

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA

ETSI Caminos, Canales y Puertos de Valencia.



UNIVERSIDAD
POLITECNICA
DE VALENCIA



*Cálculo del depósito de Almenara para las obras
complementarias de distribución de la desaladora de Moncófar*

ANEJO 1

CÁLCULO DE ESTRUCTURAS

Alumno: Francisco Tomás Martínez Val

Dirigido por:

Prof. Carlos Miguel Gisbert Doménech

(Depto. Ingeniería de la Construcción, UPV)

Fecha 02/07/2014

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	4
2. BASES DE CÁLCULO	5
2.1. NORMATIVA UTILIZADA	5
2.2. CARÁCTERISTICAS DE LOS MATERIALES	6
2.2.1. HORMIGÓN	6
2.2.2. ACERO	7
2.2.3. OTROS MATERIALES	7
2.3. ACCIONES CONSIDERADAS	8
2.3.1. ACCIONES PERMANENTES.	8
2.3.2. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE.	9
2.3.3. ACCIONES VARIABLES.	10
2.3.4. ACCIONES ACCIDENTALES.	10
2.4. COMBINACIÓN DE ACCIONES	11
2.4.1. MURO PERIMETRAL. ELU	13
2.4.2. MURO PERIMETRAL. ELS.	14
2.4.3. MURO DIVISORIO. ELU.	14
2.4.4. MURO DIVISORIO. ELS.	14
3. MODELOS REALIZADOS	15
3.1. CÁLCULO DEL MURO	15
3.1.1. ALZADO. DIMENSIONAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES. EXCEL	15
3.1.2. DIMENSIONAMIENTO FRENTE A AGOTAMIENTO POR CORTANTE.	21
3.1.3. RESULTADOS. HOJA EXCEL.	23
3.1.4. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN.	26
3.1.5. ALZADO. MODELO EN SAP.	28
3.1.6. RESULTADOS. MODELO SAP.	33
3.1.7. ELS FISURACIÓN. PRONTUARIO EHE.	37
3.1.8. ELS FISURACIÓN. MODELO DE PLACAS SAP.	39
3.2. CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN	40
3.2.1. ESTUDIO DE SOLUCIONES.	40
3.2.1.1. Zapata corrida.	40
3.2.1.2. Conclusión zapata corrida.	44
3.2.1.3. Losa de cimentación	44
3.2.1.4. Modelo Sap, losa de cimentación.	46
3.2.1.5. Resultados losa cimentación. Prontuario informático EHE.	49
3.2.1.6. Resultados losa cimentación. Sap 2000.	52
3.2.1.7. ELS fisuración.	55

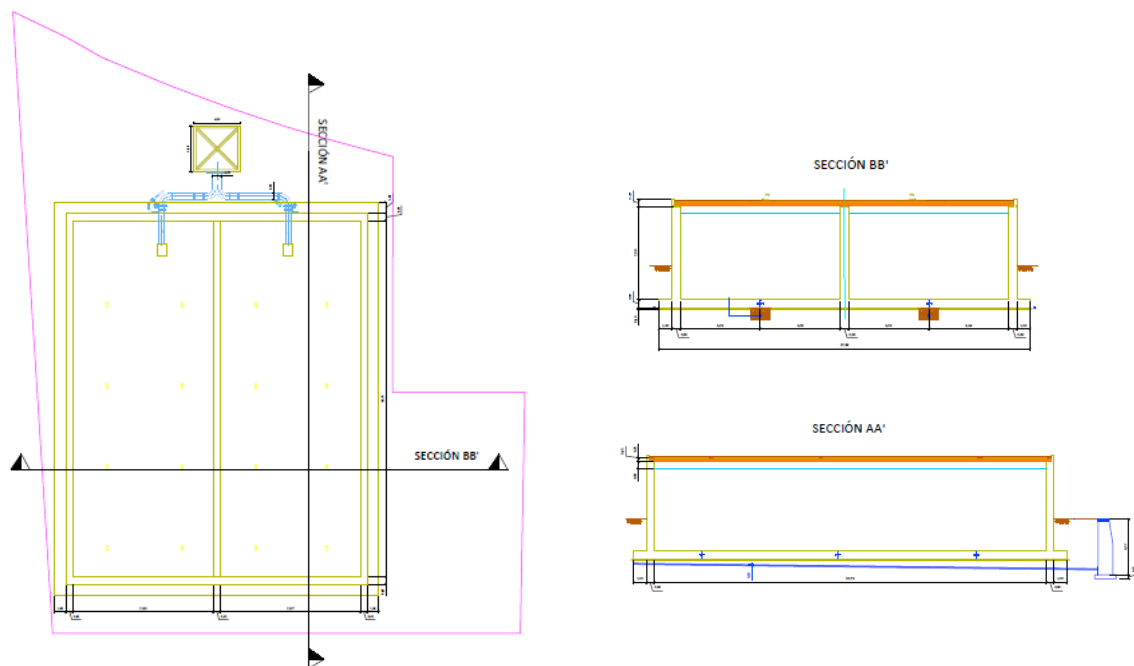
3.2.1.8.	Conclusión losa de cimentación.	58
3.2.1.9.	Losa de cimentación con talón.	59
3.2.1.10.	Modelo Sap. Losa de cimentación con talón.	60
3.2.1.11.	Resultados losa cimentación con talón. Prontuario informático EHE.	63
3.2.1.12.	Resultados losa cimentación con talón. Sap 2000.	66
3.2.1.13.	ELS fisuración talón.	69
3.2.1.14.	Conclusión losa de cimentación con talón.	72
3.3.	MÍNIMOS GEOMÉTRICOS Y MECÁNICOS.	72
3.4.	IMPORTANCIA DEL MODULO DE BALASTO	73
3.5.	CÁLCULO DE LA CUBIERTA	76
3.5.1.	CÁLCULO DE CUBIERTA. CYPE	76
3.5.2.	RESULTADOS CÁLCULO DE CUBIERTA. CYPE	78
4.	<u>LISTADOS DE CÁLCULO</u>	<u>80</u>
4.1.	LISTADO DE RESULTADOS DE LOS MUROS.	80
4.2.	LISTADO DE RESULTADOS DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN (CON TALÓN)	84
4.3.	LISTADO DE RESULTADO CUBIERTA.	86
4.4.	LONGITUDES DE ANCLAJE Y SOLAPE	86
5.	<u>JUNTAS Y APOYOS ELASTOMEROS.</u>	<u>89</u>
6.	<u>DRENAJE.</u>	<u>92</u>
7.	<u>MEDICIONES</u>	<u>95</u>

1. INTRODUCCIÓN

En el presente anejo, se realiza el diseño estructura del depósito de hormigón armado situado en el municipio de Almenara (Castellón). Se pretende explicar paso a paso los cálculos realizados, justificar las decisiones adoptadas y aportar aclaraciones y observaciones que hagan más fácil la comprensión de los modelos de cálculos propuestos.

Además, se incorpora al anejo un estudio de soluciones para la cimentación de la obra, además de los resultados obtenidos para cada uno de los elementos estructurales propuestos, desarrollados de acuerdo a la normativa vigente aplicable.

Así mismo, en el documento Planos, se incluyen los planos constructivos en los cuales se han tenido en cuenta consideraciones propuestas en el desarrollo de este Anejo.



2. BASES DE CÁLCULO

Para el diseño de la estructura se han elaborado uno o varios modelos físico-matemáticos con el objetivo de comprobar los resultados obtenidos de acuerdo a distintos modelos para un mismo elemento estructural. Estos modelos, van a representar con bastante precisión el comportamiento de la estructura real. Esta, va a tener una serie de características mecánicas, geométricas, materiales y de conexión con el entorno, además de un conjunto de acciones que deberá soportar.

Con el objetivo de hacer numéricamente viables los cálculos se establecerán una serie de hipótesis simplificadas como veremos posteriormente en los modelos propuestos.

Es de gran importancia contrastar los resultados obtenidos en los diferentes modelos. Comprobando la similitud de los mismos daremos pie a no cometer errores estructurales y por tanto hacer posible que el funcionamiento real de la estructura sea el adecuado.

2.1. *NORMATIVA UTILIZADA*

Para la elaboración de este anejo se ha seguido lo propuesto por la normativa que a continuación se expone:

- Ministerio de Fomento. “EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural”, de 2008.
- Ministerio de Fomento. “Documentos CTE. Código Técnico de la Edificación”, Documento Básico SE-AE. Seguridad Estructural de Acciones en la edificación, de Abril 2009.
- Ministerio de Fomento. “Documentos CTE. Código Técnico de la Edificación”, Documento Básico SE-C. Seguridad estructural en Cimientos, de 2007.
- Ministerio de Fomento. Dirección general de Carreteras. “Guía de cimentaciones en obras de carretera” de 2009.
- Ministerio de Fomento. “NCSE-02. Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación” de 2009.
- Prontuario Esidesa.
- Eurocódigo – 2. 2004

2.2. CARÁCTERISTICAS DE LOS MATERIALES

Los materiales propuestos han sido seleccionados con el objetivo de cumplir los requisitos de durabilidad que la obra requiere de acuerdo a las características de la misma así como al entorno en el que se encuentra.

2.2.1. Hormigón

La obra se encuentra en un ambiente IV, el cual se debe al alto grado de humedad así como a la presencia de cloruros. Para un ambiente de este tipo según la instrucción EHE 08 (tabla 37.3.2), tenemos las siguientes limitaciones orientativas:

- Máxima relación agua/cemento igual a 0.5. De acuerdo con la tabla 37.3.2.a
- Mínimo contenido de cemento igual a 325 Kg/m³. De acuerdo con la tabla 37.3.2.a
- Resistencia mínima característica queda limitada a 30 N/mm². De acuerdo con la tabla 37.3.2.b.
- Se propone el uso de cemento tipo CEM IV, adecuado para el tipo de ambiente según instrucción (artículo 37).

Además, existen otras características de la obra que inciden en la elección de los componentes del hormigón.

- Se selecciona un tamaño máximo de árido de 20 mm, ya que mayores tamaños pueden provocar un déficit de adherencia. Se pretende también que el árido pase perfectamente por el entramado de armaduras propuesto.
- El tipo de árido escogido será de tipo calizo para evitar la fisuración por retracción inicial del hormigón en fase de ejecución.
- En función del tipo de elemento, de la sección del mismo, de la distancia entre barras y teniendo en cuenta que el tipo de compactación prevista es la de picado con barra, la consistencia del hormigón será fluida.
- El recubrimiento nominal será la suma de un recubrimiento mínimo establecido de acuerdo a las condiciones establecidas en la instrucción (tabla 37.2.4.1.a) y un incremento o margen de recubrimiento que dependerá del control de la obra.

$$R_{nom} = R_{min} + \Delta R$$

Para elementos hormigonados contra el terreno, partimos de un $R_{min} = 7\text{cm}$.

- Finalmente, la designación del hormigón con el que trataremos será:

HA- 30/F/20/IV

2.2.2. Acero

Para la elección del tipo de acero se tiene en cuenta la siguiente información:

- Para la armadura pasiva se disponen barras rectas de acero corrugado soldable del tipo B500 S y con límite elástico de $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$. Más usuales y con mayor facilidad de encontrar en el mercado y dado que no debe considerarse el sismo.
- Las características mecánicas mínimas garantizadas por el suministrador cumplirán las prescripciones de la instrucción EHE 08 (tabla 32.2.a). Además las barras deberán tener aptitud al doblado-desdoblado en ausencia de grietas apreciables a simple vista.

Tabla 32.2.a
Tipos de acero corrugado

Tipo de acero		Acero soldable		Acero soldable con características especiales de ductilidad	
Designación		B 400 S	B 500 S	B 400 SD	B 500 SD
Límite elástico, f_y (N/mm ²) ⁽¹⁾		≥ 400	≥ 500	≥ 400	≥ 500
Carga unitaria de rotura, f_s (N/mm ²) ⁽¹⁾		≥ 440	≥ 550	≥ 480	≥ 575
Alargamiento de rotura, $\epsilon_{u,s}$ (%)		≥ 14	≥ 12	≥ 20	≥ 16
Alargamiento total bajo carga máxima, ϵ_{\max} (%)	Acero suministrado en barra	≥ 5,0	≥ 5,0	≥ 7,5	≥ 7,5
	Acero suministrado en rollo ⁽³⁾	≥ 7,5	≥ 7,5	≥ 10,0	≥ 10,0
Relación f_s/f_y ⁽²⁾		≥ 1,05	≥ 1,05	$1,20 \leq f_s/f_y \leq 1,35$	$1,15 \leq f_s/f_y \leq 1,35$
Relación $f_{yreal}/f_{ynominal}$		—	—	≤ 1,20	≤ 1,25

2.2.3. Otros materiales

- Una capa de gravas colocada sobre la cubierta con el objetivo de proteger la capa aislante que se encuentra debajo. Excepcionalmente también se dispondrá gravas en las zanjas existentes bajo las juntas dispuestas en la losa de cimentación, con el objetivo de drenar las pérdidas de agua hacia los tubos dren.
- Una lámina de geotextil que proteja la capa de gravas y además permita el drenaje mediante tubos dren.
- Tubos dren para el adecuado drenaje de aguas. Se usan tubos de PVC y polietileno (PEAD) con pequeñas ranuras para drenar.

- Capa de 10 cm de hormigón de limpieza con la siguiente designación HL-150/B/20 (anexo 18 EHE). Importante es el detalle de que sobre el tubo dren no se coloque hormigón de limpieza, para así permitir la canalización del agua.
- Impermeabilizante.
- Geotextil para impermeabilizar la cubierta y canalizar las aguas hacia los extremos del depósito. También utilizado en las zanjas de drenaje y en el trasdós de los distintos muros.
- Apoyo elastómero longitudinal con dimensiones de 25 cm para el ancho y 1.5 cm de espesor. El apoyo quedará totalmente definido en el apartado 5 del presente Anexo.

2.3. ACCIONES CONSIDERADAS

Las acciones que deben tomarse en cuenta para el diseño de la estructura quedan redactadas a continuación. Cabe destacar, que las acciones se van a clasificar en acciones permanentes, variables y accidentales dependiendo de la intensidad con la que actúan, de su variación en el espacio y de su variación en el tiempo.

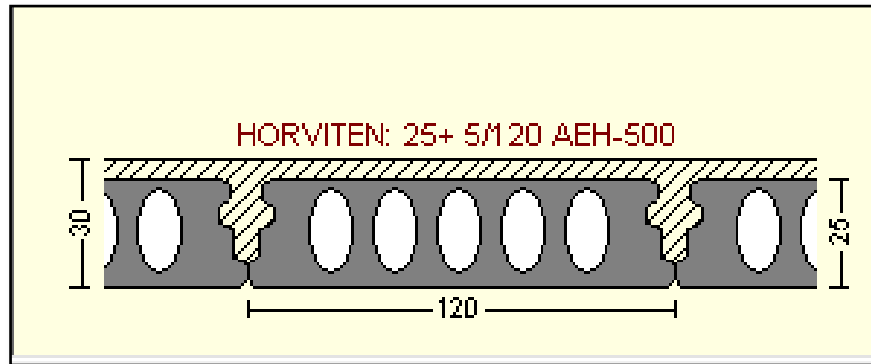
2.3.1. Acciones permanentes.

Son las que actúan de forma constante en magnitud, posición y dirección. Entre ellas destacan las siguientes:

- Peso propio de elementos estructurales. Todos ellos ejecutados con hormigón armado.

Peso específico del hormigón: $\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$

- Peso propio de la cubierta, colocación de una cubierta tipo placa alveolar C25, con una capa de compresión de hormigón de 5 cm y sobre esta una capa de gravas de 10 cm de espesor. Se dotará a la capa hormigón a compresión de una pequeña pendiente que permita la evacuación de agua hacia los extremos.



Peso placa y capa de hormigón de compresión = 4.67 KN/m^2
 Peso específico de gravas = 17 KN/m^3

- Empuje del terreno. Se debe tener en cuenta la disposición semienterrada del depósito en cuestión. La superficie inferior de la losa de cimentación se encuentra a una cota de -3.6 m . La presión sobre la pared es triangular y se dará un empuje al terreno en reposo pues el pequeño empuje que el terreno provoca se ve totalmente coaccionado por la losa de cimentación, por la cubierta, incluso por la presión del agua cuando la celda está llena. Las características geotécnicas del relleno existente entre la roca y el depósito son las que a continuación se detallan:

Peso específico de gravas: $\gamma_t = 22 \text{ KN/m}^3$ (tras compactar).

$\phi = 30^\circ$

$C = 0$

$K_0 = (1 - \sin \phi') = 0.5$

Siendo,

ϕ ; Angulo de rozamiento interno del terreno.

K_0 = coeficiente de empuje del terreno al reposo.

- Nota: Destacar que tanto las gravas que se colocan bajo la solera, como las que se colocan a modo de relleno entre la roca cáliza (terreno natural) y el trasdós del muro estarán perfectamente compactadas.

2.3.2. Acciones permanentes de valor no constante.

Actúan en todo momento sobre la estructura pero con magnitud variables.

- Acciones térmicas y reológicas. Se corrigen dotando a la estructura de una serie de juntas. Además el CTE SE- AE (punto 3.4.1) estipula que no será necesario el estudio de las acciones térmicas y reológicas para muros con dimensiones inferiores a 40 metros o con juntas de dilatación separadas a una distancia inferior.

Posteriormente en el capítulo 5 del presente anejo damos solución al sistema de juntas seleccionado de acuerdo a las recomendaciones propuestas por Calavera (2001).

2.3.3. Acciones variables.

Son las que presentan variaciones en su magnitud, posición o dirección. Entre ellas destacan las siguientes:

- Sobrecarga de uso sobre la cubierta. Según el CTE Documento Básico SE-AE (tabla 3.1) tenemos los siguientes valores característicos para una cubierta con categoría de uso F (no transitable y accesible sólo privadamente):

$$Q_{scu} = 1 \text{ KN/m}^2 \text{ carga uniformemente repartida.}$$

$$Q_{scu} = 2 \text{ KN de carga concentrada.}$$

Siendo la primera de las sobrecargas más determinante para el que tratamos.

- Tráfico de maquinaria en trasdós del muro. Provocara un empuje sobre el mismo mediante una carga uniformemente repartida.

$$Q = 10 \text{ KN/m}^2$$

- Empuje hidrostático. Ley de presiones triangular que actuará en una altura de 7 metros sobre el muro, despreciando el resguardo de 0.5 m que en servicio se debe respetar, provocando así una situación más desfavorable.

$$\text{Peso específico del agua: } \gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$$

- Viento. No se considera la acción del viento sobre la estructura. Despreciando este por la tipología semienterrada del depósito, y la magnitud despreciable de esta acción.

2.3.4. Acciones accidentales.

Son las debidas a un suceso fortuito. Su probabilidad de actuación es pequeña pero de gran importancia.

- Sismo. en el caso que tratamos no se tendrá en cuenta la acción del sismo, pues la zona donde se realizara la obra, municipio de Almenara (Castellón) tiene un valor para la aceleración sísmica básica menor que el límite para el cual deberíamos de estudiar el caso. (según mapa sísmico de la Norma Sismorresistente NCSE-02).

$$a_b \leq 0.04g, \text{ siendo } g \text{ el valor de la gravedad.}$$

2.4. COMBINACIÓN DE ACCIONES

Para la comprobación del Estado Límite Ultimo se seguirá lo establecido en la instrucción EHE 08 (artículo 13). La combinación de acciones se definirá de acuerdo a los siguientes criterios.

ACCIONES		SITUACIÓN DE PROYECTO		
		Persistente o transitoria	Accidental	Sísmica
Permanente		$\gamma_G \cdot G_k$	$\gamma_G \cdot G_k$	$\gamma_G \cdot G_k$
Pretensado		$\gamma_P \cdot P_k$	$\gamma_P \cdot P_k$	$\gamma_P \cdot P_k$
Permanente no constante		$\gamma_{G^*} \cdot G_k^*$	$\gamma_{G^*} \cdot G_k^*$	$\gamma_{G^*} \cdot G_k^*$
Variables	determinante	$\gamma_Q \cdot Q_k$	$\gamma_Q \cdot \psi_1 \cdot Q_k$	$\gamma_Q \cdot \psi_2 \cdot Q_k$
	el resto	$\gamma_Q \cdot \psi_o \cdot Q_k$	$\gamma_Q \cdot \psi_2 \cdot Q_k$	
Sismo				$\gamma_A \cdot A_{E,k}$
Accidental			$\gamma_A \cdot A_k$	

Por otro lado para la comprobación de los Estados Límites de Servicio se considera únicamente las situación de proyecto cuasi permanente, pues es la que necesitamos para comprobar el estado límite de servicio frente a fisuración. En este caso la combinación de acciones se definirá de acuerdo a los siguientes criterios:

ACCIONES		COMBINACIÓN		
		Poco probable	Frecuente	Cuasipermanente
Permanente		$\gamma_G \cdot G_k$	$\gamma_G \cdot G_k$	$\gamma_G \cdot G_k$
Pretensado		$\gamma_P \cdot P_k$	$\gamma_P \cdot P_k$	$\gamma_P \cdot P_k$
Permanente no constante		$\gamma_{G^*} \cdot G_k^*$	$\gamma_{G^*} \cdot G_k^*$	$\gamma_{G^*} \cdot G_k^*$
Variables	determinante	$\gamma_Q \cdot Q_k$	$\gamma_Q \cdot \psi_1 \cdot Q_k$	$\gamma_Q \cdot \psi_2 \cdot Q_k$
	el resto	$\gamma_Q \cdot \psi_o \cdot Q_k$	$\gamma_Q \cdot \psi_2 \cdot Q_k$	
Sismo				
Accidental				

- Nota: Excepcionalmente para esta tipología de estructuras, no se tendrán en cuenta coeficientes de combinación, debido a la importante incidencia de la fisuración para el caso dado.

Con el objetivo de un análisis completo de las acciones que actúan sobre la estructura y el caso más desfavorable de carga que se puede dar, pasamos a considerar las siguientes hipótesis de carga:

- Para ELU (tabla 2.4.1)

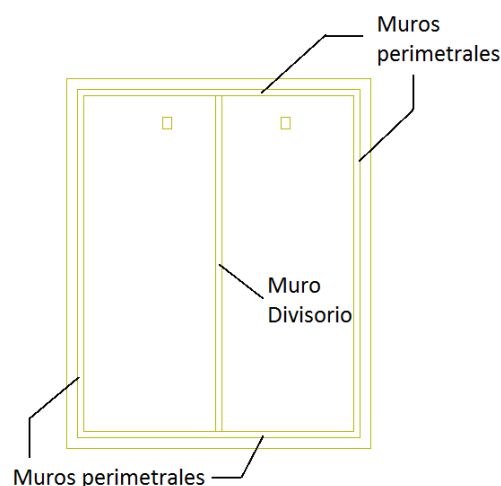
Nº	HIPÓTESIS DE CARGA	ELEMENTOS	LLENADO
1	Depósito lleno con empuje de tierras	Muros perimetrales	Máximo de alivio
2	Depósito vacío con empuje de tierras	Muros perimetrales	Sin agua
3	Un vaso lleno y otro vacío	Muro divisorio	Máximo de alivio y sin agua
4*	Pruebas de llenado	Todos los muros	Máximo de alivio

- Nota (4*): La hipótesis de carga número 5 no se estudia, ya que estamos considerando todos los casos de carga anteriores con el agua al nivel máximo de alivio, lo que genera el efecto más desfavorable sobre la estructura y por tanto de esta manera ya nos estamos quedando del lado de la seguridad. Es habitual el estudio de esta hipótesis en el caso en el que existe agua a un lado del muro y tierra al otro.

- Para ELS (tabla 2.4.2)

Nº	HIPÓTESIS DE CARGA	ELEMENTOS	LLENADO
1	Depósito lleno con empuje de tierras	Muros perimetrales	Con resguardo
2	Un vaso lleno y otro vacío	Muro divisorio	Con resguardo

- Nota: En servicio se presupone que el depósito siempre estará lleno, es decir la acción del agua será permanente. Además, se estudia la hipótesis de que se ha de mantener un resguardo de 1 metro por seguridad, es decir, en servicio la altura de la lámina de agua alcanzaría los 6 metros.



2.4.1. Muro perimetral. ELU

En primer lugar nos centramos en la hipótesis de carga nº 1, depósito lleno con empuje de tierras.

Hipótesis 1		
Vmax	Mmax	Nmax
0.0	0.0	62.6
-7.5	-2.5	82.9
-30.0	-20.0	103.1
-67.5	-67.5	123.4
-120.0	-160.0	143.6
-178.1	-312.2	163.9
-230.8	-520.4	184.1
-283.6	-781.3	204.4

Hipótesis 1		
Vmín	Mmín	Nmín
0.0	0.0	39.4
-7.5	-2.5	54.4
-30.0	-20.0	69.4
-67.5	-67.5	84.4
-120.0	-160.0	99.4
-186.1	-312.3	114.4
-257.6	-533.8	129.4
-333.1	-828.9	144.4

- Nota: En las combinaciones propuestas los esfuerzos concomitantes van a coincidir con los que serían los esfuerzos máximos.

Para la hipótesis de carga nº2, depósito vacío con empuje de tierras tenemos la siguiente combinación.

Hipótesis 2		
Vmax	Mmax	Nmax
0.0	0.0	62.6
0.0	0.0	82.9
0.0	0.0	103.1
0.0	0.0	123.4
0.0	0.0	143.6
9.4	0.3	163.9
39.2	19.6	184.1
83.9	76.2	204.4

Hipótesis 2		
Vmín	Mmín	Nmín
0.0	0.0	39.4
0.0	0.0	54.4
0.0	0.0	69.4
0.0	0.0	84.4
0.0	0.0	99.4
1.4	0.2	114.4
12.4	6.2	129.4
34.4	28.6	144.4

2.4.2. Muro perimetral. ELS.

Para la hipótesis de carga nº 1, depósito lleno con empuje de tierras en estado límite de servicio tenemos la siguiente combinación (resguardo = 1m).

