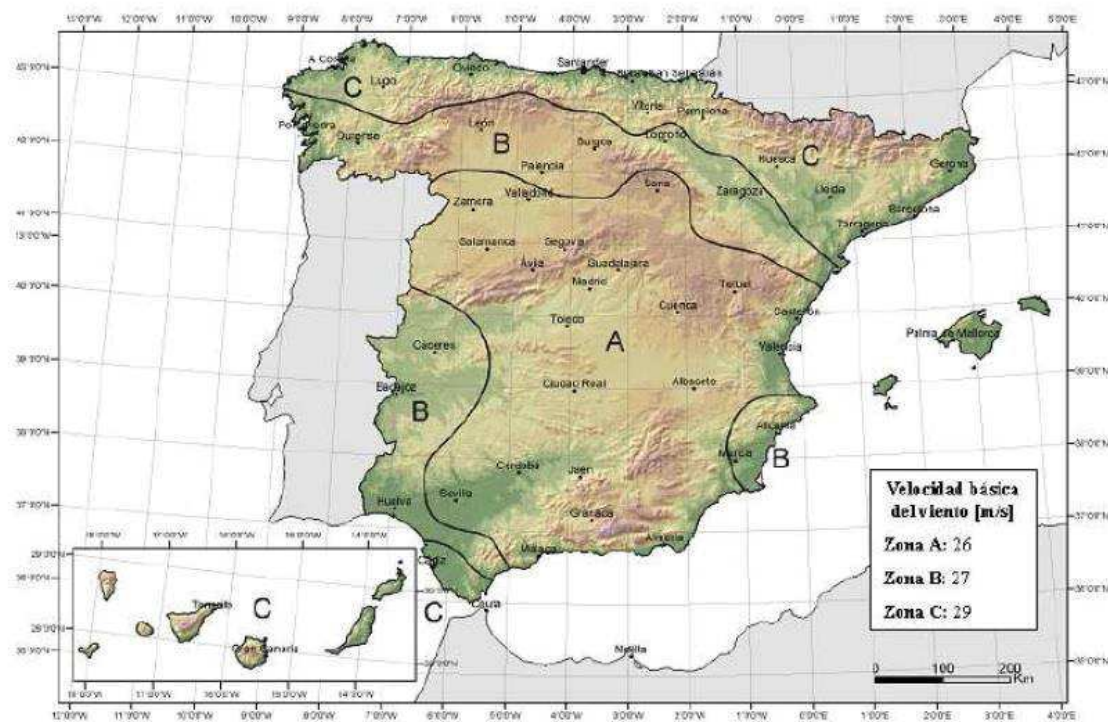


FIGURA 13. MAPA VELOCIDAD BÁSICA DEL VIENTO. CTE.

Al encontrarnos en el abrigo de la montaña al situarnos a media ladera sobre esta, y con condiciones del viento de menor rango según el CTE en la zona A. Se desestima la actuación del viento sobre el depósito, ya que esta no actuara con determinación suficiente sobre la obra.

Estos datos, junto con las longitudes del depósito. Serían suficientes para poder obtener un resultado válido con CYPECAD respecto al viento, atendiendo a las recomendaciones del CTE. Pero en este caso las desestimamos como ya hemos comentado.

6.4 Acciones Térmicas

Estas aparecen debido a los diferenciales de temperatura que se producen en el hormigón, provocando cambios de volumen que fisuran el hormigón. Debemos coartar y evitar la penetración de agentes externos.

Para las juntas de dilatación en muros se establecen no excederlas más de 20-30 metros. Lo solucionaremos haciendo coincidir las ya comentadas juntas de dilatación con las juntas de retracción.

6.5 Nieve



14. ZONAS CLIMÁTICAS DE INVIERNO. CTE.

Según el CTE, para la zona de Castellón (zona 5) y con altura de entre 0 y 200 metros cabe considerar 0,2 KN/m² sobre la cubierta. Esta será con dirección a la acción de la gravedad sobre toda la superficie de la cubierta.

6.6 Acciones accidentales

Situaciones que solo se produce mediante la aparición de algún tipo de catástrofe o calamidad.

6.6.1 Sismo

Este apartado viene regulado por el NSCE-02, Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación. De la norma podremos obtener los cálculos necesarios para verificar la seguridad de nuestra construcción.

En primer lugar, establece una clasificación de las construcciones (apartado 1.2.2), en la que esta infraestructura se cuenta como: "Las construcciones para instalaciones básicas de las poblaciones como depósitos de agua, gas, combustibles, estaciones de bombeo, redes de distribución, centrales eléctricas y centros de transformación".

Viendo el párrafo anterior, la norma lo valora como de **importancia especial**.

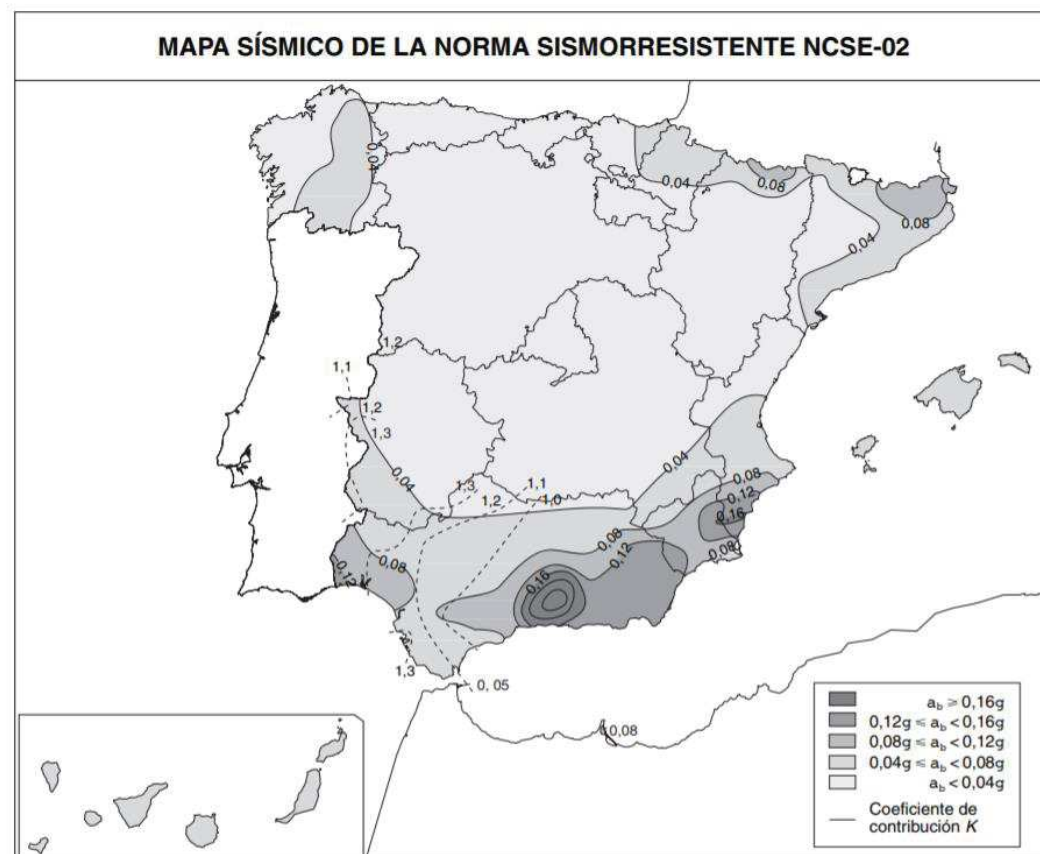


FIGURA 7. MAPA SISMORRESISTENTE, NCSE-2.

La población de Chilches se encuentra con una aceleración $a_b < 0,04g$.

Según la norma con estos datos:

- Importancia especial
- $a_b < 0,04g$

Estableciendo que se cumple la exención de aplicación de la norma para: *edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica sea inferior a 0,04g siendo g la aceleración de la gravedad* (Datos del e. geotécnico ratificados).

6.6.2 Incendio

Sera muy complicado que en este tipo de obras se llegue a alcanzar un peligro "real" de incendio ya que no se dispone de demasiado combustible.

Al tratarse de una obra que no tendrá un alto riesgo de incendio, ni de provocar daños personales por la activación de uno en la misma. El único peligro real que encontramos debido a la alta humedad es la sala que contiene el cuadro eléctrico y que se tratara como de riesgo especial. Se aconseja disponer que equipos automáticos de prevención y extinción, además de los extintores reglamentarios.

7. Combinaciones de acciones

En este apartado se muestra cómo se procede con el cálculo de las acciones actuando en cada momento de la vida de la obra. Encontramos dos estados según la normativa, Estado Limite Ultimo o ELU y Estado Limite de Servicio o ELS. Estos dos estados los podemos encontrar en la normativa de aplicación EHE-08, en su artículo 13.

En ambos estados serán de aplicación tanto las acciones permanentes, como las variables. Y se combinaran de acuerdo con lo establecido en la norma, ponderándose de acuerdo con la misma.

Las hipótesis de carga que se desarrollarán más adelante servirán para establecer la aplicación de las acciones en cada momento y en cada uno de los estados que se comentan en este apartado.

Antes de comentar las combinaciones se debe comentar los valores de cálculo de las acciones que vienen expuestas en el artículo 12 de la EHE-08. Que se define como valor de cálculo de una acción el obtenido como producto de un coeficiente parcial de seguridad por el valor representativo al que se refiere el artículo 11, quedando;

$$F_d = \gamma_f \Psi_i F_k$$

donde:

- F_d Valor de cálculo de la acción F.
- γ_f Coeficiente parcial de seguridad de la acción considerada.

El valor de los coeficientes de seguridad de las acciones consideradas, vienen establecidos por la norma y se pueden comprobar en las tablas 12.1 para ELU y 12.2 para ELS.

donde:

- $G_{k,j}$ Valor característico de las acciones permanentes.
- $G_{k,j}^*$ Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.
- P_k Valor característico de la acción del pretensado.
- $Q_{k,1}$ Valor característico de la acción variable determinante.
- $\Psi_{0,i} Q_{k,i}$ Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes.
- $\Psi_{1,1} Q_{k,1}$ Valor representativo frecuente de la acción variable determinante.
- $\Psi_{2,i} Q_{k,i}$ Valores representativos cuasipermanentes de las acciones variables con la acción determinante o con la acción accidental.
- A_k Valor característico de la acción accidental.
- $A_{E,k}$ Valor característico de la acción sísmica.

Las combinaciones de acciones ELU se definen, según la EHE-08, como:

— Situaciones permanentes o transitorias:

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

— Situaciones accidentales:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_A A_k + \gamma_{Q,1} \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

— Situaciones sísmicas:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_A A_{E,k} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Para las combinaciones de proyecto en servicio(ELS), se aplica la situación cuasi permanente para así comprobar frente a fisuración el depósito.

Las combinaciones de acciones ELU se definen, según la EHE-08, como:

— Combinación poco probable o característica:

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

— Combinación frecuente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

— Combinación cuasipermanente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Todas estas acciones las aplicara el programa CYPE según corresponda con las asignaciones que se han ido introduciendo en sus correspondientes situaciones ya comentadas.

Cabe decir que, aunque principalmente el programa calculará la obra, en las comprobaciones que se han ido realizando para verificar la correcta modelización de CYPECAD se tendrán en cuenta estas combinaciones.

8. Coeficientes de seguridad

Los coeficientes de seguridad que vienen establecidos en la EHE-08 son:

Tabla 15.3
Coeficientes parciales de seguridad de los materiales
para Estados Límite Últimos

Situación de proyecto	Hormigón γ_c	Acero pasivo y activo γ_s
Persistente o transitoria	1,5	1,15
Accidental	1,3	1,0

Tabla 12.1.a
Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables
para la evaluación de los Estados Límite Últimos

Tipo de acción	Situación persistente o transitoria		Situación accidental	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	—	—	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

Tabla 12.2
Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables
para la evaluación de los Estados Límite de Servicio

Tipo de acción		Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente		$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	Armatura pretesa	$\gamma_P = 0,95$	$\gamma_P = 1,05$
	Armatura postesa	$\gamma_P = 0,90$	$\gamma_P = 1,10$
Permanente de valor no constante		$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable		$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

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 ≤ 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

9. Hipótesis de carga

Para una correcta modelización se han de tener en cuenta las distintas posibilidades de actuación de las acciones sobre la estructura en diferentes usos. Solo mostraremos las que dependen de nuestra actuación de llenado y vaciado, las de nieve y sobrecarga de uso son predeterminadas en todos los casos con el mismo criterio de ocupar todas las posibilidades. Este tipo de hipótesis se realizan para así obtener la/las hipótesis más desfavorables y calcular los elementos constituyentes respecto de esa situación dada.

Hipótesis para Estado Límite ultimo:

	HIPOTESIS	SITUACIÓN
1	Depósito lleno	Cámara 1 llena + cámara 2 llena
2a	Cámara 1	Cámara 1 llena + cámara 2 vacía
2b	Cámara 2	Cámara 1 vacía + cámara 2 llena
3	Deposito vacío	Cámara 1 vacía + cámara 2 vacía

Hipótesis para Estado Límite de servicio:

	HIPOTESIS	SITUACIÓN
1	Depósito lleno	Cámara 1 llena + cámara 2 llena
2a	Medio depósito	Cámara 1 llena + cámara 2 vacía
2b	Medio depósito	Cámara 1 vacía + cámara 2 llena
3	Deposito vacío	Cámara 1 vacía + cámara 2 vacía

Aunque deberíamos para un cálculo manual escogeríamos situaciones más desfavorables para resolver el dimensionamiento, el programa CYPECAD comprobara todas las posibilidades dando un resultado final igualmente válido.

10. Elementos estructurales

El estudio de los elementos estructurales que componen la infraestructura se comprobará con las acciones comentadas, verificando su comportamiento y resistencia frente a las acciones.

También se comenta, pero sin adentrar en muchos detalles la construcción de la cámara de válvulas. Se da un breve resumen marcando como objetivo principal del proyecto básico la construcción de los elementos principales del depósito. Recordemos que estamos ante un proyecto básico con orientación educativa y dejamos los cálculos finales para el desarrollo de un proyecto completo.

A continuación, se muestra una modelización en 3D obtenida con el programa CYPECAD después de introducir todos los parámetros geométricos. Esta imagen sin cubierta nos dará una idea de la forma final que tendría el depósito adoptado, con las distribuciones requeridas para su interior a excepción de la cámara de válvulas y algún detalle interior.

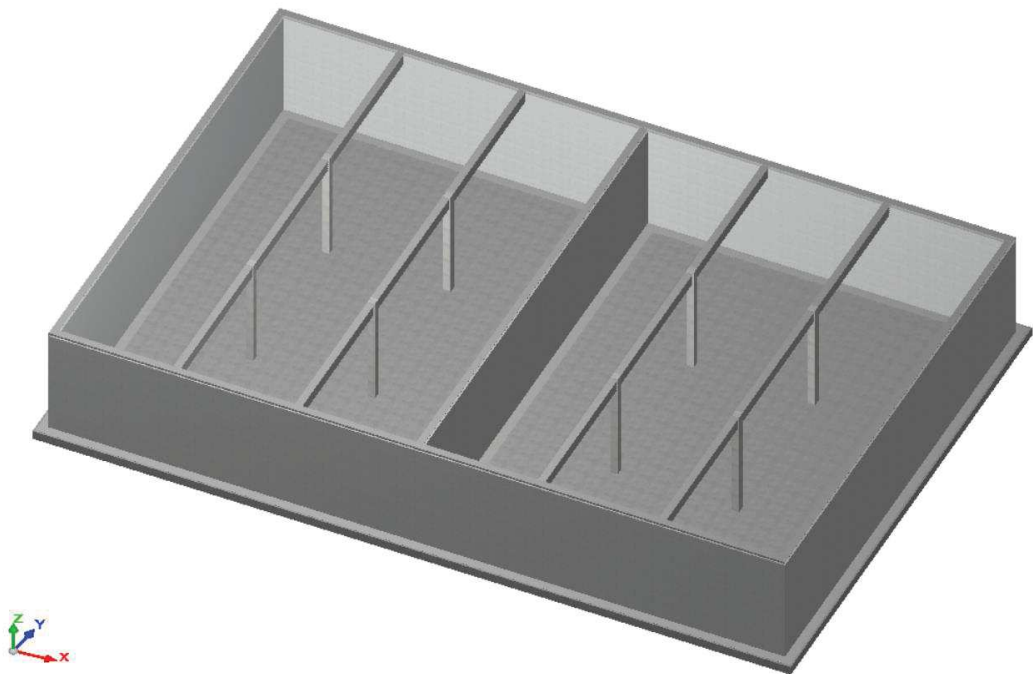


FIGURA 15. MODELO 3D. CYPECAD.

10.1 Cubierta

La cubierta se realiza mediante paneles prefabricados de placas alveolares:

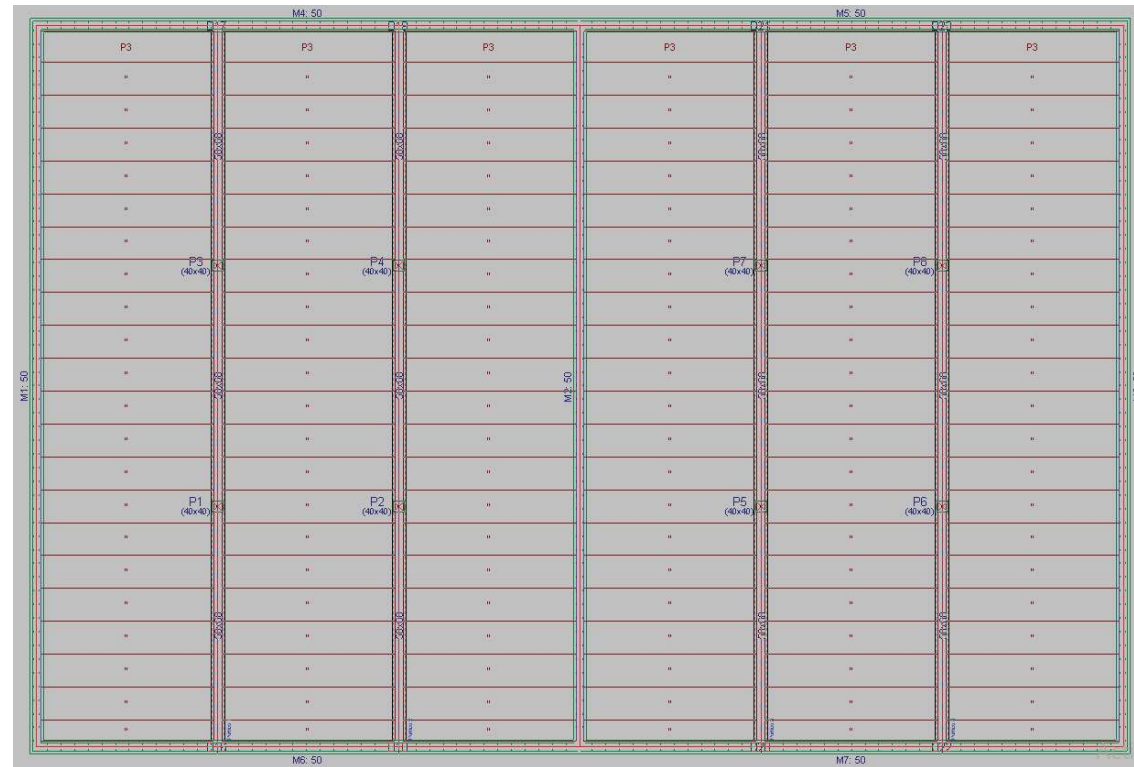
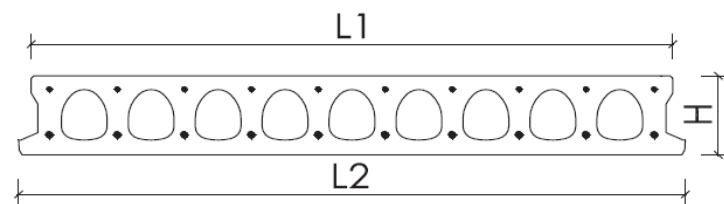


FIGURA 16. PLANTA CUBIERTA. CYPECAD.

En la imagen anterior se puede comprobar la configuración establecida para la distribución de las placas alveolares. Estas están dispuestas cada 6,63 m y se ha dejado un apoyo máximo de 20 centímetros aproximadamente sobre muros y vigas. El ancho de las placas será de 120 cm(L2).



Sobre las placas se prevé la construcción de una cubierta invertida, que como ya se comentó en el apartado de acciones según recomendaciones del CTE aplicaremos 2,5 kN/m² sobre la losa de placa alveolar. Como la construcción del depósito se prevé con la pendiente necesaria para la

evacuación de aguas interior nos aprovecharemos de la misma pendiente para la evacuación de aguas de la cubierta, estableciéndose la evacuación por la parte frontal del depósito.

Además, se le añadirá la sobrecarga de uso para cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento que establece el CTE, como ya se ha comentado.

Para la elección de la cubierta optamos por guiarnos por el artículo 50 de la EHE-08, frente al Estado Límite de Deformación. El apartado 50.2.2.1, Cantos mínimos. Establece que: "En el caso particular de forjados de viguetas con luces menores que 7 m y de **forjados de losas alveolares pretensadas con luces menores que 12 m, y sobrecargas no mayores que 4 kN/m², no es preciso comprobar si la flecha cumple con las limitaciones de 50.1, si el canto total h es mayor que el mínimo h_{min}**", dado por:

$$h_{\min} = \delta_1 \delta_2 \frac{L}{C}$$

siendo:

- δ_1 Factor que depende de la carga total y que tiene el valor de $\sqrt{q/7}$, siendo q la carga total, en kN/m²;
- δ_2 Factor que tiene el valor de $(L/6)^{1/4}$;
- L La luz de cálculo del forjado, en m;
- C Coeficiente cuyo valor se toma de la Tabla 50.2.2.1.b:

Nos aprovecharemos de la EHE para establecer un canto del forjado unidireccional de losas alveolares con los calculas que contiene la norma.

Empezaremos por el forjado de menor espesor con losas de 16 cm de espesor con placas alveolares genéricas. Datos:

- H+C: 160 + 50 (H = 21 cm)
- Peso propio: 3,8 kN/m²
- Carga muerta(cubierta): 2,5 kN/m²
- Sobrecarga de uso: 1 kN/m²
- Nieve: 0,2 kN/m²
- Longitud entre vanos 6,63 m

Estos datos se dan a modo de recomendación para la posterior elección del forjado de losas alveolares, ya que según el fabricante se tendrán datos distintos según la losa escogida.

Coeficientes C

Tipo de forjado	Tipo de carga	Tipo de tramo		
		Aislado	Extremo	Interior
Viguetas armadas	Con tabiques o muros	17	21	24
	Cubiertas	20	24	27
Viguetas pretensadas	Con tabiques o muros	19	23	26
	Cubiertas	22	26	29
Losas alveolares pretensadas(*)	Con tabiques o muros	36	—	—
	Cubiertas	45	—	—

$\delta_1 = 1,01 \delta_2 = 1,01 h_{min} = 14 < h = 21$

Por lo tanto, el canto cumple con la condición de que establece la norma. Ahora, se verifica que la losa establecida cumple frente a características resistentes.

$P_d = 1,35 \cdot (3,8 + 2,5) + 1,5 \cdot (0,2 + 1) = 10,3 \text{ kN/m}^2$

$M_d = \frac{10,3 \cdot 6,63^2}{8} = 56,6 \text{ kN} \cdot \text{m}$

El forjado con losa alveolar para resistir este momento último será con losas del tipo 3(según fabricante), que resisten hasta 65,28 kN · m.

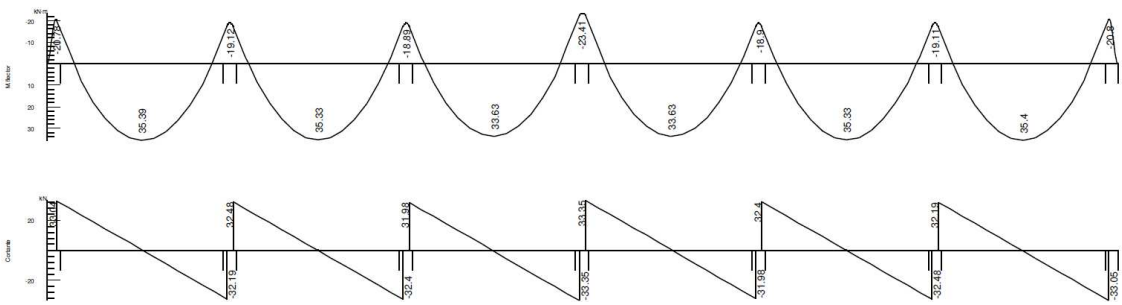
(16+5) x 120 con losas tipo 3(depends del fabricante)

Los momentos negativos se obtuvieron por simplificación, por métodos de análisis lineal como una vida continua, que es lo que se suele utilizar en forjados unidireccionales.

En los apoyos sobre los muros exteriores para un momento de 14,15 kN/m y en el apoyo central para un momento de 28,3 kN/m, se requiere de Ø10/25 (32,53 kN/m).

En los apoyos en vigas con un momento de 39 kN/m se requiere de Ø10/15 (45,74 kN/m).

Pasando a los cálculos que CYPECAD ha efectuado obtenemos las siguientes envolventes de esfuerzos para momentos flectores y esfuerzos cortantes.



17. ENVOLVENTES LOSA ALVEOLAR. CYPECAD.

Como vemos, los apoyos no llegan a ser articulados al 100% ya que la unión entre losas se produce por una fina capa de hormigón con unas pocas barras de acero, por lo que no llega a materializarse una unión rígida entre los elementos, es meramente para evitar una abertura de fisura demasiado grande en la parte superior de la losa por las deformaciones.

Para hacer una pequeña verificación, cogemos el momento flector que calculamos para escoger un canto de forjado. A pesar de que este momento se refiere a un momento flector de una viga biapoyada, se entiende que, aunque en el forjado se aprecian momentos negativos podemos desplazar la ley de momentos hasta la unidad 0 en los apoyos sin modificar su curvatura teniendo así el momento de una viga biapoyada.

$56,6 \text{ kN} \cdot \text{m} - (\pm 20 \text{ kN} \cdot \text{m}) = 36.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Realizando esta aproximación de la envolvente obtenemos 36,6 kN·m, que como se puede observar en las envolventes que proporciona el programa coincide aproximadamente con los momentos flectores positivos que se generan en el forjado.

En definitiva, podemos constatar que CYPECAD está realizando correctamente la asignación de cargas que se le están encomendando para el cálculo estructural.