Hipótesis 1		
Vmax	Mmax	Nmax
0.0	0.0	45.7
0.0	0.0	60.7
-10.0	-6.7	75.7
-30.0	-30.0	90.7
-60.0	-80.0	105.7
-93.6	-166.4	120.7
-122.6	-286.3	135.7
-150.6	-436.4	150.7

Hipótesis 1		
Vmin	Mmin	Nmin
0.0	0.0	39.4
0.0	0.0	54.4
-10.0	-6.7	69.4
-30.0	-30.0	84.4
-60.0	-80.0	99.4
-98.6	-166.4	114.4
-137.6	-293.8	129.4
-175.6	-461.4	144.4

2.4.3. Muro divisorio. ELU.

Para la hipótesis de carga nº 3, depósito con un vaso lleno y otro vacío.

Hipótesis 4		
Vmax	Mmax	Nmax
0.0	0.0	125.2
7.5	2.5	145.5
30.0	20.0	165.7
67.5	67.5	186.0
120.0	160.0	206.2
187.5	312.5	226.5
270.0	540.0	246.7
367.5	857.5	267.0

Hipótesis 4		
Vmin	Mmin	Nmin
0.0	0.0	78.8
-7.5	-2.5	93.8
-30.0	-20.0	108.8
-67.5	-67.5	123.8
-120.0	-160.0	138.8
-187.5	-312.5	153.8
-270.0	-540.0	168.8
-367.5	-857.5	183.8

2.4.4. Muro divisorio. ELS.

Para la hipótesis de carga nº 2, un vaso lleno y otro vacío en estado límite de servicio tenemos (resguardo = 1m).

Hipótesis 2		
Vmax	Mmax	Nmax
0.0	0.0	91.4
0.0	0.0	106.4
10.0	6.7	121.4
30.0	30.0	136.4
60.0	80.0	151.4
100.0	166.7	166.4
150.0	300.0	181.4
210.0	490.0	196.4

Hipótesis 2		
Vmin	Mmin	Nmin
0.0	0.0	78.8
0.0	0.0	93.8
10.0	-6.7	108.8
30.0	-30.0	123.8
60.0	-80.0	138.8
100.0	-166.7	153.8
150.0	-300.0	168.8
210.0	-490.0	183.8

- Nota: Destacar que todas las hipótesis propuestas hacen referencia a las tablas 2.4.1 y 2.4.2 expuestas anteriormente.
- Nota: Destacar también que los esfuerzos están obtenidos para el modelo de ménsula libre, pues como se verá en el apartado 3.1.1. es un modelo más desfavorable.

3. MODELOS REALIZADOS

Para el diseño del depósito se divide este en diferentes elementos estructurales los cuales van a ser simulados mediante modelos de cálculo simplificados. Además eventualmente se utilizarán dos modelos de cálculo distintos para un mismo elemento estructural con lo cual podemos observar y comprobar que ambos funcionan bien. El objetivo final de estos modelos es obtener la geometría y armado del muro, de la losa de cimentación y de la cubierta, estos conformarán el conjunto estructural del depósito en cuestión.

3.1. CALCULO DEL MURO

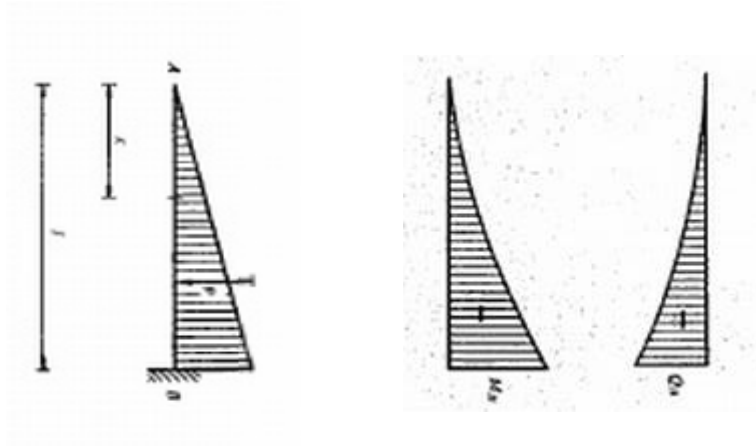
3.1.1. Alzado. Dimensionamiento frente a solicitaciones normales. Excel

En primer lugar, se procede al análisis del alzado del muro mediante una hoja Excel. El modelo utilizado se basa en la realización de dos hipótesis distintas con el objetivo de ver cuál de ellas asume unos esfuerzos más determinantes. Por un lado se estudia la idea de modelar una ménsula empotrada con movimiento libre en coronación. Mientras que por otro lado el análisis se realiza para una ménsula empotrada con movimiento restringido en coronación. Para ambos casos el muro se va a dividir en 7 secciones procurando así un análisis lineal más exacto del alzado del elemento.

Si la cubierta estuviera empotrada al muro el movimiento en coronación estaría totalmente restringido. Pero realmente la cubierta se encuentra apoyada al muro mediante elementos de neopreno elastómero que en cierta medida permiten el movimiento en la dirección del empuje del agua, con lo cual el movimiento en coronación se ve cuanto menos cuestionado, por lo que se realiza el análisis para las dos hipótesis que a continuación se plantean y de esta manera seleccionando la hipótesis más desfavorable para el dimensionamiento del muro estaremos quedando del lado de la seguridad.

Seguidamente se detallan las dos hipótesis propuestas:

- Ménsula empotrada con movimiento libre en coronación.

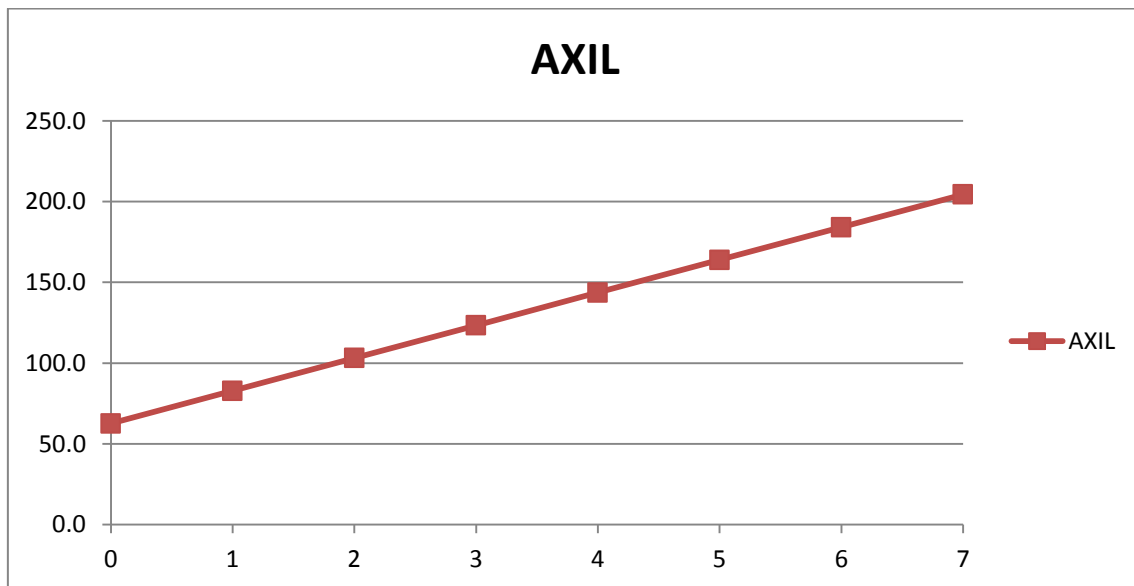


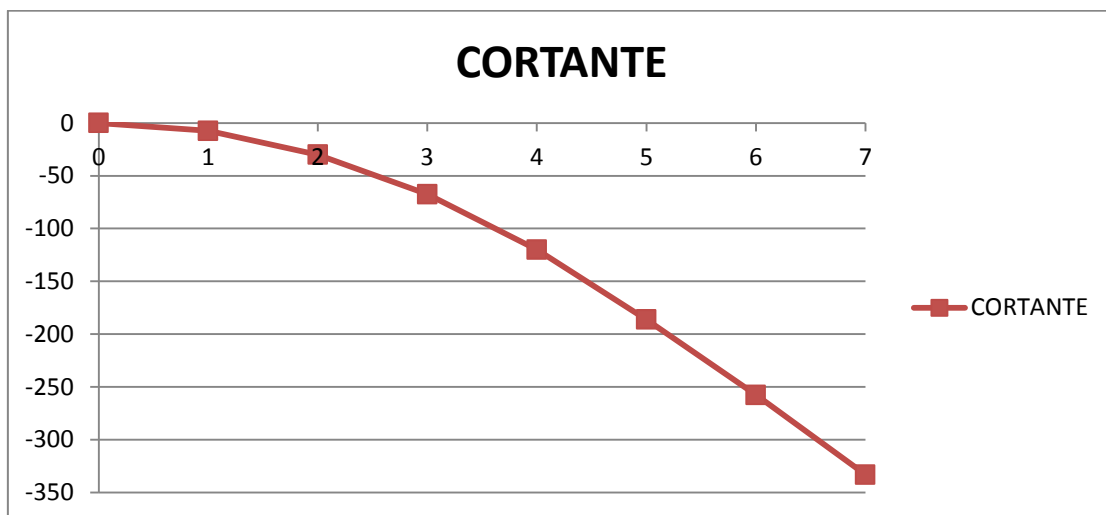
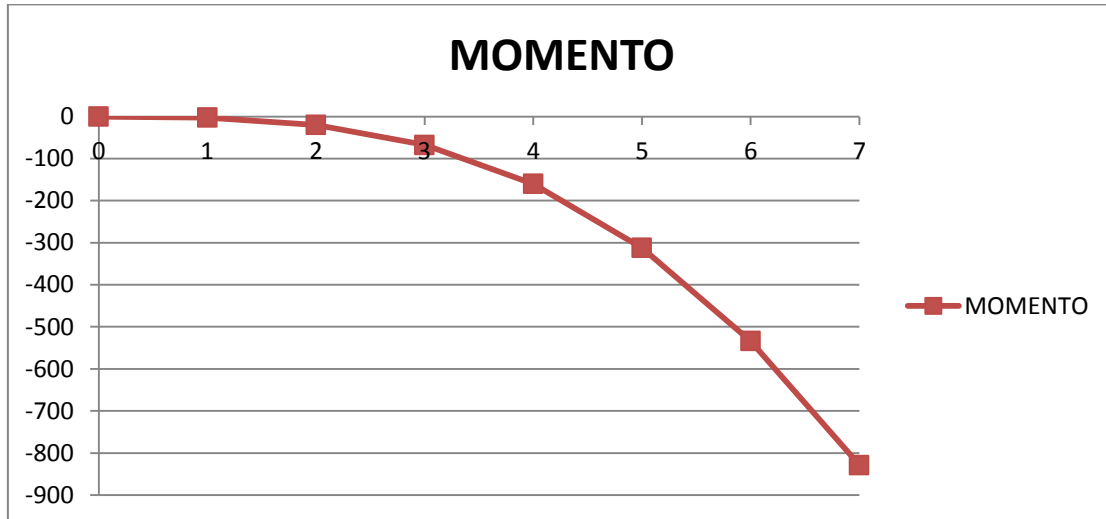
Teniendo en cuenta la siguiente formulación para la obtención de los esfuerzos.

Esfuerzo cortante: $Q(x) = -\frac{p \cdot x^2}{2 \cdot l}$

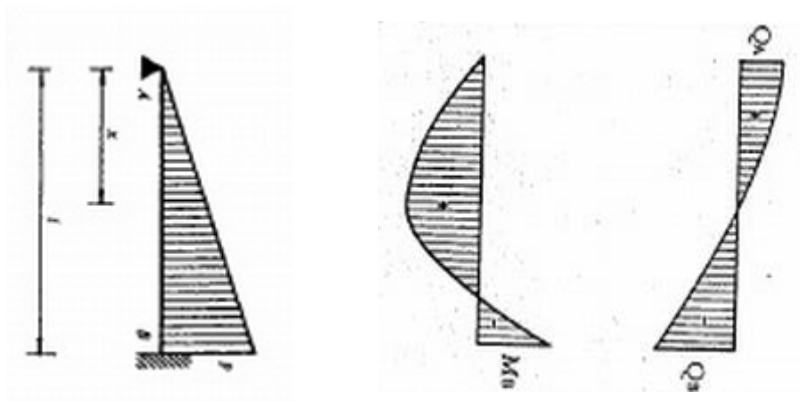
Esfuerzo flector: $M(x) = \frac{p \cdot x^2}{6 \cdot l}$

A partir de ella mostramos gráficamente los esfuerzos generados para cada una de las secciones propuestas en la altura del muro:





- Ménsula empotrada en un extremo y apoyada en el otro.

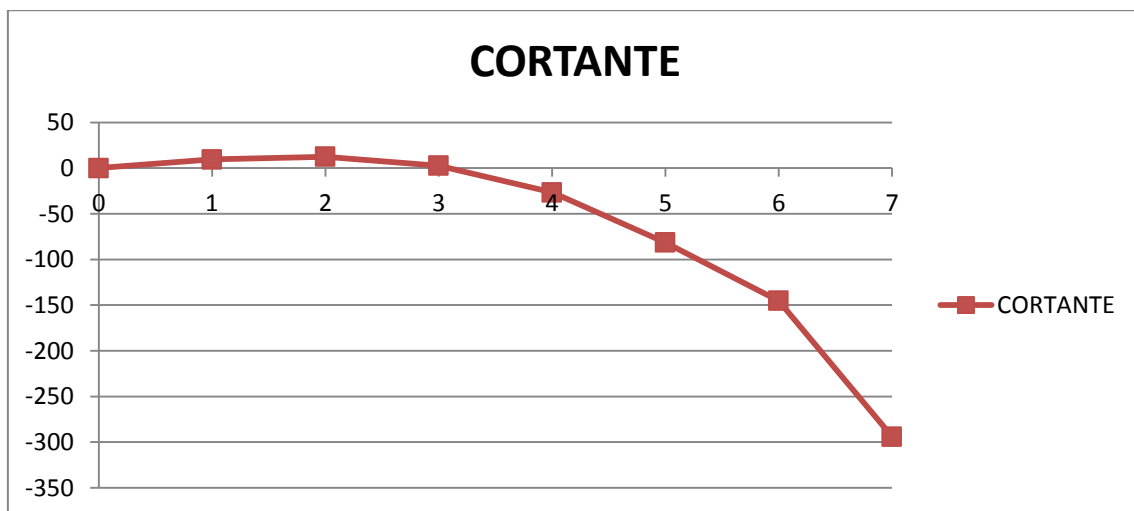
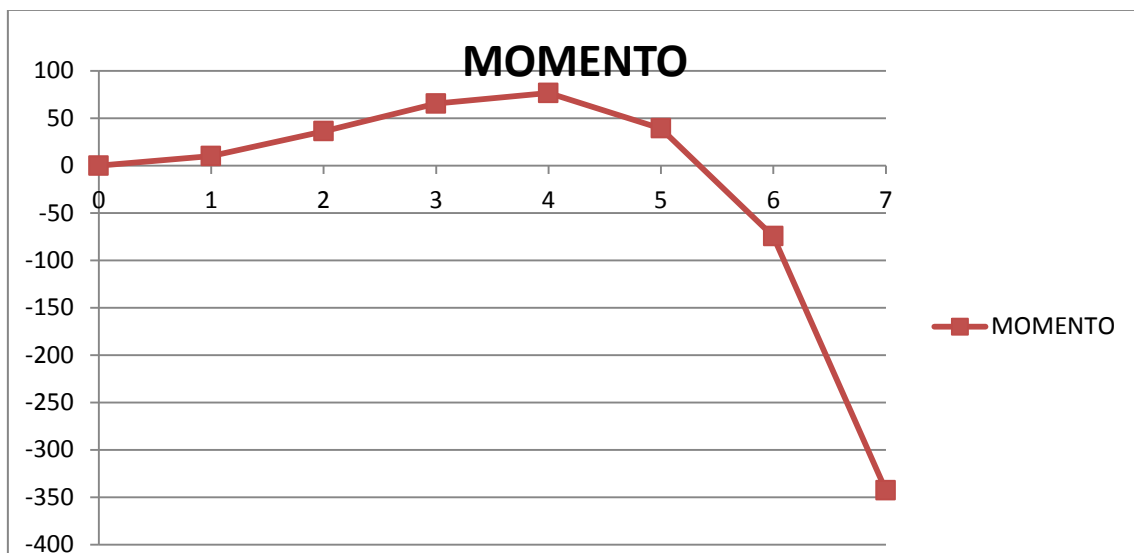
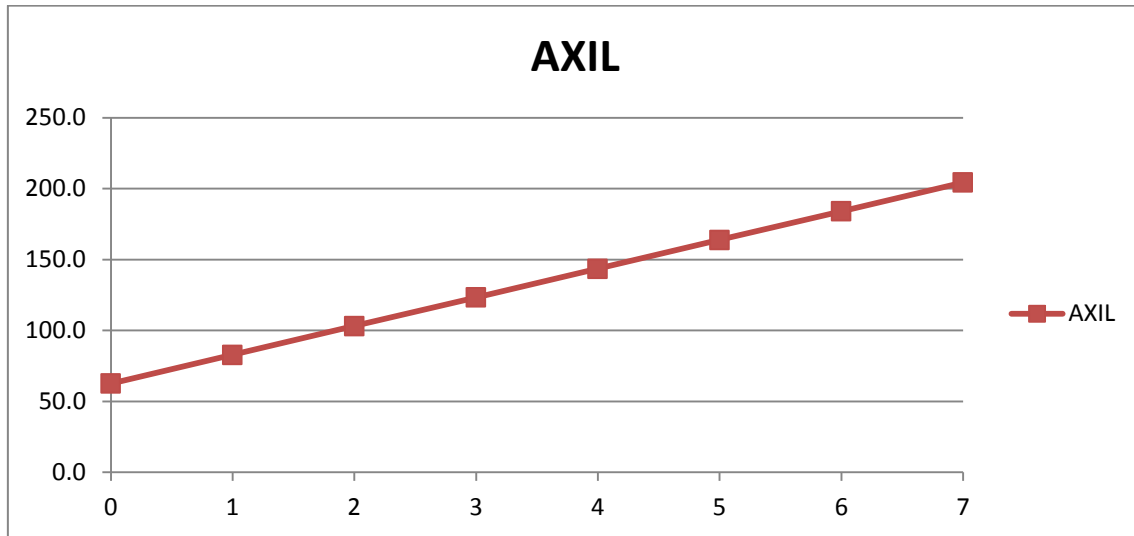


Teniendo en cuenta la siguiente formulación.

Esfuerzo cortante: $Q(x) = \frac{p \cdot l}{10} - \frac{p \cdot x^2}{2 \cdot l}$

Momento flector: $M(x) = \frac{p \cdot x}{30 \cdot l} (3l^2 - 5x^2)$

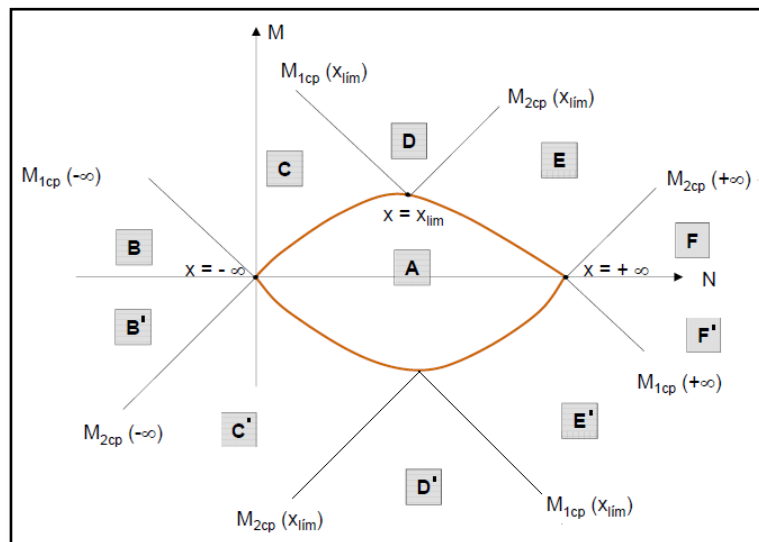
A partir de ella mostramos gráficamente los esfuerzos generados para cada una de las secciones delimitadas:



Se pretende interaccionar los dos modelos explicados “ménsula empotrada con movimiento libre en coronación” y “ménsula empotrada en un extremo y apoyada en el otro” para obtener así los esfuerzos más desfavorables y por tanto su pertinente armado. Pero como se observa en las gráficas, con el primer modelo “ménsula” se dan esfuerzos más desfavorables en todas la secciones. Por tanto el armado adoptado será el adecuado a este modelo.

También se puede observar que en el segundo modelo “ménsula empotrada en un extremo y apoyada en el otro” vamos a tener curvatura positiva hasta la sección 5, por lo que la cara traccionada será ahora la opuesta, pero aún con esos esfuerzos el armado obtenido es menor al mínimo.

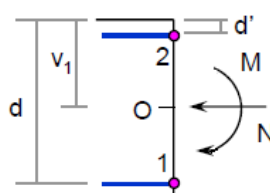
Habiendo realizado la combinación de acciones y obtenidos los esfuerzos pasamos a determinar la posición en la que nos encontramos en el diagrama de interacción Momento-Axil del hormigón armado.



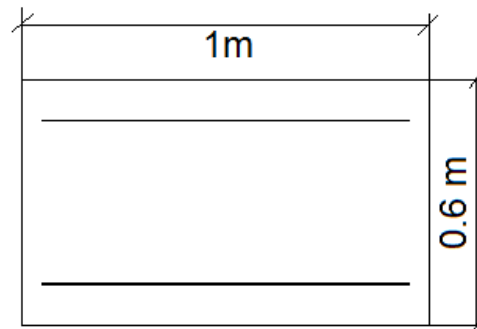
Para ello, por un lado, debemos obtener los momentos límites en $-\infty$, en ∞ y en X_{lim} . Por otro lado, obtenemos los momentos M_{1d} y M_{2d} para la sección rectangular que tratamos, a continuación se redacta la formulación utilizada:

$$M_{1d} = M_d - N_d \cdot (v_1 - d')$$

$$M_{2d} = M_d - N_d \cdot (v_1 - d')$$



Las dimensiones de la sección a analizar será la siguiente:



Para la ley de flectores de un elemento tipo ménsula, tenemos flexión negativa debido a las cargas que actúan sobre ella, por tanto vamos a tener curvatura negativa.

Como el M_{2d} obtenido cumple la siguiente condición nos encontramos en zona de dimensionamiento C' .

$$M_{2c}(x_{lim}) < M_{2d} < 0$$

Como bien se puede observar en la siguiente tabla la condición anterior debe cumplirse para cada una de las secciones del muro

CURVATURA NEGATIVA	CONDICIÓN	SECCIONES	M1d	M2d	M1c(xlim)	M2c(xlim)	¿CUMPLE?
ZONA C'	M2c(xlim)<M2d<0	0	X	-14.4	X	-2088.3	VERDADERO
		1		-21.6		-2088.3	VERDADERO
		2		-43.7		-2088.3	VERDADERO
		3		-95.9		-2088.3	VERDADERO
		4		-193.0		-2088.3	VERDADERO
		5		-350.0		-2088.3	VERDADERO
		6		-576.2		-2088.3	VERDADERO
		7		-875.9		-2088.3	VERDADERO
							DEBE CUMPLIR ESTA ÚNICA CONDICION

Para la zona C' sabemos que no es necesaria la disposición de armadura comprimida, conociendo esto, obtenemos la fibra neutra y a partir de ella el axil de compresión que actúa en la sección. Finalmente pasamos a obtener la cuantía de armadura traccionada " A_s " mediante la siguiente formulación:

$$A_s = \frac{N_c(x_o) - N_d}{f_{yd}}$$

Concluyendo, destacar que este método de dimensionamiento va a servir tanto para los muros exteriores como para el muro divisorio interior. Este último tendrá un diseño simétrico en sus caras, pues la cara traccionada puede ser la de un lado o la del otro dependiendo de la celda que esté llena o vacía en cada caso.

3.1.2. Dimensionamiento frente a agotamiento por cortante.

Se procede a continuación a redactar cual sería el criterio a seguir para realizar un dimensionamiento adecuado frente al Estado Límite Último de Agotamiento por Cortante. De forma general no debe ser necesaria la disposición de armadura a cortante en esta tipología de estructuras pues la propia sección de hormigón es capaz por si misma de resistir los esfuerzos cortantes. Obtenidos los resultados finales se comprobará si esta afirmación es correcta para el caso dado.

En primer lugar es necesario comprobar la siguiente limitación:

$$V_{u1} \geq V_d$$

Siendo,

V_{u1} ; el esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma.

V_d ; el cortante de cálculo solicitante en la estructura.

Se deduce V_{u1} de la siguiente expresión.

$$V_{u1} = k \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cotg\theta + \cotg\alpha}{1 + \cotg^2\theta}$$

Siendo,

$$f_{1cd} = 0.6 \cdot f_{cd} \quad \text{para } f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2$$

Seguidamente se propone el cálculo V_{cu} , contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante. Este se deduce mediante la siguiente expresión:

$$V_{cu} = \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l f_{cv})^{1/3} + 0,15 \sigma'_{cd} \right] \beta b_0 d$$

Siendo,

f_{cv} ; Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm^2 de valor $f_{cv} = f_{ck}$.

f_{ck} ; Resistencia a compresión del hormigón en N/mm^2 .

σ'_{cd} ; Tensión axial media en el alma de la sección.

ξ ; Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm^2

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

b_0 ; Ancho de la sección a analizar.

d ; Canto útil.

Siendo la que a continuación se propone la formulación de los parámetros indicados para la obtención de V_{cu} .

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0,30f_{cd} \geq 12MPa$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) < 2,0 \quad \text{con } d \text{ en mm.}$$

$$\rho_l = \frac{A_s + A_p}{b_0 d} \leq 0,02$$

A_s ; armadura a tracción finalmente dispuesta.

A_p ; armadura activa, para el caso $A_p = 0$

Debemos tener en cuenta que si la resistencia del hormigón es mayor que el esfuerzo solicitante de cálculo la sección resistirá frente a este Estado Límite Ultimo y por tanto no es necesaria la disposición de armadura a cortante.

Para el análisis de este apartado se ha elaborado una tabla Excel en la cual figura la resolución de lo redactado hasta ahora. Se realizan las comprobaciones pertinentes para cada sección definida anteriormente a lo largo de la altura del muro.

SECCIONES	Vd,máx	d	Vu1	¿ Vu1 ≥ Vd ?
0	0.0	0.53	3180	VERDADERO
1	7.5	0.53	3180	VERDADERO
2	30.0	0.53	3180	VERDADERO
3	67.5	0.53	3180	VERDADERO
4	120.0	0.53	3180	VERDADERO
5	186.1	0.53	3180	VERDADERO
6	257.6	0.53	3180	VERDADERO
7	333.1	0.53	3180	VERDADERO

SECCIONES	ξ	As	pl	Vcu	Vcu ≥ Vd,max
0	1.61429512	11.04	0.00208302	189.1	VERDADERO
1	1.61429512	11.04	0.00208302	189.1	VERDADERO
2	1.61429512	11.04	0.00208302	189.1	VERDADERO
3	1.61429512	11.04	0.00208302	189.1	VERDADERO
4	1.61429512	11.540526	0.00217746	191.9	VERDADERO
5	1.61429512	18.509883	0.00349243	224.7	VERDADERO
6	1.61429512	28.072111	0.00529662	268.5	VERDADERO
7	1.61429512	40.134066	0.00757247	335.6	VERDADERO

Como se puede observar en esta última tabla V_{cu} es mayor que $V_{d,max}$, para todas las secciones propuestas. Por lo tanto el armado que habría de disponer es el mínimo, detallado a continuación.

SECCIONES	A,dispuesta (cm2/m)
0	1.931
1	1.931
2	1.931
3	1.931
4	1.931
5	1.931
6	1.931
7	1.931

$$\sum \frac{A_{\alpha} f_{y\alpha,d}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7,5} b_0$$

Pero en cualquier caso este es inferior al valor anteriormente obtenido de armadura horizontal por mínimos geométricos, lo cual se puede observar siguiente apartado 3.1.3, Resultados. Hoja Excel.

3.1.3. Resultados. Hoja Excel.

A continuación se exponen los resultados obtenidos en cuanto a cuantías y números de redondos colocados para el alzado del muro. En primer lugar se muestran los resultados obtenidos mediante la tabla Excel comentada en el apartado anterior.

- Cuantías de armado, muros perimetrales.

SECCIONES	As (cm2)
0	2.064
1	2.839
2	4.261
3	6.963
4	11.541
5	18.510
6	28.072
7	40.134

- Armadura por cálculo, mínimos geométricos, mecánicos, y armadura dispuesta

FLEXIÓN (ARMADURA VERTICAL)				
	NECESARIA	MIN. MECÁNICOS	MIN. GEOMETRICOS	A DISPONER
SECCIONES	As tracción (cm ²)	As	As	As
0	2.064	11.04	5.4	11.04
1	2.839	11.04	5.4	11.04
2	4.261	11.04	5.4	11.04
3	6.963	11.04	5.4	11.04
4	11.541	11.04	5.4	11.54
5	18.510	11.04	5.4	18.51
6	28.072	11.04	5.4	28.07
7	40.134	11.04	5.4	40.13
SECCIONES	As compresión (cm ²)	A's	A's	As'
0	0	11.04	1.62	11.04
1	0	11.04	1.62	11.04
2	0	11.04	1.62	11.04
3	0	11.04	1.62	11.04
4	0	11.04	1.62	11.04
5	0	11.04	1.62	11.04
6	0	11.04	1.62	11.04
7	0	11.04	1.62	11.04

- Redondos dispuestos por cálculo.

REDONDOS				
SECCIONES	n°Barras	φ	n°Barras	φ
0	4	20		
1	4	20		
2	4	20		
3	4	20		
4	4	20		
5	4	20	10	20
6	4	20	10	20
7	4	20	10	20
SECCIONES	n°Barras	φ	n°Barras	φ
0	4	20		
1	4	20		
2	4	20		
3	4	20		
4	4	20		
5	4	20		
6	4	20		
7	4	20		

- Cuantía armado muro divisorio.

SECCIONES	As (cm2)
0	3.089
1	3.756
2	5.046
3	7.823
4	12.135
5	19.432
6	30.556
7	42.798

- Aunque las cuantías necesarias por cálculo para el muro divisorio no son exactamente las mismas (muy aproximadas) que las del muro exterior, lo cual se debe que la acción del terreno no repercute sobre el muro divisorio y si lo hace únicamente para los muros perimetrales, los redondos dispuestos si son los mismos.

REDONDOS				
SECCIONES	nºBarras	φ	nºBarras	φ
0	4	20		
1	4	20		
2	4	20		
3	4	20		
4	4	20		
5	4	20	10	20
6	4	20	10	20
7	4	20	10	20
SECCIONES	nºBarras	φ	nºBarras	φ
0	4	20		
1	4	20		
2	4	20		
3	4	20		
4	4	20		
5	4	20		
6	4	20		
7	4	20		

Este no es el listado definitivo, simplemente es el necesario por cálculo, pues existen secciones cuyo armado viene condicionado por el Estado Límite de Servicio frente a fisuración, quedan detallados los listados definitivos en el apartado 4 de este documento.

- En el alzado del muro según lo especificado en el artículo 42 de la instrucción (tabla 42.3.5) también es necesaria la disposición de armadura horizontal en ambas caras de la sección. Se debe prestar especial atención a la nota (5) que se especifica para muros.
- La armadura mínima geométrica horizontal se detalla a continuación.

As(cara traccionada)	nº Barras	ϕ
9.6	6	16
A's (cara comprimida)	nº Barras	ϕ
9.6	6	16

La fórmula utilizada para obtener las cuantías de armadura horizontal en cada cara es la siguiente:

$$A_s = \frac{\frac{3.2}{1000} \cdot 0.5 \cdot b \cdot 10000}{2} \quad (cm^2)$$

Siendo,

b; el ancho de la sección analizada, para el caso dado 1m.

h; canto de la sección, 0.6

Armadura mínima mecánica vertical.

As	Cuantía	nº Barras	ϕ
	11.04	6	16

Obtenida mediante la siguiente formulación:

$$A = 0.04 \cdot A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

3.1.4. Diagrama de interacción.

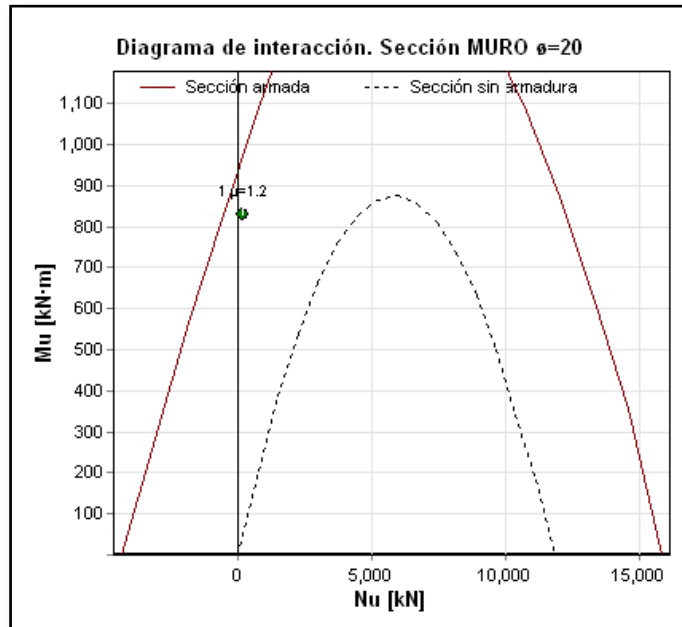
En el presente capítulo se detalla la poca incidencia que tiene en el cálculo el esfuerzo axial que solicita el muro en la sección de empotramiento donde se da el caso más desfavorable del mismo, en dicha sección alcanzamos los siguientes esfuerzos:

Nd = 204 KN

Vd = 333 KN

Md = 828 KNm

Haciendo uso de estos esfuerzos obtenemos el siguiente diagrama de interacción axil – momento, en el cual podemos comprobar que la incidencia del axil sobre el mismo es mínima.



Es por tanto el momento el esfuerzo determinante para el dimensionamiento de la armadura a tracción. Por lo que se podrían realizar los cálculos a flexión simple en todos los casos en los cuales hemos de obtener una cuantía de armado. Aun considerando este factor, en todos los modelos de cálculo planteados para la resolución del muro se ha tenido en cuenta una sección solicitada a flexo compresión.

No ocurre lo mismo para la comprobación del estado límite de fisuración, teniendo en cuenta que de forma simplificada se ha planteado la comprobación para una sección en flexión simple, en la que solo actúa un momento flector.

3.1.5. Alzado. Modelo en Sap.

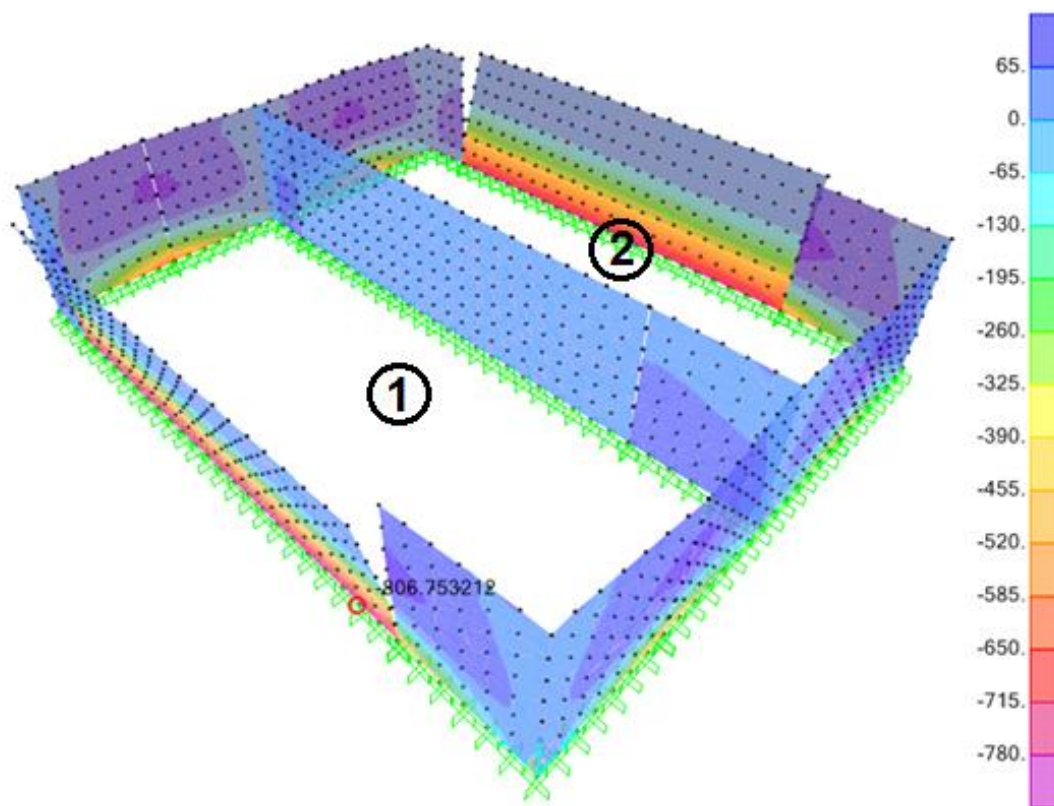
Para el análisis del alzado del muro también se propone la idea de realizar un modelo simplificado del depósito en el programa de cálculo Sap 2000. De esta manera podemos comprobar que los cálculos obtenidos anteriormente mediante la hoja Excel son correctos y además realizamos una análisis de toda la estructura en conjunto mucho más completo.

Todo los cálculos de este modelo de placas 3D han sido realizados de acuerdo al documento “Concrete Shell Reinforcement Design”, Eurocodigo-2.

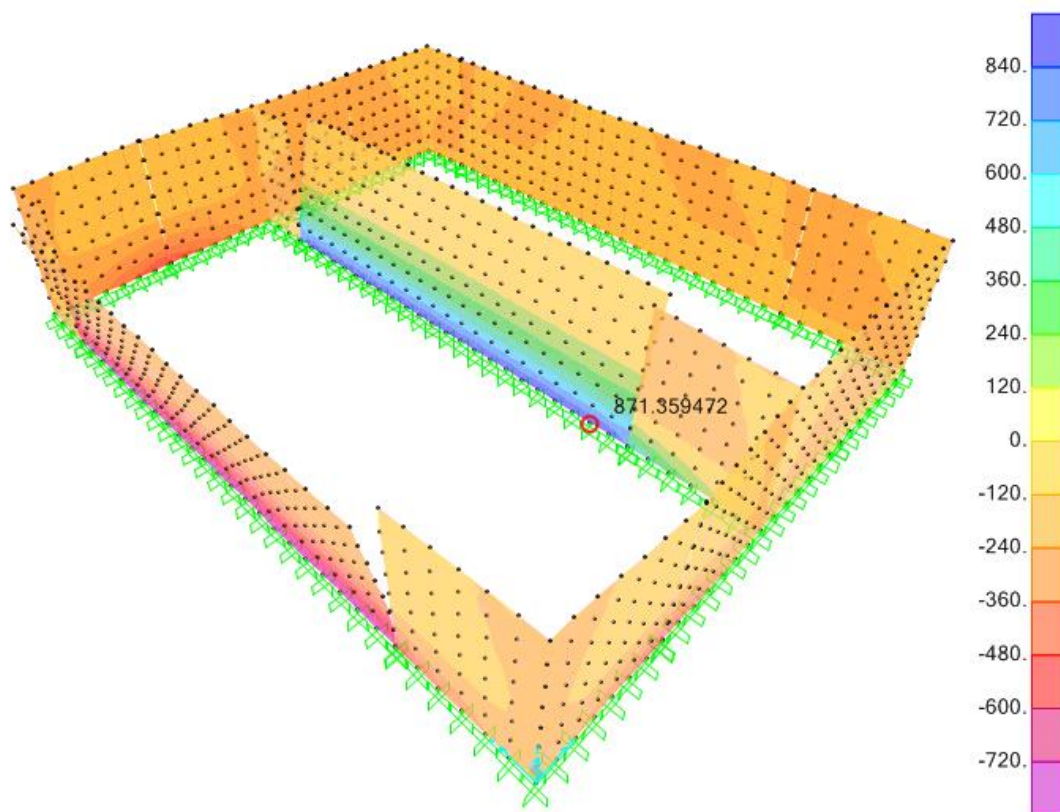
La resolución se basa en la adopción de un modelo 3D elaborado mediante placas y con empotramiento en la base de los muros. Al modelo se le introducen las cargas que actúan sobre la estructura y las distintas hipótesis de cargas que se puedan dar. Estas hipótesis van a generar las situaciones más desfavorables en distintos puntos de la estructura, se tratará de obtener la envolvente de ellas y a partir de esto las cuantías de armado necesarias.

A continuación se muestra gráficamente los momentos que actúan sobre la estructura para las diferentes combinaciones y buscando las situaciones más desfavorables.

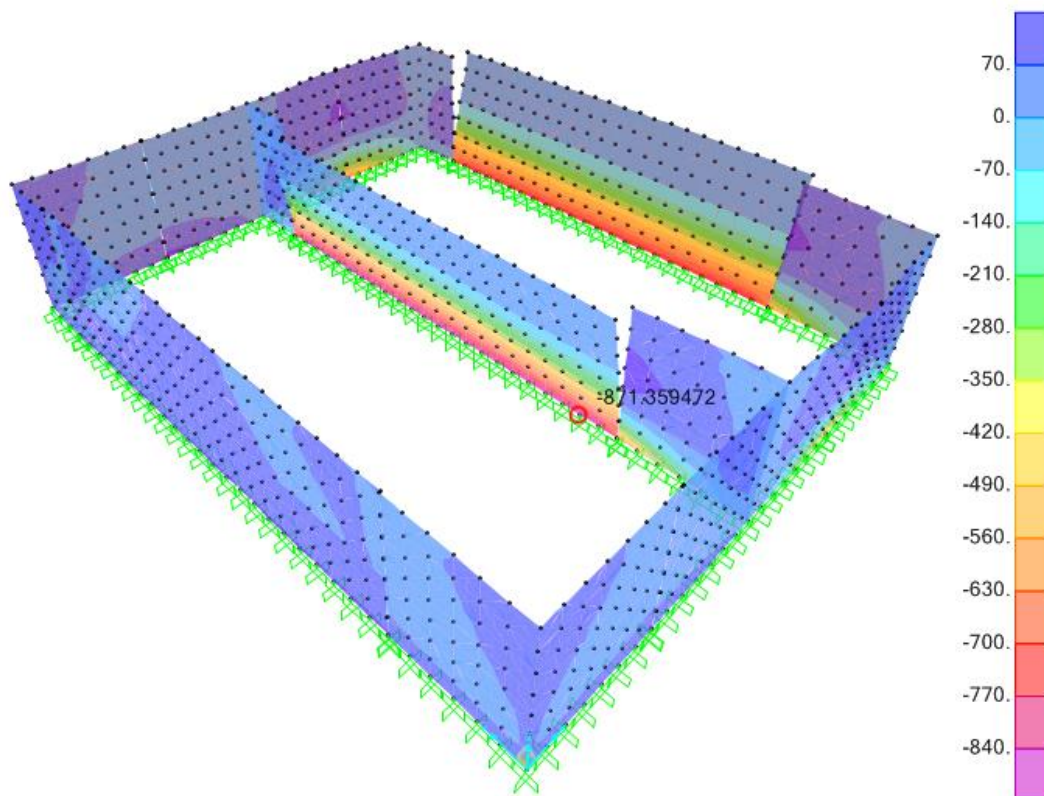
- ELU, para las dos celdas llenas.



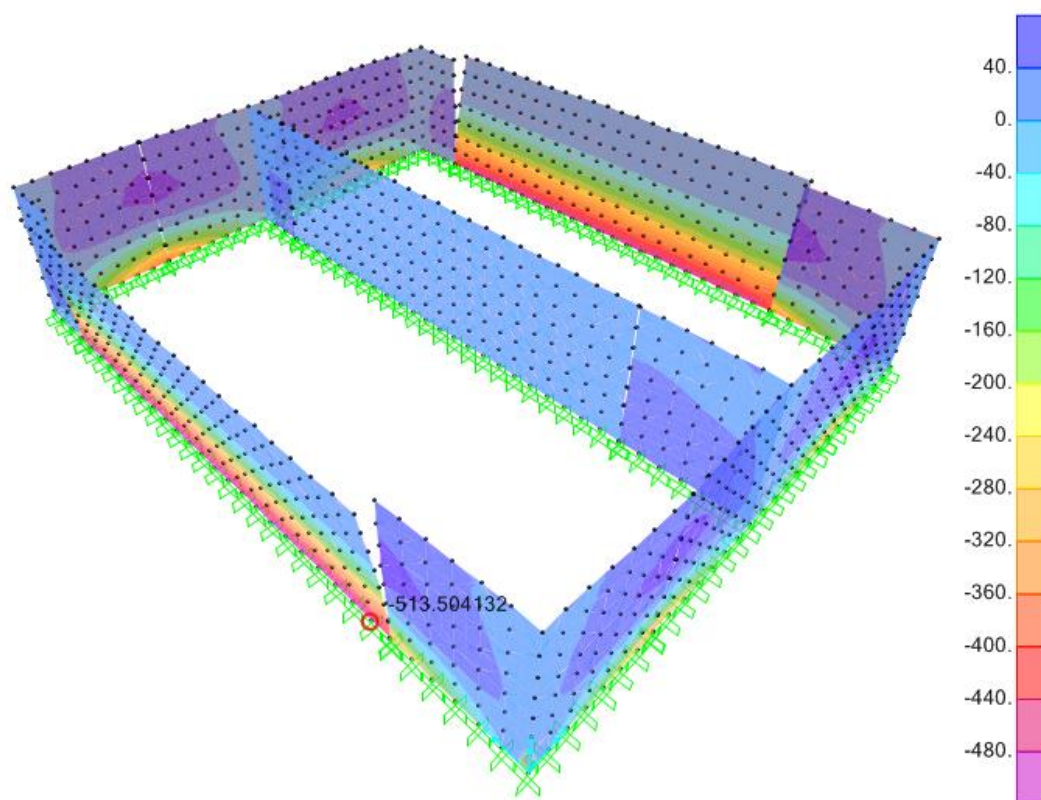
- ELU. Celda 1 llena y dos vacía.



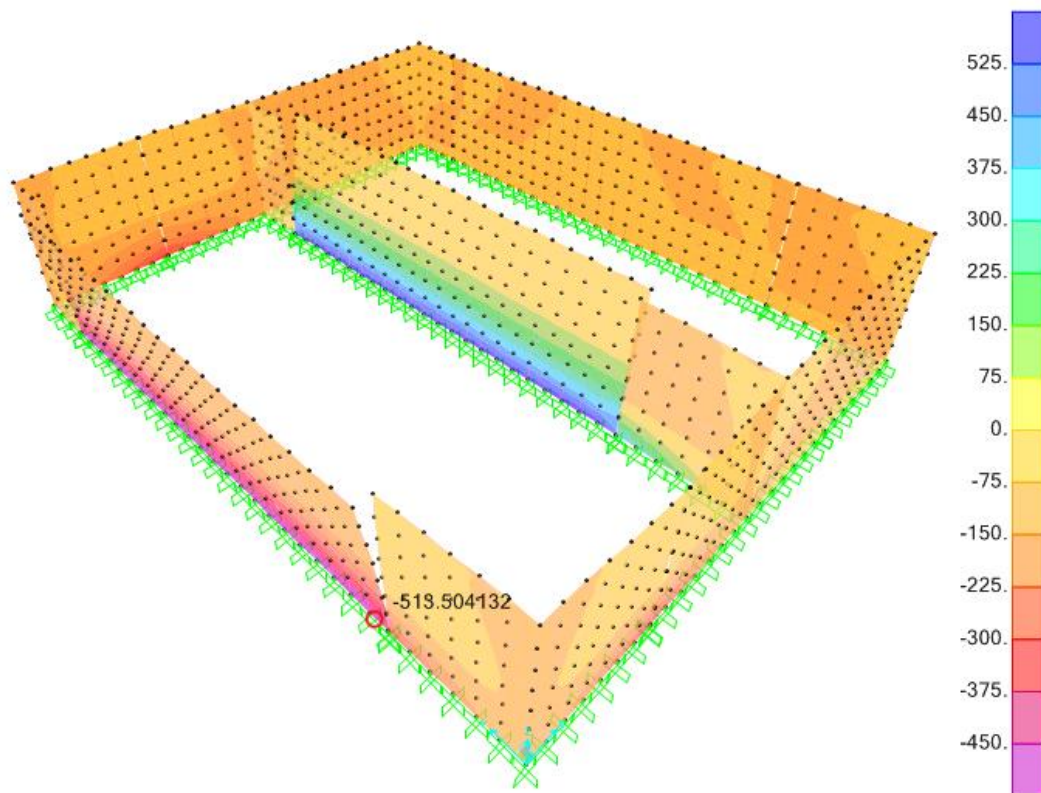
- ELU. Celda 1 vacía, celda 2 llena.



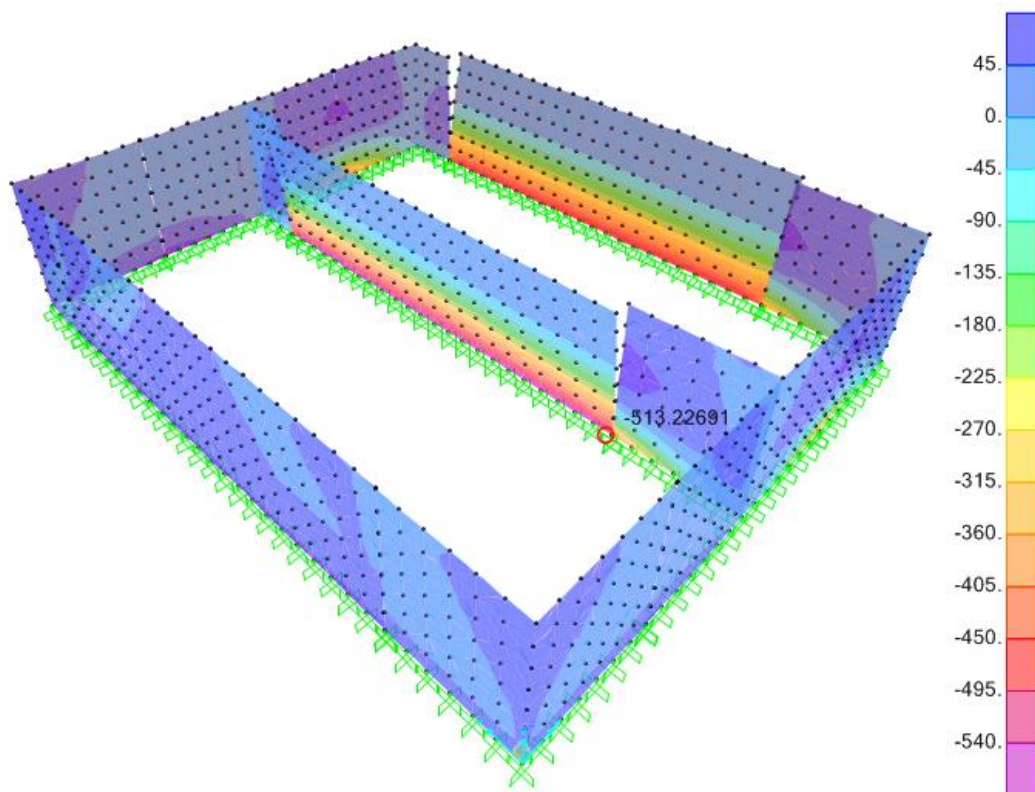
- ELS. Para las dos celdas llenas.