10.2 Vigas

Las vigas se establecen de 50 x 60 centímetros y 8,80 metros cada una. Estas vienen condicionadas por la fisuración que se les puede producir, ya que se exigen aberturas de fisura reducida ($<0,2$ mm) por el tipo de ambiente escogido. En un principio se escogieron vigas de 40 cm de ancho dando continuidad al ancho de los pilares, pero por motivos de resistencia y fisuración se optó por aumentar el ancho en 10 cm, ajustándose mejor a los requerimientos de la norma y resistiendo de las cargas requeridas.

Debido a las complicaciones de fisuración por las altas restricciones del tipo de ambiente se descartó el predimensionamiento inicial de 40 x 60 centímetros en vigas. Los armados no cumplían debido a una fisuración mayor a la permitida. Después de intentar ajustar el armado sin éxito, ya que el armado quedaba muy junto no cumpliendo con las restricciones de separación de la norma, se optó por aumentar el canto de la viga permitiendo así que se cumplan las restricciones y que además cumplan también con la resistencia requerida.

A continuación, se muestran algunos los armados obtenidos por el programa. Haremos una breve comprobación para ver que todo el trabajo que estamos efectuando con CYPECAD está funcionando según lo previsto.

El pórtico 1 tendrá las mismas características que el pórtico 4 debido a la situación y acciones que lo afectan. Lo mismo pasa con el pórtico 2 y 4, por lo que se seguirá el mismo procedimiento y solo se verá el pórtico 2. Aun así, se puede observar que los 4 pórticos tienen muy similares envolventes de cálculo.

Como calculo orientativo de verificación, vamos a calcular los momentos flectores positivos máximos sobre la viga 1. Para ellos calcularemos esfuerzos con la viga cargada por completo.

La viga trabaja totalmente empotrada en sus apoyos impidiendo el giro en la unión y está cargada por los elementos sobre ella que son: la carga recibida por el forjado de losas alveolares y el peso propio de la viga.

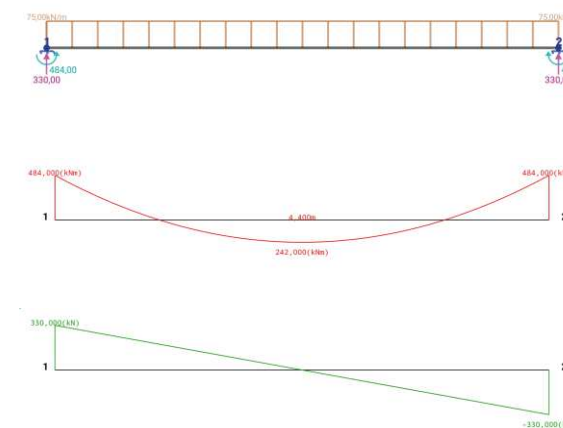
El forjado de cubierta, atendiendo a las envolventes mostradas en la figura 17 afecta con los saltos de cortante que para simplificar le asignaremos 65 kN, en este caso el cortante a lo largo de la viga actuara como carga repartida por lo tanto 65 kN/m.

Para el peso propio tenemos una sección de 0,4 x 0,6 con un área de 0,3 m². Por lo tanto, el peso propio sumara una carga de 7,5 kN/m, el cual tendremos que mayorar para la combinación de acciones como carga permanente, quedado:

$$P_d = 1,35 \cdot 7,5 + 65 = 75 \text{ kN/m}^2$$

A continuación, se muestran los esfuerzos en el diagrama de cuerpo libre, además de los diagramas de momentos y cortantes que se generan a lo largo del pórtico.

Se modeliza una viga biempotrada en sus extremos haciendo referencia a la viga central del pórtico que es la que menos coaccionada esta por los empotramientos en los muros al ser vanos extremos. En este tramo se espera un comportamiento parecido a la hipótesis que se propone.



Punto (L=8,8 m)	Cortante (kN)	Momento (kN·m)
1.0L	330	-484
0.9L	264	-222,64
0.8L	198	-19,36
0.7L	132	125,84
0.6L	66	212,96
0.5L	0	242,96
0.4L	-66	212,96
0.3L	-132	125,84
0.2L	-198	-19,36
0.1L	-264	-222,64
0.0L	-330	-484

Como vemos en los datos, obtenemos unos cálculos similares a los que nos ofrece el programa (quedan marcado en ambas tablas), por lo que parece que los datos que hemos introducido y los cálculos que esta efectuando el programa tienen coherencia y funciona adecuadamente.

RESUMEN DE COMPROBACIONES RESISTENTES Y DE FISURACIÓN EN LOS PORTICOS:

Pórtico 1

Viga 1.1	X (m)	M _{ed,x}	M _{Rd,x}	X (m)	V _{rd1,y}	V _{u1,y}	V _{rd2,y}	V _{u2,y}	W _{k,sup}	W _{k,inf}
Apoyo izquierdo	B16	-308,77	-448,63	0,599	275,97	1618,04	275,97	300,81	0,199	0,196
Centro vano	3,587	324,57	548,44	-	-	-	-	-		
Apoyo derecho	7,969	-432,20	-624,16	7,770	303,25	1616,15	303,25	325,90		
Viga 1.2	X (m)	M _{ed,x}	M _{Rd,x}	X (m)	V _{rd1,y}	V _{u1,y}	V _{rd2,y}	V _{u2,y}	W _{k,sup}	W _{k,inf}
Apoyo izquierdo	0,415	-427,95	-616,20	0,614	290,13	1616,15	290,13	325,17	0,200	0,167
Centro vano	3,801	283,27	548,44	-	-	-	-	-		
Apoyo derecho	7,984	-430,88	-615,96	7,785	290,71	1616,15	290,71	325,15		
Viga 1.3	X (m)	M _{ed,x}	M _{Rd,x}	X (m)	V _{rd1,y}	V _{u1,y}	V _{rd2,y}	V _{u2,y}	W _{k,sup}	W _{k,inf}
Apoyo izquierdo	0,380	-435,26	-624,39	0,579	305,36	1616,15	305,36	325,92	0,200	0,198
Centro vano	6,356	234,92	385,44	-	-	-	-	-		
Apoyo derecho	8,349	-304,46	-537,49	7,750	275,32	1618,04	275,32	300,81		

Pórtico 2

Viga 2.1	X (m)	M _{ed,x}	M _{Rd,x}	X (m)	V _{rd1,y}	V _{u1,y}	V _{rd2,y}	V _{u2,y}	W _{k,sup}	W _{k,inf}
Apoyo izquierdo	B18	-306,99	-448,63	0,599	275,11	1618,04	275,11	300,81	0,199	0,196
Centro vano	3,587	323,85	548,44	-	-	-	-	-		
Apoyo derecho	7,969	-430,23	624,16	7,770	302,05	1616,15	302,05	325,90		
Viga 2.2	X (m)	M _{ed,x}	M _{Rd,x}	X (m)	V _{rd1,y}	V _{u1,y}	V _{rd2,y}	V _{u2,y}	W _{k,sup}	W _{k,inf}
Apoyo izquierdo	0,415	-425,95	-616,20	0,614	288,72	1616,15	288,72	325,17	0,200	0,168
Centro vano	3,801	281,99	548,44	-	-	-	-	-		
Apoyo derecho	7,984	-428,97	-615,96	7,785	289,33	1616,15	289,33	325,15		
Viga 2.3	X (m)	M _{ed,x}	M _{Rd,x}	X (m)	V _{rd1,y}	V _{u1,y}	V _{rd2,y}	V _{u2,y}	W _{k,sup}	W _{k,inf}
Apoyo izquierdo	0,380	-433,34	-624,39	0,579	304,08	1616,15	304,08	325,92	0,199	0,197
Centro vano	6,356	234,67	385,44	-	-	-	-	-		
Apoyo derecho	8,349	-302,80	-537,49	7,750	274,43	1618,04	274,43	300,81		

Pórtico 3

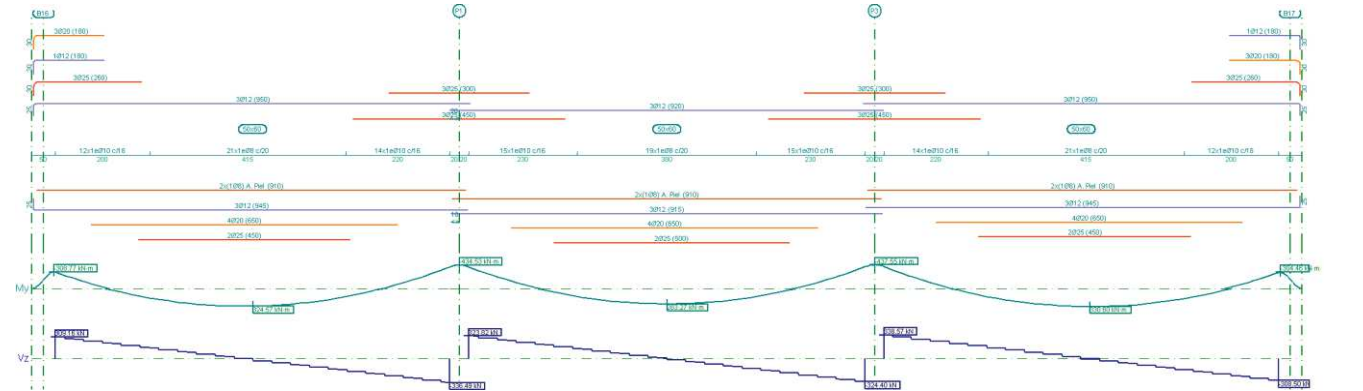
Viga 3.1	X (m)	M _{ed,x}	M _{Rd,x}	X (m)	V _{rd1,y}	V _{u1,y}	V _{rd2,y}	V _{u2,y}	W _{k,sup}	W _{k,inf}
Apoyo izquierdo	B20	-308,53	-448,63	0,599	275,40	1618,04	275,40	300,81	0,199	0,196
Centro vano	3,587	323,36	548,44	-	-	-	-	-		
Apoyo derecho	7,969	-429,92	-624,16	7,770	301,87	1616,15	301,87	325,90		
Viga 3.2	X (m)	M _{ed,x}	M _{Rd,x}	X (m)	V _{rd1,y}	V _{u1,y}	V _{rd2,y}	V _{u2,y}	W _{k,sup}	W _{k,inf}
Apoyo izquierdo	0,415	-425,68	-616,20	0,614	288,70	1616,15	288,70	325,17	0,200	0,167
Centro vano	3,801	282,21	548,44	-	-	-	-	-		
Apoyo derecho	7,984	-428,62	-615,96	7,785	289,29	1616,15	289,29	325,15		
Viga 3.3	X (m)	M _{ed,x}	M _{Rd,x}	X (m)	V _{rd1,y}	V _{u1,y}	V _{rd2,y}	V _{u2,y}	W _{k,sup}	W _{k,inf}
Apoyo izquierdo	0,380	-432,96	-624,39	0,579	303,88	1616,15	303,88	325,92	0,199	0,197
Centro vano	6,356	233,66	385,44	-	-	-	-	-		
Apoyo derecho	8,349	-304,40	-537,49	7,750	274,73	1618,04	247,73	300,81		

Pórtico 4

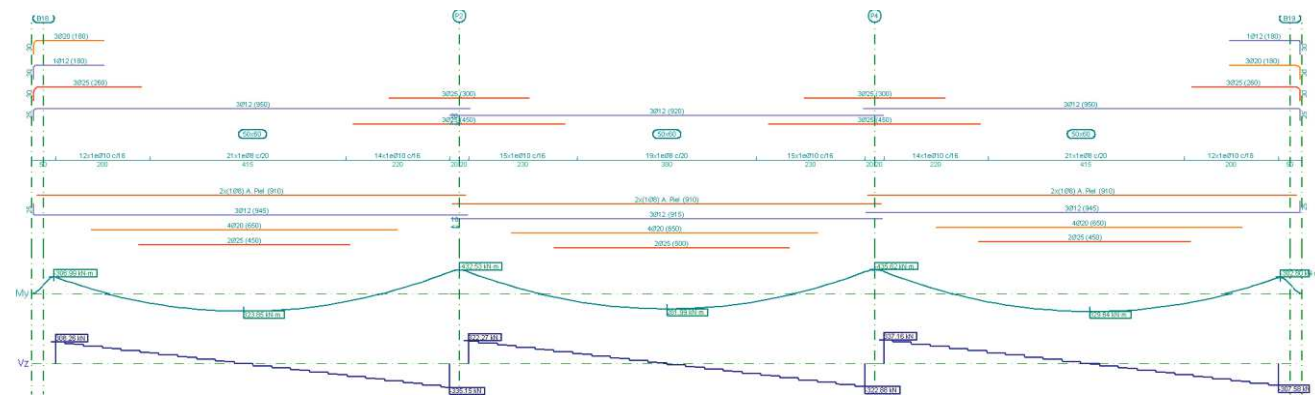
Viga 4.1	X (m)	M _{ed,x}	M _{Rd,x}	X (m)	V _{rd1,y}	V _{u1,y}	V _{rd2,y}	V _{u2,y}	W _{k,sup}	W _{k,inf}
Apoyo izquierdo	B22	-307,30	-448,63	0,599	275,70	1618,04	275,70	300,81	0,200	0,197
Centro vano	3,587	325,04	548,44	-	-	-	-	-		
Apoyo derecho	7,969	-431,18	-615,96	7,770	303,43	1616,15	303,43	325,90		
Viga 4.2	X (m)	M _{ed,x}	M _{Rd,x}	X (m)	V _{rd1,y}	V _{u1,y}	V _{rd2,y}	V _{u2,y}	W _{k,sup}	W _{k,inf}
Apoyo izquierdo	0,415	-428,25	-616,20	0,614	290,18	1616,15	290,18	325,17	0,200	0,168
Centro vano	3,801	283,09	548,44	-	-	-	-	-		
Apoyo derecho	7,984	-431,18	-615,96	7,785	290,75	1616,15	290,75	325,15		
Viga 4.3	X (m)	M _{ed,x}	M _{Rd,x}	X (m)	V _{rd1,y}	V _{u1,y}	V _{rd2,y}	V _{u2,y}	W _{k,sup}	W _{k,inf}
Apoyo izquierdo	0,380	-435,58	-624,39	0,579	305,53	1616,15	305,53	325,92	0,200	0,198
Centro vano	6,356	235,75	385,44	-	-	-	-	-		
Apoyo derecho	8,349	-302,99	-537,49	7,750	275,05	1618,04	275,05	300,81		

En las tablas resumen de comprobaciones se puede observar la verificación de los cálculos obtenidos con el programa y comprobamos que todos los esfuerzos son resistidos por las secciones y los armados establecidos y las aberturas de fisuran cumplen para el tipo de ambiente IV.

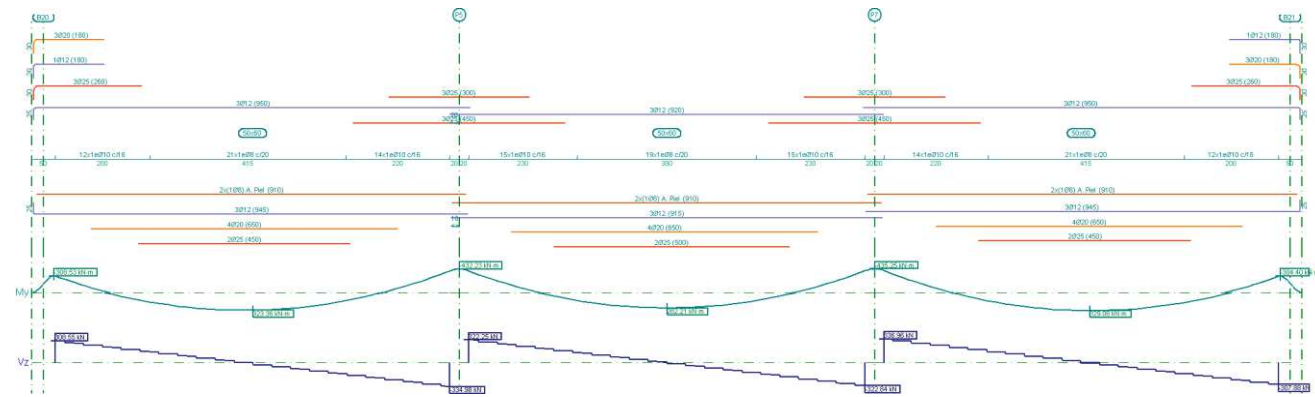
En el “ANEXO. Comprobaciones CYPE” se muestra el procedimiento seguido para la obtención de los datos mostrados solo para la viga 1. Debido al volumen que supondría adjuntar todas las comprobaciones. El resto de las comprobaciones siguen los mismos pasos, es un proceso mecánico y repetitivo, ya que al ser vigas idénticas no varían.



PÓRTICO 1		Viga 1.1: B16-P1			Viga 1.2: P1-P3			Viga 1.3: P3-B17		
Sección		50x60			50x60			50x60		
Zona		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
M mín.	[kN·m]	-303.68	-	-401.99	-401.03	-	-403.85	-404.95	-	-299.33
	[m]	0.00	-	8.35	0.00	-	8.40	0.00	-	8.35
M máx.	[kN·m]	249.66	324.57	229.37	185.88	283.27	185.87	231.95	330.60	258.79
	[m]	2.59	4.18	5.58	2.61	4.20	5.79	2.77	4.36	5.76
V mín.	[kN]	-	-118.41	-336.49	-	-107.84	-324.40	-	-94.06	-308.50
	[m]	-	5.38	8.35	-	5.59	8.40	-	5.56	8.35
V máx.	[kN]	309.16	94.69	-	323.82	107.24	-	338.57	120.56	-
	[m]	0.00	2.79	-	0.00	2.81	-	0.00	2.97	-
Á. Sup.	[cm²]	Real 27.93	3.39	32.85	32.85	3.39	32.85	32.85	3.39	27.93
		Nec. 14.06	0.00	20.32	20.32	0.00	20.48	20.48	0.00	13.85
Á. Inf.	[cm²]	Real 25.78	25.78	24.09	25.73	25.78	25.78	25.29	25.78	24.95
		Nec. 12.94	14.75	12.23	10.22	12.78	10.22	12.39	15.04	13.33
Á. Transv.	[cm²/m]	Real 8.73	5.03	9.82	9.82	5.03	9.82	9.82	5.03	8.73
		Nec. 7.45	4.44	8.66	8.02	4.44	8.05	8.77	4.44	7.68
F. Sobrecarga		1.90 mm, L/4390 (L: 8.35 m)			1.05 mm, L/7767 (L: 8.18 m)			2.18 mm, L/3836 (L: 8.35 m)		
F. Activa		13.89 mm, L/601 (L: 8.35 m)			8.33 mm, L/981 (L: 8.17 m)			14.47 mm, L/577 (L: 8.35 m)		
F. A plazo infinito		15.93 mm, L/524 (L: 8.35 m)			10.22 mm, L/798 (L: 8.16 m)			16.25 mm, L/514 (L: 8.35 m)		

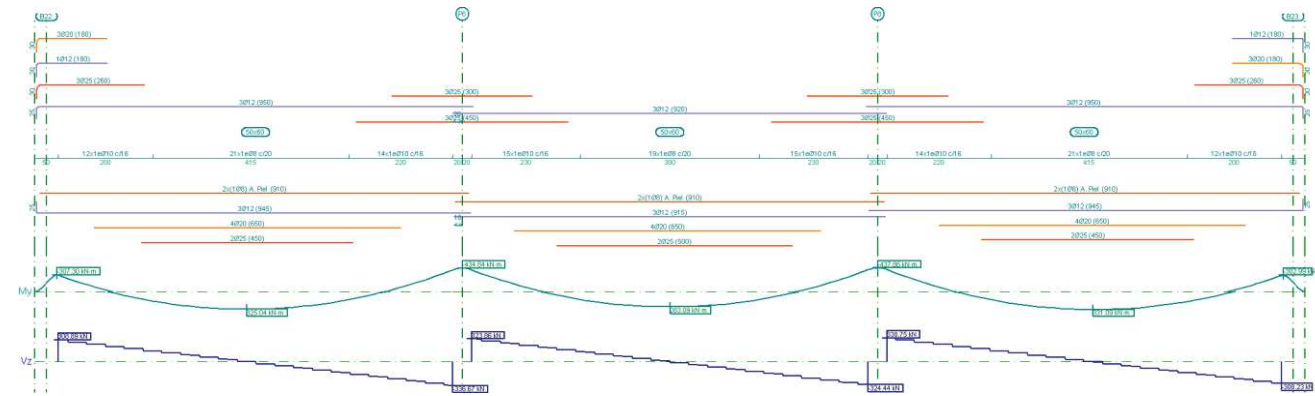


PÓRTICO 2		Viga 2.1: B18-P2			Viga 2.2: P2-P4			Viga 2.3: P4-B19		
Sección		50x60			50x60			50x60		
Zona		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
M mín	[kN·m]	-301.90	-	-400.17	-399.14	-	-402.07	-403.17	-	-297.67
x	[m]	0.00	-	8.35	0.00	-	8.40	0.00	-	8.35
M máx.	[kN·m]	249.56	323.85	228.84	184.98	281.99	184.95	231.22	329.64	258.33
x	[m]	2.59	3.99	5.58	2.61	4.20	5.79	2.77	4.36	5.76
V mín	[kN]	-	-118.04	-335.15	-	-107.34	-322.88	-	-93.61	-307.58
x	[m]	-	5.38	8.35	-	5.59	8.40	-	5.56	8.35
V máx	[kN]	308.26	94.25	-	322.27	106.72	-	337.16	120.15	-
x	[m]	0.00	2.79	-	0.00	2.81	-	0.00	2.97	-
Á. Sup.	[m²] Real	27.93	3.39	32.85	32.85	3.39	32.85	32.85	3.39	27.93
	Nec.	13.97	0.00	20.22	20.22	0.00	20.38	20.38	0.00	13.77
Á. Inf.	[m²] Real	25.78	25.78	24.09	25.73	25.78	25.78	25.29	25.78	24.95
	Nec.	12.92	14.72	12.19	10.17	12.72	10.17	12.35	15.00	13.30
Á. Transv.	[m²/m] Real	8.73	5.03	9.82	9.82	5.03	9.82	9.82	5.03	8.73
	Nec.	7.40	4.44	8.60	7.95	4.44	7.98	8.70	4.44	7.64
F. Sobrecarga		1.90 mm, L/4405 (L: 8.35 m)			1.05 mm, L/7795 (L: 8.17 m)			2.16 mm, L/3863 (L: 8.35 m)		
F. Activa		13.88 mm, L/602 (L: 8.35 m)			8.25 mm, L/989 (L: 8.16 m)			14.44 mm, L/578 (L: 8.35 m)		
F. A plazo infinito		15.92 mm, L/524 (L: 8.35 m)			10.13 mm, L/805 (L: 8.16 m)			16.22 mm, L/515 (L: 8.35 m)		



PÓRTICO 3		Viga 3.1: B18-P2			Viga 3.2: P2-P4			Viga 3.3: P4-B19		
Sección		50x60			50x60			50x60		
Zona		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
M mín	[kN·m]	-303.45	-	-399.87	-398.88	-	-401.72	-402.79	-	-299.29
x	[m]	0.00	--	8.35	0.00	-	8.40	0.00	-	8.35
M máx.	[kN·m]	248.72	323.36	228.65	185.20	282.21	185.18	231.02	329.06	257.37
x	[m]	2.59	4.18	5.58	2.61	4.20	5.79	2.77	4.36	5.76

PÓRTICO 3		Viga 3.1: B18-P2			Viga 3.2: P2-P4			Viga 3.3: P4-B19		
Sección		50x60			50x60			50x60		
Zona		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
V mín	[kN]	-	-117.85	-334.98	-	-107.32	-322.84	-	-93.86	-307.88
x	[m]	-	5.38	8.35	-	5.59	8.40	-	5.56	8.35
V máx	[kN]	308.55	94.50	-	322.25	106.71	-	336.96	119.92	-
x	[m]	0.00	2.79	-	0.00	2.81	-	0.00	2.97	-
Á. Sup.	[m²] Real	27.93	3.39	32.85	32.85	3.39	32.85	32.85	3.39	27.93
	Nec.	14.05	0.00	20.21	20.21	0.00	20.36	20.36	0.00	13.85
Á. Inf.	[m²] Real	25.78	25.78	24.09	25.73	25.78	25.78	25.29	25.78	24.95
	Nec.	12.89	14.69	12.18	10.18	12.73	10.18	12.33	14.97	13.26
Á. Transv.	[m²/m] Real	8.73	5.03	9.82	9.82	5.03	9.82	9.82	5.03	8.73
	Nec.	7.42	4.44	8.59	7.95	4.44	7.98	8.69	4.44	7.66
F. Sobrecarga		1.89 mm, L/4417 (L: 8.35 m)			1.05 mm, L/7783 (L: 8.18 m)			2.15 mm, L/3877 (L: 8.35 m)		
F. Activa		13.83 mm, L/604 (L: 8.35 m)			8.28 mm, L/986 (L: 8.17 m)			14.38 mm, L/581 (L: 8.35 m)		
F. A plazo infinito		15.85 mm, L/527 (L: 8.35 m)			10.17 mm, L/803 (L: 8.16 m)			16.15 mm, L/517 (L: 8.35 m)		



PÓRTICO 4		Viga 4.1: B18-P2			Viga 4.2: P2-P4			Viga 4.3: P4-B19		
Sección		50x60			50x60			50x60		
Zona		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
M mín	[kN·m]	-302.19	-	-402.32	-401.32	-	-404.13	-405.27	-	-297.84
x	[m]	0.00	-	8.35	0.00	-	8.40	0.00	-	8.35
M máx.	[kN·m]	250.45	325.04	229.54	185.68	283.09	185.67	232.12	331.09	259.58
x	[m]	2.59	3.99	5.58	2.61	4.20	5.79	2.77	4.36	5.76
V mín	[kN]	-	-118.59	-336.67	-	-107.86	-324.44	-	-93.82	-308.23
x	[m]	-	5.38	8.35	-	5.59	8.40	-	5.56	8.35
V máx	[kN]	308.89	94.45	-	323.86	107.26	-	338.75	120.75	-
x	[m]	0.00	2.79	-	0.00	2.81	-	0.00	2.97	-
Á. Sup.	[m²] Real	27.93	3.39	32.85	32.85	3.39	32.85	32.85	3.39	27.93
	Nec.	13.99	0.00	20.34	20.34	0.00	20.49	20.49	0.00	13.78
Á. Inf.	[m²] Real	25.78	25.78	24.09	25.73	25.78	25.78	25.29	25.78	24.95
	Nec.	12.98	14.78	12.24	10.21	12.78	10.21	12.40	15.07	13.37
Á. Transv.	[m²/m] Real	8.73	5.03	9.82	9.82	5.03	9.82	9.82	5.03	8.73
	Nec.	7.43	4.44	8.67	8.02	4.44	8.06	8.78	4.44	7.67
F. Sobrecarga		1.91 mm, L/4382 (L: 8.35 m)			1.05 mm, L/7777 (L: 8.17 m)			2.18 mm, L/3832 (L: 8.35 m)		
F. Activa		13.95 mm, L/599 (L: 8.35 m)			8.31 mm, L/983 (L: 8.16 m)			14.52 mm, L/575 (L: 8.35 m)		
F. A plazo infinito		16.00 mm, L/522 (L: 8.35 m)			10.19 mm, L/800 (L: 8.16 m)			16.31 mm, L/512 (L: 8.35 m)		

10.3 Muros

Para la modelización de los muros para el depósito de agua realizado mediante hormigón armado, se debe tener en cuenta que el espesor de los muros no será menor que 30 cm, que es lo que requiere el bombeo de hormigón. Para la obtención del espesor nos hemos apoyado en las recomendaciones de Jiménez Montoya que dicen que, para depósitos rectangulares con altura de agua menor a 6 m, aplicar como referencia:

$$H = 0,1 \cdot H_w ; H = 50 \text{ cm}$$

Haremos una breve comprobación con los cálculos obtenidos con el programa para verificar que hemos introducido ningún error.