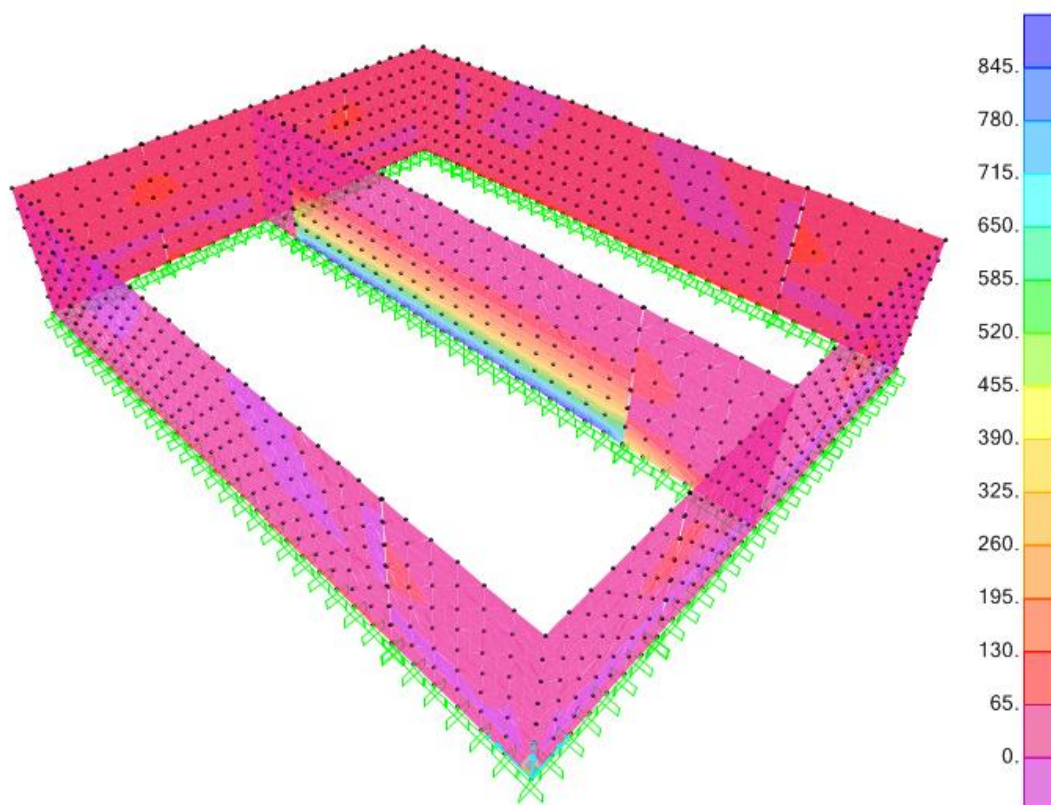
- ELS. Celda 1 llena, celda 2 vacía.



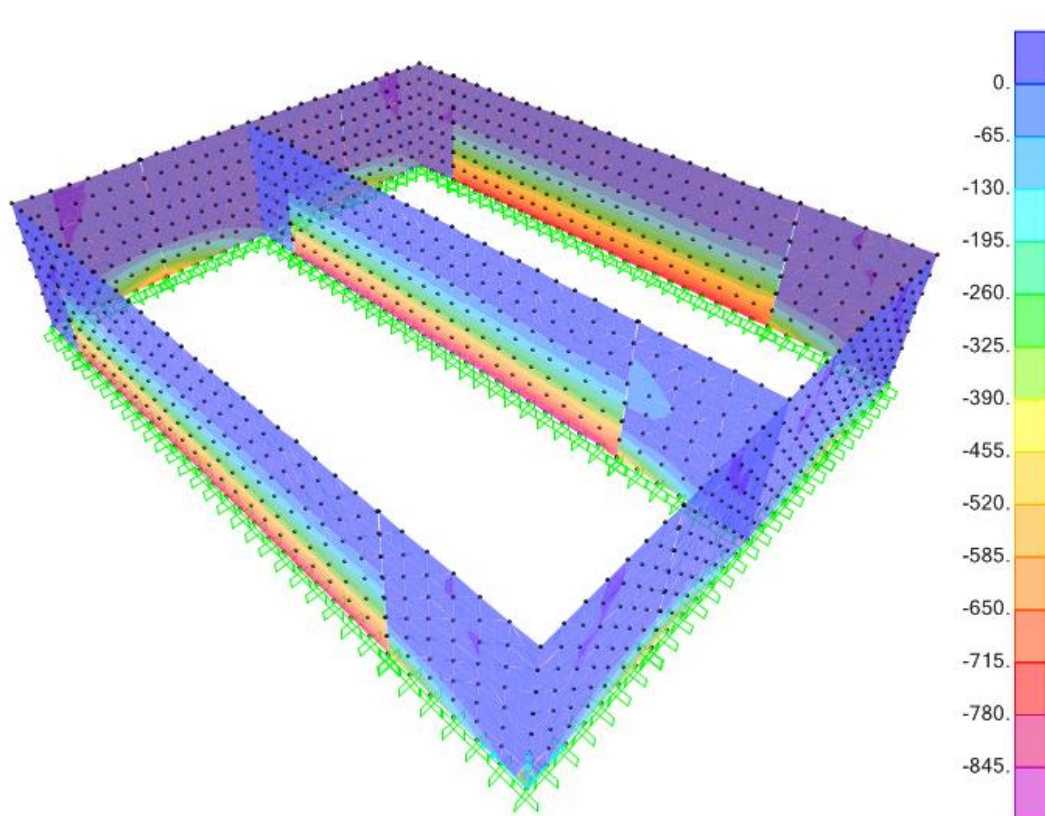
- ELS. Celda 1 vacía, celda 2 llena.



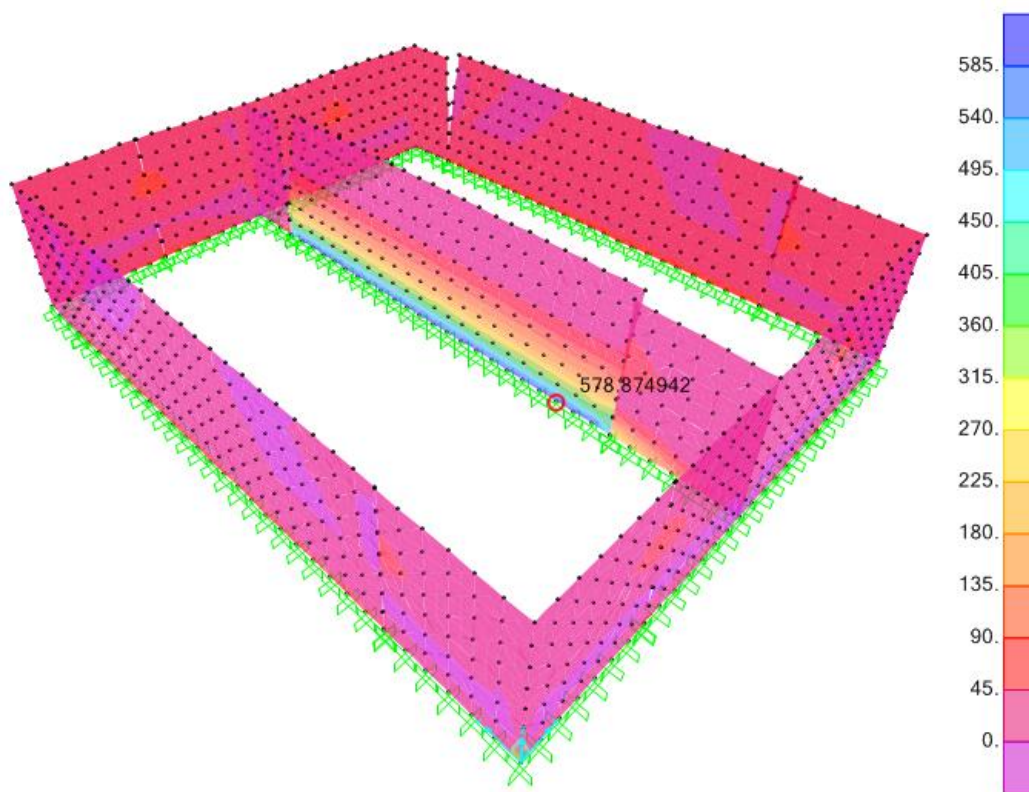
- Envoltente para los máximos momentos que actúan sobre la estructura (ELU).



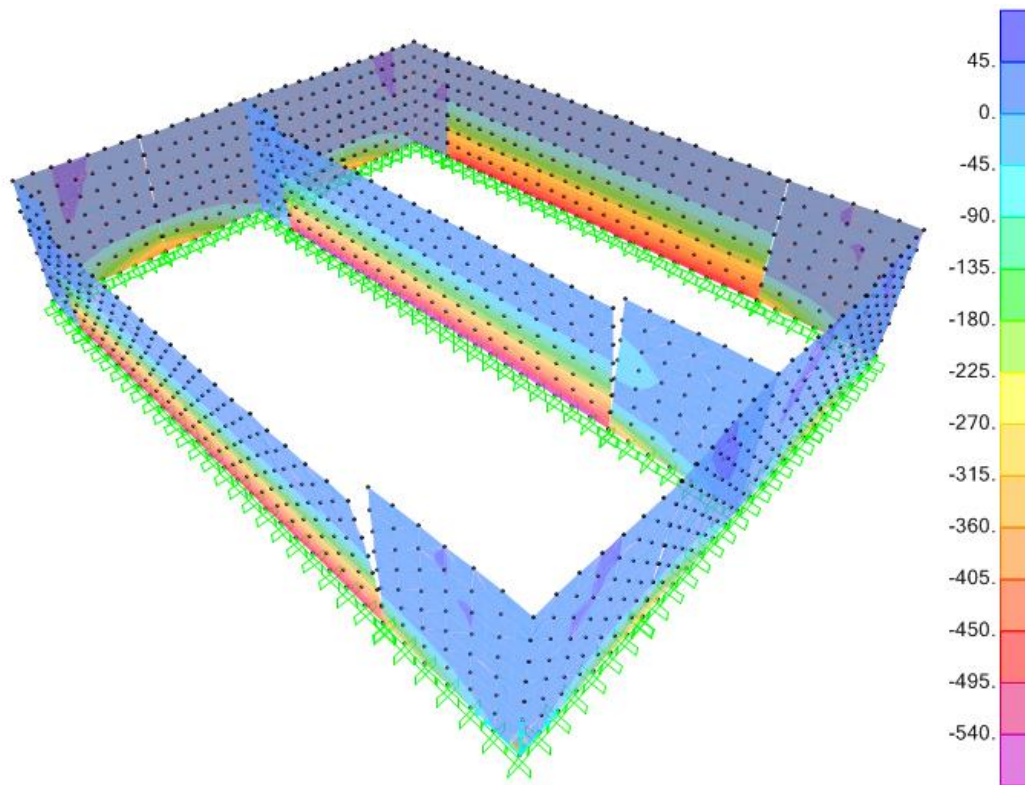
- Envolverte para los mínimos momentos que actúan sobre la estructura (ELU).



- Envolverte para los momentos positivos que actúan sobre la estructura (ELS)



- Envolverte para los momentos negativos que actúan sobre la estructura (ELS)



El criterio de signos para los esfuerzos es el propuesto por el propio programa dependiendo de la dirección adoptada tanto para los ejes globales como locales. Lo importante en realidad, es saber que cara del muro está traccionada y cual está comprimida para cada caso.

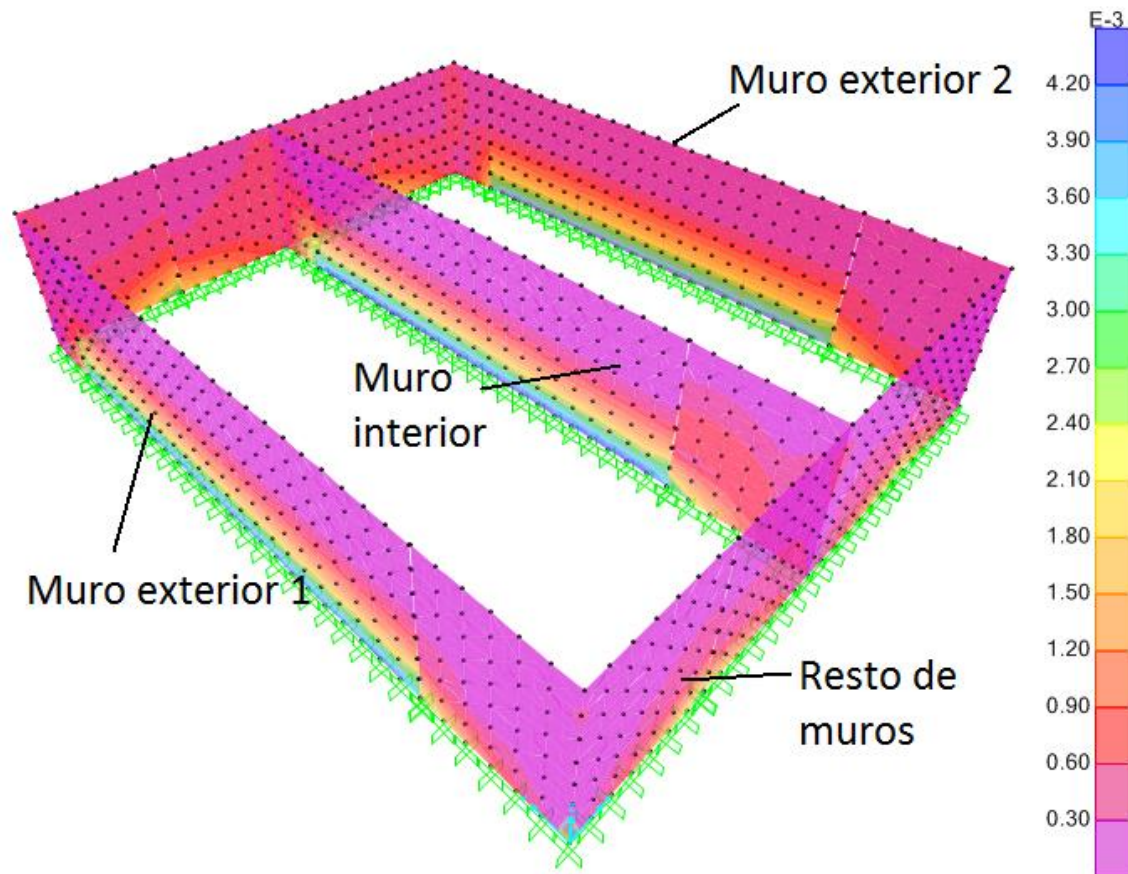
Unidades correspondientes a los momentos que se muestran en las figuras anteriores en KNm.

En estas figuras también se puede ver como se deforma el depósito para cada hipótesis de carga.

3.1.6. Resultados. Modelo Sap.

Los esfuerzos obtenidos para la envolverte que muestra tanto los momentos mínimos como los máximos en el apartado anterior (3.1.4) son los seleccionados para determinar el armado propuesto por el programa. Las cuantías obtenidas deberán casar con el modelo de tabla Excel utilizado para el alzado del muro.

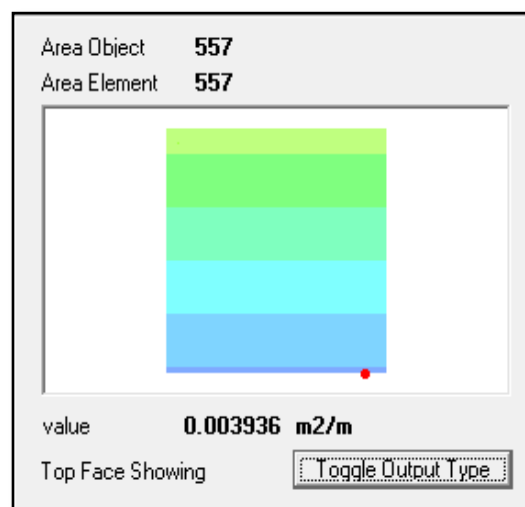
Seguidamente se muestra gráficamente las cuantías determinadas por el programa para disponer en el conjunto del depósito.



Destacar que las unidades para las cuantías de acero propuestas por el modelo están medidas en m^2/m y en el listado de cálculo vendrán en cm^2/m .

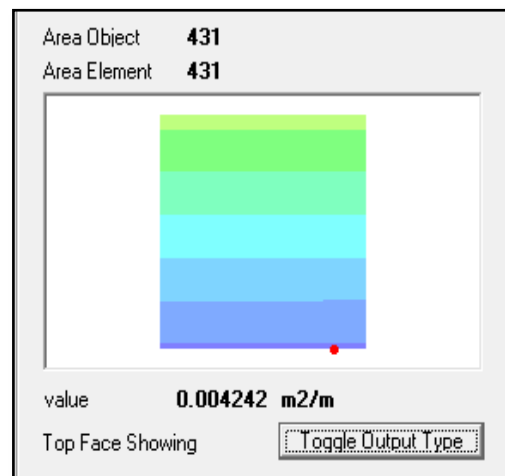
Ampliamos los muros detallados en la figura anterior con el objetivo de mostrar la cuantía de armadura vertical más determinantes para cada uno de ellos

- Muro exterior 1. (detalle de placa y armadura a disponer en la misma):



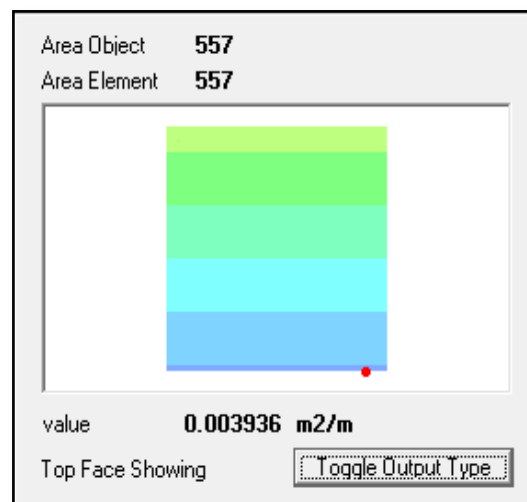
39 cm^2/m

- Muro interior. (detalle de placa y armadura a disponer en la misma):



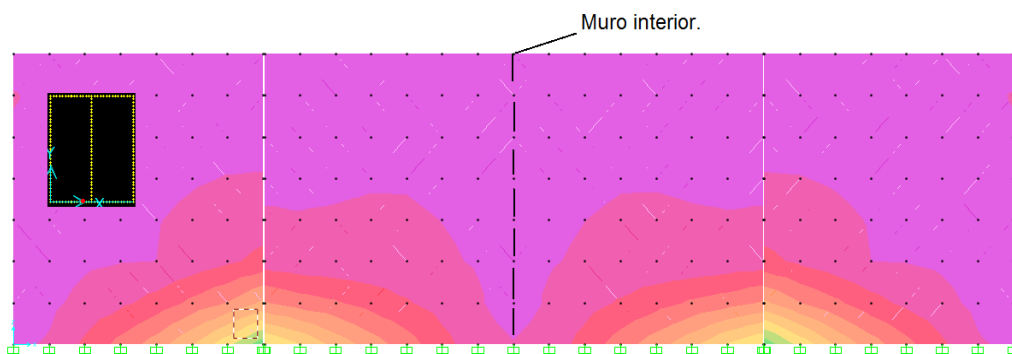
42 cm²/m

- Muro exterior 2. (detalle de placa y armadura a disponer en la misma):

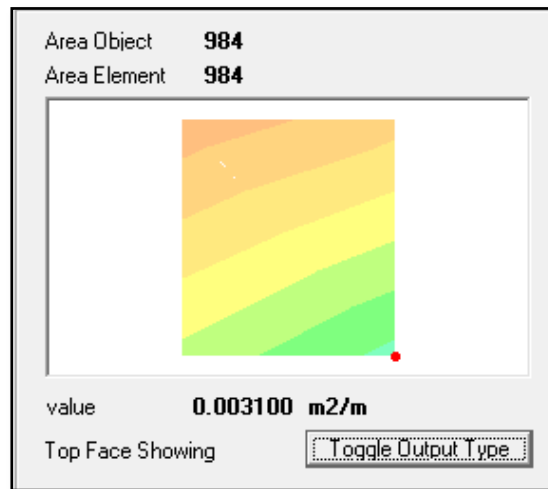


39 cm²/m

- Para el resto de muros, en este caso las cuantías de armado disminuyen pues estos muros se encuentran mucho más rigidizados debido a los cercanos empotramientos. De cualquier forma se destaca la placa con la cuantía más alta.



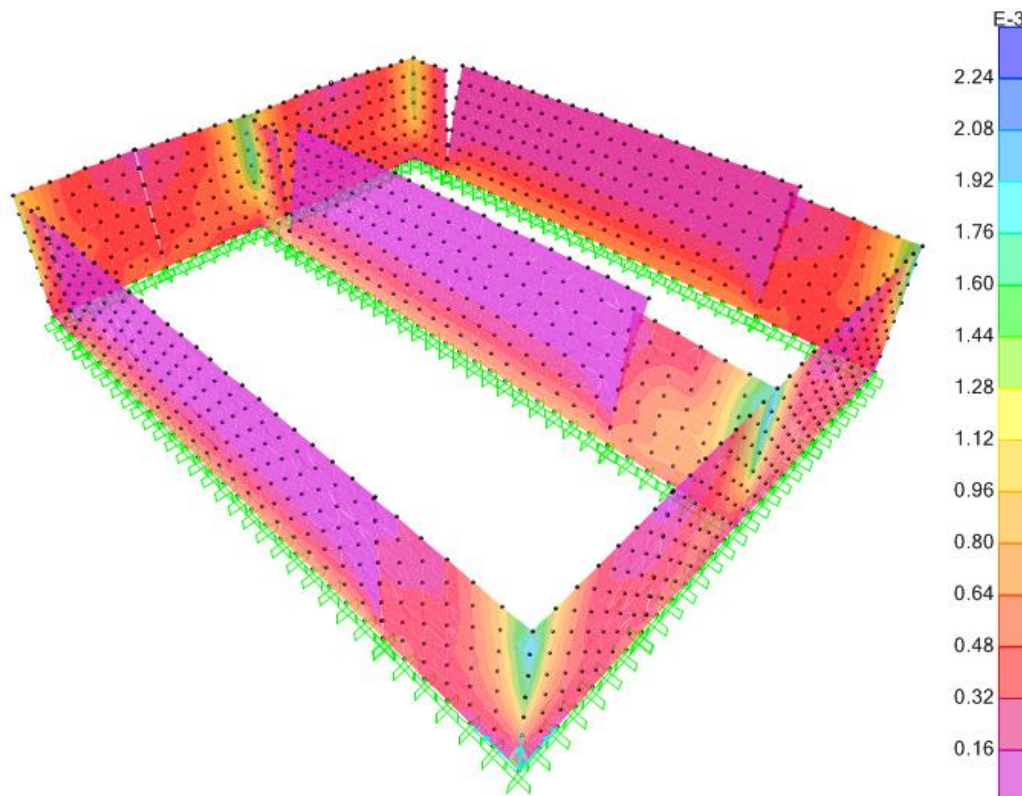
- (Detalle placa y armadura a disponer en la misma)



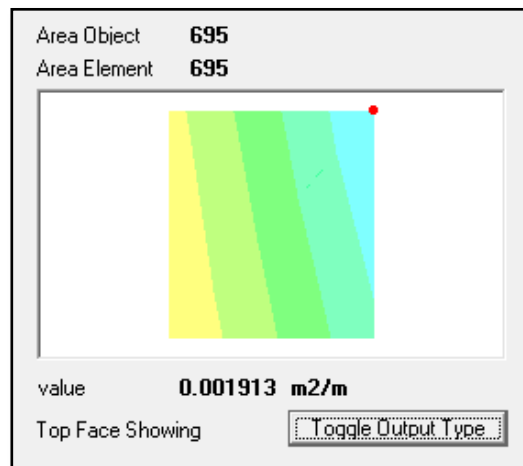
31 cm²/m

Para concluir se detalla a continuación el armado horizontal necesario por cálculo en las esquinas y nudos donde concluyen dos o más muros, pues están afectadas por empujes en direcciones distintas pudiendo generar tracciones y por tanto esfuerzos flectores peligrosos para la rotura, a continuación se muestra una figura en la cual podemos ver el armado horizontal necesario para cubrir esos esfuerzos:

- Cuantías horizontales necesarias para la envolvente de esfuerzos. (ELU)



- (Detalle placa más restrictiva y cuantía a disponer en la misma).



3.1.7. ELS fisuración. Prontuario EHE.

A la hora de diseñar un depósito tiene gran importancia la comprobación del estado límite de servicio de fisuración. Para ello analizamos y seleccionamos los esfuerzos más desfavorables obtenidos para la combinación cuasi permanente que anteriormente en el apartado 2.4. del presente anejo quedó expresada. Como ya se dijo, no es de empleo para el caso el uso de coeficientes de simultaneidad, pues en esta tipología de estructuras no se tienen en cuenta, haciendo los esfuerzos en situación cuasi permanente más desfavorables y aportando más seguridad frente a fisuración:

Como herramienta para la comprobación de este estado límite se ha empleado el prontuario informático del hormigón - EHE 08. Algunas de las características de la sección del muro se redactan a continuación:

- Dimensiones de la sección, 0.6 metros de canto por 1 m en la dirección longitudinal.
- Recubrimiento de la armadura longitudinal de 40 mm, para un recubrimiento mínimo de 35 mm y un incremento de 5 mm, para control intenso de estructura ejecutada "in situ"
- Dato de la armadura a tracción colocada, también necesario para realizar la comprobación.

En la siguiente imagen podemos ver tanto las características comentadas como los resultados obtenidos:

Sección: **MURO**

Ambiente: **IV** Exposiciones: **Qa, Qb, Qc, H, F, E**

Recubrimiento de la armadura longitudinal: **c [mm] 40**

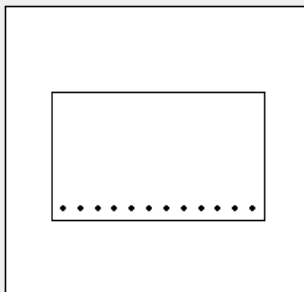
Solicitación: ☒ Flexión simple ☐ Tracción simple

Mk [kN·m]: **490**

Definición específica del armado:

nº de capas: **1**

φ [mm]: **25**

Diagrama de barras: 

As [cm²]: **58.9**

As,eficaz [cm²]: **1500.0**

capa	n barras	sv [mm]
1	12	52.5

Separación media entre fisuras: **sm [mm] 129.0**

Deformación media de las armaduras: **εsm [‰] 0.77**

Tensión en las armaduras en el instante de fisuración del hormigón: **σsr [MPa] 72.1**

Tensión en las armaduras en servicio: **σs [MPa] 170.1**

Abertura característica de fisura: **wk [mm] 0.17**

Valores máximos de la abertura de fisura:

Clase de exposición	w max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2 ¹
IIa, IIb, IV, F	0.2	Descompresión
IIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

(1) Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación de acciones cuasipermanentes

- **Nota:** Se procuró inicialmente la disposición de 16 \varnothing 20 por metro, pero no cumpliría la separación transversal entre barras. Son 24 barras porque hay que considerar 8 barras más, ya que estamos en zona de solape.

$$St = \frac{100 - 24 \cdot 2 - 2}{23} = 2.17 < 1.25 TMA \rightarrow \text{NO CUMPLE}$$

- **Nota:** Como se puede comprobar se dispusieron finalmente 12 \varnothing 25 por metro, siendo la cuantía que cubre estos redondos de $As = 58.9 \text{ cm}^2$, lo cual quiere decir que es más determinante la cuantía obtenida con el objetivo de cumplir el Estado Límite de Fisuración que la obtenida por cálculo en Estado Límite Último.

$$St = \frac{100 - 18 \cdot 2.5 - 2.5}{17} = 3.08 > 1.25 TMA \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Son 18 barras porque hay que considerar 6 de solape.

Finalmente se puede observar como la comprobación frente a estado límite de fisuración en el muro es suficiente pues se cumple la siguiente relación:

$$Wk \leq Wmax$$

Siendo,

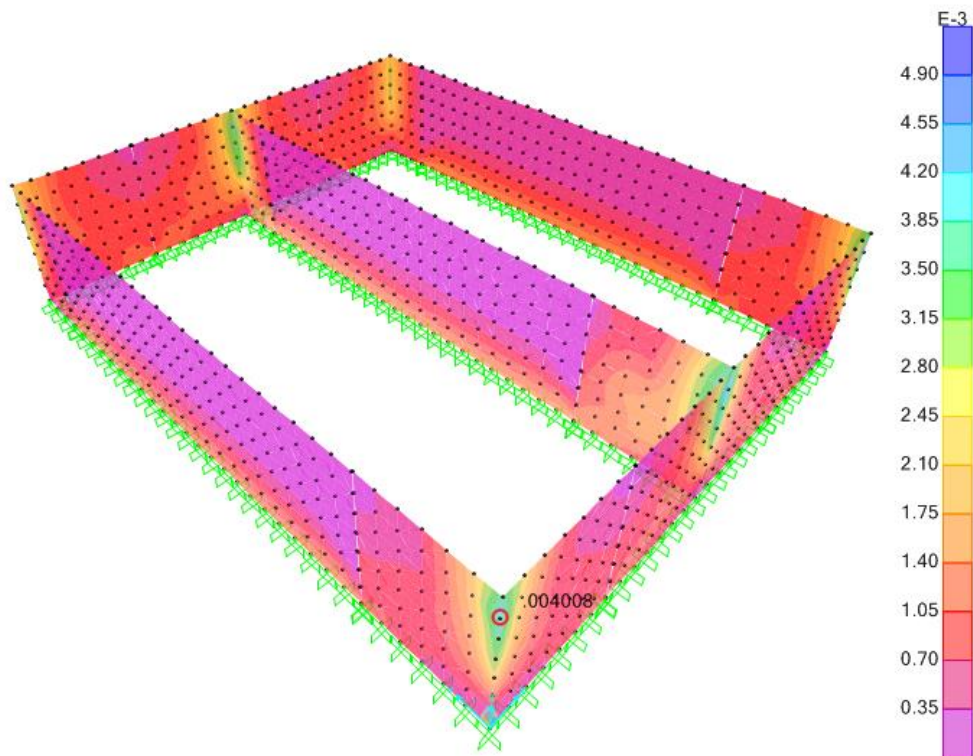
$$Wk = 0.17 \text{ mm.}$$

$$Wmax = 0.2 \text{ mm, para un ambiente IV.}$$

3.1.8. ELS fisuración. Modelo de placas Sap.

Es importante el análisis de las esquinas donde concurren dos o más muros, pues en estos nudos se van a dar empujes, los cuales van a generar tracciones en el elemento y estas han de ser absorbidas por las armaduras. Se va a calcular la armadura horizontal necesaria para una tensión límite de 130 N/mm^2 con el objetivo de cumplir el Estado Límite de Servicio frente a fisuración. Pues cabe destacar que la abertura de fisura y más en concreto el valor del alargamiento medio de las armaduras " ξ_{sm} " mantiene una relación directa con la tensión de la armadura traccionada.

En la siguiente figura se puede ver el armado necesario por cálculo para resistir las tracciones. Las cuantías más determinantes se encuentran en las uniones entre 2 o 3 muros como ya hemos adelantado anteriormente. Las mismas se encuentran en la cara inferior del depósito.



Las cuantías horizontales obtenidas, para un acero con tensión última de 130 MPa , son mayores que las obtenidas para la envolvente del Estado Límite Ultimo, con lo que son las que finalmente se dispondrán en esquinas y nudos previniendo que se dé una situación en la que la apertura de fisura sea mayor a la máxima permitida.

- (Detalle placa más restrictiva para envolvente de esfuerzos ELS.)



3.2. CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN

3.2.1. Estudio de soluciones.

3.2.1.1. Zapata corrida.

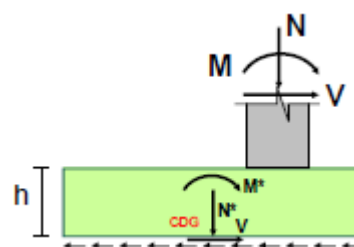
En primer lugar se estudia la solución de disponer una zapata corrida cuya función principal será la de recibir los esfuerzos lineales que le llegan del muro y transmitirlos al terreno para el buen funcionamiento de la estructura.

Se calculan los esfuerzos en centro de gravedad en la superficie inferior de la zapata (N^* , M^* , V^*).

$$N^* = N + N_w + N_z + N_t$$

$$M^* = M - N \cdot e' - N_t \cdot x + N_w \cdot y$$

$$V^* = V$$



Siendo:

N , M y V ; esfuerzos que llegan a la base del muro.

N_w ; axil que provoca el peso propio del agua.

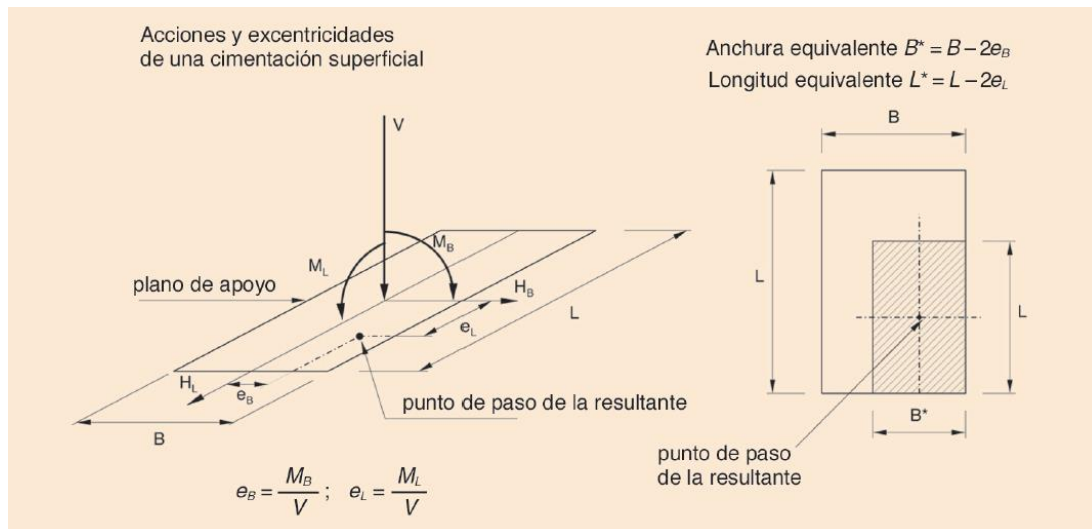
N_z ; axil que provoca el peso propio de la zapata

N_t ; axil que provoca el peso propio del terreno.

x , y ; distancias al punto de aplicación de las fuerzas.

e' ; excentricidad física entre el pilar y el cdg de la zapata.

En segundo lugar hayamos la excentricidad mecánica, ancho equivalente y longitud equivalente.



Hay que tener en cuenta que en el caso de una zapata corrida no vamos a tener excentricidad en el eje longitudinal, por tanto la longitud equivalente será de un metro, ya que en el análisis propuesto se trabaja por metro longitudinal.

Conocidos ancho equivalente y excentricidad mecánica, entramos en un proceso iterativo para la obtención de la geometría de la zapata. Suponemos unos valores aproximados para las dimensiones de la zapata y con estos realizamos las comprobaciones geotécnicas pertinentes frente a hundimiento, deslizamiento y vuelco. En el caso de que no cumplan estas condiciones se pasa de nuevo a modificar las dimensiones de la zapata hasta que cajen las comprobaciones. A continuación se detalla la formulación empleada para el cálculo de las comprobaciones geotécnicas. Partimos de los siguientes datos geotécnicos que conocemos a partir del informe geotécnico suministrado.

- Tensión admisible del terreno: $\sigma_{adm} = 500 \text{ KPa} = 500 \text{ KN/m}^2$
- Angulo de rozamiento interno del terreno: $\alpha = 30^\circ$
- Cohesión del terreno: $c = 0$
- Modulo de balasto: $K_{30} = 5 \text{ Kp/cm}^3$
- Zona de calizas dolomíticas.

Seguridad frente a hundimiento

La limitación que ha de cumplir la siguiente comprobación es la siguiente.

$$\sigma_{sv} \leq \sigma_{adm}$$

Puesto que ya conocemos la tensión admisible del terreno pasamos a obtener la tensión de servicio mediante los siguientes criterios.

En primer lugar se calcula la presión vertical media que se define mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_v = \frac{V}{B^* L^*}$$

Siendo,

σ_v ; Presión vertical media.

V ; Componente vertical de la resultante efectiva de las acciones.

B^* ; anchura equivalente.

L^* ; longitud equivalente ($L^*=L$, en el caso que tratamos)

Posteriormente, para la obtención de la σ_{sv} se adoptará el valor correspondiente a la situación persistente con la combinación de acciones casi permanente, puesto que en este caso, este valor, será el más alto de entre los tres que se proponen.

Seguridad frente a deslizamiento

El coeficiente de seguridad al deslizamiento queda definido por la siguiente expresión:

$$F_d = \frac{V \cdot \operatorname{tg} \phi_c + B^* \cdot L^* \cdot c_c + R}{H}$$

Siendo,

F_d ; Coeficiente de seguridad al deslizamiento.

V ; Resultante vertical efectiva.

ϕ_c ; ángulo de rozamiento del contacto entre cimentación y terreno.

B^*, L^* ; Dimensiones de la cimentación equivalente.

c_c ; Cohesión.

R ; Suma de las posibles resistencias adicionales en la misma dirección y sentido contrario a H .

H ; componente horizontal de la resultante de las acciones sobre el plano de cimentación.

Consideradas las diferentes situaciones de proyecto, la cimentación se considerará segura frente al deslizamiento si los coeficientes de seguridad determinados superan los umbrales mínimos especificados a continuación (tabla 4.8. Guía de cimentaciones):

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO
Casi permanente (*)	$F_1 \geq 1,50$
Característica	$F_2 \geq 1,30$
Accidental	$F_3 \geq 1,10$

(*) Como valor del coeficiente de seguridad para la combinación de acciones casi permanente, en situaciones transitorias y de corto plazo, podrá adoptarse el coeficiente de seguridad F_2 (véase apartado 2.10).

Seguridad frente a vuelco

Para obtener el coeficiente de seguridad frente a vuelco, se buscará primero el posible eje de giro, situándose este próximo a una de las aristas de las zapatas de cimentación, se escogerá la arista que conduce a una situación más crítica.

$$F_v = \frac{\sum M_{estabilizadores}}{\sum M_{volcadores}}$$

Siendo, momentos estabilizadores los producidos por la resultante efectiva sobre el plano de cimentación y los producidos por cualquier empuje pasivo que se decida contabilizar.

Por otro lado los momentos volcadores seran aquellos que sean debidos a las componentes horizontales de las acciones, y que no sean mencionados como los empujes pasivos comentados anteriormente.

La cimentación se dara por comprobada frente a este modo de fallo cuando los coeficientes de seguridad mínimos obtenidos superen los valores expuestos a continuacion (tabla 4.9. Guía de cimentaciones).

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO RÍGIDO	COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO PLÁSTICO
Casi permanente(*)	$F_1 \geq 2,00$	$F_1 \geq 1,50$
Característica	$F_2 \geq 1,80$	$F_2 \geq 1,30$
Accidental	$F_3 \geq 1,50$	$F_3 \geq 1,10$

(*) Como valor del coeficiente de seguridad para la combinación de acciones casi permanente, en situaciones transitorias y de corto plazo, podrá adoptarse el coeficiente de seguridad F_2 (véase apartado 2.10).

3.2.1.2. Conclusión zapata corrida.

Finalmente se descarta esta opción, ya que para el cumplimiento de las comprobaciones geotécnicas, las dimensiones requeridas son excesivamente elevadas. Tenemos un ancho total de zapata $B=5.6$ m, para soportar un muro cuya distancia al contiguo es de aproximadamente 12 m, por lo que las proporciones no son adecuadas para tomar esta decisión.

A continuación podemos ver los resultados obtenidos en la siguiente tabla Excel elaborada para el caso:

COMPROBACIONES GEOTÉCNICAS

COMPROBACION HUNDIMIENTO

N*	B*	L*	σ_v	$\sigma_{servicio}$	σ_{adm}	CONDICIÓN	¿CUMPLE?
585.7	3.2829435	1	178.40697	178.40697	500	$\sigma_{servicio} \leq \sigma_{adm}$	VERDADERO

COMPROBACION DESLIZAMIENTO

N*	α	B*	L*	C	R	H	Csd	Fi	CONDICION	¿CUMPLE?
585.7	30	3.2829435	1	0	59.4	245	2.6477609	1.5	$Csd > Fi$	VERDADERO

COMPROBACION VUELCO

Mvolc	Mestab	Csv	Fj	¿CUMPLE?
735	1519.5433	2.0674059	2	VERDADERO

B	=	canto muro	+	vuelo izquierda	+	vuelo derecha
5.6		0.6		4		1

canto zapata
1

Estos datos hacen referencia a una de las zapatas que soportan las cargas de los muros exteriores. En ningún caso el muro interior, cuya zapata estaría centrada respecto al muro

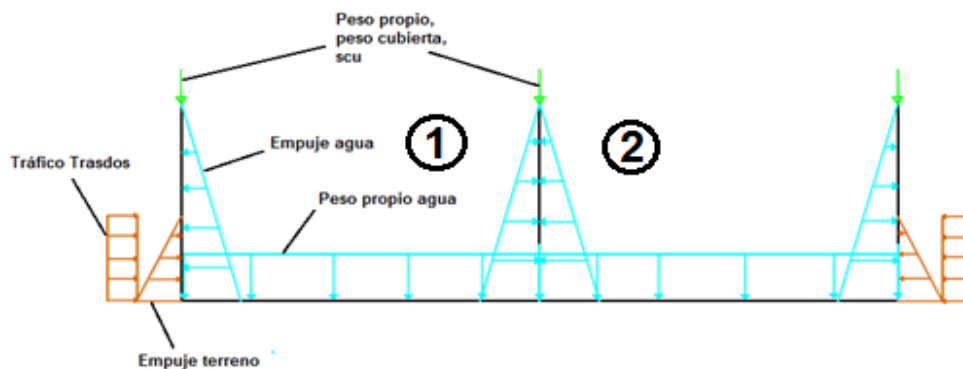
3.2.1.3. Losa de cimentación

Como segunda solución se adopta la posibilidad de ejecutar una losa de cimentación. Se propone un modelo simplificado de barras y nudos. La idea del mismo es la obtención de los esfuerzos para las diferentes combinaciones posibles y a partir de ello seleccionar las secciones más desfavorables para su dimensionamiento, se harán las armaduras necesarias para resistir los ELU. Y se realizarán las comprobaciones para ELS. Finalmente analizarán los resultados obtenidos y se redactarán las conclusiones que estos sugieren.

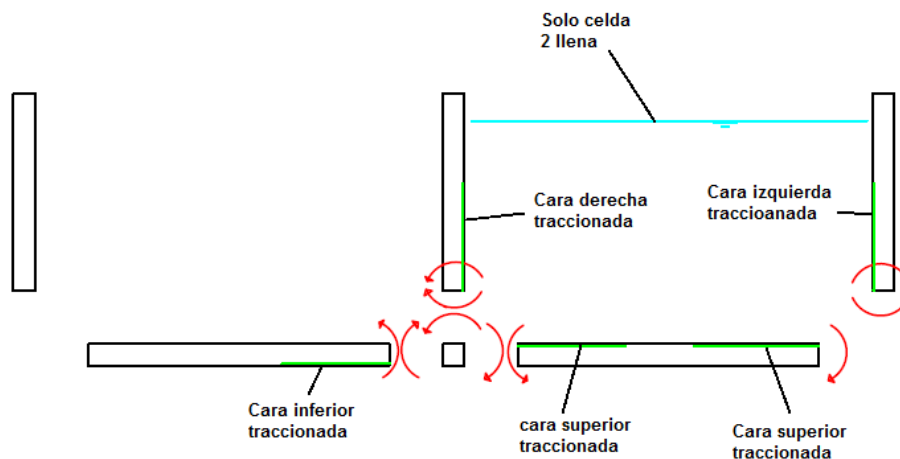
Una buena práctica para pre-diseñar el canto de la losa de cimentación es adoptar el mismo que el escogido para el muro. Posteriormente comprobaremos si con el canto escogido es suficiente.

A continuación se muestra gráficamente el modelo que se pretende realizar, las acciones que sobre él actúan y el equilibrio de esfuerzos que existen en las diferentes zonas "D" de la estructura.

- Acciones que actúan sobre el modelo plano.



- Equilibrio de esfuerzos en solera y muro.



En la anterior figura se puede ver el armado necesario a tracción en distintos puntos de la estructura para cuando solo está llena la celda dos.

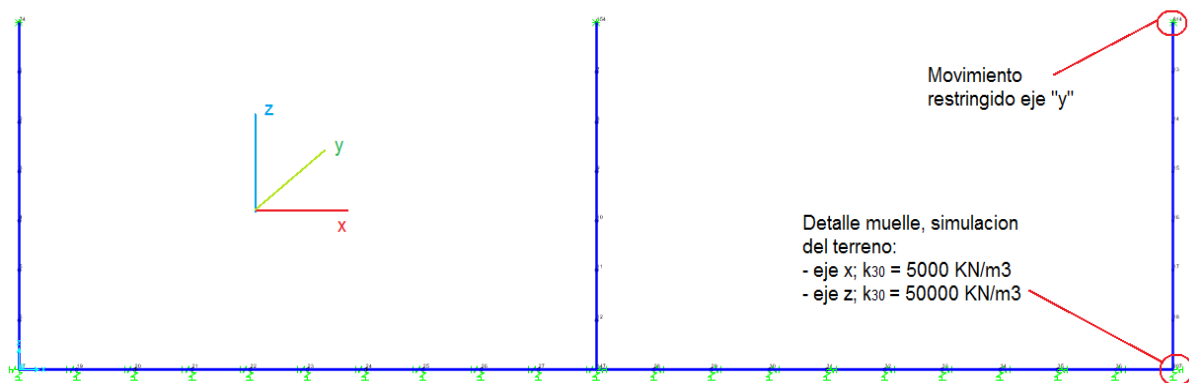
Pero por ejemplo el armado en el nudo intermedio, tanto en el alzado del muro como en la losa, sería simétrico, pues cuando es la celda 1 la que está llena los momentos cambian de signo y por tanto el armado necesario por cálculo frente a sollicitaciones normales cambia de posición.

3.2.1.4. Modelo Sap, losa de cimentación.

La elaboración del modelo en Sap 2000 está representada para una sección transversal del depósito, un modelo plano confeccionado mediante barras y nudos, apoyado sobre el terreno en toda su longitud mediante una serie de muelles que trabajan en dos direcciones, en el eje 3 o "z" y en el eje 1 o "x". Por último se impide el movimiento en el eje dos o "y" para los nudos de coronación del muro, impidiendo así el movimiento en la dirección del vuelco.

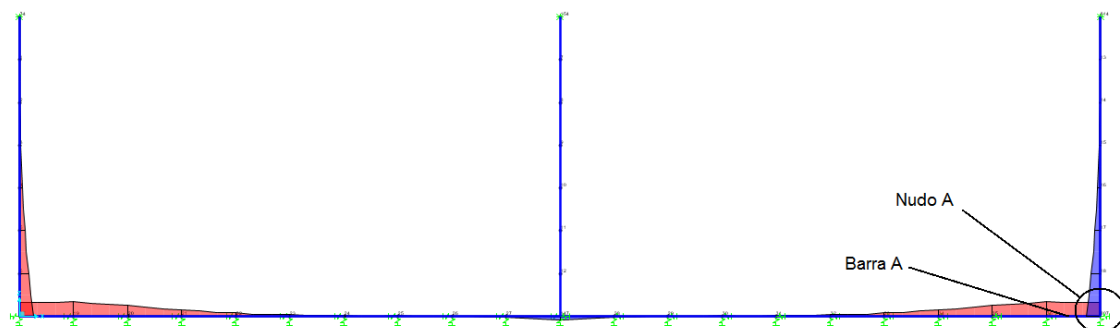
- Nota: los ejes están referenciados según el modelo de Sap utilizado.

La simulación del terreno se representa mediante muelles cuyo coeficiente de elasticidad es el módulo de balasto del terreno, $K_{30} = 5 \text{ kp/cm}^3$ para la dirección vertical o eje "z" y un 10 % de este valor para los muelles del eje "x".

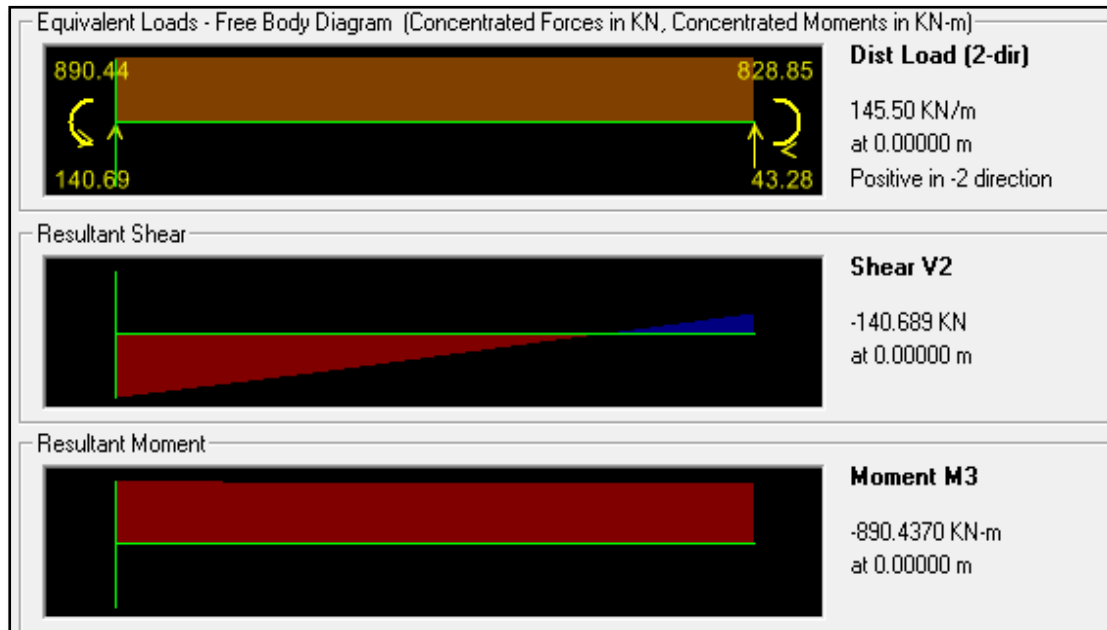


A continuación se muestran las diferentes y más desfavorables combinaciones que afectan a la estructura para el estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales. Así, comprobamos además el equilibrio de esfuerzos entre muro y solera como ya se apuntaba en la figura anterior.