En primer lugar, establecemos mediante el apoyo de un formulario para obtener los esfuerzos que se ejercen sobre el muro.

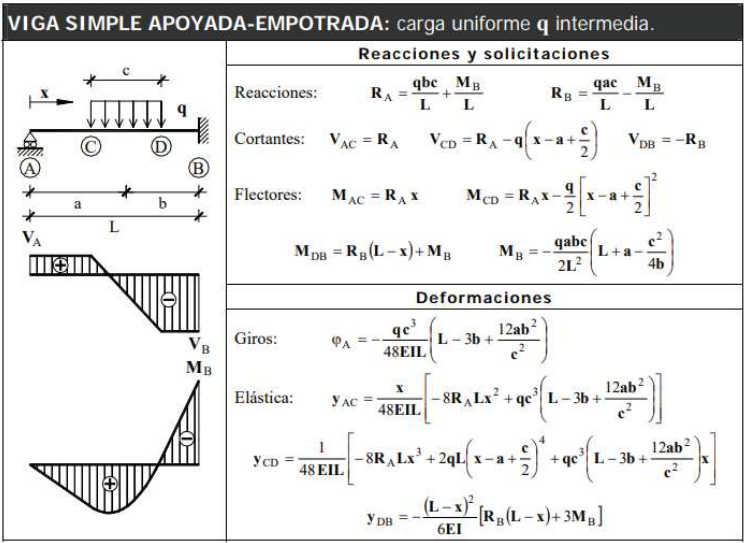
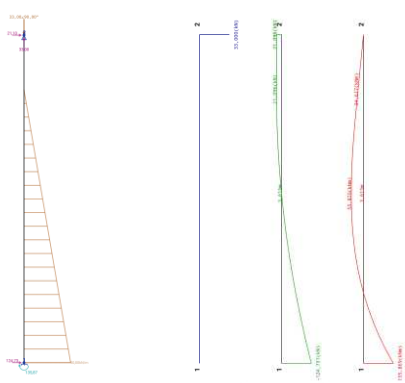


FIGURA 18. FORMULARIO DE APOYO.

Podemos observar como quedaran las envolventes. Se escoge una viga simple apoyada y un empotramiento ya que la unión muro-cubierta no se considera un empotramiento al no impedirse completamente el giro en la unión de la cubierta con el muro.

El momento negativo más desfavorable y condicionante del muro se da en el empotramiento de la base del muro con 203,8 kN·m en sentido negativo, y el momento máximo positivo se genera a 3,62 metros desde la base siendo de 55,7 kN·m.

A continuación, se muestran los esfuerzos en el diagrama de cuerpo libre, además de los diagramas de momentos, cortantes y axiles que se generan a lo largo del muro.



Punto (L=7m)	Axial (kN)	Cortante (kN)	Momento (kN·m)
1.0L	-33,000	21,096	0,000
0.9L	0,000	21,096	14,767
0.8L	0,000	20,863	29,517
0.7L	0,000	17,365	43,141
0.6L	0,000	9,666	52,847
0.5L	0,000	-2,233	55,693
0.4L	0,000	-18,333	48,740
0.3L	0,000	-38,632	29,048
0.2L	0,000	-63,132	-6,325
0.1L	0,000	-91,831	-60,317
0.0L	0,000	-124,731	-135,869

Con la obtención de estos datos podemos empezar a realizar unas pequeñas comprobaciones para verificar que todo va correctamente.

Se extraen los esfuerzos que se generan sobre los muros con el programa CYPECAD. Cabe decir que en la estimación de esfuerzos efectuada por él alumno se han introducido las fricciones que se generaran sobre el apoyo muro-cubierta (↔), estas existen, ya que si no el muro se desplazaría en su parte más alta si no tuviesen la cubierta encima y en este caso estará impedido su desplazamiento.

Esta información respecto de los muros se adjunta al final del documento debido a la amplitud de datos, en "ANEXO. Comprobaciones CYPE".

Seguidamente, por simplificación de cálculos, hay que decir que las aproximaciones aportadas por el alumno se prevén en la parte central del muro. Los muros están coaccionados en sus extremos

por las uniones con los otros muros que están en contacto con él, por lo que los desplazamientos en estos puntos serán mínimos o nulos si se realiza un correcto cálculo estructural.

Dicho esto, se esperan los mayores desplazamientos (aunque estos están restringidos) en el punto más alto en la mitad de la longitud del muro y los mayores momentos sobre la base unión cimentación-muro.

Mostramos la situación del muro 1, la cual será muy parecida a todos los demás. Ya que se esperan las mismas acciones del agua en todo caso sobre cualquier muro, excepto en el muro divisorio el cual tendrá que estar dimensionado por ambas caras para el momento máximo por la actuación del agua, las diferentes hipótesis hacen que actúen la misma carga, pero con diferentes tiempos de actuación en cada una.

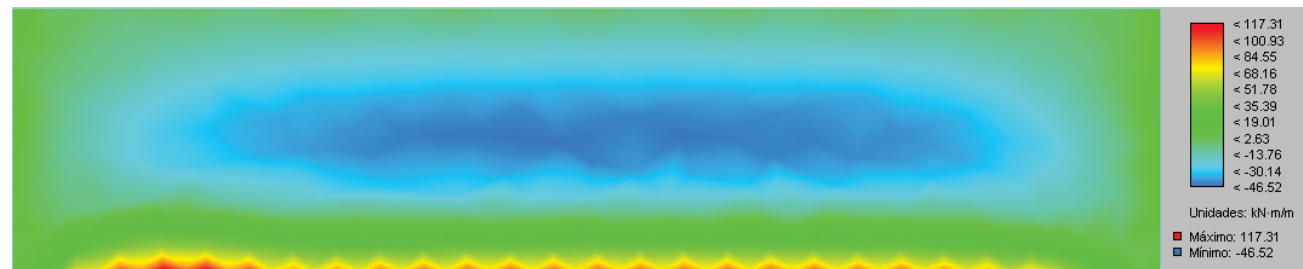


FIGURA 19. MOMENTOS MURO 1 CON CARGA EN CÁMARA 1. CYPECAD.

Si comparamos el momento máximo, en ambos casos se generan en la base (unión cimentación-muro) con un valor muy similar (135,87 kN·m en los cálculos del alumno y 117,37 kN·m en los obtenidos por el programa), por lo que podemos afirmar que se están llevando correctamente las hipótesis, obteniendo los esfuerzos esperados según las cargas introducidas.

En la imagen de CYPECAD, también podemos afirmar que los flectores actúan según lo previsto, su momento máximo negativo se produce en la base, el máximo positivo a una distancia algo más alta de la mitad del muro y mengua hasta prácticamente cero en la parte más alta. Cosa que ocurre también en los diagramas de momentos obtenidos por el alumno.

10.4 Pilares

Los pilares serán rectangulares de 40x40 cm siguiendo las recomendaciones de J. Montoya. Ya que no se ha previsto grandes cargas y cumplen con los requerimientos de acciones propuestos.

El cálculo realizado por el programa se refiere a cuantías geométricas mínimas, comprobándose que el elemento cumple con resistencia suficiente.

Las cuantías geométricas mínimas de armado, según la EHE-08 establece para pilares un 4 ‰, respecto de la sección de hormigón actuante. Este dato verifica los resultados obtenidos. Y se encuentran con mas detalles en el anexo 1.

FIGURA 20. CYPECAD.

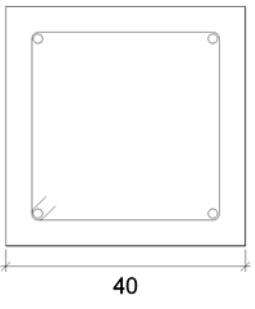
Datos del pilar			
	Geometría		
	Dimensiones	: 40x40 cm	
	Tramo	: -1.000/5.200 m	
	Altura libre	: 5.60 m	
	Recubrimiento geométrico	: 4.0 cm	
	Tamaño máximo de árido	: 20 mm	
	Materiales		Longitud de pandeo
	Hormigón : HA-30, Yc=1.5	Plano ZX : 5.60 m	
	Acero : B 500 S, Ys=1.15		Plano ZY : 5.60 m
	Armadura longitudinal		Armadura transversal
	Esquina : 4Ø16		Estribos : 1eØ6
	Cuantía : 0.50 %		Separación : 6 - 20 - 10 cm

FIGURA 21. DATO PILAR 1

Se muestra solo los datos del pilar 1, ya que el resto son todos de las mismas características y con acciones muy similares por no decir iguales.

Al final del documento, en el anexo "cálculos de CYPE" se muestran los valores de las envolventes.

(*) Esta unión se materializa mediante apoyo directo muro-cubierta y no con neoprenos. Por lo que se generaran fricciones. Para ello se garantizará un acabado cuidado del muro para el adecuado apoyo de las losas.

10.5 Losa de cimentación

La cimentación adopta un espesor inicial mínimo estimado por el alumno de 50 cm, ya que necesitamos aportar suficiente rigidez a la losa para la estabilidad frente a los distintos de terreno sobre los que la apoyaremos. Después de las verificaciones se observa en los cálculos obtenidos que es suficiente canto de losa.

Se dispondrá una capa de hormigón de limpieza de 10 cm para un mejor apoyo sobre el terreno evitando un contacto directo cimentación-terreno.

El apoyo de la losa de cimentación se realiza sobre el terreno debidamente acotado que garantice una pendiente suficiente hacia la salida de aguas. La pendiente será suficiente para evitar el depósito de sedimentos. Con esto evitamos la construcción de una capa de hormigón de formación de pendientes sobre una gran superficie y evitamos añadir más peso sobre el terreno.

Con el calculo inicial del programa nos aparecían demasiados refuerzos al largo de la losa de cimentación, por lo que se optó por aumentar el diámetro de las barras en ambas capas. Con esto se consigue disminuir notablemente la cantidad de refuerzos por toda la losa, evitando una complicada instalación de los armados y evitando posibles errores en su colocación. El resultado que se consigue es reducir el armado de refuerzo evitando tener que poner refuerzos sobre pilares, vigas de cimentación y en la losa sobre la transición del terreno en sentido horizontal. Centrando solamente los refuerzos sobre las vigas de cimentación en la parte terraplenada del depósito.

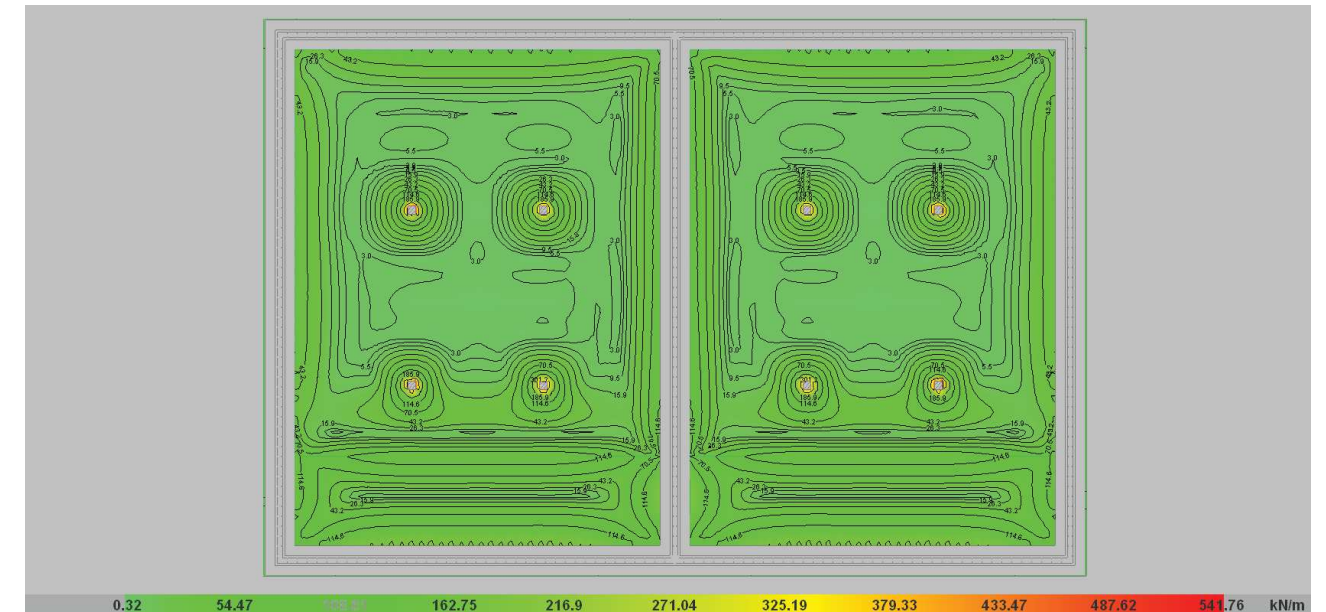
Las características del terreno que se establecen sobre la parte del deposito que se encuentra en el terreno natural es de:

- Tensión admisible: 500 kPa (0,5 MPa)
- Módulo de balasto(K30): 294.300 kN/m³

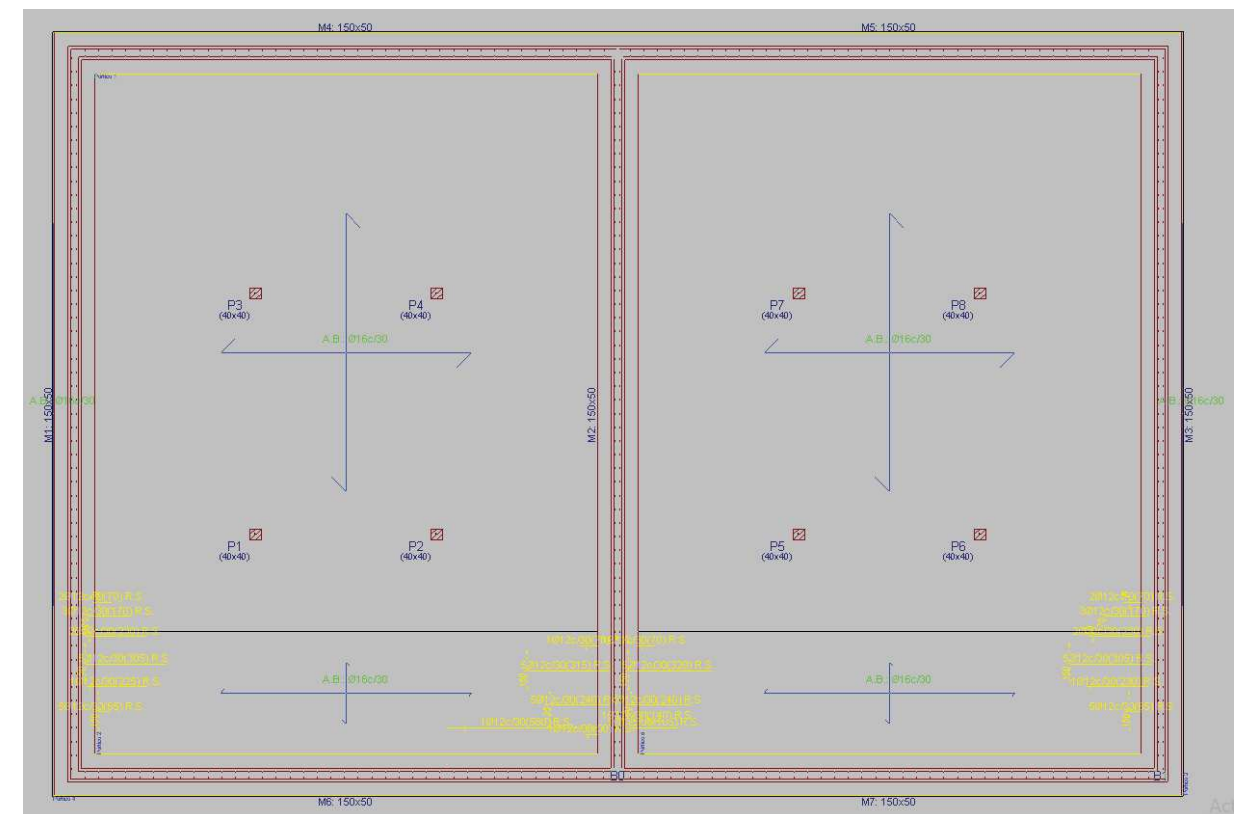
Y en la parte que apoya sobre el terraplén, se establecen unas características aproximadas de (terreno de la excavación):

- Tensión admisible: 300 kPa (0,3 MPa)
- Módulo de balasto(K30): 10.000 kN/m³ (terreno más desfavorable que el recomendado)

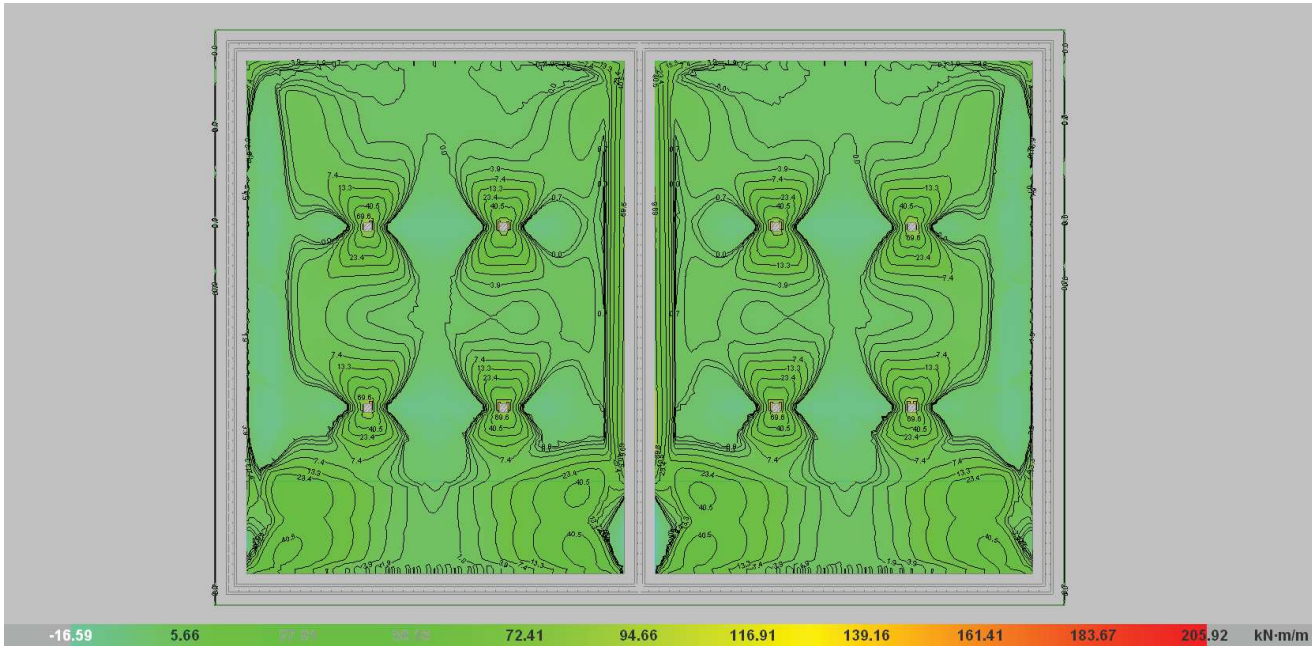
Las imágenes que se ven a continuación explican el comportamiento de la losa según CYPECAD:



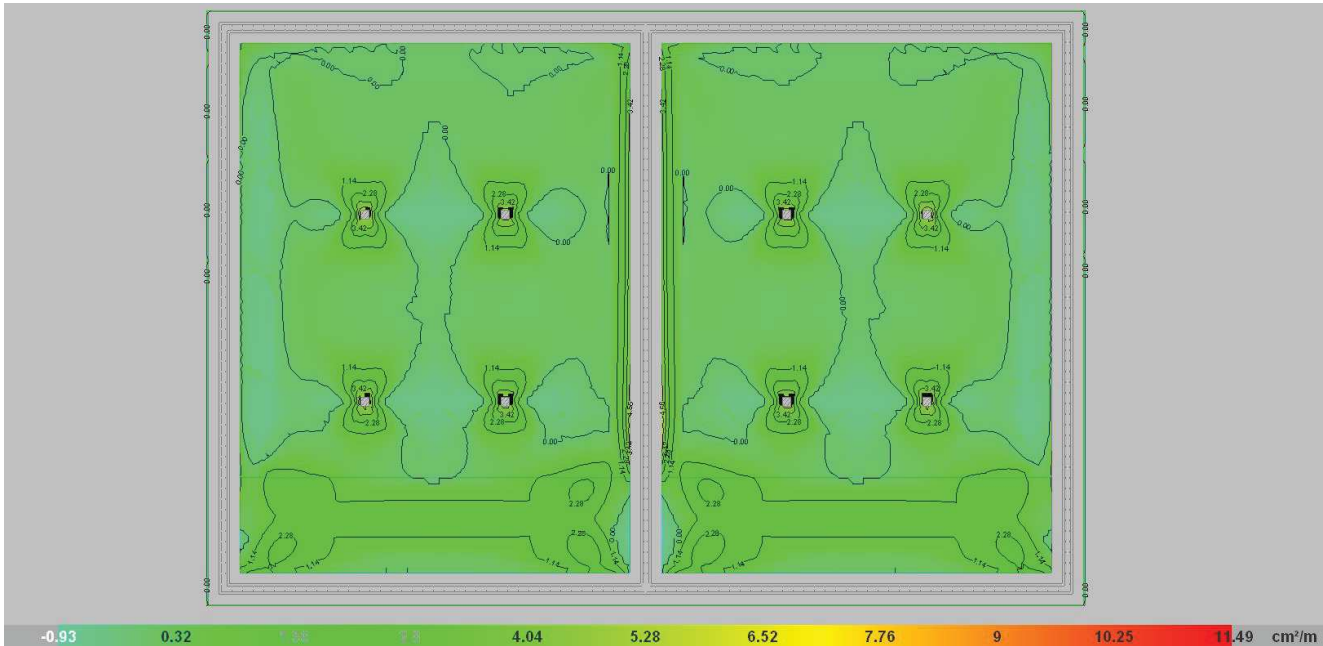
22. ESFUERZOS DE DIMENSIONAMIENTO. CORTANTE TOTAL. CYPECAD.



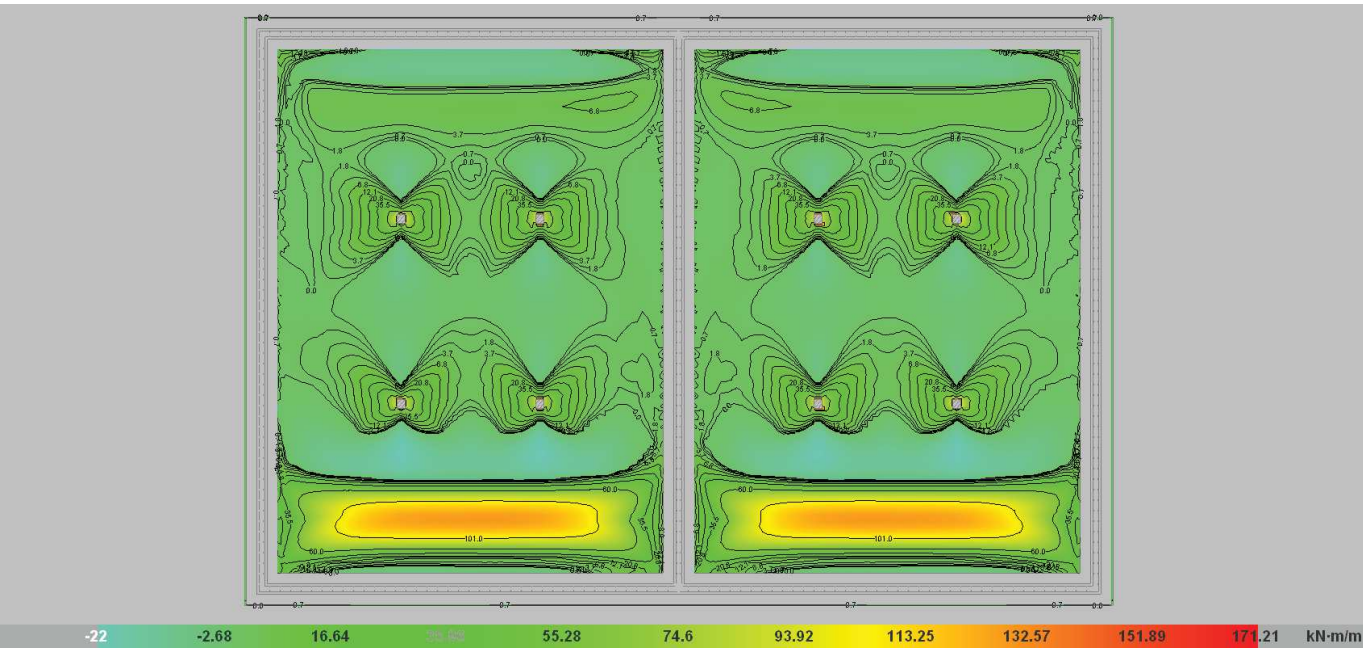
23. ARMADO DE LOSA DE CIMENTACIÓN. CYPECAD.



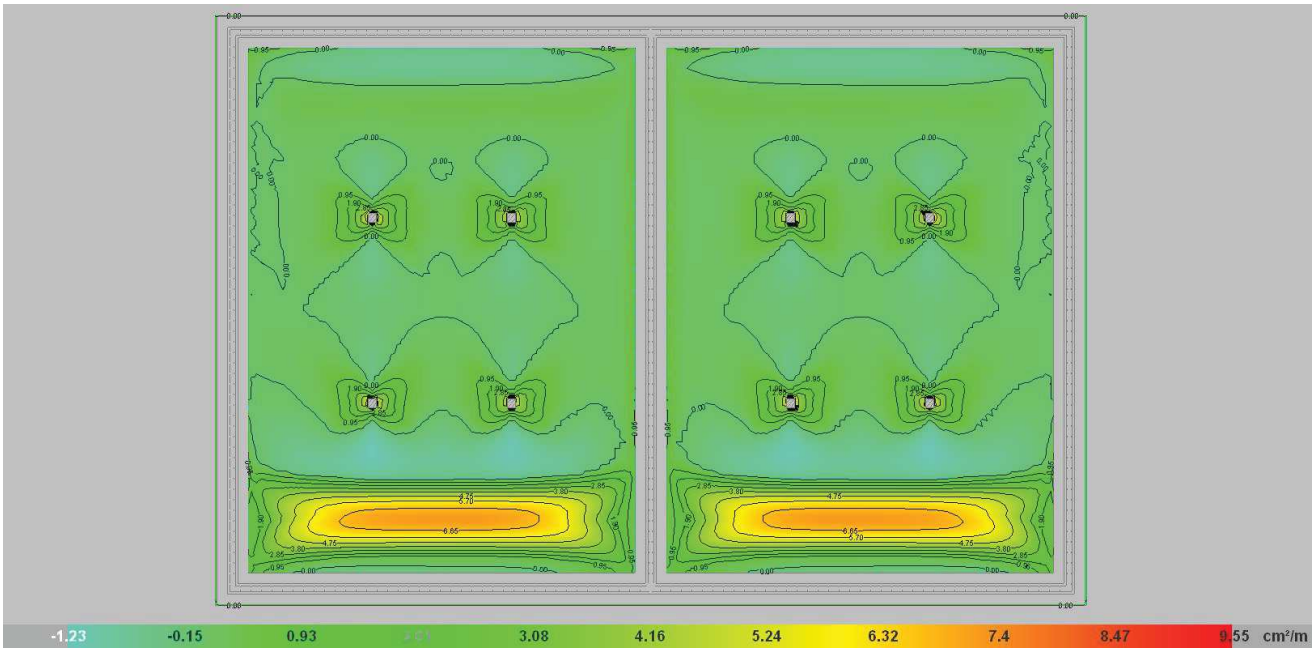
24. ESFUERZOS DE DIMENSIONAMIENTO. MOMENTO EN X, CUANTÍA INFERIOR. CYPECAD.



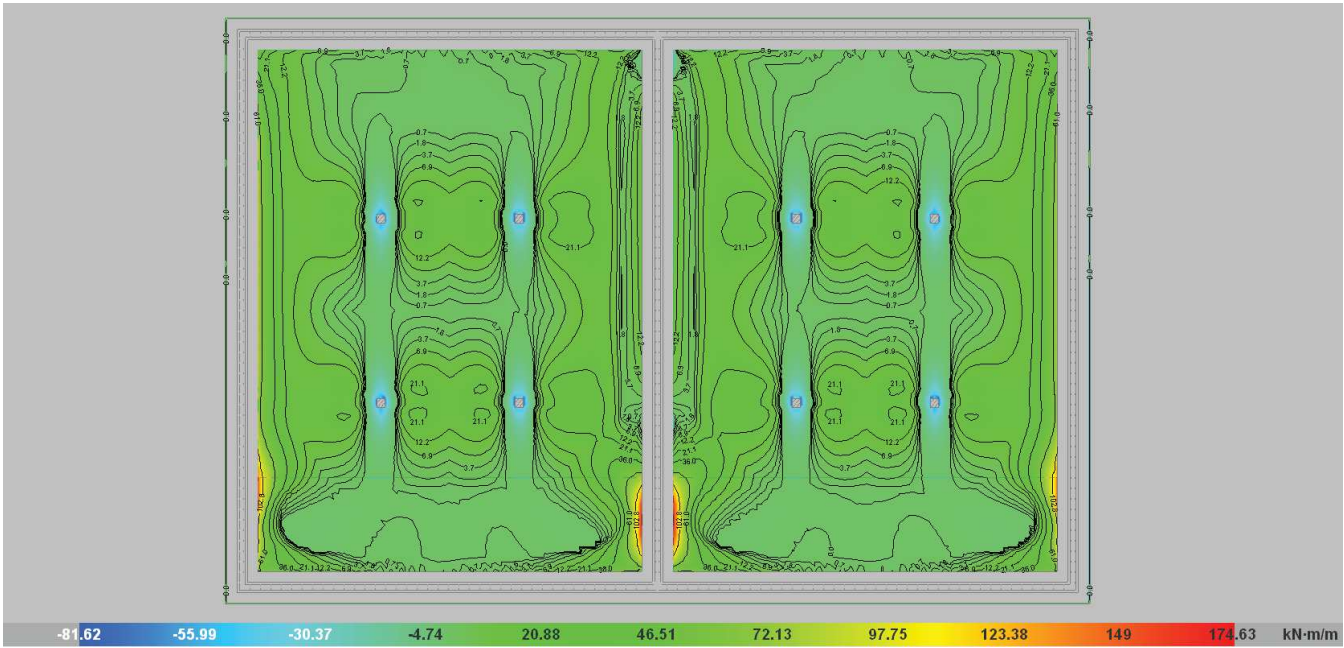
26. CUANTÍAS. INFERIOR, DIRECCIÓN X. CYPECAD.



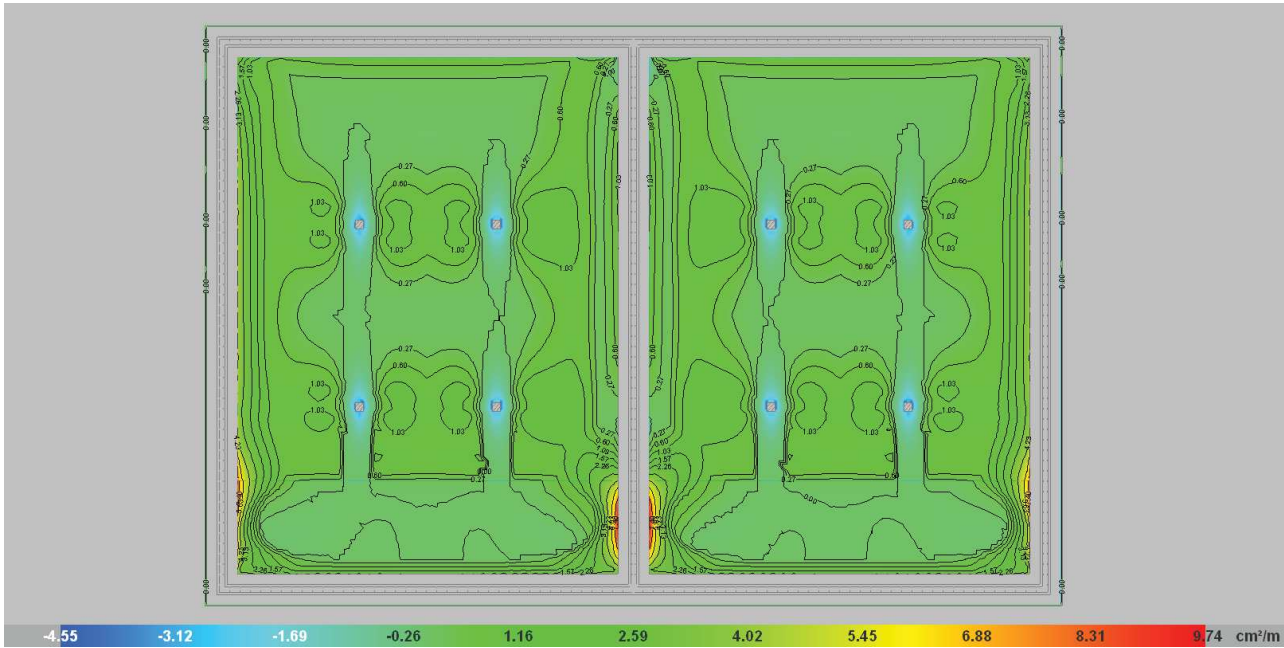
25. ESFUERZOS DE DIMENSIONAMIENTO. MOMENTO EN Y, CUANTÍA INFERIOR. CYPECAD.



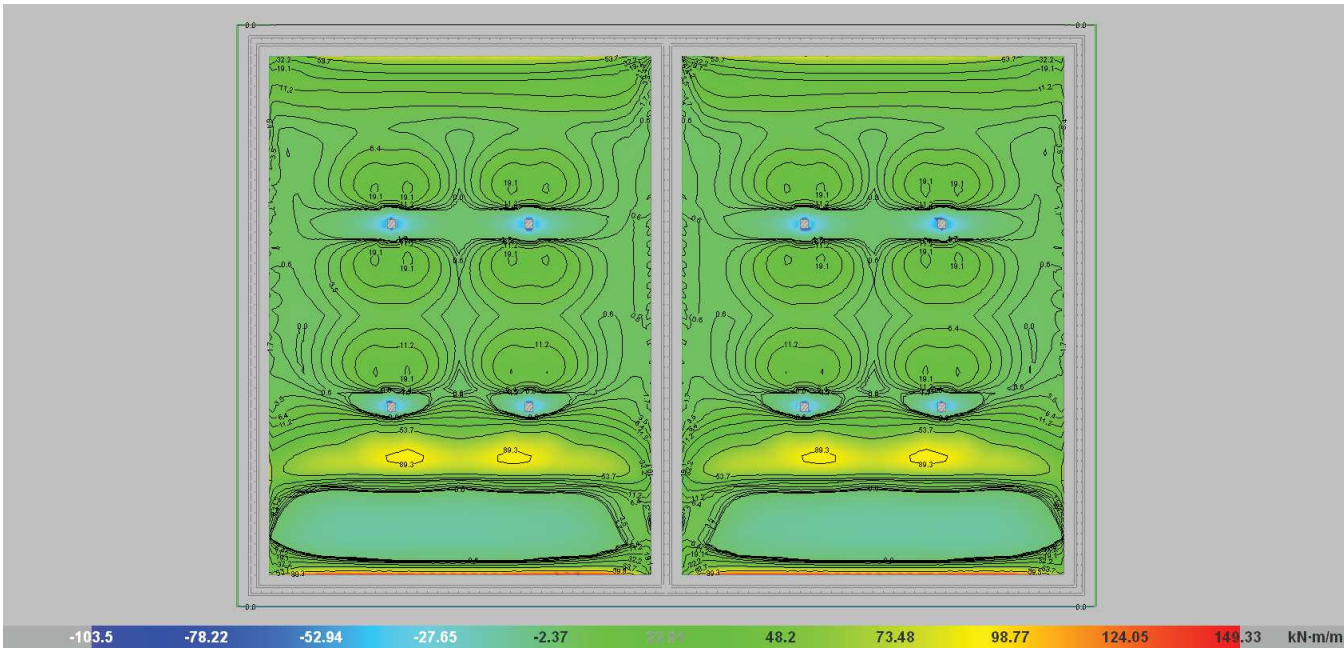
27. CUANTÍAS. INFERIOR, DIRECCIÓN Y. CYPECAD.



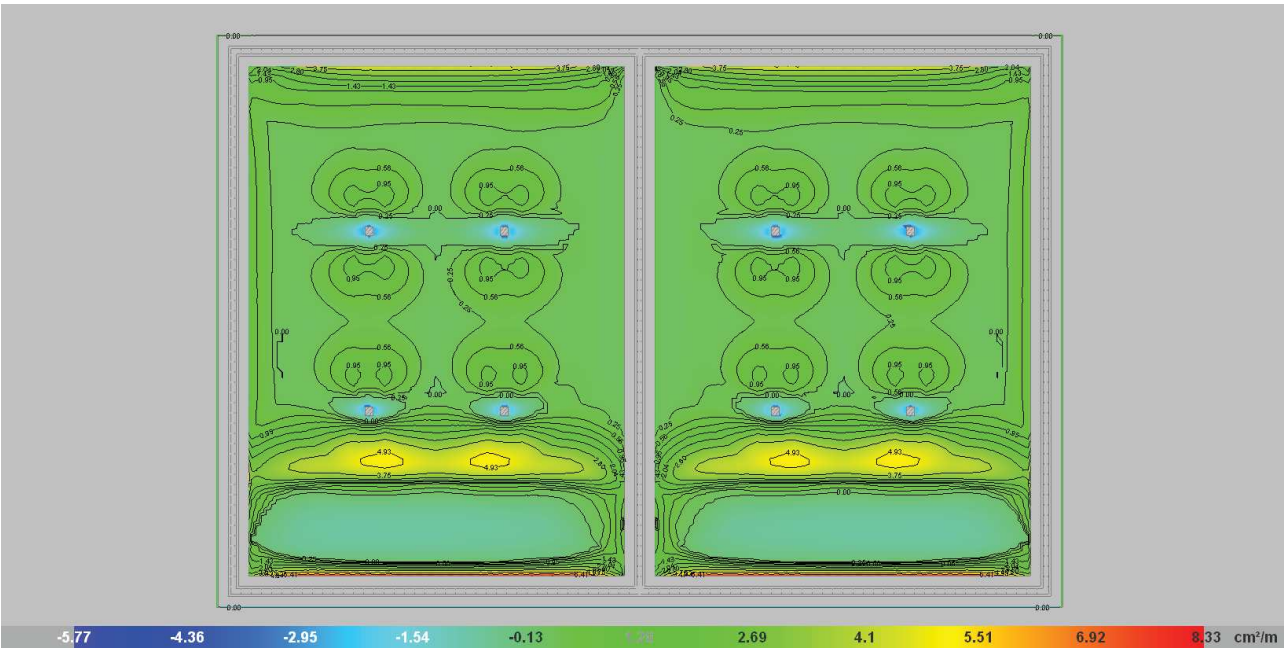
28. ESFUERZOS DE DIMENSIONAMIENTO. MOMENTO EN X, CUANTÍA SUPERIOR. CYPECAD.



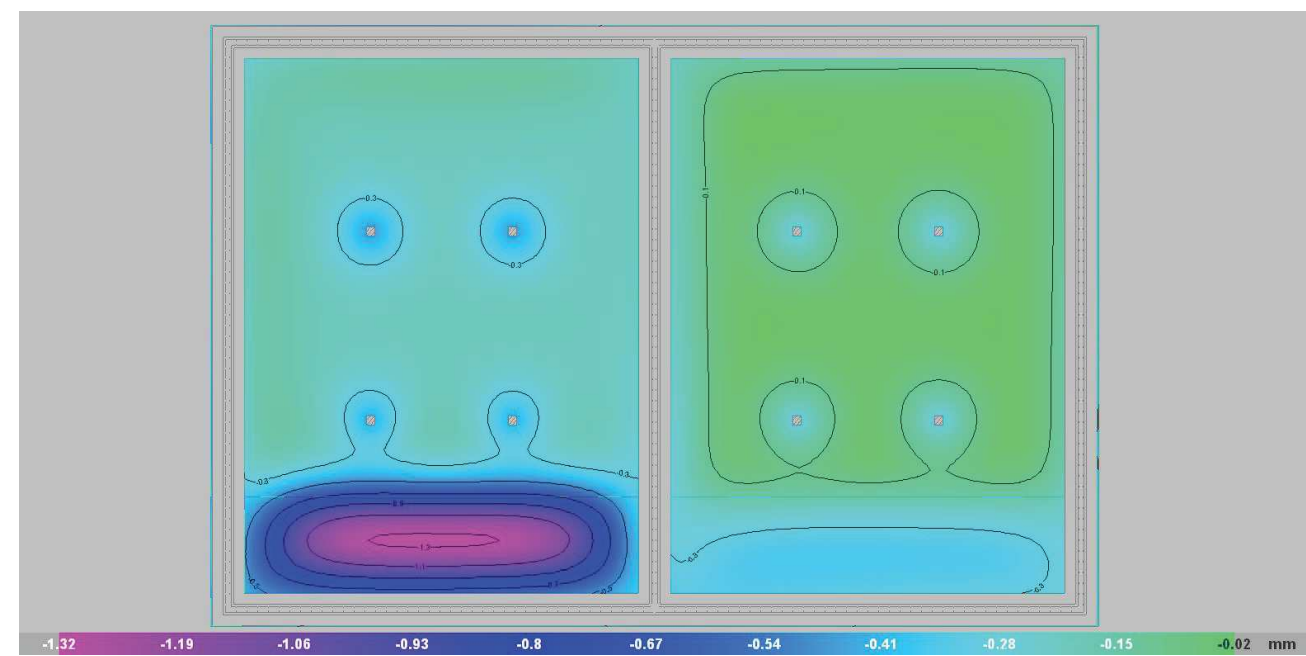
30. CUANTÍAS. SUPERIOR, DIRECCIÓN X. CYPECAD.



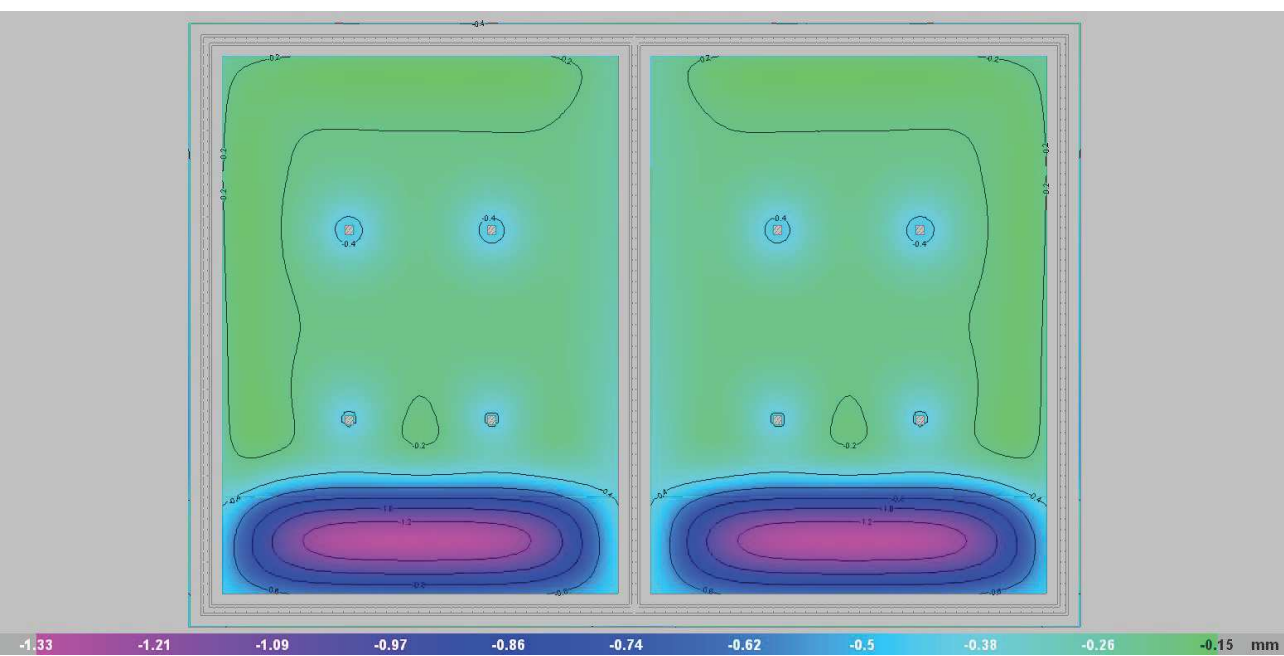
29. ESFUERZOS DE DIMENSIONAMIENTO. MOMENTO EN Y, CUANTÍA SUPERIOR. CYPECAD.



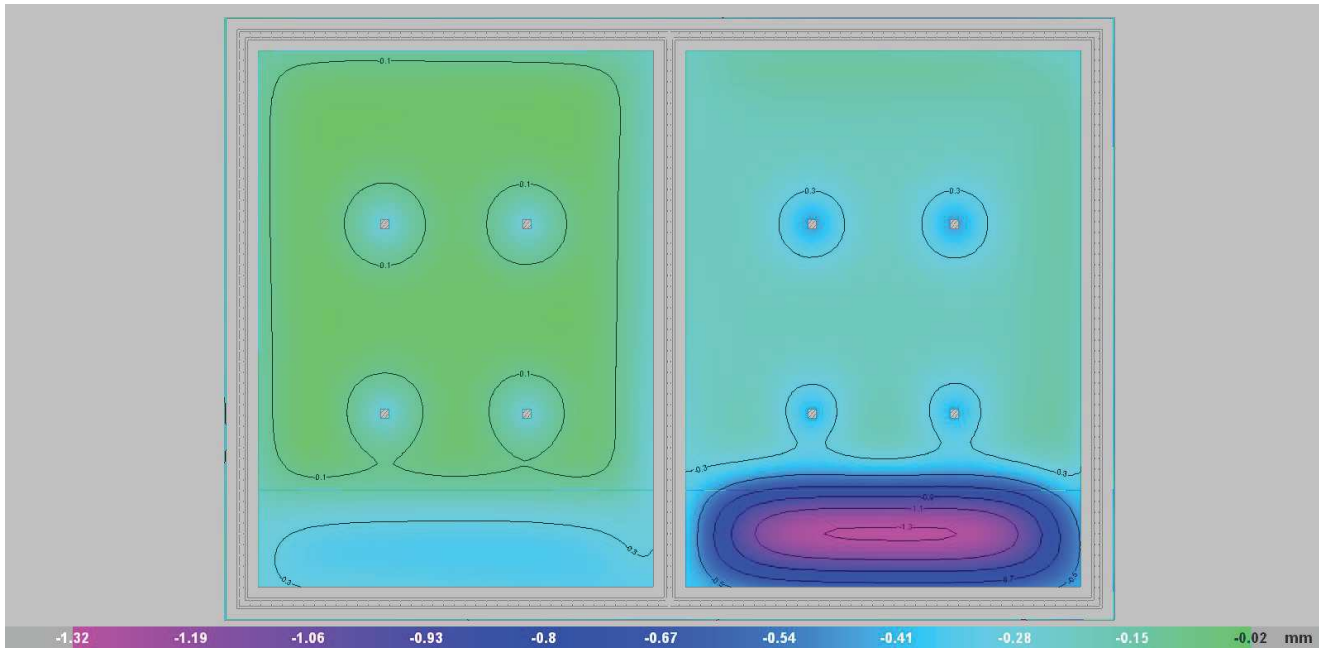
31. CUANTÍAS. SUPERIOR, DIRECCIÓN Y. CYPECAD.



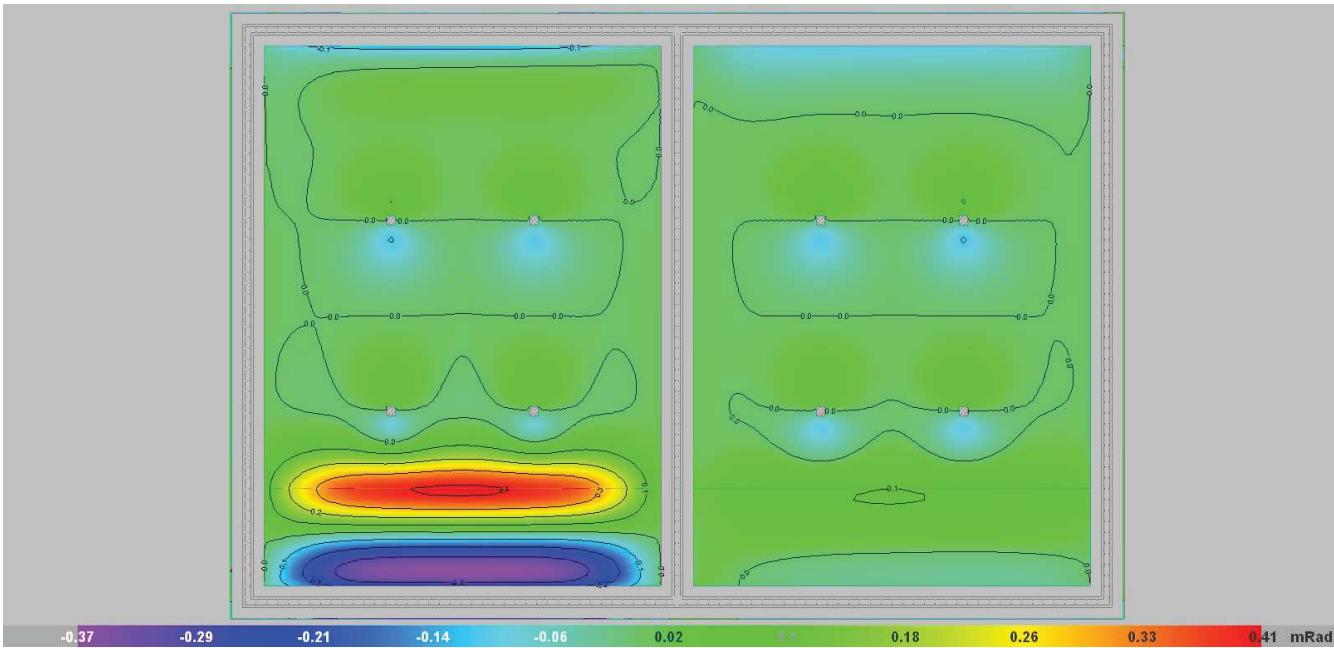
32. DESPLAZAMIENTOS EN Z. CÁMARA 1 LLENA. CYPECAD.