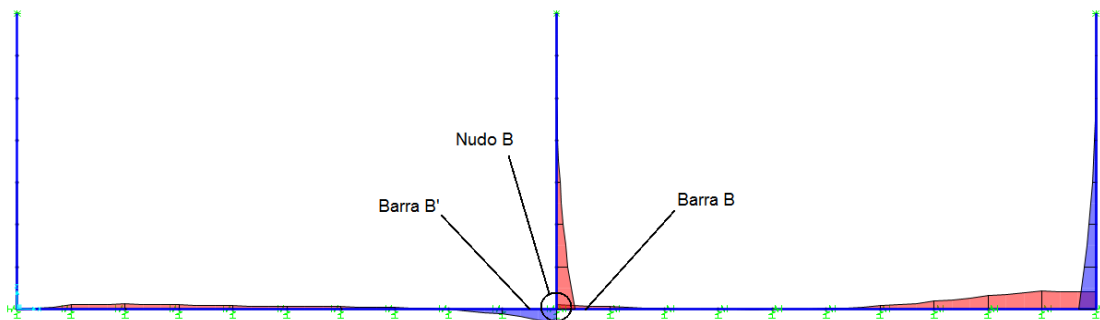
- ELU, para las dos celdas llenas.



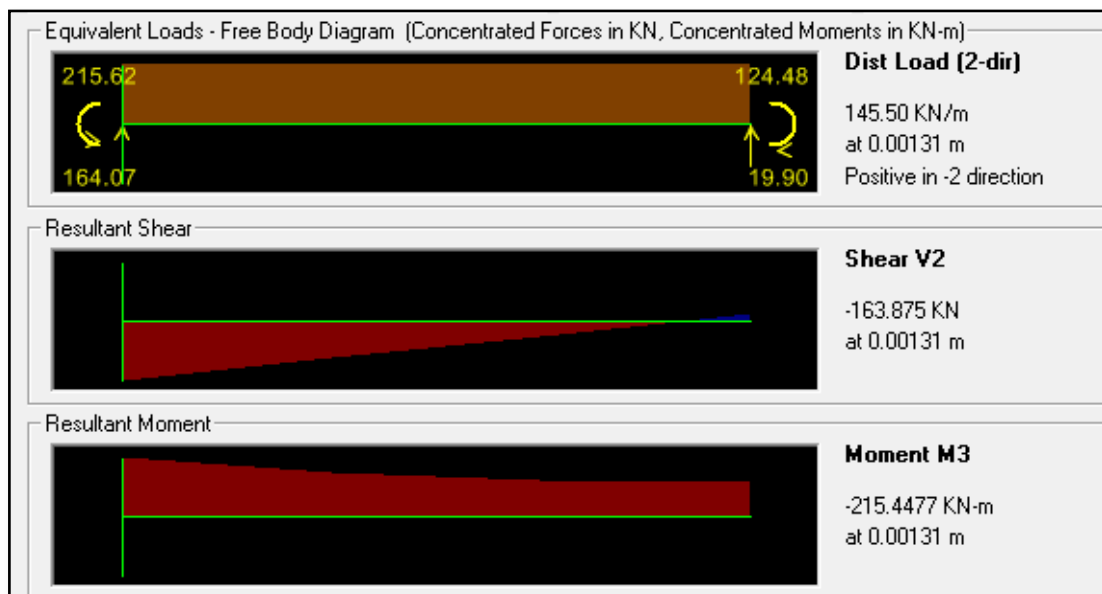
- Flector y cortante a lo largo de la barra A y reacción vertical en el nudo A.



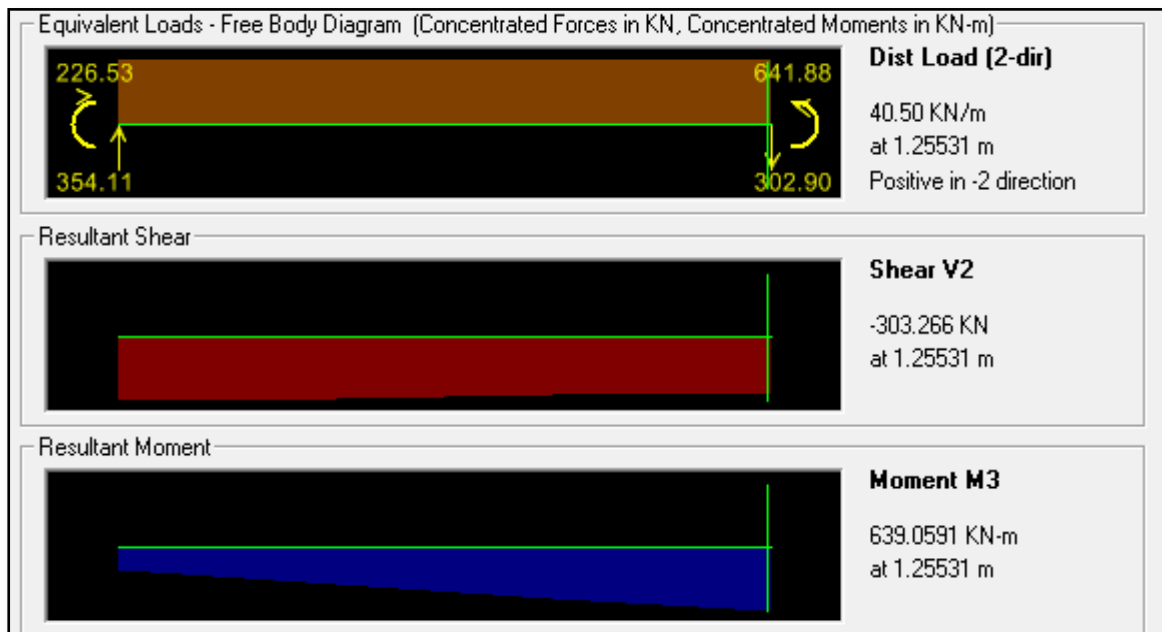
- ELU. Para celda 2 llena, celda 1 vacía y buscando los máximos flectores.



- Flector y cortante a lo largo de la barra B, y reacción en el nudo B.

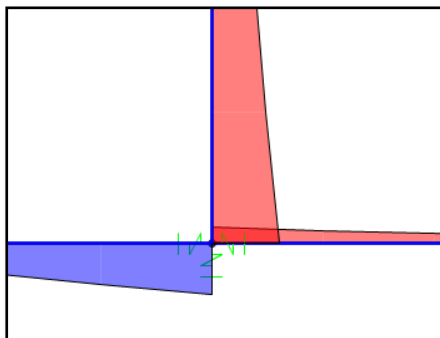


- Flector y cortante a lo largo de la barra B', y reacción en el nudo B.

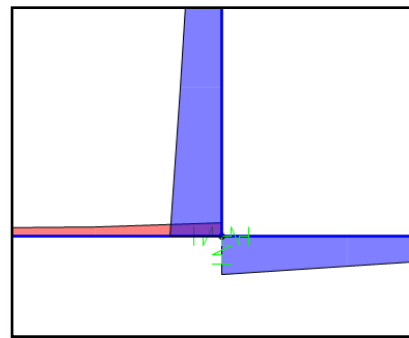


- Nota: Cuando es la otra celda la que esta llena la magnitud de los momentos es la misma, pero las posiciones no (se puede ver en la próxima figura la diferencia entre ambos nudos). Por ello, finalmente el armado en las proximidades del nudo B sería el mismo a un lado y otro del muro intermedio.

- Celda 1 vacía, 2 llena.

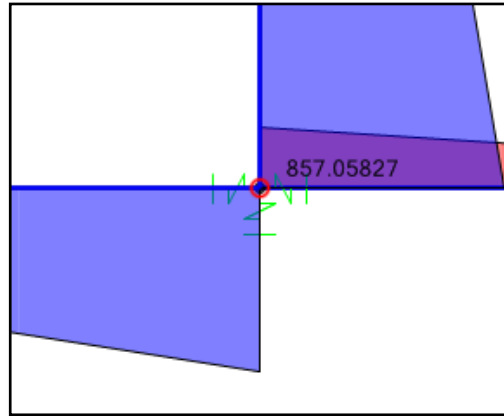


- Celda 1 llena, 2 vacía.



- Nota: Como vemos la suma de los momentos en el nudo B, nos da el momento que hay en la base del muro.

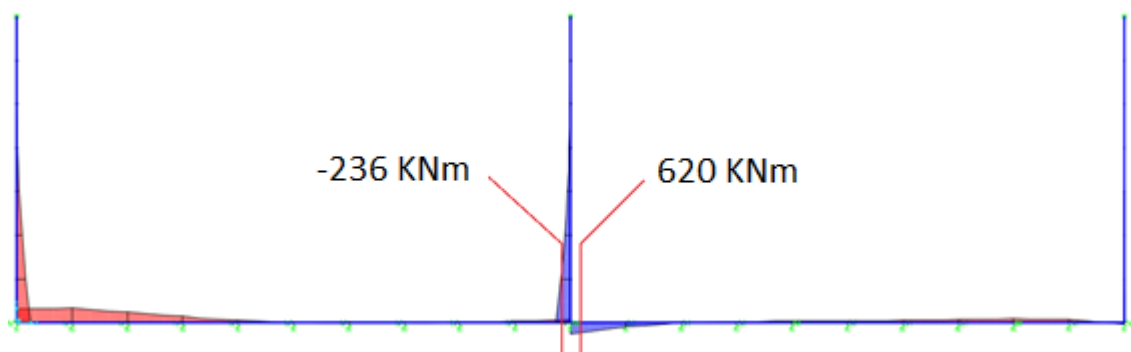
$$M \text{ base muro} = M_{\text{der}} + M_{\text{izq}} = 642 + 215 = 857 \text{ KNm.}$$

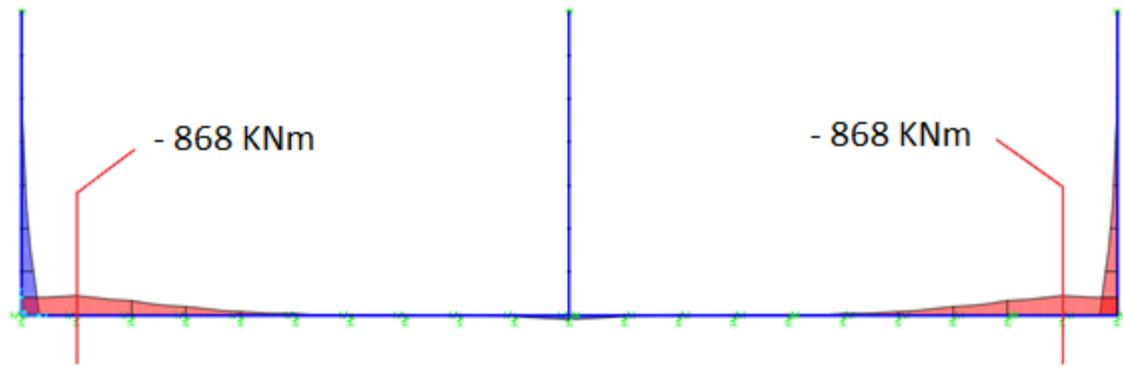


3.2.1.5. Resultados losa cimentación. Prontuario informático EHE.

Los esfuerzos obtenidos en el apartado 3.2.1.4 son los más desfavorables para todas las secciones transversales de la losa. A partir de ellos mediante el prontuario informático de la EHE 08 se obtiene el armado necesario por cálculo para resistir dichas sollicitaciones.

Se representan gráficamente la disposición de estas secciones.





- Para el momento flector de -236 KNm en la sección de la losa especificada se propone el siguiente armado.

Sección

LOSA

Elemento estructural

☐ Viga
 ☒ Losa
 ☐ Muro

Comprobación

Dimensionamiento

Diagrama de Flexión

Propuesta de armado

Plano de agotamiento

At [cm²]= 11.5

	ø 12	ø 14	ø 16	ø 20	ø 25
nº total de Ø	11	8	6	4	3
nº de capas	1	1	1	1	1
At[cm²]	12.4	12.3	12.1	12.6	14.7
wk [mm] *	0.28	0.30	0.33	0.38	0.35

Ac [cm²]= 0.0

	ø 12	ø 14	ø 16	ø 20	ø 25
nº total de Ø					
nº de capas					
Ac[cm²]					

(*) Los valores de la abertura característica de fisura son meramente orientativos. Se han calculado suponiendo un coeficiente global de mayoración de 1.50 y una proporción carga cuasi-permanente / carga total= 80%

Md [kN.m]

236

- Para el momento flector de 620 KNm se propone el siguiente armado:

Sección: LOSA

Comprobación Dimensionamiento Diagrama de Flexión

Propuesta de armado Plano de agotamiento

At [cm²] = 31.5

	Ø 12	Ø 14	Ø 16	Ø 20	Ø 25
nº total de Ø	28	21	16	11	7
nº de capas	2	2	1	1	1
At[cm²]	31.7	32.3	32.2	34.6	34.4
wk [mm] *	0.51	0.51	0.54	0.52	0.57

Ac [cm²] = 0.0

	Ø 12	Ø 14	Ø 16	Ø 20	Ø 25
nº total de Ø					
nº de capas					
Ac[cm²]					

(*) Los valores de la abertura característica de fisura son meramente orientativos. Se han calculado suponiendo un coeficiente global de mayoración de 1.50 y una proporción carga cuasi-permanente / carga total= 80%

Md [kN·m] 620

- Momento flector que actúa sobre la sección de la losa de -868 KNm.

Sección: LOSA

Comprobación Dimensionamiento Diagrama de Flexión

Propuesta de armado Plano de agotamiento

At [cm²] = 45.5

	Ø 12	Ø 14	Ø 16	Ø 20	Ø 25
nº total de Ø	—	30	23	15	10
nº de capas	—	2	2	1	1
At[cm²]	—	46.2	46.2	47.1	49.1
wk [mm] *	—	0.51	0.52	0.54	0.55

Ac [cm²] = 0.0

	Ø 12	Ø 14	Ø 16	Ø 20	Ø 25
nº total de Ø					
nº de capas					
Ac[cm²]					

(*) Los valores de la abertura característica de fisura son meramente orientativos. Se han calculado suponiendo un coeficiente global de mayoración de 1.50 y una proporción carga cuasi-permanente / carga total= 80%

Md [kN·m] 868

Para el cual se adopta finalmente los siguientes redondos, 16 ϕ 20. Se comprobará posteriormente en la comprobación frente a fisuración si este armado es suficiente para cumplir la limitación de la apertura de fisura.

A continuación se procede a detallar la armadura necesaria por cálculo, los mínimos mecánicos, geométricos y la armadura finalmente dispuesta. Ello se demuestra mediante una tabla Excel, ya utilizada para estos mismos cálculos seccionales en el muro.

NECESARIA	MIN. MECÁNICOS	MIN. GEOMETRICOS	DISPUESTA
As tracción (cm ²)	As	Cara inferior	As
46.591	11.04	5.4	46.59071612
As compresión (cm ²)	A's	Cara superior	A's
0	11.04	0	11.04

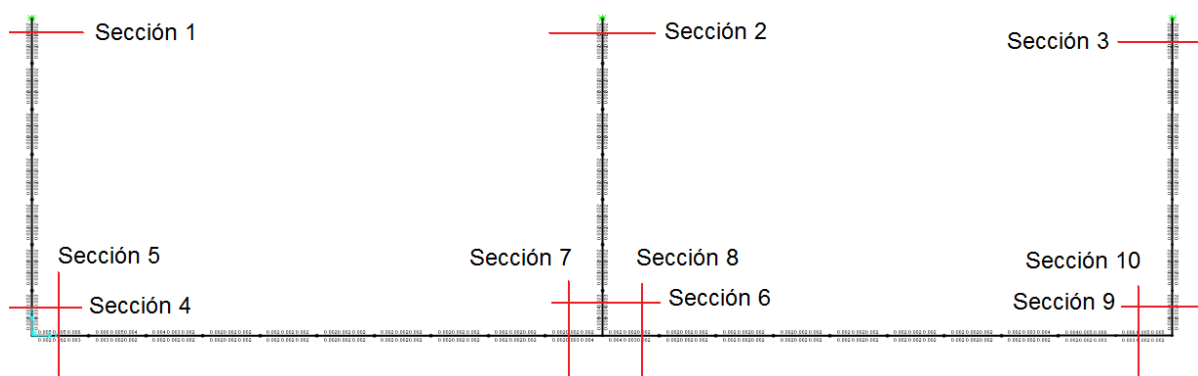
- Nota: Como se puede comprobar, la armadura a tracción calculada mediante el prontuario informático es muy similar a la calculada mediante la tabla Excel para un momento de 868 KNm.

Para losas de cimentación los mínimos geométricos se dispondrán en la cara inferior y para cada dirección, longitudinal y transversal.

3.2.1.6. Resultados losa cimentación. Sap 2000.

Se procede a exponer gráficamente las cuantías de armado necesarias por cálculo para el modelo plano elaborado mediante Sap 2000 para una de las secciones transversales del depósito.

Se detallará el armado de las siguientes secciones:



-
- A horizontal number line is shown. A black dot is placed on the line at the value 17.873. To the right of the dot, there is a green star also labeled with the value 17.873. The number 17.873 is written below the line at five positions: once to the left of the dot, once directly below the dot, and three times to the right of the dot, with the green star positioned above the third instance.

-

-
- The diagram shows a 2D coordinate system with a vertical y-axis and a horizontal x-axis. The y-axis has tick marks at 44.105, 34.669, and 26.863. The x-axis has tick marks at 15.770, 27.294, 34.788, 34.788, 27.294, and 15.770. The origin is marked with a dot.

-
- Diagram illustrating a path of a particle starting at a point and moving in a series of steps. The path is defined by a sequence of points connected by lines. The points are labeled with coordinates (x, y) where x is the horizontal position and y is the vertical position. The path starts at (16.170, 33.543) and ends at (20.364, 42.497). The path is composed of several segments, each labeled with its length. The segments are: 16.170 (horizontal), 15.770 (vertical), 23.795 (horizontal), 23.795 (vertical), 15.770 (horizontal), 22.637 (vertical), and 20.364 (horizontal). The final segment is labeled 42.497, which is the total length of the path.

Las cuantías han sido obtenidas de acuerdo a los siguientes criterios:

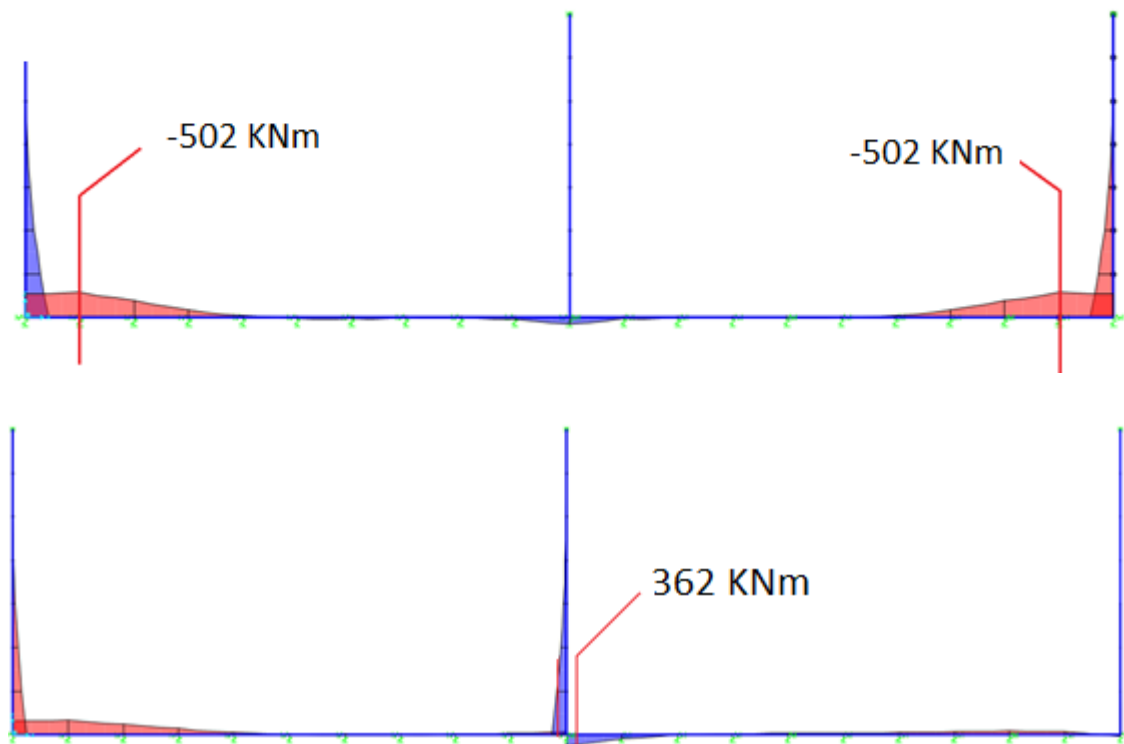
- Se ha hecho uso del Eurocódigo 2-2004, de ahí la pequeña discrepancia entre el armado obtenido mediante el prontuario informático EHE- 08 o tabla Excel y el armado obtenido mediante el modelo elaborado en Sap 2000.
- Las unidades de las cuantías están expresadas en cm^2/m .
- Armaduras obtenidas para la envolvente de acciones, combinación más desfavorable.

Obtenidas las cuantías de armado mediante el prontuario informático y mediante el modelo Sap, podemos concluir que los resultados obtenidos son equiparables.

3.2.1.7. ELS fisuración.

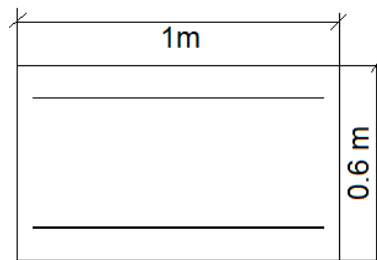
Haciendo referencia a las cuantías expresadas en el apartado (3.2.1.6 resultados losa de cimentación, prontuario informático EHE) y teniendo en cuenta la sección más desfavorable para la combinación cuasi permanente del estado límite de servicio se procede a realizar la comprobación frente a fisuración.

A continuación se muestra las secciones más desfavorable para el ELS, en este caso se respetará 1 metro de resguardo, alcanzando la lámina de agua los 6 metros.



Se muestra la comprobación pertinente, teniendo en cuenta las siguientes características:

- Resguardo = 1 m.
- Recubrimiento armadura longitudinal de 40 mm para la cara superior y 80 mm para la cara inferior (hormigonada contra el terreno)
- La cuantía de armadura a tracción obtenida en rotura y que nos sirve para poder realizar la comprobación frente a fisuración es de $16 \leq 20$.
- La sección estudiada para la losa tiene las mismas dimensiones que la estudiada para el muro.



- Para este momento de -502 KNm el armado es necesario en la cara superior, por lo que el recubrimiento nominal es de 50 mm, sin tener que ampliarlo, pues la cara superior no esta hormigonada contra el terreno.

Sección: **LOSA**

Definición específica del armado

nº de capas: 1

φ [mm]: 20

Recubrimiento de la armadura longitudinal: c [mm]: 50

Solicitación: ☒ Flexión simple ☐ Tracción simple

Mk [kN·m]: 502

Valores de diseño:

- Separación media entre fisuras: s_m [mm]: 142.0
- Deformación media de las armaduras: ε_{sm} [‰]: 0.95
- Tensión en las armaduras en el instante de fisuración del hormigón: σ_{sr} [MPa]: 82.4
- Tensión en las armaduras en servicio: σ_s [MPa]: 205.6
- Abertura característica de fisura: w_k [mm]: 0.23

Valores máximos de la abertura de fisura

Clase de exposición	w max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2 ¹
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

(1) Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación de acciones cuasipermanentes

Para el armado propuesto por cálculo frente a solicitaciones normales (ELU) no cumple la apertura de fisura, habría que añadir más armado y que fuera el ELS de fisuración el cual lo condicionara. Otra opción sería la de equilibrar los esfuerzos en estas secciones más determinantes como se propone en el apartado 3.2.1.9. mediante la ejecución de un talón en el trasdós del muro.