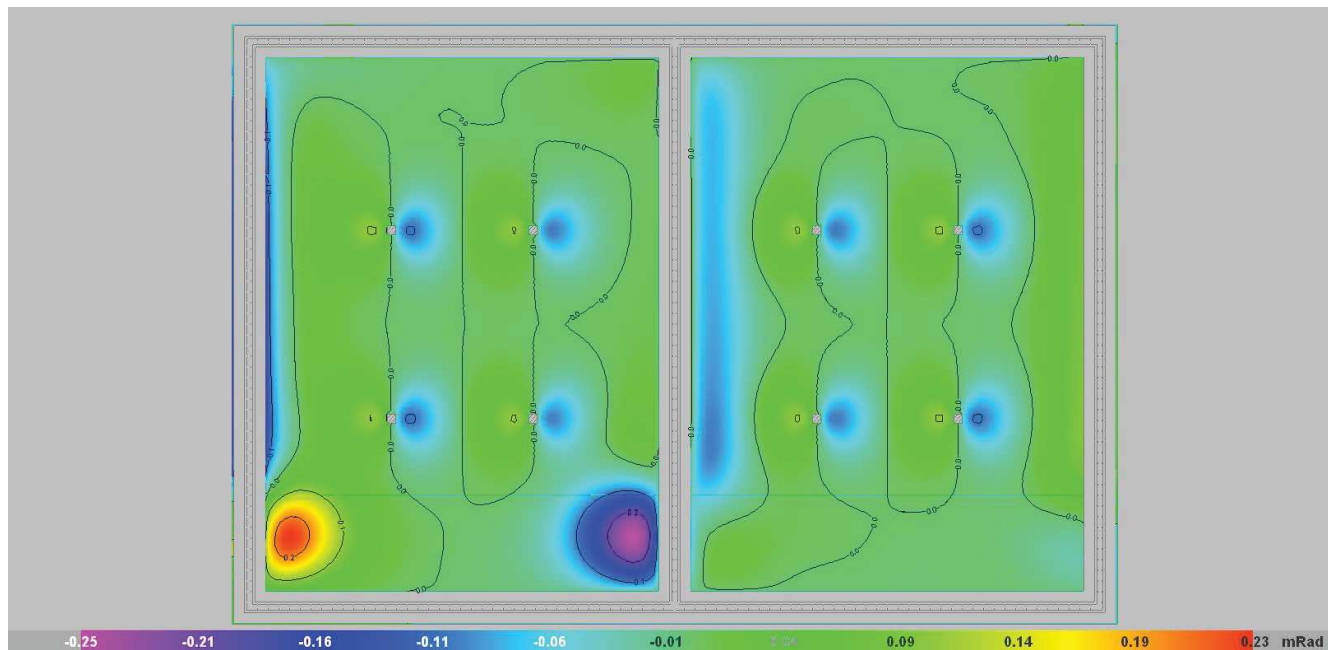
34. DESPLAZAMIENTOS EN Z. CÁMARA 1 Y 2 LLENAS. CYPECAD.



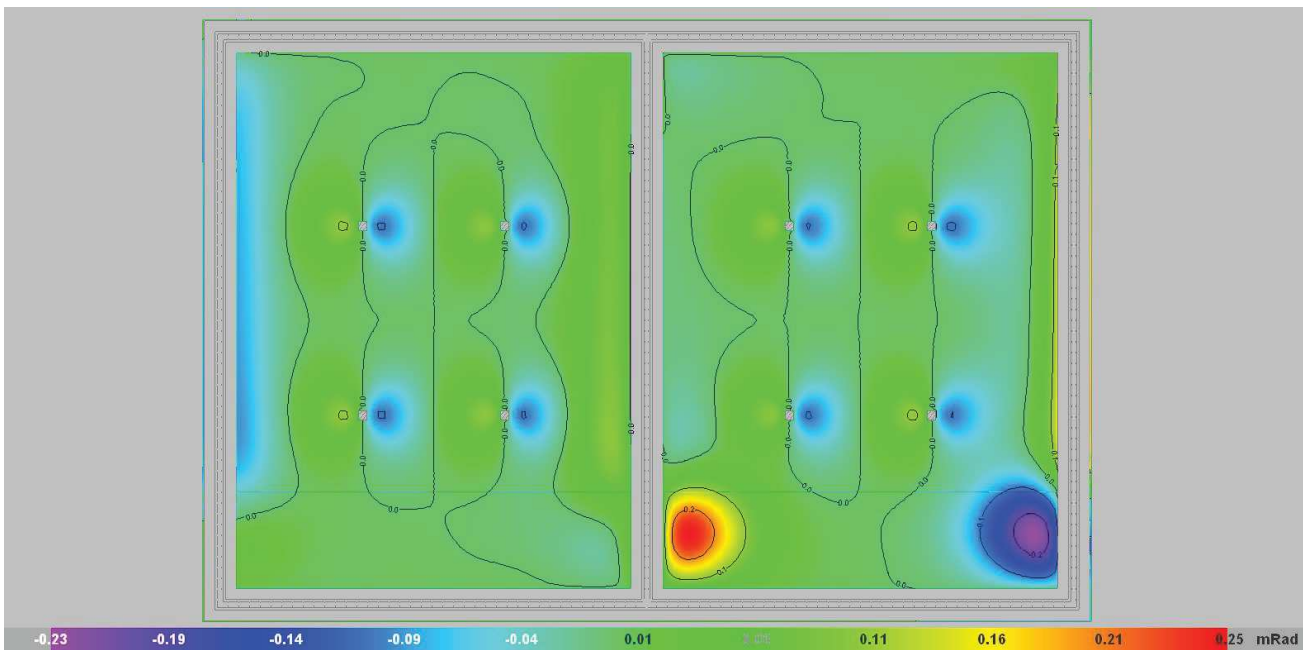
33. DESPLAZAMIENTOS EN Z. CÁMARA 2 LLENA. CYPECAD.



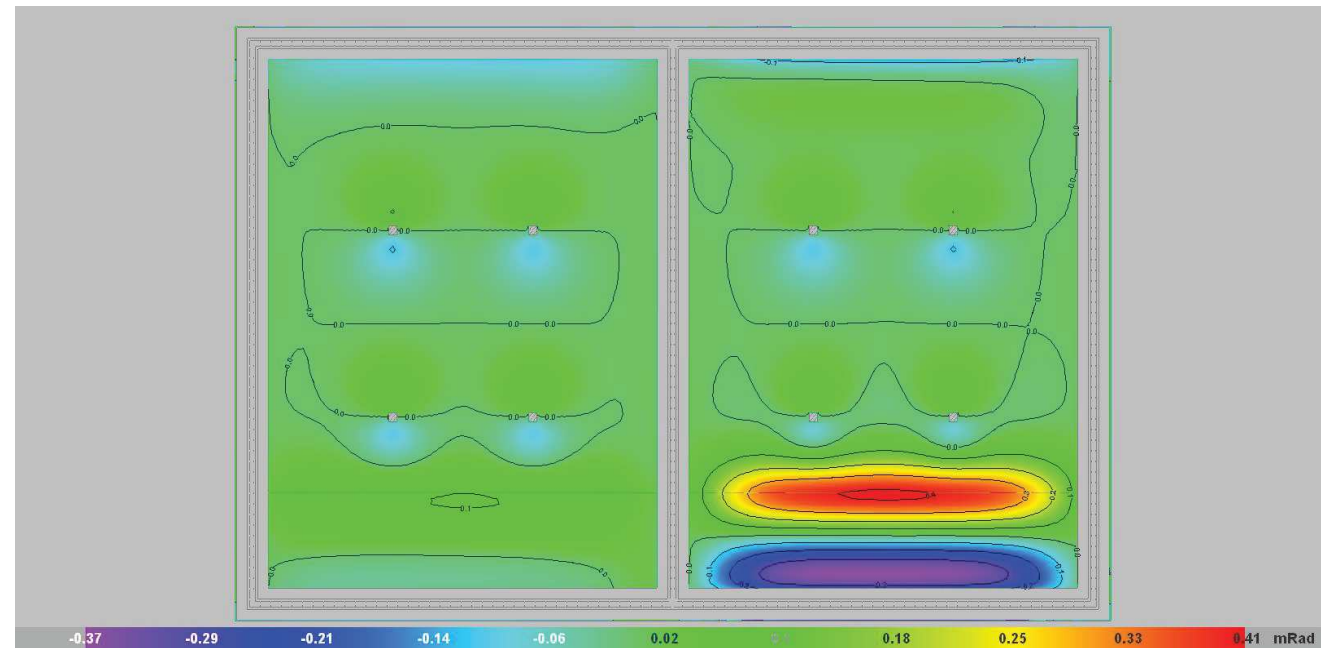
35. GIRO X. CÁMARA 1 LLENA. CYPECAD.



36. GIRO Y. CAMA 1 LLENA. CYPECAD.



38. GIRO Y. CÁMARA 2 LLENA. CYPECAD.



37. GIRO X. CÁMARA 2 LLENA. CYPECAD.

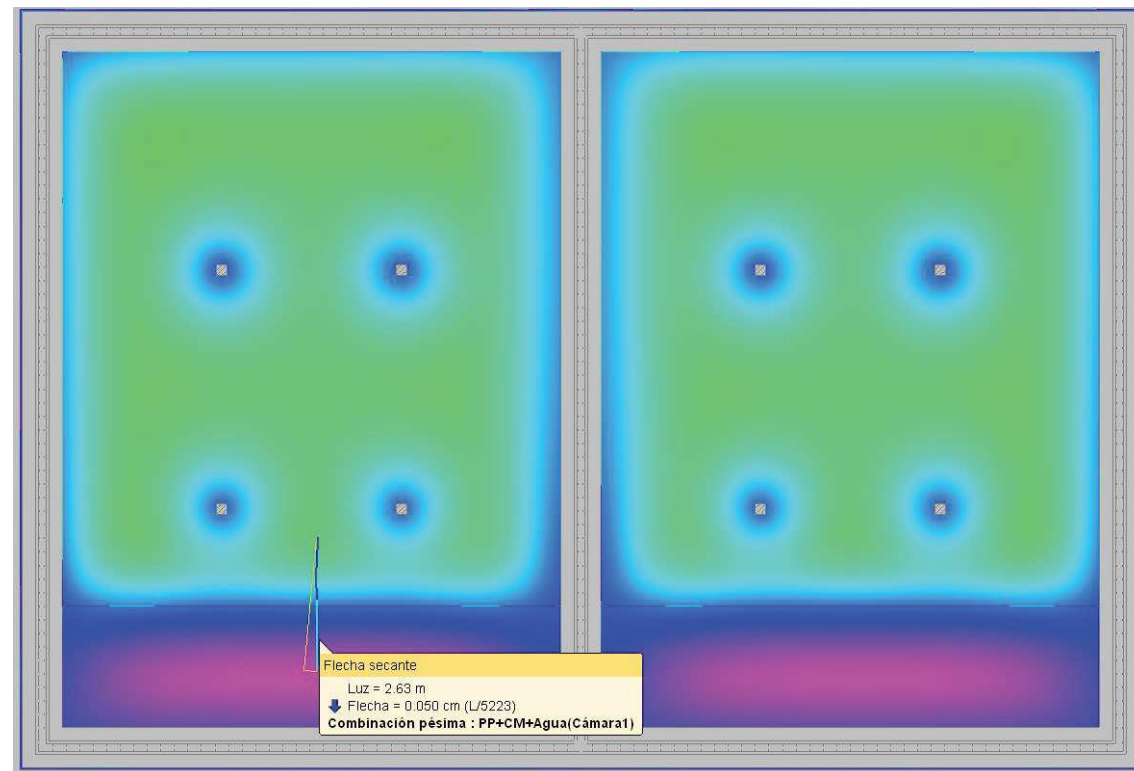
Tabla 2.2. Valores límite basados en la distorsión angular	
Tipo de estructura	Límite
Estructuras isostáticas y muros de contención	1/300
Estructuras reticuladas con tabiquería de separación	1/500
Estructuras de paneles prefabricados	1/700
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia arriba	1/1000
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia abajo	1/2000

Tabla 2.3. Valores límite basados en la distorsión horizontal	
Tipo de estructura	Límite
Muros de carga	1/2000

39. VALORES PARA ASIENTOS DIFERENCIALES. CTE - CIMENTOS.

Haciendo un repaso a las imágenes, vemos las deformaciones verticales donde no se han encontrado casos en los que los asientos excedan de los límites admisibles (figura 39, valores para asientos diferenciales. CTE - cimientos).

Los casos más desfavorables que podemos encontrar son del orden de $L/5000$ aproximadamente. Por lo que estamos lejos de sobrepasar los límites recomendados por el CTE - cimientos.



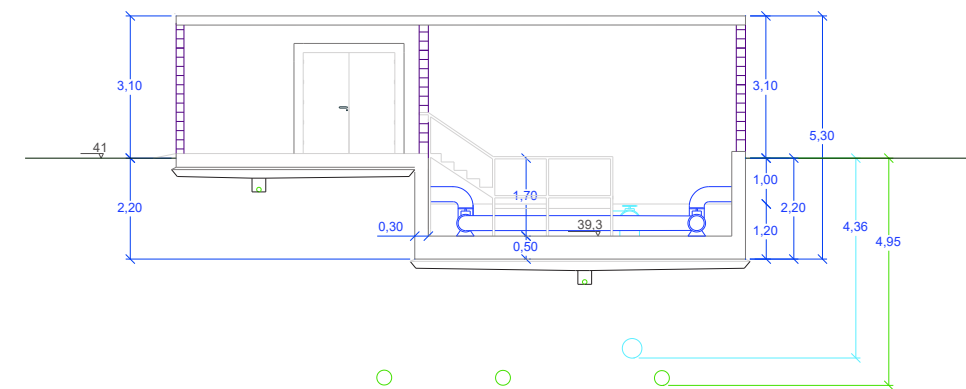
40. DESPLAZAMIENTOS EN Z. CYPECAD.

En la imagen podemos ver un ejemplo de cumplimiento de entre todos los que podemos encontrar sobre la losa en los rangos más desfavorables.

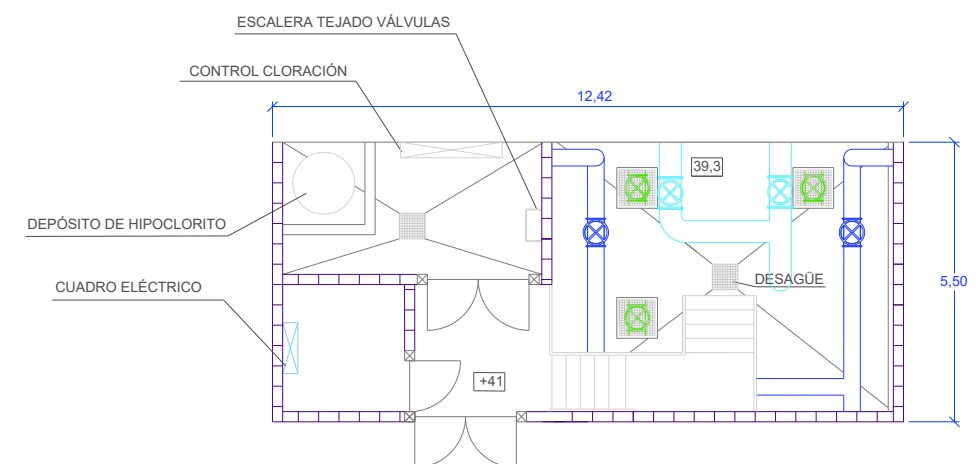
11. Cámara de válvulas

La cámara de válvulas tiene unas dimensiones en planta de 12,42 x 5,5 m y una altura de 3,15 m, dimensiones externas de la construcción. Como se puede observar en los planos está enterrada imitando la situación del depósito para facilitar la circulación de las conducciones.

En las imágenes realizadas con AutoCAD, se pueden ver las distribuciones generales que se han adoptado para la elaboración de planos de distribución del interior.



41. CÁMARA DE VÁLVULAS ALZADO.



42. CÁMARA DE VÁLVULAS PLANTA.

En el interior nos encontramos con el cuadro eléctrico a la entrada a la cámara a mano derecha, delante de la entrada se encuentra la sala para la cloración del depósito (al no tener claro si el agua viene clorada de la desaladora ni de cuánto tiempo estará estancada perdiendo las propiedades desinfectantes, se deja preinstalada por si fuese necesario).

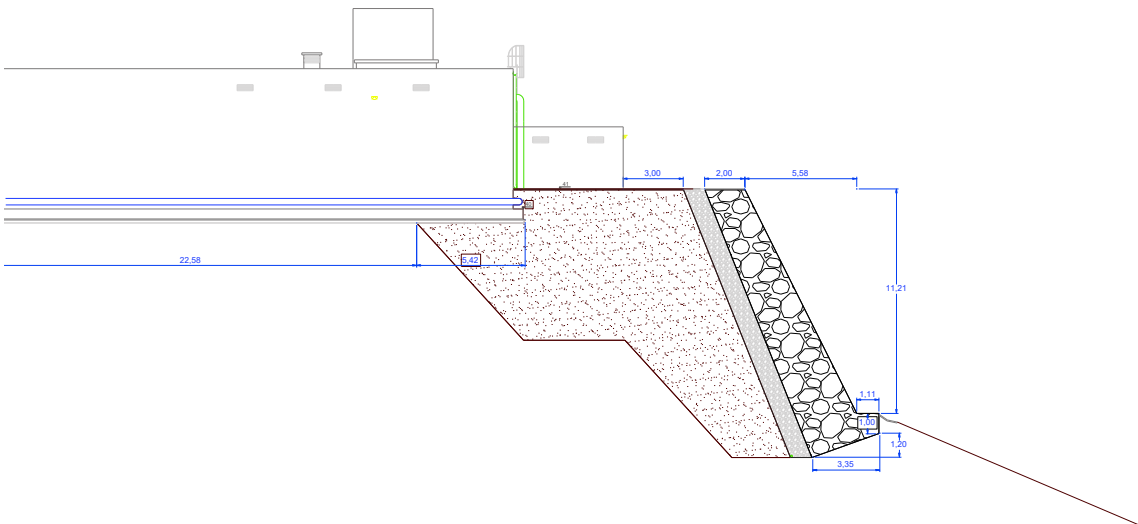
También situamos el acceso a la parte superior del depósito en el interior para de esta manera dar mayor seguridad al acceso al interior de las cámaras, impidiendo el acceso a personal no deseado al interior con algo más de seguridad. Finalmente encontramos el entramado de conducciones y válvulas necesarias para el correcto funcionamiento del depósito.

Estructuralmente. Se propone realizar la base hasta la cota del terreno con losa de 30 cm en la losa más alta, que se compagina con el espesor del depósito en la parte más baja que continua con la cimentación depósito.

Partiendo de la cara que da a la superficie de esta losa apoyaran bloques de hormigón prefabricado sobre los que apoyara la cubierta de losa de placas alveolares.

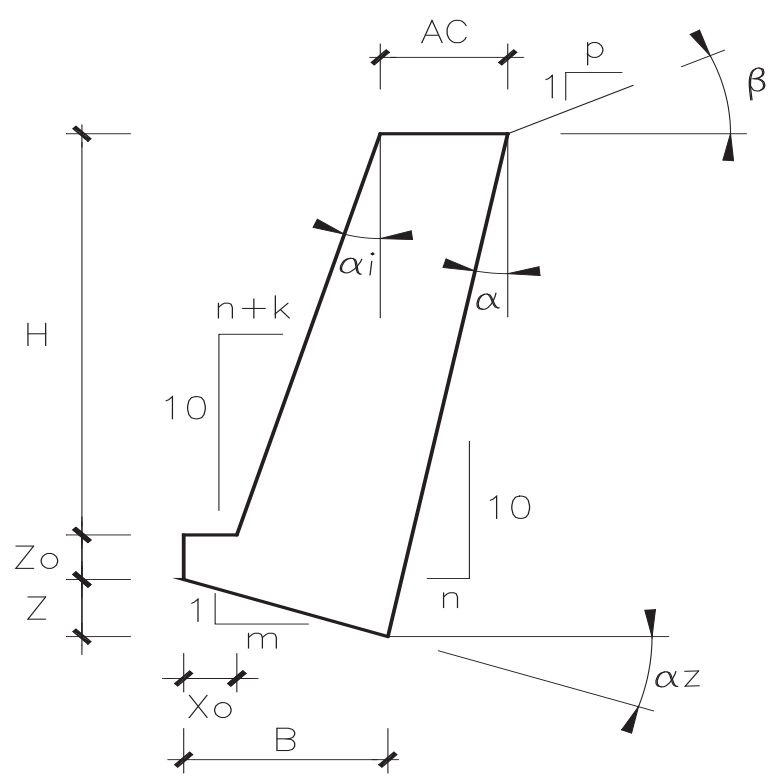
Se recomiendan materiales de características similares para una mayor facilidad de obtención de estos.

12. Muro de escollera



Con las características establecidas cumplimos las restricciones necesarias para la estabilidad de muro. A continuación, daremos los resultados obtenidos para deslizamiento y vuelco del muro.

		UNIDADES
Peso/m	68830,28	Kg
Densidad escollera	2000,00	kg/m3
Volumen	34,42	m3
Longitud	130,00	m
Geometria		
Altura del intradós:	11,20	m
Profundidad de la puntera:	1,00	m
Longitud de la puntera:	1,11	m
Ancho total de la zapata:	3,35	m
Talud del trasdós (n:10); n=	4,00	
Talud intradós (n+k:10);k=	1,00	
Áng. Coronación terreno:	0,00	º
Talud de la zapata (m:1):	3,00	
Profundidad de la zapata:	1,12	m
Profundidad del talón:	2,12	m
Altura total intradós:	13,32	m
Ancho de la coronación:	1,97	m
Ancho del arranque:	3,09	m
Sección total muro:	38,24	m2



Características del muro

Sobreprofundidad:	Z = 1,12 m	Peso del muro:	W = 68830,28 kg / m
Profundidad del talón:	ZT = 2,12 m	Coef. Empuje:	Ka = 0,23
Altura del intradós:	Ht = 13,32 m	Empuje total:	Ea = 36.198,33 kg / m
Ancho coronación:	AC = 1,97 m	Seguridad al deslizamiento:	Fd = 3,02
Ancho arranque:	AA = 3,09 m	Seguridad al vuelco:	Fv = 2,26
Superficie sección:	S = 38,24 m2		

Como vemos el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento es válido ya que es mayor a 1,5 y con el de seguridad frente al vuelco también es válido siendo este mayor que 2.

ANEXO. Comprobaciones CYPE.

INDICE

12.1 Datos generales30

12.2 Vigas.....32

12.3 Muros.....45

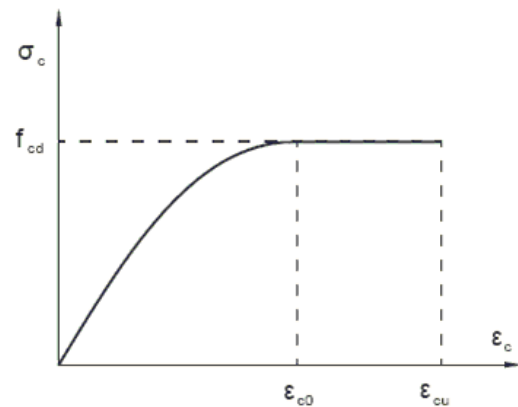
12.4 Losa de cimentación51

12.1 Datos generales

Características de los materiales para el cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

- (a) El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- (b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- (c) Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- (d) Diagramas de cálculo.
- (i) El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



- f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.
- ϵ_{cd0} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.
- ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.
- Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

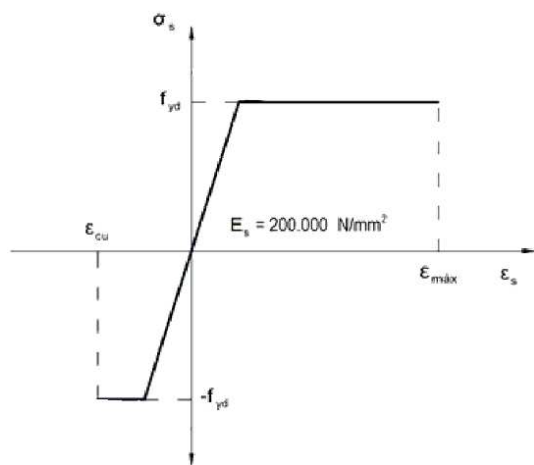
α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

- α_{cc} : 1.00
- f_{ck} : 30.00 MPa
- γ_c : 1.5

- (ii) Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

ϵ_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

f_{yd} : 434.78 MPa

ϵ_{max} : 0.0100

ϵ_{cu} : 0.0035

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

f_{yk} : 500.00 MPa

γ_s : 1.15

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

12.2 Vigas

ELU

Viga 1.1 - Apoyo izquierdo

1. Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

Flexión negativa alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple o compuesta, la cuantía geométrica de armadura principal de tracción ρ_l con barras de acero $f_{yk}=500.00$ MPa debe cumplir:

$0.00956 \geq 0.00280$ ✓

Donde:

$\rho_{l,min} : 0.00280$

Armadura longitudinal mínima para secciones en flexión simple o compuesta (Artículo 42.3.2)

Flexión negativa alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple, la armadura principal de tracción debe cumplir la siguiente limitación:

$25.35 \text{ cm}^2 \geq 5.52 \text{ cm}^2$ ✓

Donde:

$A_{s,min} : 5.52 \text{ cm}^2$

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$A_c : 3000.00 \text{ cm}^2$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$

2. Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'B16', para la combinación de hipótesis "Envoltorio de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$\eta : 0.688$ ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

$N_{ed} : 0.00 \text{ kN}$

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$M_{ed,x} : -308.77 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{ed,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

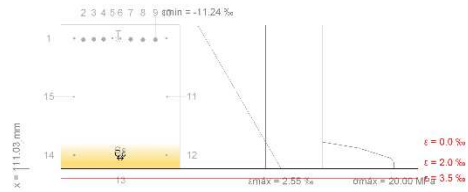
$N_{Rd} : 0.00 \text{ kN}$

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$M_{Rd,x} : -448.63 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{Rd,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	820.25	0.00	-256.42
Cs	85.82	0.00	-244.00
T	906.07	0.00	239.89

$N_{Rd} : 0.00 \text{ kN}$

$M_{Rd,x} : -448.63 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{Rd,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$C_c : 820.25 \text{ kN}$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$C_s : 85.82 \text{ kN}$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$T : 906.07 \text{ kN}$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$

$e_{cc,y} : -256.42 \text{ mm}$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cs,x} : 0.00 \text{ mm}$

$e_{cs,y} : -244.00 \text{ mm}$

e_{T} : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$

$e_{T,y} : 239.89 \text{ mm}$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$\epsilon_{cmax} : 0.0026$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$\epsilon_{smax} : 0.0100$

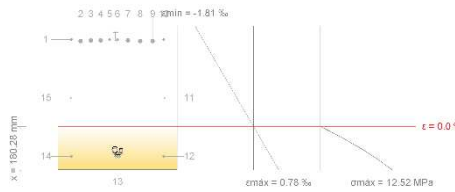
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$\sigma_{cmax} : 20.00 \text{ MPa}$

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$\sigma_{smax} : 434.78 \text{ MPa}$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	609.71	0.00	-237.67
Cs	36.35	0.00	-244.00
T	646.06	0.00	239.91

$N_{ed} : 0.00 \text{ kN}$

$M_{ed,x} : -308.77 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{ed,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$C_c : 609.71 \text{ kN}$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$C_s : 36.35 \text{ kN}$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$T : 646.06 \text{ kN}$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$

$e_{cc,y} : -237.67 \text{ mm}$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cs,x} : 0.00 \text{ mm}$

$e_{cs,y} : -244.00 \text{ mm}$

e_{T} : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$

$e_{T,y} : 239.91 \text{ mm}$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$\epsilon_{cmax} : 0.0008$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$\epsilon_{smax} : 0.0016$

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$\sigma_{cmax} : 12.52 \text{ MPa}$

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} : 313.56 MPa
3. Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)	
Se debe satisfacer:	
	η : 0.171 ✓
Donde:	
$V_{rd1,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.	$V_{rd1,y}$: 275.97 kN
$V_{u1,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.	$V_{u1,y}$: 1618.04 kN
	η : 0.917 ✓
Donde:	
$V_{rd2,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.	$V_{rd2,y}$: 275.97 kN
$V_{u2,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.	$V_{u2,y}$: 300.81 kN
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.599 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa+1.5·Agua(Cámara2)+0.75·Nieve".	
Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.	
El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión: Cortante en la dirección Y:	
	V_{u1} : 1618.04 kN
Donde:	
K : Coeficiente que depende del esfuerzo axil.	K : 1.00
σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.	σ'_{cd} : -0.49 MPa
N_d : Esfuerzo normal de cálculo.	N_d : 0.00 kN
A_c : Área total de la sección de hormigón.	A_c : 3000.00 cm²
A'_s : Área total de la armadura comprimida.	A'_s : 3.39 cm²
f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.	f_{yd} : 434.78 MPa
f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón	f_{1cd} : 12.00 MPa
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.	f_{ck} : 30.00 MPa
f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	f_{cd} : 20.00 MPa
b_0 : Anchura neta mínima del elemento.	b_0 : 500.00 mm
d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.	d : 539.35 mm
α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.	α : 90.0 grados
θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.	θ : 45.0 grados

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:	
El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma considerando la contribución de los estribos se obtiene como:	
	V_{u2} : 300.81 kN
con un valor mínimo de:	
	$V_{u2,min}$: 150.72 kN
Donde:	
V_{su} : Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante.	V_{su} : 169.44 kN
Donde:	
A_α : Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_α con la directriz de la pieza.	A_α : 8.73 cm²/m
$f_{y\alpha,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_α .	$f_{y\alpha,d}$: 400.00 MPa
α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.	α : 90.0 grados
θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.	θ : 45.0 grados
z : Brazo mecánico.	z : 485.41 mm
V_{cu} : Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.	V_{cu} : 131.37 kN
Donde:	
b_0 : Anchura neta mínima del elemento.	b_0 : 500.00 mm
d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.	d : 539.35 mm
γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.	γ_c : 1.5
ξ : Coeficiente que depende del canto útil 'd'.	ξ : 1.61
f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².	f_{cv} : 30.00 MPa
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.	f_{ck} : 30.00 MPa
σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.	σ'_{cd} : 0.00 MPa
N_d : Esfuerzo normal de cálculo.	N_d : 0.00 kN
A_c : Área total de la sección de hormigón.	A_c : 3000.00 cm²
f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	f_{cd} : 20.00 MPa
ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.	ρ_l : 0.0093

A_s: Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

A_s : 24.95 cm²

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal s_t entre armaduras transversales debe cumplir la siguiente condición para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón a compresión oblicua:

Donde:

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

180 mm ≤ 405 mm ✓

d : 539.35 mm

α : 90.0 grados

La separación transversal s_{t,trans} entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente:

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Donde:

A_α: Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_α con la directriz de la pieza.

f_{yα,d}: Resistencia de cálculo de la armadura A_α.

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

f_{ct,m}: Resistencia media a tracción del hormigón.

38.6769 ≥ 19.6838 ✓

A_α : 8.73 cm²/m

f_{yα,d} : 434.78 MPa

α : 90.0 grados

b₀ : 500.00 mm

f_{ct,m} : 2.90 MPa

Siendo:

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

f_{ck} : 30.00 MPa

4. Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Armadura longitudinal

La distancia libre d_l, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

Donde:

s_{min}: Valor máximo de s₁, s₂, s₃.

21 mm ≥ 20 mm ✓

s_{min} : 20 mm

s₁ : 20 mm

s₂ : 15 mm

s₃ : 12 mm

Siendo:

d_a: Tamaño máximo del árido.

Ø_{max}: Diámetro de la barra más gruesa.

d_a : 12 mm

Ø_{max} : 12 mm

La armadura pasiva longitudinal resistente habrá de quedar distribuida convenientemente para evitar que queden zonas de hormigón sin armaduras, de forma que la distancia entre dos barras longitudinales consecutivas (s) cumpla las siguientes limitaciones (Artículo 42.3.1):

Siendo:

b₀: Espesor bruto del elemento.

244 mm ≤ 300 mm ✓

b₀ : 500 mm

Estribos

La distancia libre d_l, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

Donde:

s_{min}: Valor máximo de s₁, s₂, s₃.

170 mm ≥ 20 mm ✓

s_{min} : 20 mm

s₁ : 20 mm

s₂ : 15 mm

s₃ : 10 mm

Siendo:

d_a: Tamaño máximo del árido.

Ø_{max}: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

d_a : 12 mm

Ø_{max} : 10 mm

Viga 1.1 - Apoyo central

1. Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

Flexión negativa alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple o compuesta, la cuantía geométrica de armadura principal de tracción ρ_l con barras de acero $f_{yk}=500.00$ MPa debe cumplir:

$0.00956 \geq 0.00280$ ✓

$\rho_{l,min} : 0.00280$

Armadura longitudinal mínima para secciones en flexión simple o compuesta (Artículo 42.3.2)

Flexión negativa alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple, la armadura principal de tracción debe cumplir la siguiente limitación:

$20.62 \text{ cm}^2 \geq 5.52 \text{ cm}^2$ ✓

Donde:

$A_{s,min} : 5.52 \text{ cm}^2$

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$A_c : 3000.00 \text{ cm}^2$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$

2. Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3.786 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$\eta : 0.592$ ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

$N_{ed} : 0.00 \text{ kN}$

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$M_{ed,x} : 324.57 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{ed,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

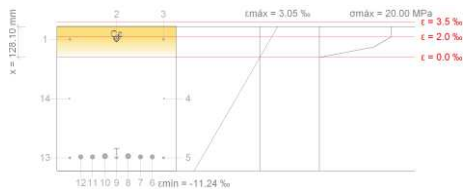
N_{Rd} : Axil de agotamiento.

$N_{Rd} : 0.00 \text{ kN}$

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$M_{Rd,x} : 548.44 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1001.01	0.00	247.99
Cs	119.73	0.00	246.00
T	1120.74	0.00	-241.57

$N_{Rd} : 0.00 \text{ kN}$

$M_{Rd,x} : 548.44 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{Rd,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$C_c : 1001.01 \text{ kN}$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$C_s : 119.73 \text{ kN}$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$T : 1120.74 \text{ kN}$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$

$e_{cc,y} : 247.99 \text{ mm}$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cs,x} : 0.00 \text{ mm}$

$e_{cs,y} : 246.00 \text{ mm}$

e_{T} : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$

$e_{T,y} : -241.57 \text{ mm}$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$\epsilon_{cmax} : 0.0031$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$\epsilon_{smax} : 0.0100$

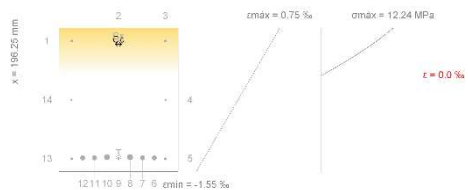
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$\sigma_{cmax} : 20.00 \text{ MPa}$

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$\sigma_{smax} : 434.78 \text{ MPa}$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	646.85	0.00	232.23
Cs	37.08	0.00	246.00
T	683.93	0.00	-241.59

$N_{ed} : 0.00 \text{ kN}$

$M_{ed,x} : 324.57 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{ed,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$C_c : 646.85 \text{ kN}$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$C_s : 37.08 \text{ kN}$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$T : 683.93 \text{ kN}$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$

$e_{cc,y} : 232.23 \text{ mm}$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cs,x} : 0.00 \text{ mm}$

$e_{cs,y} : 246.00 \text{ mm}$

e_{T} : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$

$e_{T,y} : -241.59 \text{ mm}$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$\epsilon_{cmax} : 0.0008$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$\epsilon_{smax} : 0.0013$

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$\sigma_{cmax} : 12.24 \text{ MPa}$

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

σ_{smax} : 268.73 MPa

3. Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

η : 0.150 ✓

Donde:

$V_{rd1,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{rd1,y}$: 245.21 kN

$V_{u1,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$V_{u1,y}$: 1632.00 kN

η : 0.869 ✓

Donde:

$V_{rd2,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{rd2,y}$: 245.21 kN

$V_{u2,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$V_{u2,y}$: 282.11 kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.997 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa+1.5·Agua(Cámara2)+0.75·Nieve".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblícua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

V_{u1} : 1632.00 kN

Donde:

K : Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

K : 1.00

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

σ'_{cd} : -1.36 MPa

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

N_d : 0.00 kN

A_c : 3000.00 cm²

A'_s : 9.36 cm²

f_{yd} : 434.78 MPa

f_{1cd} : 12.00 MPa

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

f_{ck} : 30.00 MPa

f_{cd} : 20.00 MPa

b_0 : 500.00 mm

d : 544.00 mm

α : 90.0 grados

θ : 45.0 grados

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma considerando la contribución de los estribos se obtiene como:

V_{u2} : 282.11 kN

con un valor mínimo de:

$V_{u2,min}$: 151.65 kN

Donde:

V_{su} : Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante.

V_{su} : 170.90 kN

A_α : Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_α con la directriz de la pieza.

$f_{y\alpha,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_α .

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

z : Brazo mecánico.

A_α : 8.73 cm²/m

$f_{y\alpha,d}$: 400.00 MPa

α : 90.0 grados

θ : 45.0 grados

z : 489.60 mm

V_{cu} : Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

V_{cu} : 111.21 kN

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

ξ : Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

b_0 : 500.00 mm

d : 544.00 mm

γ_c : 1.5

ξ : 1.61

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

f_{cv} : 30.00 MPa

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

f_{ck} : 30.00 MPa

σ'_{cd} : 0.00 MPa

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

N_d : 0.00 kN

A_c : 3000.00 cm²

f_{cd} : 20.00 MPa

ρ_l : 0.0055

A_s: Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

A_s : 14.95 cm²

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal s_t entre armaduras transversales debe cumplir la siguiente condición para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón a compresión oblicua:

Donde:

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

d : 544.00 mm

α : 90.0 grados

La separación transversal s_{t,trans} entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente:

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Donde:

A_α: Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_α con la directriz de la pieza.

f_{yα,d}: Resistencia de cálculo de la armadura A_α.

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

f_{ct,m}: Resistencia media a tracción del hormigón.

A_α : 8.73 cm²/m

f_{yα,d} : 434.78 MPa

α : 90.0 grados

b₀ : 500.00 mm

f_{ct,m} : 2.90 MPa

Siendo:

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

f_{ck} : 30.00 MPa

4. Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Armadura longitudinal

La distancia libre d_l, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

Donde:

s_{min}: Valor máximo de s₁, s₂, s₃.

s_{min} : 20 mm

s₁ : 20 mm

s₂ : 15 mm

s₃ : 12 mm

Siendo:

d_a: Tamaño máximo del árido.

Ø_{max}: Diámetro de la barra más gruesa.

d_a : 12 mm

Ø_{max} : 12 mm

La armadura pasiva longitudinal resistente habrá de quedar distribuida convenientemente para evitar que queden zonas de hormigón sin armaduras, de forma que la distancia entre dos barras longitudinales consecutivas (s) cumpla las siguientes limitaciones (Artículo 42.3.1):

Siendo:

b₀: Espesor bruto del elemento.

b₀ : 500 mm

Estribos

La distancia libre d_l, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

Donde:

s_{min}: Valor máximo de s₁, s₂, s₃.

s_{min} : 20 mm

s₁ : 20 mm

s₂ : 15 mm

s₃ : 10 mm

Siendo:

d_a: Tamaño máximo del árido.

Ø_{max}: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

d_a : 12 mm

Ø_{max} : 10 mm

Viga 1.1 - Apoyo izquierdo

1. Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

Flexión positiva alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple o compuesta, la cuantía geométrica de armadura principal de tracción ρ_l con barras de acero $f_{yk}=500.00$ MPa debe cumplir:

$0.00532 \geq 0.00280$ ✓

Donde:

$\rho_{l,min} : 0.00280$

Armadura longitudinal mínima para secciones en flexión simple o compuesta (Artículo 42.3.2)

Flexión positiva alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple, la armadura principal de tracción debe cumplir la siguiente limitación:

$15.96 \text{ cm}^2 \geq 5.52 \text{ cm}^2$ ✓

Donde:

$A_{s,min} : 5.52 \text{ cm}^2$

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.	$A_c : 3000.00 \text{ cm}^2$
f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$
f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.	$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$

2. Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '7.969 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

$\eta : 0.692$ ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

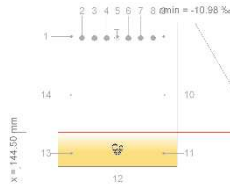
N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.	$N_{ed} : 0.00 \text{ kN}$
M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.	$M_{ed,x} : -432.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{ed,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.	$N_{Rd} : 0.00 \text{ kN}$
M_{Rd} : Momentos de agotamiento.	$M_{Rd,x} : -624.16 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{Rd,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1168.41	0.00	-239.94
Cs	135.72	0.00	-244.00
T	1304.13	0.00	238.24

$N_{Rd} : 0.00 \text{ kN}$

$M_{Rd,x} : -624.16 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{Rd,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$C_c : 1168.41 \text{ kN}$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$C_s : 135.72 \text{ kN}$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$T : 1304.13 \text{ kN}$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$

$e_{cc,y} : -239.94 \text{ mm}$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cs,x} : 0.00 \text{ mm}$

$e_{cs,y} : -244.00 \text{ mm}$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$

$e_{T,y} : 238.24 \text{ mm}$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$\epsilon_{cmax} : 0.0035$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$\epsilon_{smax} : 0.0096$

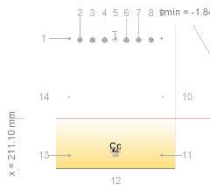
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$\sigma_{cmax} : 20.00 \text{ MPa}$

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$\sigma_{smax} : 434.78 \text{ MPa}$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	879.00	0.00	-226.12
Cs	49.82	0.00	-244.00
T	928.81	0.00	238.25

$N_{ed} : 0.00 \text{ kN}$

$M_{ed,x} : -432.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{ed,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$C_c : 879.00 \text{ kN}$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$C_s : 49.82 \text{ kN}$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$T : 928.81 \text{ kN}$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$

$e_{cc,y} : -226.12 \text{ mm}$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cs,x} : 0.00 \text{ mm}$

$e_{cs,y} : -244.00 \text{ mm}$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$

$e_{T,y} : 238.25 \text{ mm}$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$\epsilon_{cmax} : 0.0010$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$\epsilon_{smax} : 0.0016$

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$\sigma_{cmax} : 14.99 \text{ MPa}$

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$\sigma_{smax} : 315.11 \text{ MPa}$

3. Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

	η :	0.188	✓	
Donde:				
$V_{rd1,y}$:	Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.	$V_{rd1,y}$:	303.25 kN	
$V_{u1,y}$:	Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.	$V_{u1,y}$:	1616.15 kN	
	η :	0.931	✓	
Donde:				
$V_{rd2,y}$:	Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.	$V_{rd2,y}$:	303.25 kN	
$V_{u2,y}$:	Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.	$V_{u2,y}$:	325.90 kN	
Los esfuerzos solicitantes de cálculo p ^{ésimos} se producen en '7.770 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa+1.5·Agua(Cámara1)+1.5·Agua(Cámara2)+0.75·Nieve".				
Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.				
El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblícua del alma se deduce de la siguiente expresión:				
Cortante en la dirección Y:				
	V_{u1} :	1616.15	kN	
Donde:				
K :	Coeficiente que depende del esfuerzo axil.	K :	1.00	
	σ'_{cd} :	Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.	σ'_{cd} :	-0.49 MPa
	N_d :	Esfuerzo normal de cálculo.	N_d :	0.00 kN
	A_c :	Área total de la sección de hormigón.	A_c :	3000.00 cm ²
	A'_s :	Área total de la armadura comprimida.	A'_s :	3.39 cm ²
	f_{yd} :	Resistencia de cálculo del acero.	f_{yd} :	434.78 MPa
f_{1cd} :	Resistencia a compresión del hormigón	f_{1cd} :	12.00 MPa	
	f_{ck} :	Resistencia característica del hormigón.	f_{ck} :	30.00 MPa
	f_{cd} :	Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	f_{cd} :	20.00 MPa
b_o :	Anchura neta mínima del elemento.	b_o :	500.00 mm	
d :	Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.	d :	538.72 mm	
α :	Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.	α :	90.0 grados	
θ :	Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.	θ :	45.0 grados	

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma considerando la contribución de los estribos se obtiene como:

	V_{u2} :	325.90	kN		
con un valor mínimo de:					
	$V_{u2,min}$:	150.60	kN		
Donde:					
V_{su} :	Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante.		V_{su} :	190.40	kN
Donde:					
A_{α} :	Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_{α} con la directriz de la pieza.		A_{α} :	9.82	cm ² /m
$f_{y\alpha,d}$:	Resistencia de cálculo de la armadura A_{α} .		$f_{y\alpha,d}$:	400.00	MPa
α :	Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.		α :	90.0	grados
θ :	Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.		θ :	45.0	grados
z :	Brazo mecánico.		z :	484.85	mm
V_{cu} :	Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.		V_{cu} :	135.50	kN
Donde:					
b_0 :	Anchura neta mínima del elemento.		b_0 :	500.00	mm
d :	Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.		d :	538.72	mm
γ_c :	Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.		γ_c :	1.5	
ξ :	Coeficiente que depende del canto útil 'd'.		ξ :	1.61	
f_{cv} :	Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm ² .		f_{cv} :	30.00	MPa
f_{ck} :	Resistencia característica del hormigón.		f_{ck} :	30.00	MPa
σ'_{cd} :	Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.		σ'_{cd} :	0.00	MPa
N_d :	Esfuerzo normal de cálculo.		N_d :	0.00	kN
A_c :	Área total de la sección de hormigón.		A_c :	3000.00	cm ²
f_{cd} :	Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.		f_{cd} :	20.00	MPa
ρ_l :	Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.		ρ_l :	0.0102	
A_s :	Área de la armadura longitudinal principal de tracción.		A_s :	27.42	cm ²

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal s_t entre armaduras transversales debe cumplir la siguiente condición para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón a compresión oblícua:

	160 mm ≤ 404 mm ✓	
Donde:		
d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.	d :	538.72 mm
α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.	α :	90.0 grados

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente:

410 mm ≤ 500 mm ✓

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

	43.5115 ≥ 19.6838 ✓	
Donde:		
A_α : Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A _α con la directriz de la pieza.	A_α :	9.82 cm²/m
f_{yα,d} : Resistencia de cálculo de la armadura A _α .	f_{yα,d} :	434.78 MPa
α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.	α :	90.0 grados
b₀ : Anchura neta mínima del elemento.	b₀ :	500.00 mm
f_{ct,m} : Resistencia media a tracción del hormigón.	f_{ct,m} :	2.90 MPa

Siendo:

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.	f_{ck} :	30.00 MPa
--	-------------------------	-----------

4. Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Armadura longitudinal

La distancia libre d_l, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

	44 mm ≥ 25 mm ✓	
Donde:		
s_{min} : Valor máximo de s ₁ , s ₂ , s ₃ .	s_{min} :	25 mm
	s₁ :	20 mm
	s₂ :	15 mm
	s₃ :	25 mm
Siendo:		
d_a : Tamaño máximo del árido.	d_a :	12 mm
Ø_{max} : Diámetro de la barra más gruesa.	Ø_{max} :	25 mm

La armadura pasiva longitudinal resistente habrá de quedar distribuida convenientemente para evitar que queden zonas de hormigón sin armaduras, de forma que la distancia entre dos barras longitudinales consecutivas (s) cumpla las siguientes limitaciones (Artículo 42.3.1):

244 mm ≤ 300 mm ✓

Siendo:

b₀: Espesor bruto del elemento.

b₀ :	500 mm
------------------------	--------

Estribos

La distancia libre d_l, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

Donde:

s_{min}: Valor máximo de s₁, s₂, s₃.

150 mm ≥ 20 mm ✓

s_{min} :	20 mm
--------------------------	-------

s₁ :	20 mm
------------------------	-------

s₂ :	15 mm
------------------------	-------

s₃ :	10 mm
------------------------	-------

Siendo:

d_a: Tamaño máximo del árido.

d_a :	12 mm
------------------------	-------

Ø_{max}: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

Ø_{max} :	10 mm
--------------------------	-------

ELS

Viga 1.1

1. Fisuración por compresión (EHE-08, Artículo 49.2.1)

Se debe satisfacer:

10.86 MPa ≤ 21.15 MPa ✓

La tensión de compresión máxima se produce en el nudo P1, para la combinación de acciones PP+CM.
Donde:

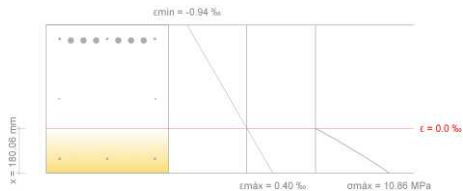
σ_c: Tensión de compresión del hormigón. σ_c : 10.86 MPa
f_{ck,j}: Resistencia característica del hormigón a la edad de 'j' días. Se adopta j = 120. f_{ck,j} : 35.24 MPa

Donde:
f_{ck,28}: Resistencia característica del hormigón a la edad de 28 días. f_{ck,28} : 30.00 MPa
β_{cc}: Coeficiente que depende de la edad del hormigón. β_{cc} : 1.14

Donde:
s: Coeficiente que depende del tipo de cemento. Se adopta el valor correspondiente a cementos normales. s : 0.25

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de la combinación:

N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión). N_{ed} : 0.00 kN
M_{ed,X}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'. M_{ed,X} : 0.00 kN·m
M_{ed,Y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'. M_{ed,Y} : -251.11 kN·m



2. Fisuración por tracción: Cara superior (EHE-08, Artículo 49.2.3)

Se debe satisfacer:

0.199 mm ≤ 0.200 mm ✓

La máxima abertura de fisura se produce en el nudo P1, para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -194.00 mm, Y = 244.00 mm.
Donde:

W_{max}: Abertura máxima de fisura definida en la tabla 5.1.1.2. W_{max} : 0.200 mm
Designación del tipo de ambiente: IV
W_k: Abertura característica de fisura. W_k : 0.199 mm

Siendo:

β: Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico. Su valor es 1.30 para fisuración producida por acciones indirectas solamente y 1.70 para el resto de casos.
s_m: Separación media entre fisuras.

β : 1.70
s_m : 157.35 mm

Donde:

c: Recubrimiento de las armaduras traccionadas. c : 50.00 mm
s: Distancia media entre las barras traccionadas de la sección. s : 55.56 mm
Ø: Diámetro máximo de las barras traccionadas en la sección. Ø : 25.00 mm
k₁: Coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones de tracción en la sección transversal. k₁ : 0.124

Donde:

σ_{ct,m}: Tensión media de tracción del área de hormigón traccionado en la sección no fisurada (estado I). σ_{ct,m} : 1.44 MPa

Donde:

F_{ct}: Resultante de tensiones de la zona traccionada del hormigón en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). F_{ct} : 204.80 kN
A_{ct}: Área de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). A_{ct} : 142123.20 mm²
f_{ct,m,fi}: Resistencia media a flexotracción del hormigón. f_{ct,m,fi} : 2.90 MPa
A_{c,eficaz}: Área eficaz de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). A_{c,eficaz} : 122120.48 mm²
A_s: Área de la armadura traccionada. A_s : 3284.58 mm²
ε_{sm}: Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras. ε_{sm} : 0.000745

Donde:

E_s: Módulo de deformación longitudinal del acero. E_s : 200000.00 MPa
k₂: Coeficiente de valor 1.0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0.5 para los restantes. k₂ : 0.50
σ_s: Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada. σ_s : 162.80 MPa
σ_{sr}: Tensión de las armaduras en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón. σ_{sr} : 66.85 MPa

Equilibrio de la sección en el instante previo a la fisuración del hormigón:

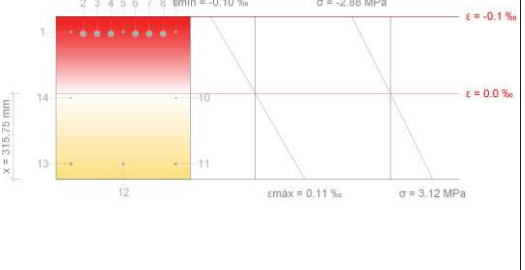
N_{td}, M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axil solicitante.

N_{td} : Esfuerzo axil (valores positivos indican compresión). N_{td} : 0.00 kN

$M_{td,x}$: Momento flector alrededor del eje 'X'. $M_{td,x}$: 0.00 kN·m

$M_{td,y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'. $M_{td,y}$: -103.47 kN·m

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s^I (MPa)	ϵ
1	Ø12	-194.00	244.00	-15.43	-0.000077
2	Ø25	-148.75	237.50	-14.99	-0.000075
3	Ø25	-97.00	237.50	-14.99	-0.000075
4	Ø25	-45.25	237.50	-14.99	-0.000075
5	Ø12	0.00	244.00	-15.43	-0.000077
6	Ø25	45.25	237.50	-14.99	-0.000075
7	Ø25	97.00	237.50	-14.99	-0.000075
8	Ø25	148.75	237.50	-14.99	-0.000075
9	Ø12	194.00	244.00	-15.43	-0.000077



Equilibrio de la sección en el instante en que se fisura el hormigón:

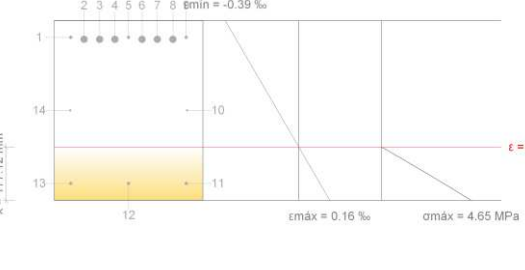
N_{td}, M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axil solicitante.