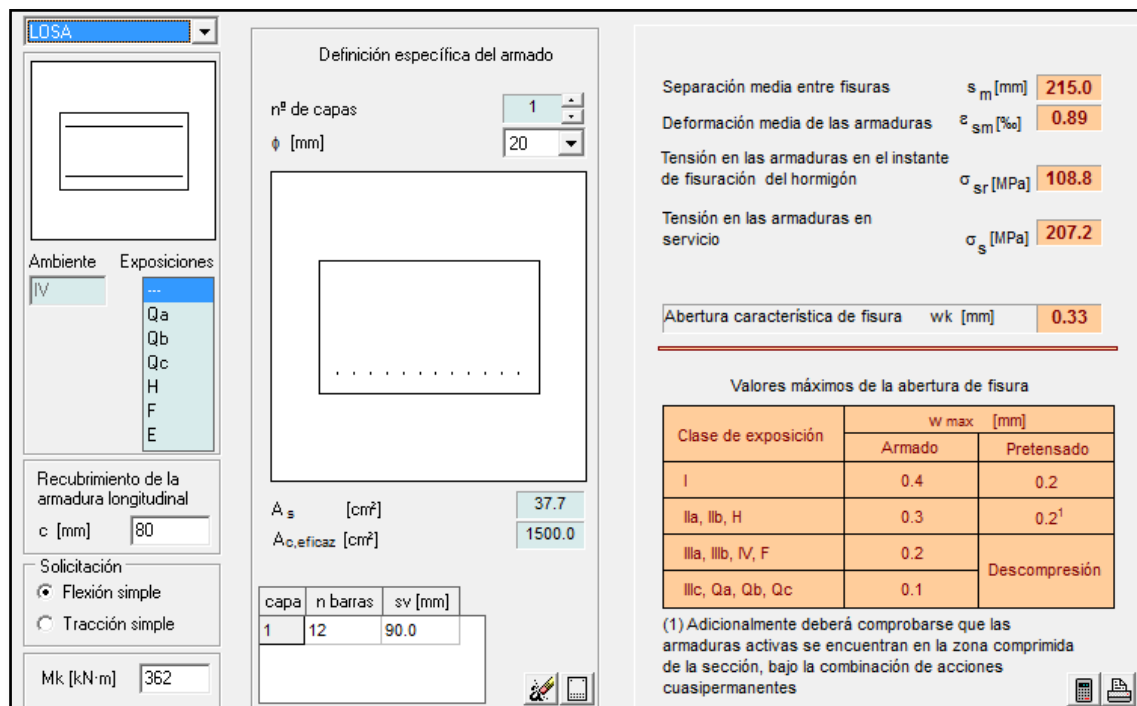
$$Wk \leq W_{max} \rightarrow \text{NO CUMPLE}$$

Siendo,

$$Wk = 0.23$$

$W_{max} = 0.2$ mm, para un ambiente IV.

- Para el momento de 362 KNm, será necesaria armadura en la capa inferior y esta se hormigona contra el terreno, con lo que se deberá cumplir la condición de que el recubrimiento mínimo sea igual 70 mm.



Definición específica del armado

nº de capas: 1
φ [mm]: 20

Ambiente: IV
Exposiciones: Qa, Qb, Qc, H, F, E

Recubrimiento de la armadura longitudinal: c [mm]: 80

Solicitación: ☒ Flexión simple, ☐ Tracción simple

Mk [kN·m]: 362

A_s [cm²]: 37.7
A_o,eficaz [cm²]: 1500.0

capa	n barras	sv [mm]
1	12	90.0

Separación media entre fisuras: s_m [mm]: 215.0
Deformación media de las armaduras: ε_sm [‰]: 0.89
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración del hormigón: σ_sr [MPa]: 108.8
Tensión en las armaduras en servicio: σ_s [MPa]: 207.2
Abertura característica de fisura: w_k [mm]: 0.33

Valores máximos de la abertura de fisura

Clase de exposición	w max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2 ¹
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

(1) Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación de acciones cuasipermanentes

En este caso la idea de rebajar los esfuerzos mediante la ejecución de un talón no es viable, pues esta sección se encuentra en el muro divisorio, por lo que para cumplir con la apertura de fisura habría que aumentar el armado dispuesto a tracción. De esta forma sería el ELS frente a fisuración el cual condicionaría el armado.

Disponiendo 12φ 25 en lugar de 12φ 20 ya cumpliría la apertura de fisura como se puede comprobar en a siguiente imagen.

Sección: **LOSA**

Definición específica del armado

nº de capas: 1
 ϕ [mm]: 25

Ambiente: IV
 Exposiciones: Qa, Qb, Qc, H, F, E

Recubrimiento de la armadura longitudinal: c [mm]: 80

Solicitación:
☒ Flexión simple
☐ Tracción simple

Mk [kN·m]: 362

A_s [cm²]: 58.9
 $A_{s,eficaz}$ [cm²]: 1500.0

capa	n barras	sv [mm]
1	12	92.5

Separación media entre fisuras: s_m [mm]: 207.0
 Deformación media de las armaduras: ϵ_{sm} [‰]: 0.58
 Tensión en las armaduras en el instante de fisuración del hormigón: σ_{sr} [MPa]: 74.7
 Tensión en las armaduras en servicio: σ_s [MPa]: 136.1

Abertura característica de fisura: w_k [mm]: 0.20

Valores máximos de la abertura de fisura

Clase de exposición	w max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2 ¹
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

(1) Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación de acciones cuasipermanentes

$$W_k \leq W_{max} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Siendo,

$$W_k = 0.20 \text{ mm}$$

$$W_{max} = 0.20 \text{ mm, para un ambiente IV.}$$

3.2.1.8. Conclusión losa de cimentación.

Los resultados obtenidos para la losa de cimentación dejan prever cuanto menos dudas en el diseño de la losa.

- Cuantías de armado quizás excesivas, que inducen a excesivos costes de armado, así como a un peor funcionamiento estructural, además de que habría poco espacio entre barras lo que condicionaría un buen vibrado.
- Con los esfuerzos obtenidos para la combinación cuasi permanente y para comprobar el estado límite de fisuración (ELS) tenemos una apertura de fisura de 0.23 mm, la cual supera la máxima permitida para un ambiente tipo IV. Ante eso podemos ampliar el armado, pero como la densidad de armado en dicha sección ya es bastante alta, se propone la idea de rebajar los esfuerzos mediante la ejecución de un talón.

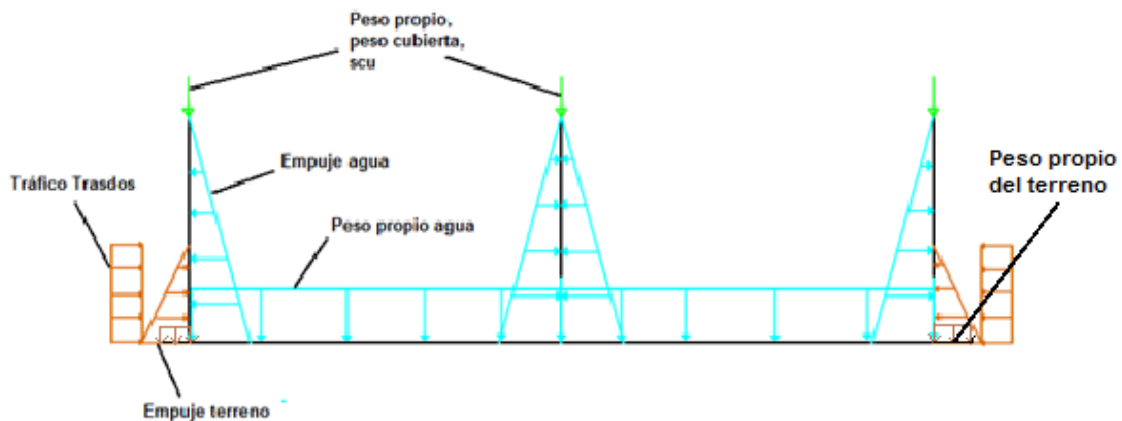
3.2.1.9. Losa de cimentación con talón.

Se propone en este apartado una variante a la solución anterior. Esta, consiste en la ejecución de un talón contiguo a la losa de cimentación con el objetivo principal de equilibrar los esfuerzos existentes en la losa. El talón tendrá una dimensión de un metro desde la superficie del trasdós del muro y se analizará al igual que el resto de elementos estructurales del depósito por metro longitudinal.

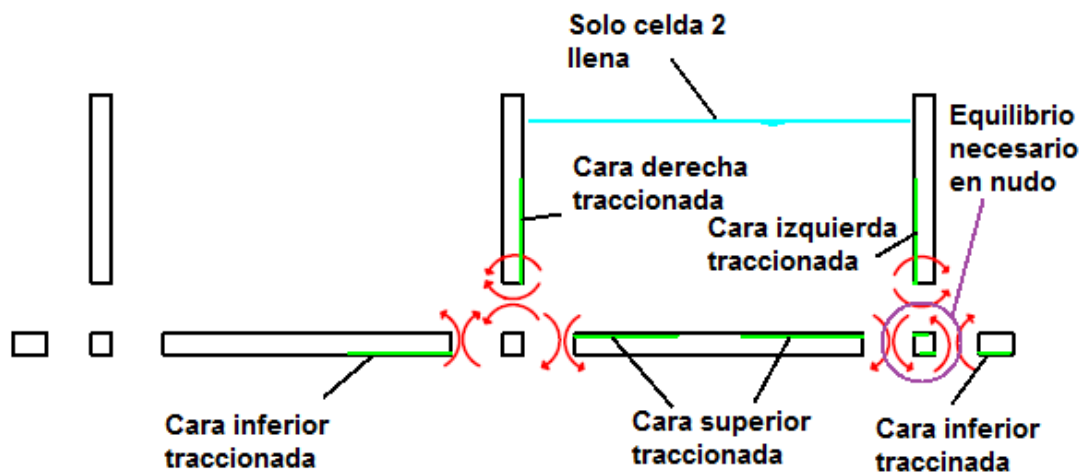
La disposición del talón provocará que en los cálculos seccionales propuestos para la losa de cimentación, el momento solicitante se vea reducido. Con lo cual también se verá reducido el armado necesario por cálculo. Conocido esto habría que realizar un estudio económico para comprobar si las ventajas constructivas que aparecen por la ejecución del talón se ven rentabilizadas económicamente o en contraposición no es viable económicamente la ejecución del talón. Pero en este trabajo prima el modelo estructural, por lo que queda fuera del alcance de los objetivos la realización del estudio económico pertinente.

En la siguiente figura se muestra gráficamente la nueva solución adoptada, las acciones que actúan sobre ella y el equilibrio de esfuerzos que existe en las diferentes zonas "D" de la estructura.

- Acciones que actúan sobre el modelo plano.



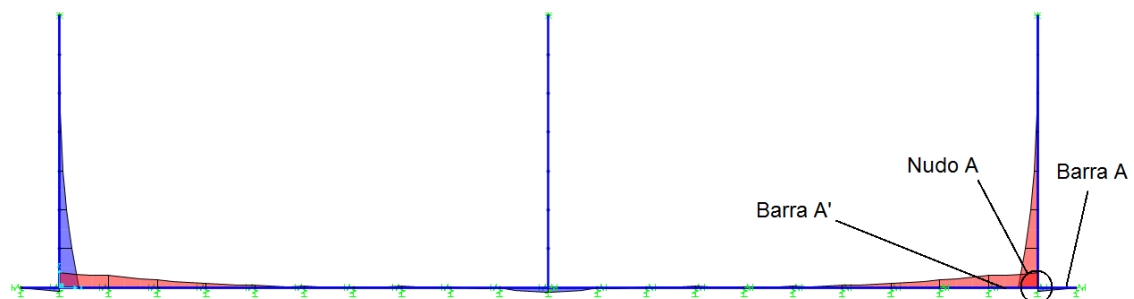
- Equilibrio de esfuerzos en la estructura.



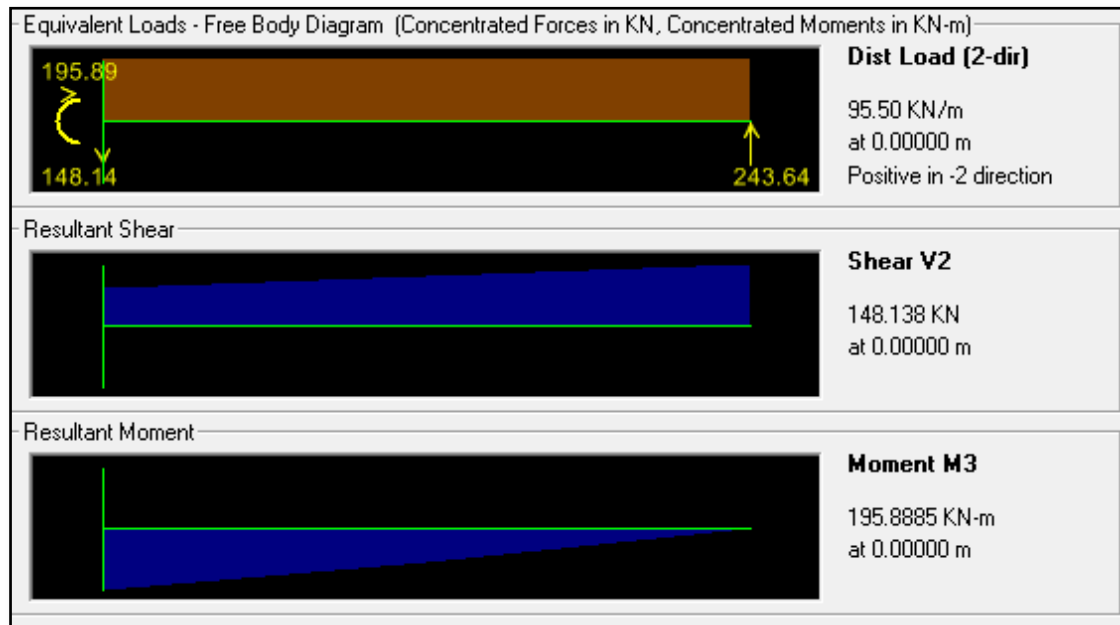
3.2.1.10. Modelo Sap. Losa de cimentación con talón.

Referente a la nueva solución estos son los esfuerzos para las combinaciones más desfavorables.

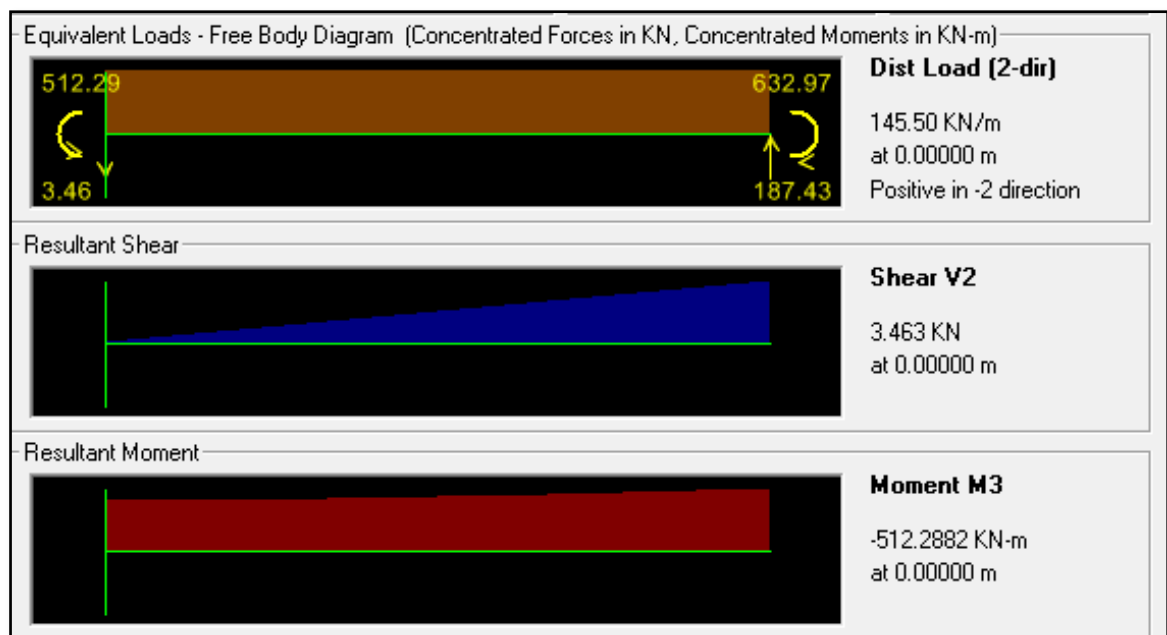
- ELU, para las dos celdas llenas.



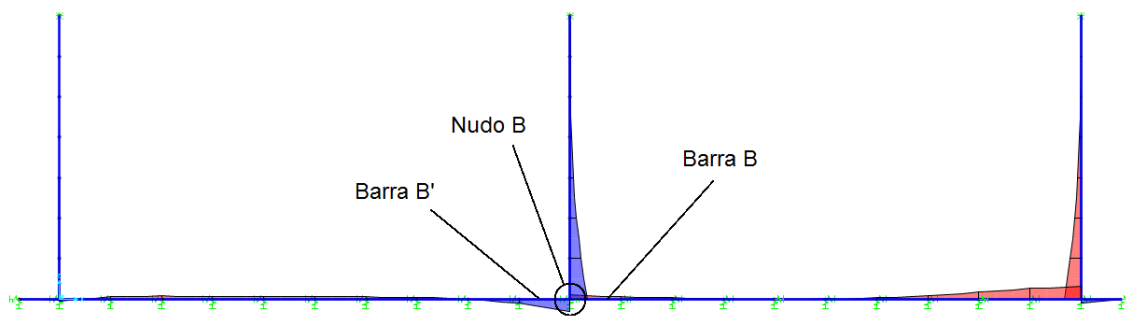
- Flector y cortante a lo largo de la barra A y reacción vertical en el nudo A.



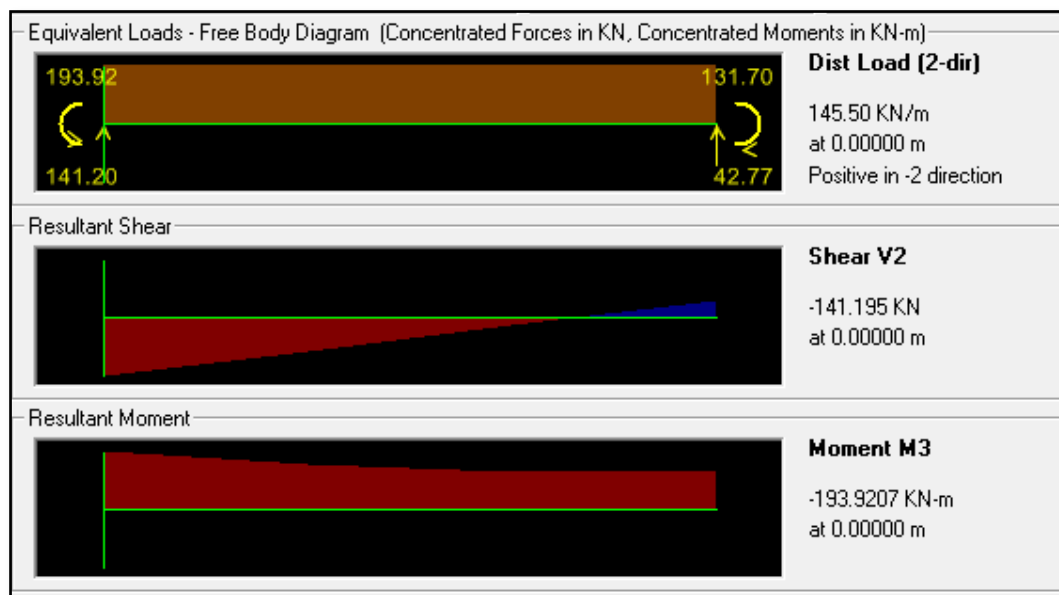
- Flector y cortante a lo largo de la barra A' y reacción en A.



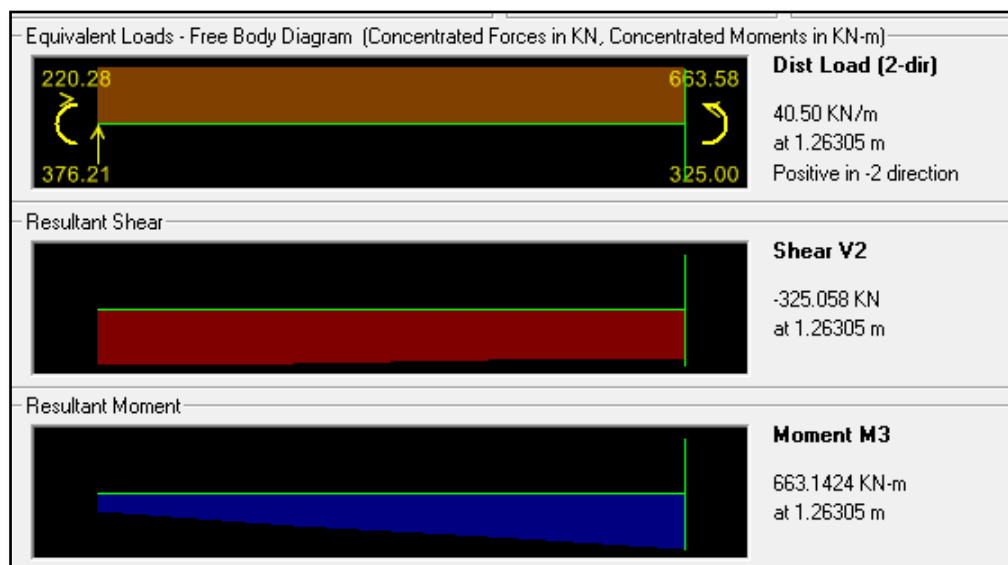
- ELU. Para celda 2 llena, celda 1 vacía y buscando los máximos flectores.



- Flector y cortante a lo largo de la barra B, y reacción en el nudo B.



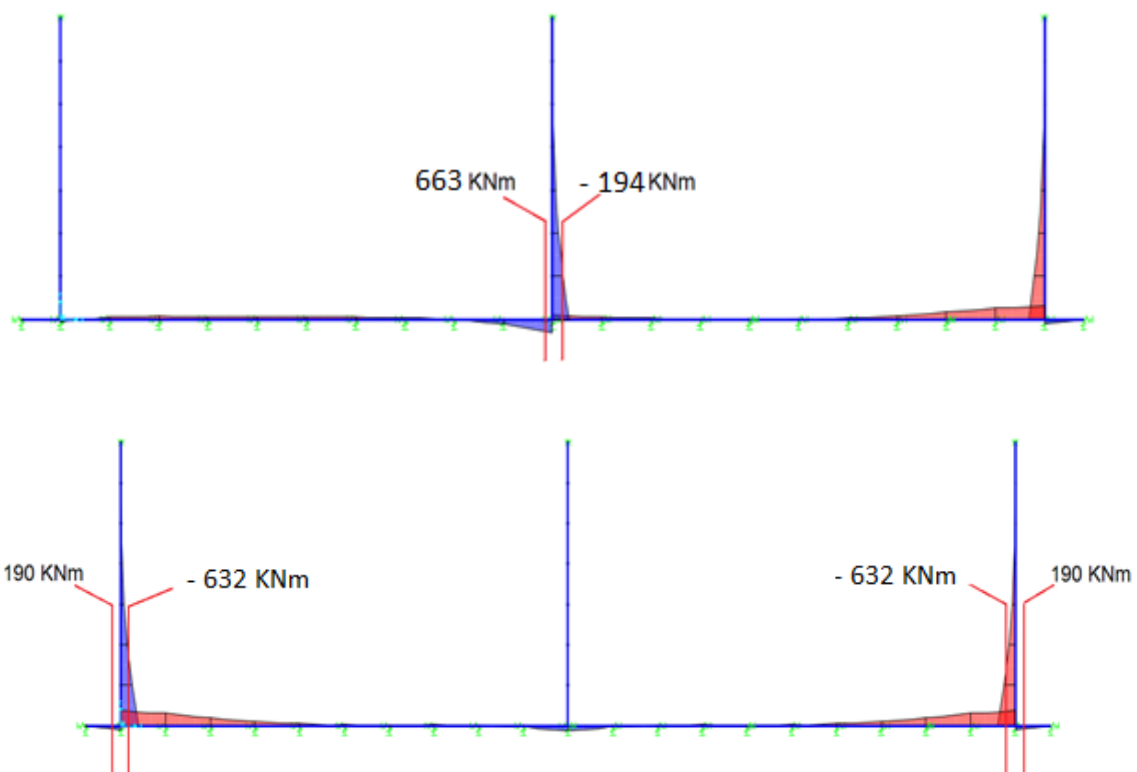
- Flector y cortante a lo largo de la barra B' y reaccion en el nudo B



- Nota: Como ya se expuso en el apartado 3.2.1.4. tanto en el muro divisorio como ahora también en los perimetrales los momentos en la losa a un lado del muro y al otro tienen que sumar el momento que actúa en la base del mismo.

3.2.1.11. Resultados losa cimentación con talón. Prontuario informático EHE.

Se presentan inicialmente las secciones más desfavorables y para las cuales obtendremos las cuantías necesarias por cálculo con el prontuario EHE.



Estos son los momentos más determinantes para las diferentes combinaciones realizadas. Se introducen en el programa de cálculo para obtener las cuantías.

- Para el momento flector de 190 KNm tenemos el siguiente armado frente a solicitaciones normales.

Sección: LOSA

Comprobación | Dimensionamiento | Diagrama de Flexión

Propuesta de armado | Plano de agotamiento

At [cm²] = 11.5

	Ø 12	Ø 14	Ø 16	Ø 20	Ø 25
nº total de Ø	11	8	6	4	3
nº de capas	1	1	1	1	1
At[cm²]	12.4	12.3	12.1	12.6	14.7
wk [mm] *	0.23	0.24	0.27	0.31	0.28

Ac [cm²] = 0.0

	Ø 12	Ø 14	Ø 16	Ø 20	Ø 25
nº total de Ø					
nº de capas					
Ac[cm²]					

(*) Los valores de la abertura característica de fisura son meramente orientativos. Se han calculado suponiendo un coeficiente global de mayoración de 1.50 y una proporción carga cuasi-permanente / carga total= 80%

Md [kN·m] 190

- Para el momento flector de – 632 KNm se facilita la siguiente propuesta de armado.