N_{td} : Esfuerzo axil (valores positivos indican compresión). N_{td} : 0.00 kN

$M_{td,x}$: Momento flector alrededor del eje 'X'. $M_{td,x}$: 0.00 kN·m

$M_{td,y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'. $M_{td,y}$: -103.47 kN·m

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_{sr} (MPa)	ϵ
1	Ø12	-194.00	244.00	-66.85	-0.000334
2	Ø25	-148.75	237.50	-65.67	-0.000328
3	Ø25	-97.00	237.50	-65.67	-0.000328
4	Ø25	-45.25	237.50	-65.67	-0.000328
5	Ø12	0.00	244.00	-66.85	-0.000334
6	Ø25	45.25	237.50	-65.67	-0.000328
7	Ø25	97.00	237.50	-65.67	-0.000328
8	Ø25	148.75	237.50	-65.67	-0.000328
9	Ø12	194.00	244.00	-66.85	-0.000334
10	Ø8	196.00	0.00	0.00	-0.000112
14	Ø8	-196.00	0.00	0.00	-0.000112



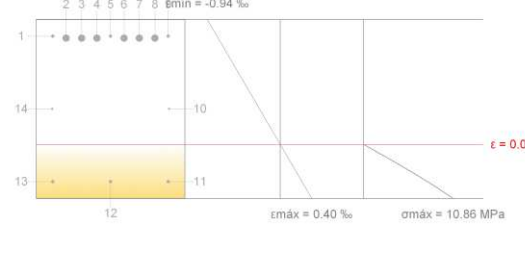
Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed} : Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión). N_{ed} : 0.00 kN

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'. $M_{ed,x}$: 0.00 kN·m

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'. $M_{ed,y}$: -251.11 kN·m

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-194.00	244.00	-162.80	-0.000814
2	Ø25	-148.75	237.50	-159.89	-0.000799
3	Ø25	-97.00	237.50	-159.89	-0.000799
4	Ø25	-45.25	237.50	-159.89	-0.000799
5	Ø12	0.00	244.00	-162.80	-0.000814
6	Ø25	45.25	237.50	-159.89	-0.000799
7	Ø25	97.00	237.50	-159.89	-0.000799
8	Ø25	148.75	237.50	-159.89	-0.000799
9	Ø12	194.00	244.00	-162.80	-0.000814
10	Ø8	196.00	0.00	0.00	-0.000268



14	Ø8	-196.00	0.00	0.00	-0.000268
----	----	---------	------	------	-----------

3. Fisuración por tracción: Cara inferior (EHE-08, Artículo 49.2.3)

$0.196 \text{ mm} \leq 0.200 \text{ mm}$ ✓

La máxima abertura de fisura se produce en un punto situado a una distancia de 4.184 m del nudo B16, para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 196.00 mm, Y = -246.00 mm.

W_{max} : Abertura máxima de fisura definida en la tabla 5.1.1.2. W_{max} : 0.200 mm

Designación del tipo de ambiente: IV

W_k : Abertura característica de fisura. W_k : 0.196 mm

β : Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico. Su valor es 1.30 para fisuración producida por acciones indirectas solamente y 1.70 para el resto de casos.

s_m : Separación media entre fisuras.

β : 1.70

s_m : 162.46 mm

c : Recubrimiento de las armaduras traccionadas. c : 48.00 mm

s : Distancia media entre las barras traccionadas de la sección. s : 55.56 mm

\emptyset : Diámetro máximo de las barras traccionadas en la sección. \emptyset : 25.00 mm

k_1 : Coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones de tracción en la sección transversal. k_1 : 0.124

$\sigma_{ct,m}$: Tensión media de tracción del área de hormigón traccionado en la sección no fisurada (estado I). $\sigma_{ct,m}$: 1.44 MPa

F_{ct} : Resultante de tensiones de la zona traccionada del hormigón en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). F_{ct} : 207.08 kN

A_{ct} : Área de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). A_{ct} : 143707.43 mm²

$f_{ct,m}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón. $f_{ct,m}$: 2.90 MPa

$A_{c,eficaz}$: Área eficaz de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). $A_{c,eficaz}$: 114703.74 mm²

A_s : Área de la armadura traccionada. A_s : 2577.70 mm²

ϵ_{sm} : Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras. ϵ_{sm} : 0.000710

E_s : Módulo de deformación longitudinal del acero. E_s : 200000.00 MPa

k_2 : Coeficiente de valor 1.0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0.5 para los restantes. k_2 : 0.50

σ_s : Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada. σ_s : 162.16 MPa

σ_{sr} : Tensión de las armaduras en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón. σ_{sr} : 80.72 MPa

Equilibrio de la sección en el instante previo a la fisuración del hormigón:

N_{td}, M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axil solicitante.

N_{td} : Esfuerzo axil (valores positivos indican compresión).

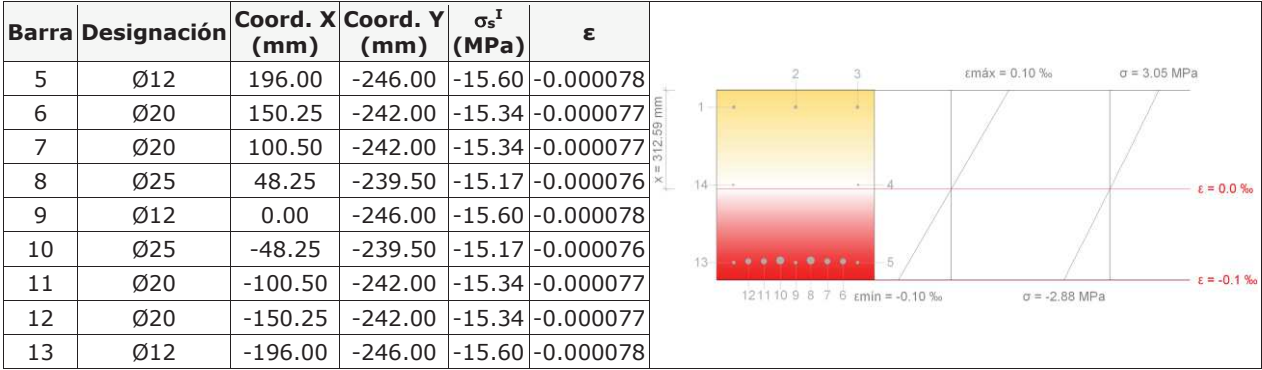
$M_{td,x}$: Momento flector alrededor del eje 'X'.

$M_{td,y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'.

N_{td} : 0.00 kN

$M_{td,x}$: 0.00 kN·m

$M_{td,y}$: 100.27 kN·m



Equilibrio de la sección en el instante en que se fisura el hormigón:

N_{td}, M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axil solicitante.

N_{td} : Esfuerzo axil (valores positivos indican compresión).

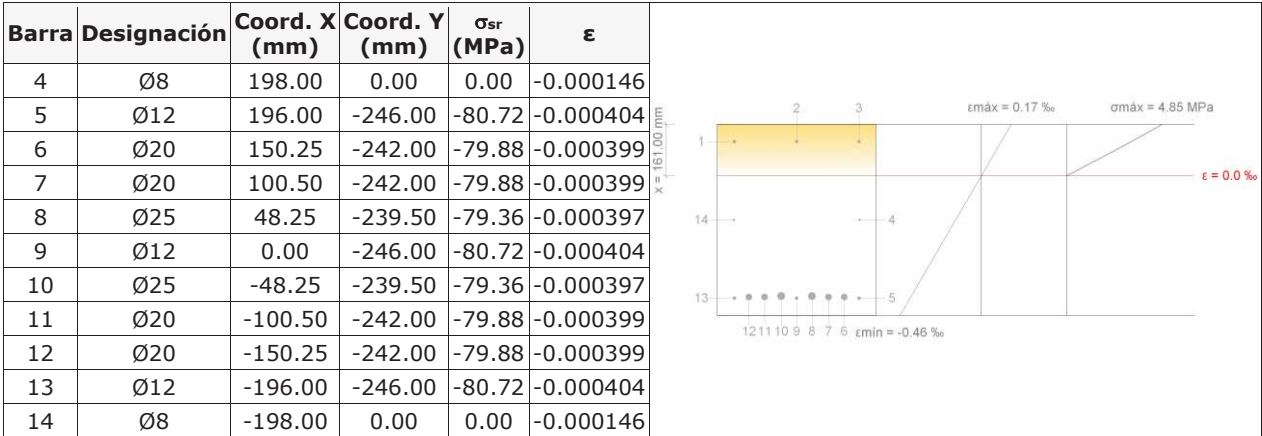
$M_{td,x}$: Momento flector alrededor del eje 'X'.

$M_{td,y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'.

N_{td} : 0.00 kN

$M_{td,x}$: 0.00 kN·m

$M_{td,y}$: 100.27 kN·m



Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión).

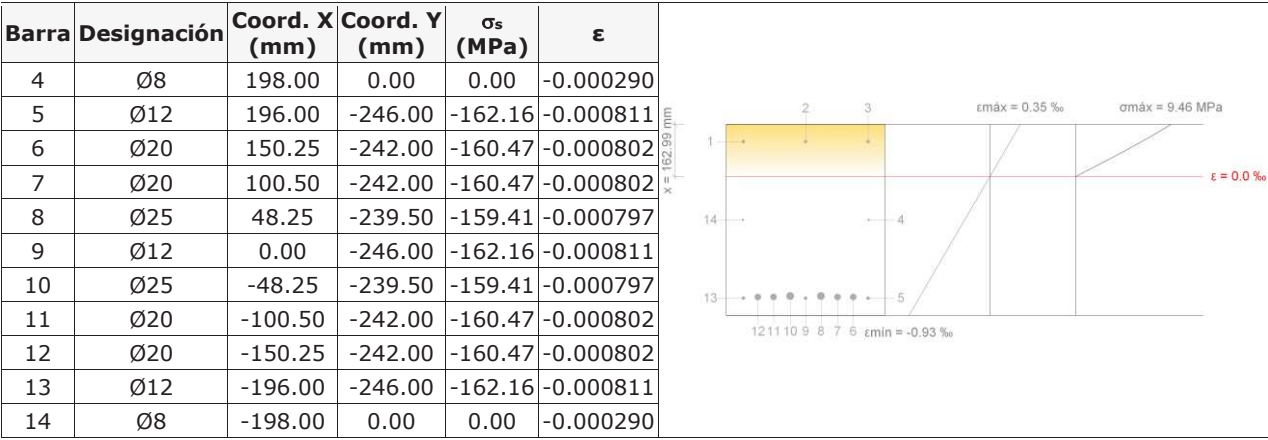
$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

N_{ed} : 0.00 kN

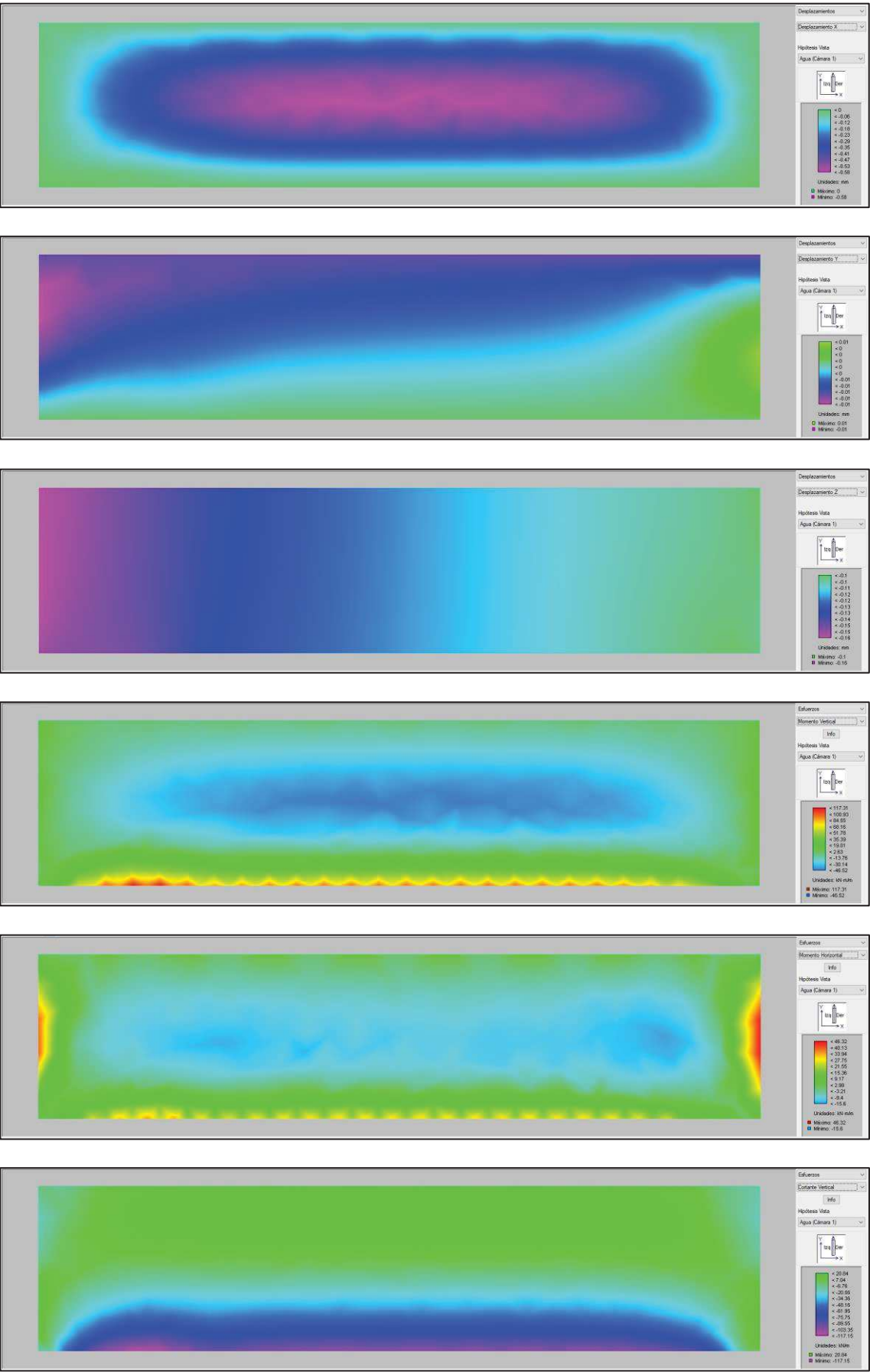
$M_{ed,x}$: 0.00 kN·m

$M_{ed,y}$: 200.99 kN·m

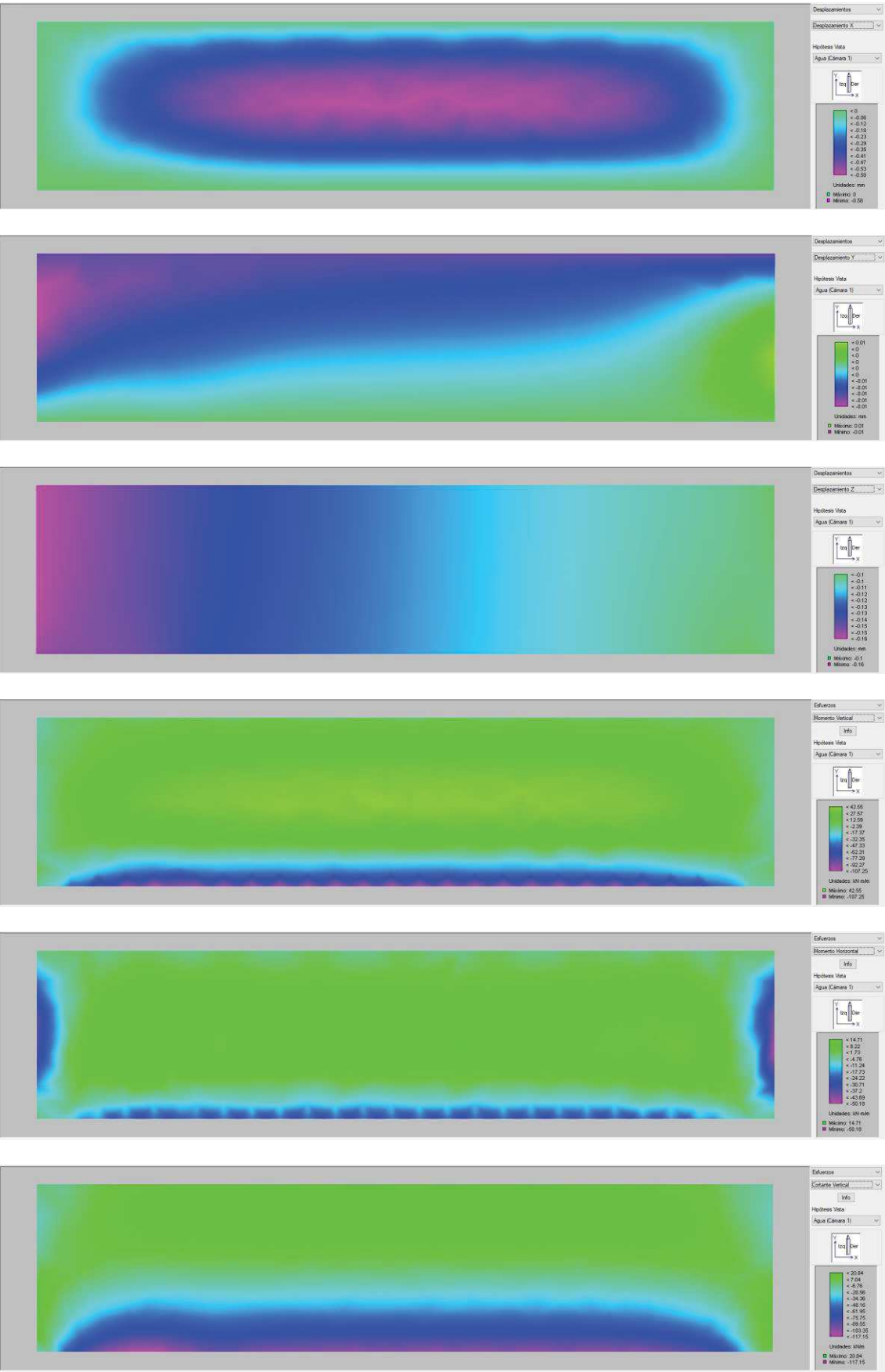


12.3 Muros

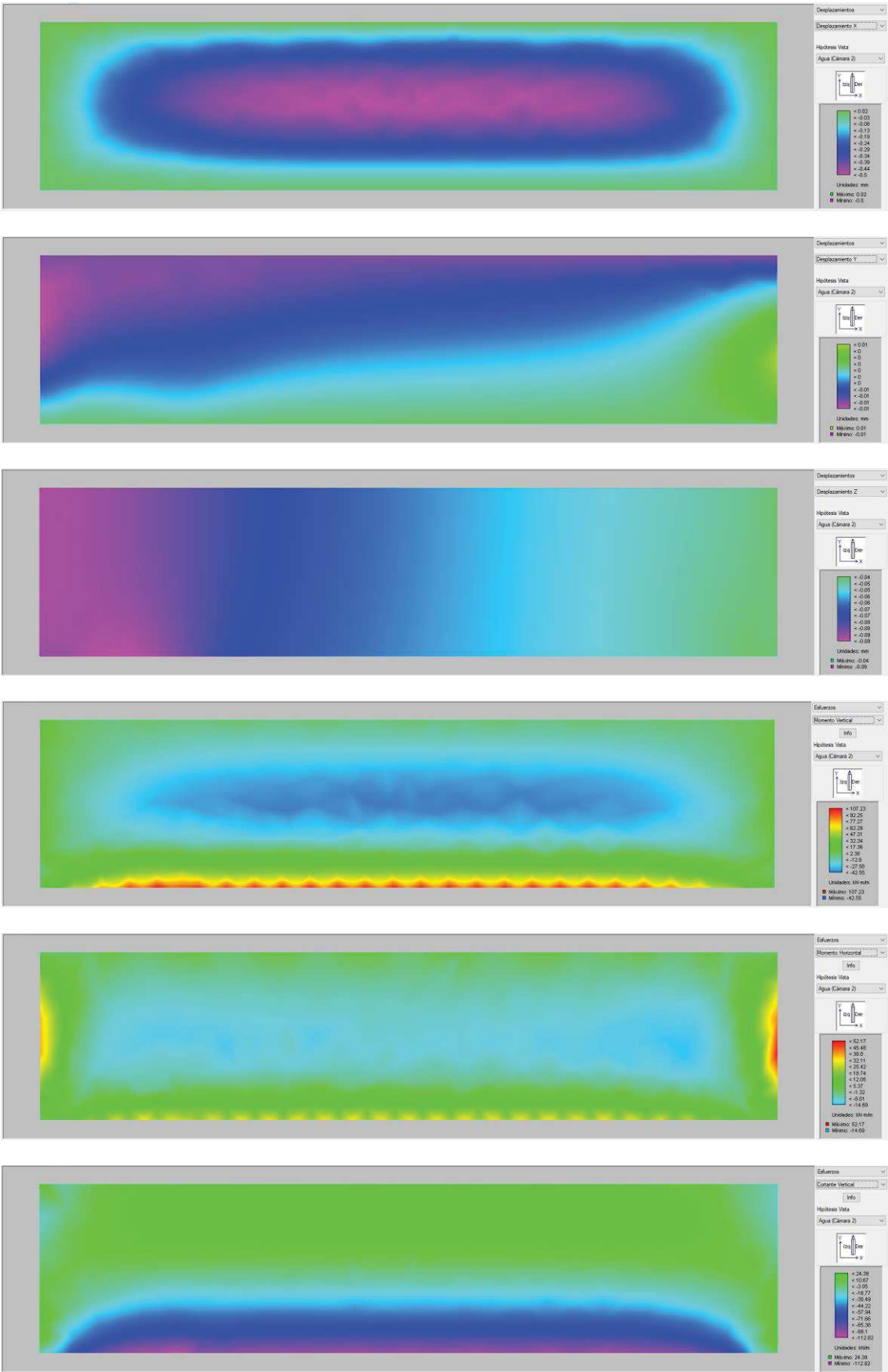
12.3.1 MURO 1.



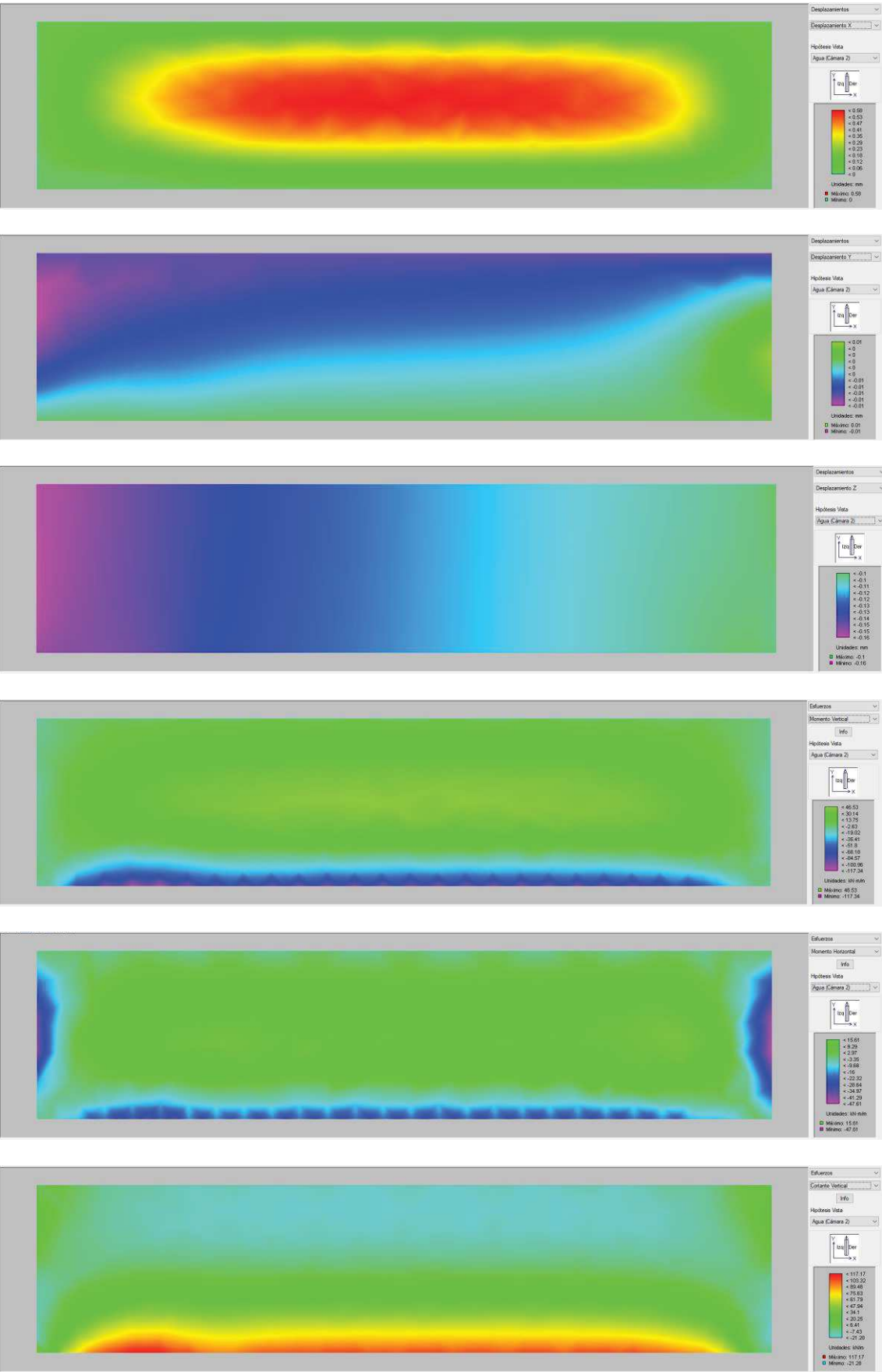
12.3.2 MURO 2, cámara 1 llena.



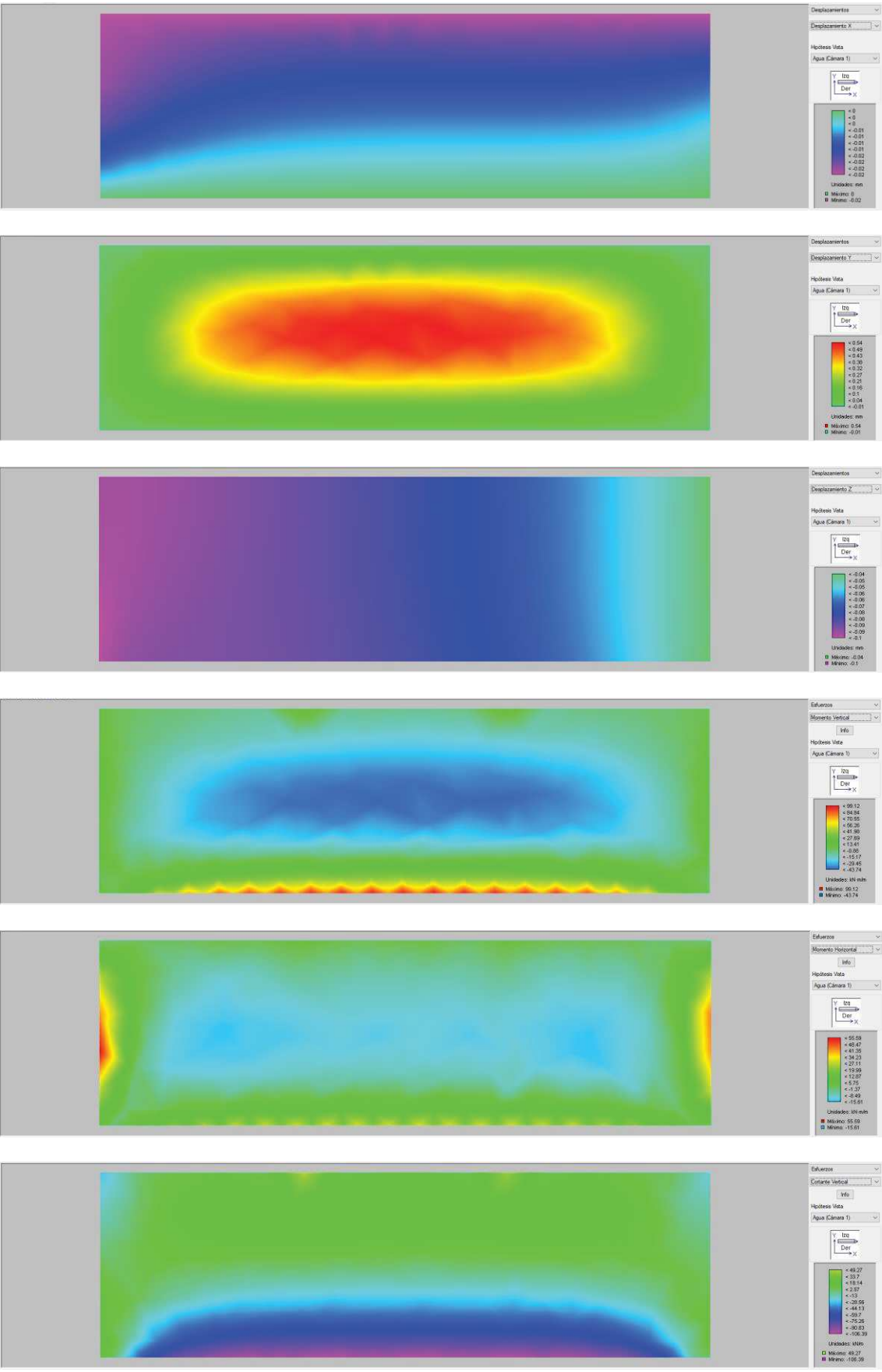
Muro 2, cámara 2 llena



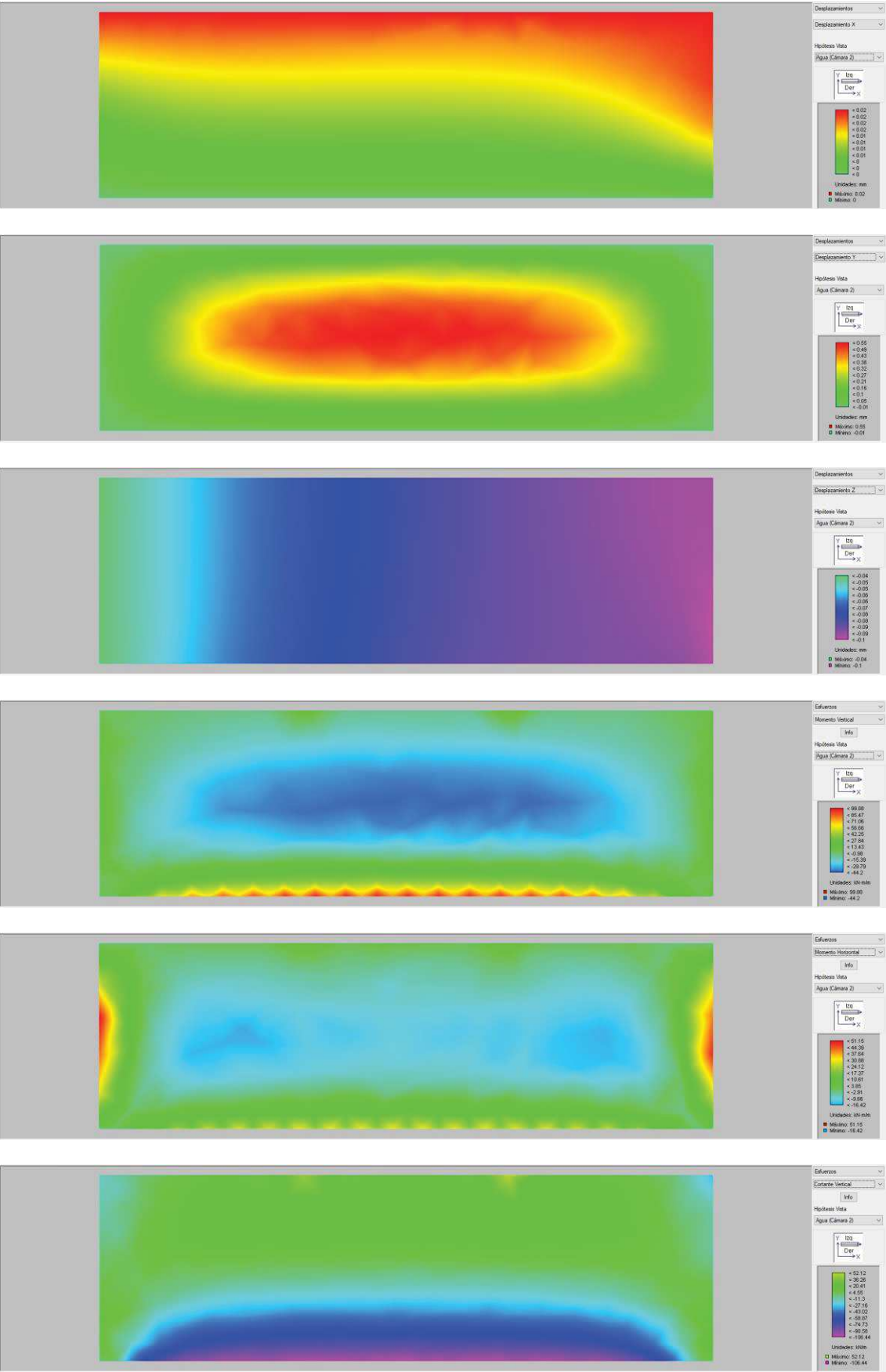
12.3.3 MURO 3



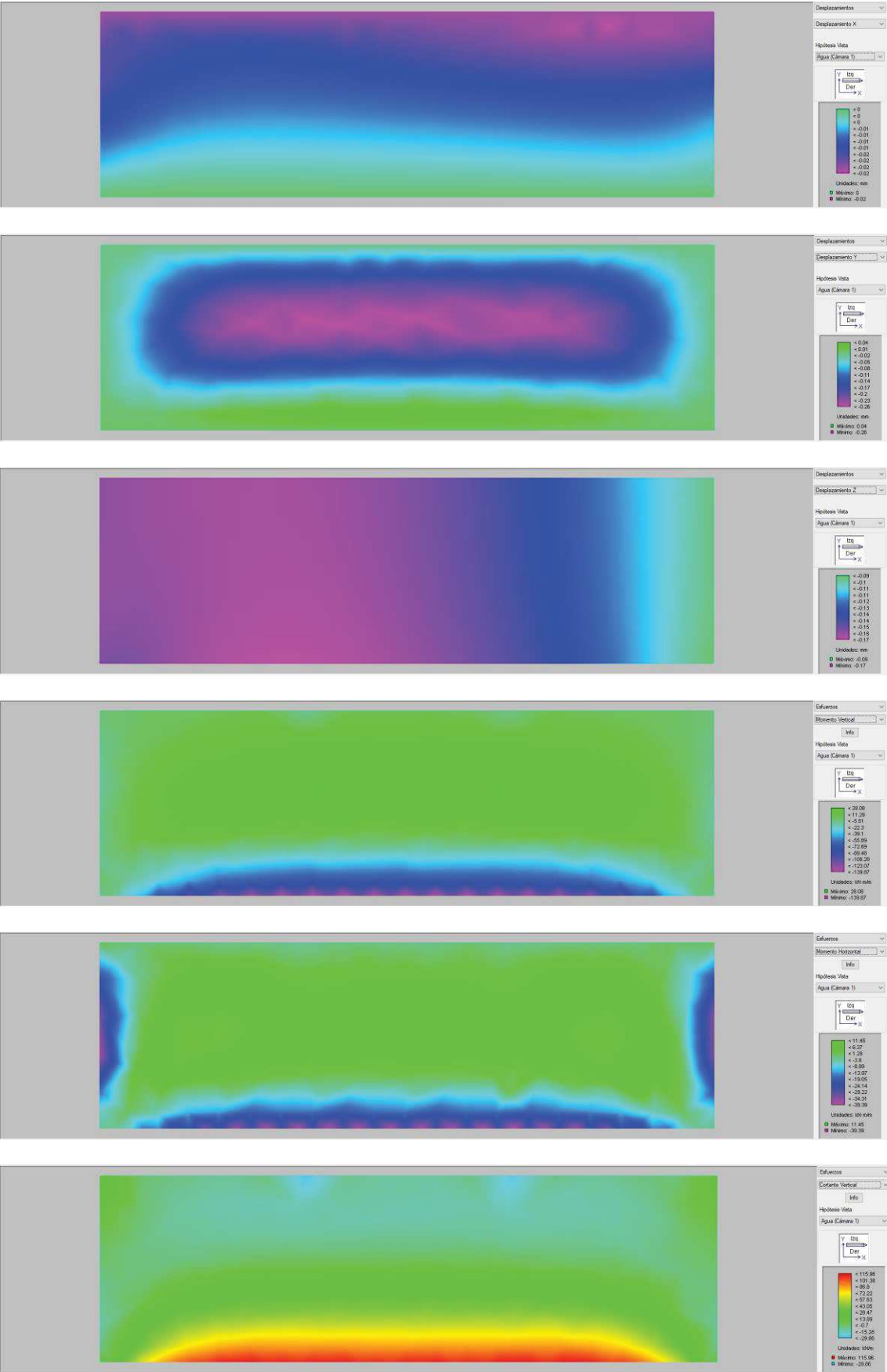
12.3.4 MURO 4



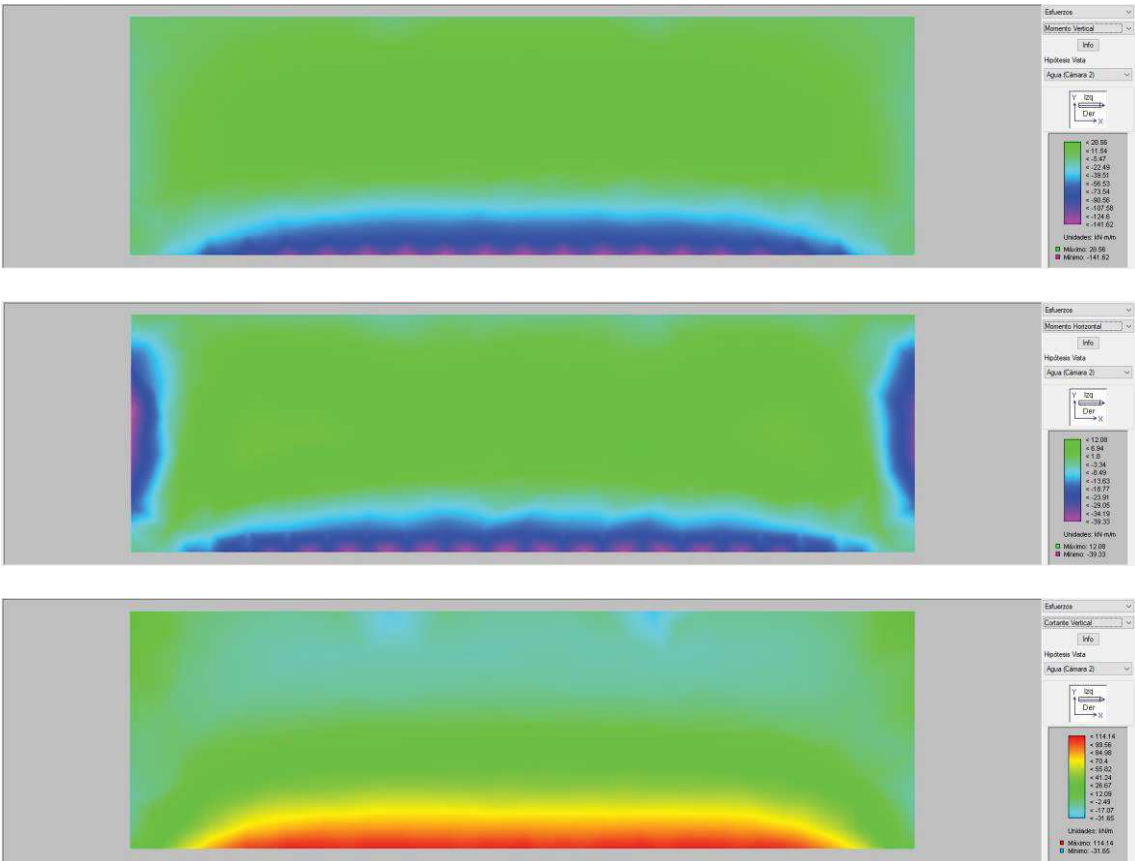
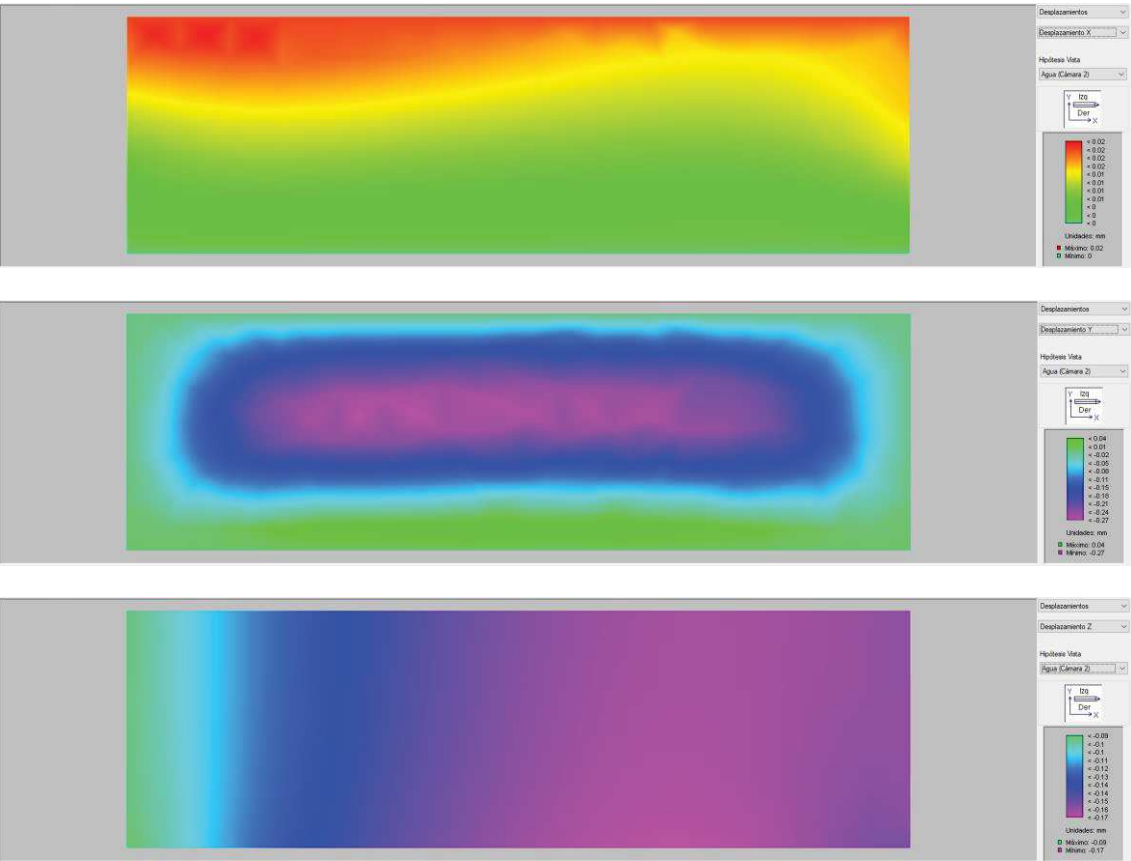
12.3.5 MURO 5



12.3.6 MURO 6

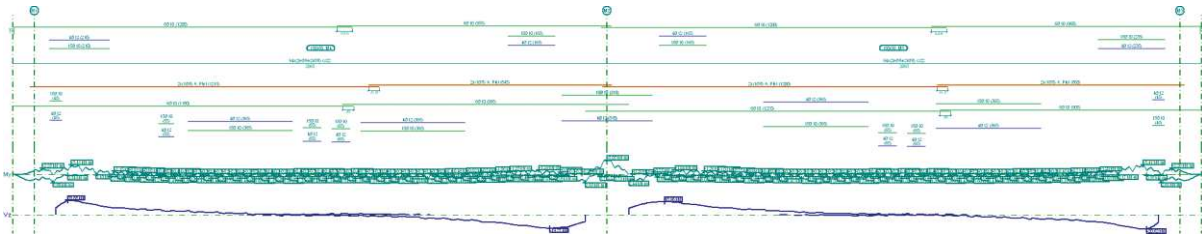


12.3.7 MURO 7

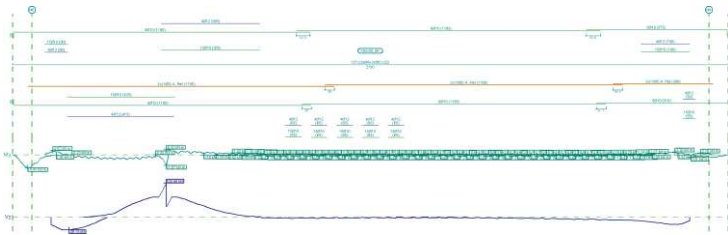


12.4 Losa de cimentación

Pórtico cimentación 1



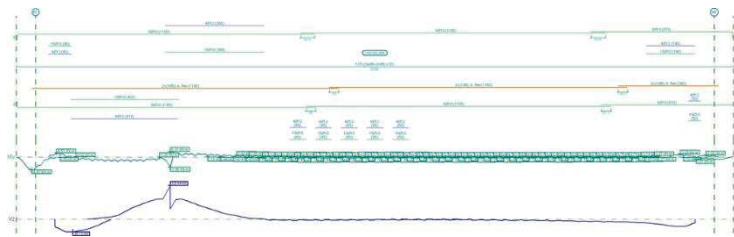
Pórtico cimentación 2



Pórtico 1			Viga 1: M1-M2			Viga 2: M2-M3		
Sección			150x50			150x50		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]		-3.41	-	-1.59	-1.60	-	-3.41
	x	[m]	0.52	-	16.77	1.63	-	17.88
Momento máx.	[kN·m]		1.51	1.60	2.93	2.44	1.60	1.50
	x	[m]	5.90	6.90	18.40	0.00	12.00	14.00
Cortante mín.	[kN]		-	-3.36	-19.27	-0.60	-2.90	-20.62
	x	[m]	-	11.90	17.15	6.00	12.00	18.00
Cortante máx.	[kN]		20.68	2.67	0.51	18.96	3.59	-
	x	[m]	0.40	6.15	12.52	1.25	6.25	-
Torsor mín.	[kN]		-8.16	-3.46	-2.29	-6.08	-3.53	-2.21
	x	[m]	0.15	6.40	12.40	1.50	6.50	12.50
Torsor máx.	[kN]		2.62	3.75	6.27	2.47	3.82	8.19
	x	[m]	5.90	11.90	16.90	6.00	12.00	18.25
Área Sup.	[cm²]	Real	21.02	4.71	21.02	21.02	4.71	21.02
		Nec.	21.00	0.00	21.00	21.00	0.00	21.00
Área Inf.	[cm²]	Real	21.02	21.02	21.02	21.02	21.02	21.02
		Nec.	21.00	21.00	21.00	21.00	21.00	21.00
Área Transv.	[cm²/m]	Real	13.71	13.71	13.71	13.71	13.71	13.71
		Nec.	13.32	13.32	13.32	13.32	13.32	13.32

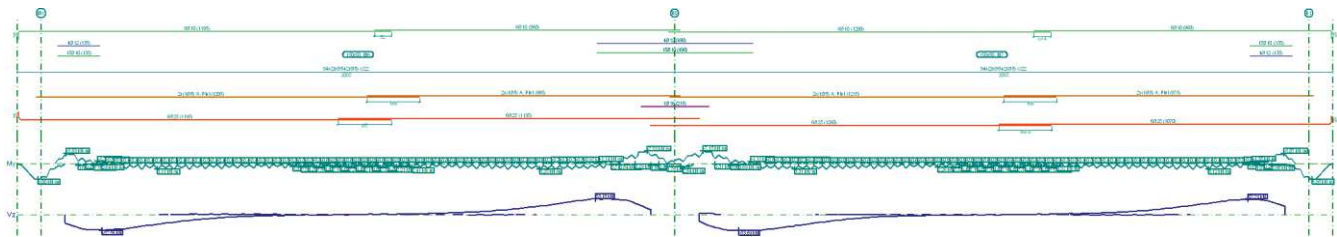
			Tramo: M6-M4		
Sección			150x50		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]		-6.32	-	-3.30
	x	[m]	4.49	-	24.33
Momento máx.	[kN·m]		11.87	1.44	2.26
	x	[m]	4.49	10.45	24.90
Cortante mín.	[kN]		-38.15	-3.55	-21.68
	x	[m]	0.70	9.45	24.45
Cortante máx.	[kN]		103.50	0.25	-
	x	[m]	4.49	15.08	-
Torsor mín.	[kN]		-15.36	-2.75	-2.51
	x	[m]	4.95	8.45	16.95
Torsor máx.	[kN]		14.87	3.70	8.04
	x	[m]	0.20	10.45	24.70
Área Sup.	[cm²]	Real	21.02	4.71	21.02
		Nec.	21.00	0.00	21.00
Área Inf.	[cm²]	Real	21.02	21.02	19.21
		Nec.	21.00	21.00	21.00
Área Transv.	[cm²/m]	Real	13.71	13.71	13.71
		Nec.	13.32	13.32	13.32

Pórtico cimentación 3



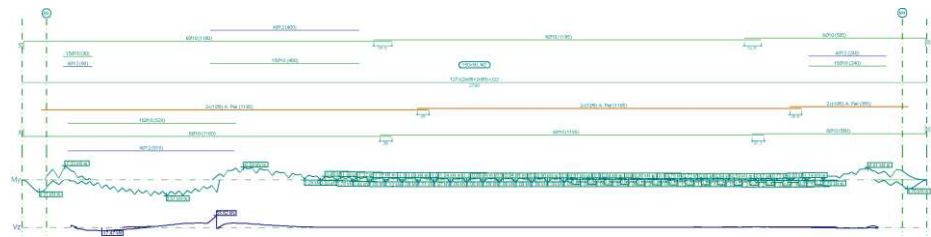
Sección			Tramo: B1-M5		
			150x50		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]		-6.31	-	-3.29
x	[m]		4.49	-	24.33
Momento máx.	[kN·m]		11.86	1.44	2.25
x	[m]		4.49	10.45	24.90
Cortante mín.	[kN]		-38.12	-3.55	-21.65
x	[m]		0.70	9.45	24.45
Cortante máx.	[kN]		103.44	0.25	-
x	[m]		4.49	15.08	-
Torsor mín.	[kN]		-14.91	-3.71	-8.01
x	[m]		0.20	10.45	24.70
Torsor máx.	[kN]		15.36	2.75	2.51
x	[m]		4.95	8.45	16.95
Área Sup.	[cm²]	Real	21.02	4.71	21.02
		Nec.	21.00	0.00	21.00
Área Inf.	[cm²]	Real	21.02	21.02	19.21
		Nec.	21.00	21.00	21.00
Área Transv.	[cm²/m]	Real	13.71	13.71	13.71
		Nec.	13.32	13.32	13.32

Pórtico cimentación 4



Sección		Tramo: M1-B0			Tramo: B0-B1		
		150x50			150x50		
Zona		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]	-5.83	-	-7.01	-7.15	-	-5.87
	[m]	0.03	-	18.28	0.13	-	18.38
Momento máx.	[kN·m]	3.11	2.53	3.25	3.31	2.56	3.12
	[m]	2.90	11.90	14.90	3.00	12.00	16.00
Cortante mín.	[kN]	-52.56	-4.00	-1.19	-53.69	-5.08	-2.01
	[m]	1.15	6.28	12.90	1.25	6.38	14.00
Cortante máx.	[kN]	1.99	5.95	53.18	6.09	4.07	52.21
	[m]	4.65	12.15	16.65	0.25	12.25	17.25
Torsor mín.	[kN]	-12.60	-6.99	-4.81	-12.98	-7.13	-4.79
	[m]	1.15	6.15	13.15	2.25	6.25	13.25
Torsor máx.	[kN]	4.69	6.99	12.70	5.01	6.54	12.43
	[m]	5.65	12.15	16.65	0.00	12.25	16.75
Área Sup.	[cm²]	Real	21.02	4.71	21.02	4.71	21.02
		Nec.	21.00	0.00	21.00	0.00	21.00
Área Inf.	[cm²]	Real	29.45	29.45	31.09	29.45	29.45
		Nec.	21.00	21.00	21.00	21.00	21.00
Área Transv.	[cm²/m]	Real	13.71	13.71	13.71	13.71	13.71
		Nec.	13.32	13.32	13.32	13.32	13.32

Pórtico cimentación 5



			Tramo: B0-M4		
Sección			150x50		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]		-6.59	-1.56	-6.41
x	[m]		5.33	8.33	24.58
Momento máx.	[kN·m]		8.57	-	-
x	[m]		2.95	-	-
Cortante mín.	[kN]		-17.47	-1.91	-6.25
x	[m]		0.95	8.95	24.45
Cortante máx.	[kN]		55.82	0.05	7.30
x	[m]		4.49	16.20	24.70
Torsor mín.	[kN]		-7.74	-	-
x	[m]		0.00	-	-
Torsor máx.	[kN]		7.86	-	-
x	[m]		0.00	-	-
Área Sup.	[cm²]	Real	21.02	21.02	21.02
		Nec.	21.00	21.00	21.00
Área Inf.	[cm²]	Real	21.02	4.71	4.71
		Nec.	21.00	0.00	0.15
Área Transv.	[cm²/m]	Real	13.71	13.71	13.71
		Nec.	13.32	13.32	13.32