Sección: LOSA

Comprobación | Dimensionamiento | Diagrama de Flexión

Propuesta de armado | Plano de agotamiento

At [cm²] = 32.4

	Ø 12	Ø 14	Ø 16	Ø 20	Ø 25
nº total de Ø	29	22	17	11	7
nº de capas	2	2	1	1	1
At[cm²]	32.8	33.9	34.2	34.6	34.4
wk [mm] *	0.51	0.50	0.52	0.54	0.59

Ac [cm²] = 0.0

	Ø 12	Ø 14	Ø 16	Ø 20	Ø 25
nº total de Ø					
nº de capas					
Ac[cm²]					

(*) Los valores de la abertura característica de fisura son meramente orientativos. Se han calculado suponiendo un coeficiente global de mayoración de 1.50 y una proporción carga cuasi-permanente / carga total= 80%

Md [kN·m] 632

- Para el momento flector de 663 KNm se facilita la siguiente propuesta.

Sección: LOSA

Comprobación | Dimensionamiento | Diagrama de Flexión

Propuesta de armado | Plano de agotamiento

Elemento estructural: ☐ Viga ☒ Losa ☐ Muro

At [cm²] = 33.8

	Ø 12	Ø 14	Ø 16	Ø 20	Ø 25
nº total de Ø	30	22	17	11	7
nº de capas	2	2	1	1	1
At[cm²]	33.9	33.9	34.2	34.6	34.4
wk [mm] *	0.52	0.53	0.54	0.57	0.62

Ac [cm²] = 0.0

	Ø 12	Ø 14	Ø 16	Ø 20	Ø 25
nº total de Ø					
nº de capas					
Ac[cm²]					

(*) Los valores de la abertura característica de fisura son meramente orientativos. Se han calculado suponiendo un coeficiente global de mayoración de 1.50 y una proporción carga cuasi-permanente / carga total= 80%

Md [kN·m] 663

- Finalmente para el momento de - 194 KNm tenemos:

Sección: LOSA

Comprobación | Dimensionamiento | Diagrama de Flexión

Propuesta de armado | Plano de agotamiento

Elemento estructural: ☐ Viga ☒ Losa ☐ Muro

At [cm²] = 11.5

	Ø 12	Ø 14	Ø 16	Ø 20	Ø 25
nº total de Ø	11	8	6	4	3
nº de capas	1	1	1	1	1
At[cm²]	12.4	12.3	12.1	12.6	14.7
wk [mm] *	0.23	0.25	0.27	0.31	0.29

Ac [cm²] = 0.0

	Ø 12	Ø 14	Ø 16	Ø 20	Ø 25
nº total de Ø					
nº de capas					
Ac[cm²]					

(*) Los valores de la abertura característica de fisura son meramente orientativos. Se han calculado suponiendo un coeficiente global de mayoración de 1.50 y una proporción carga cuasi-permanente / carga total= 80%

Md [kN·m] 194

A modo de resumen se expone la siguiente tabla en la cual se puede distinguir los mínimos geométricos, mínimos mecánicos, armadura necesaria por cálculo y armadura finalmente dispuesta, cabe destacar que esta tabla solo muestra la armadura necesaria por cálculo para el momento más desfavorable (663 KNm).

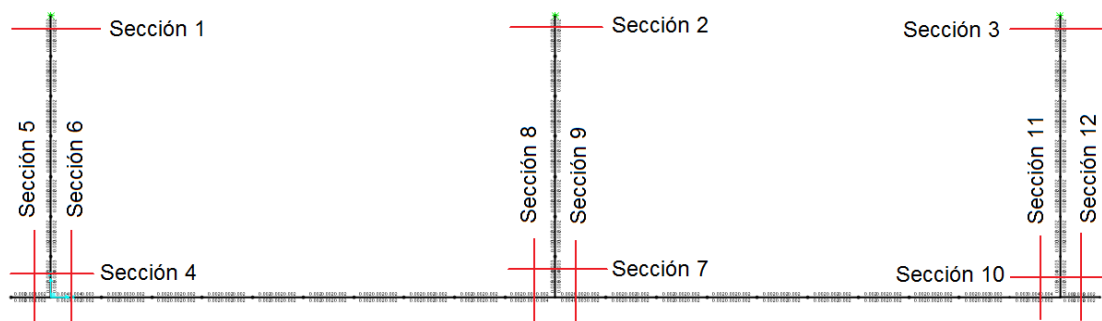
Esta tabla se coloca también para comprobar que los resultados hayados mediante el prontuario informático son los mismos que los que se muestran en la tabla Excel para el dimensionamiento de una sección rectangular

NECESARIA	MIN. MECÁNICOS	MIN. GEOMETRICOS	DISPUESTA
As traccion (cm^2)	As	Cara inferior	As
32.200	11.04	5.4	32.2
As compresión (cm^2)	A's	Cara superior	A's
0	11.04	0	11.04

Se puede comprobar que las cuantías obtenidas mediante el prontuario informático o mediante la tabla Excel son muy similares.

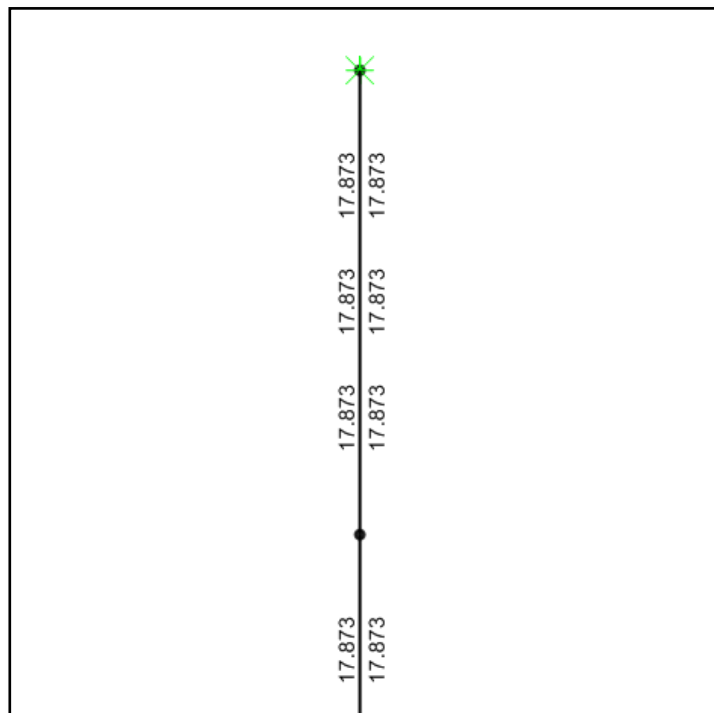
3.2.1.12. Resultados losa cimentación con talón. Sap 2000.

A continuación se detallara el armado de las siguientes secciones para el modelo plano elaborado en Sap 2000.

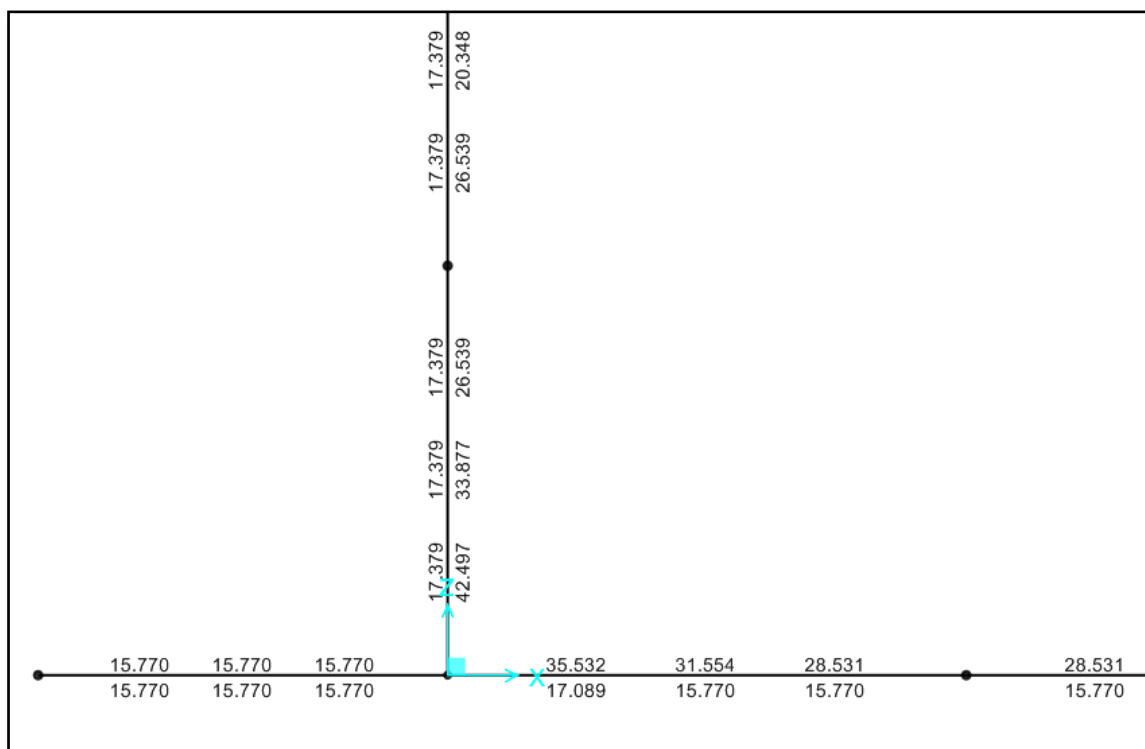


Ampliando las secciones detalladas en la figura anterior podemos distinguir los armados necesarios por cálculo.

- Secciones 1,2,3.

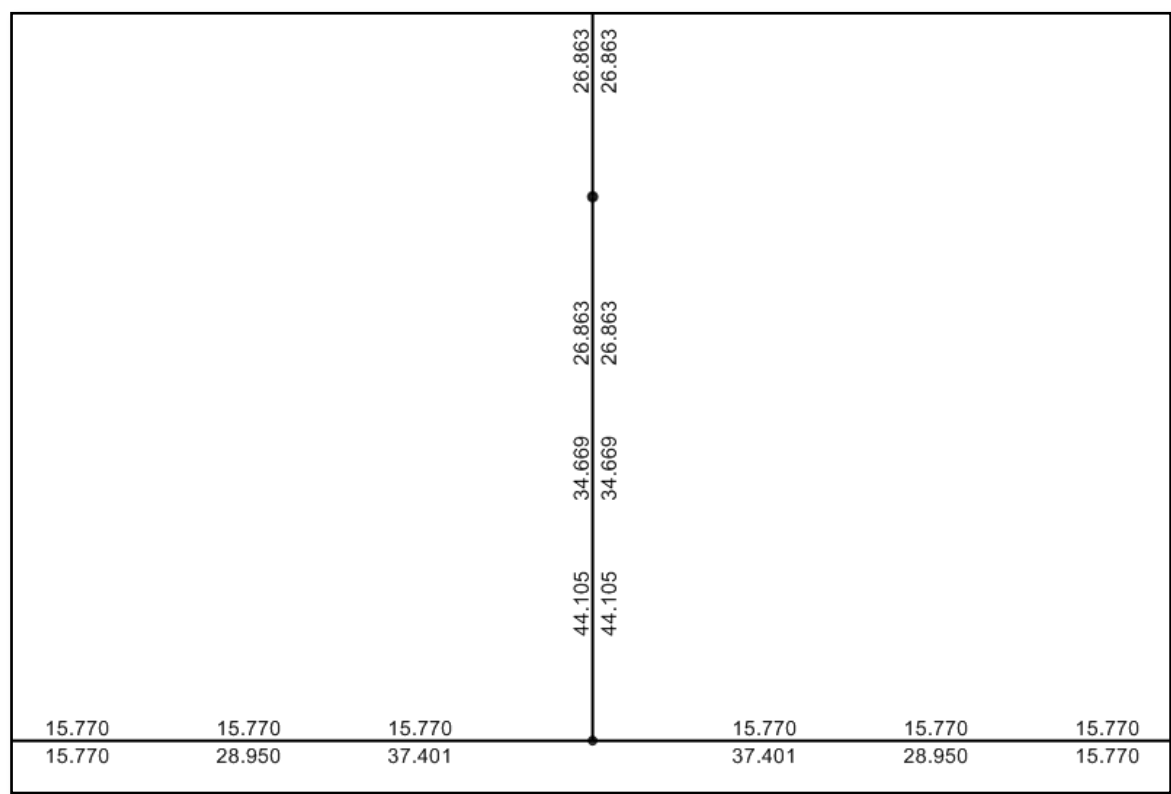


- Armado propuesto para la secciones 4,5,6.

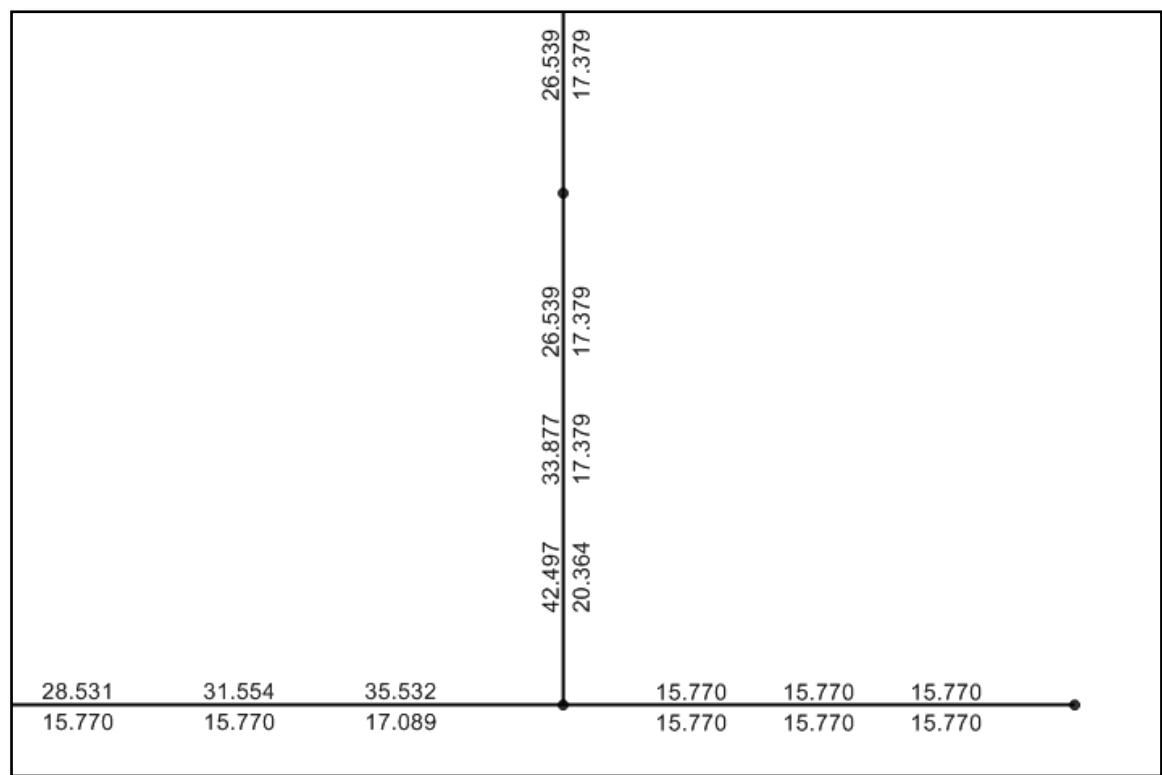




- Armado propuesto para las secciones 7,8,9.



- Armado propuesto para las secciones 10, 11, 12.



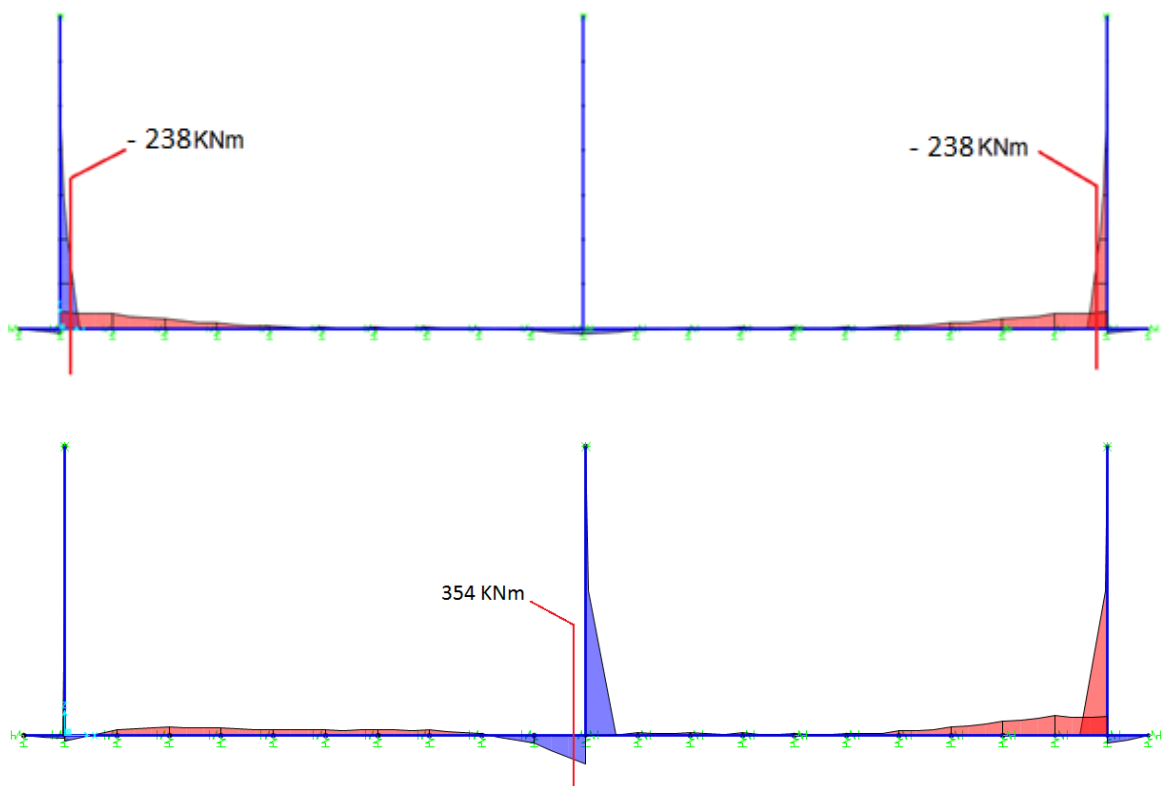
Las cuantías han sido obtenidas de acuerdo a los siguientes criterios:

- Se ha hecho uso del Eurocódigo 2-2004, de ahí la pequeña discrepancia entre el armado obtenido mediante el prontuario informático EHE- 08 o tabla Excel y mediante el modelo elaborado en Sap 2000.
- Las unidades de las cuantías están expresadas en cm^2/m .
- Cuantías obtenidas para la envolvente de acciones, la cual diseña el armado para la combinación más desfavorable.
- 15.7 cm^2 es la cuantía mínima mecánica a disponer según el modelo plano propuesto en Sap 2000.

3.2.1.13. ELS fisuración talón.

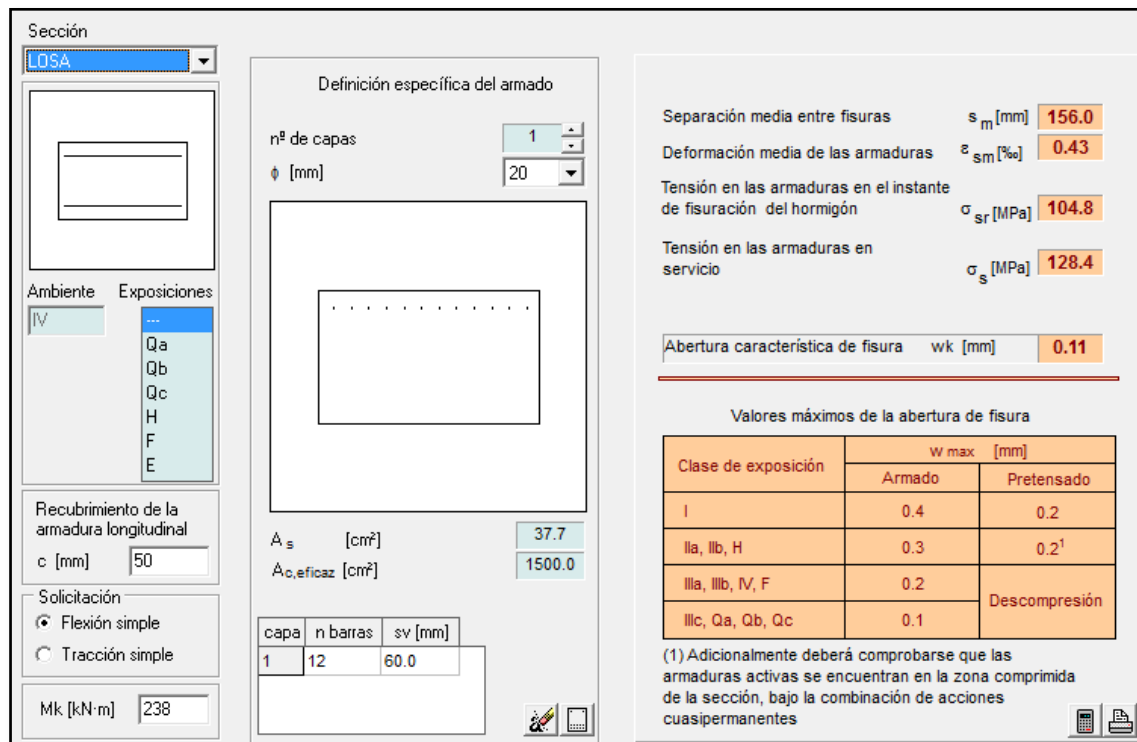
En la comprobación para el estado límite frente a fisuración se van a ver modificados los esfuerzos que actúan sobre la sección más desfavorable, así como los redondos finalmente dispuestos, se respetará en esta hipótesis el resguardo de 1 m.

Se muestran a continuación las secciones más desfavorables para la combinación cuasi permanente de acciones.



Armadura a tracción por cálculo = 12 \varnothing 20

- Comprobación para $M = -238 \text{ KNm}$ y armadura traccionada en la cara superior ($r.\text{nom} = 50 \text{ mm}$)



Sección: **LOSA**

Definición específica del armado

nº de capas: 1

φ [mm]: 20

Ambiente: **IV**

Exposiciones: Qa, Qb, Qc, H, F, E

Recubrimiento de la armadura longitudinal: c [mm]: 50

Solicitud: ☒ Flexión simple, ☐ Tracción simple

Mk [kN·m]: 238

Abertura característica de fisura: wk [mm]: 0.11

Valores máximos de la abertura de fisura

Clase de exposición	w max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
Ila, I Ib, H	0.3	0.2 ¹
IIla, II Ib, IV, F	0.2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

(1) Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación de acciones cuasipermanentes

Cumpliendo la siguiente comprobación.

$$Wk \leq W_{max}$$

Siendo,

$$Wk = 0.11 \text{ mm}$$

$$W_{max} = 0.2 \text{ mm, para un ambiente IV.}$$

Como se puede comprobar para la cuantía de armado, propuesta por cálculo frente a solicitaciones normales, es suficiente para satisfacer el cumplimiento de la apertura de fisura en esta sección.

- Se comprueba ahora la sección cuyo momento es $M = 354 \text{ KNm}$, para el mismo la armadura traccionada se encuentra en la cara inferior, por lo que se deberá tener en cuenta la limitación de recubrimiento mínimo igual a 70 mm (por hormigonar contra el terreno) siendo consecuentemente el rec. nom = 80 mm.

Sección: **LOSA**

Definición específica del armado

nº de capas: 1
 ϕ [mm]: 20

Recubrimiento de la armadura longitudinal
 c [mm]: 80

Solicitación:
☒ Flexión simple
☐ Tracción simple

Mk [kN·m]: 354

Exposiciones: Qa, Qb, Qc, H, F, E

Á_s [cm²]: 37.7
 Á_{c,eficaz} [cm²]: 1500.0

capa	n barras	sv [mm]
1	12	90.0

Separación media entre fisuras s_m [mm]: 215.0
 Deformación media de las armaduras ϵ_{sm} [‰]: 0.87
 Tensión en las armaduras en el instante de fisuración del hormigón σ_{sr} [MPa]: 108.8
 Tensión en las armaduras en servicio σ_s [MPa]: 202.6

Abertura característica de fisura w_k [mm]: 0.32

Valores máximos de la abertura de fisura

Clase de exposición	w max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2 ¹
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

(1) Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación de acciones cuasipermanentes

Como se puede observar para el armado necesario por cálculo, no cumple la limitación de apertura de fisura en ambiente IV.

$$0.32\text{mm} = w_k \leq w_{\max} = 0.2\text{ mm}$$

Se disponen por tanto 12 ϕ 25, obteniendo los siguientes resultados:

Sección: **LOSA**

Definición específica del armado

nº de capas: 1
 ϕ [mm]: 25

Recubrimiento de la armadura longitudinal
 c [mm]: 80

Solicitación:
☒ Flexión simple
☐ Tracción simple

Mk [kN·m]: 354

Exposiciones: Qa, Qb, Qc, H, F, E

Á_s [cm²]: 58.9
 Á_{c,eficaz} [cm²]: 1500.0

capa	n barras	sv [mm]
1	12	92.5

Separación media entre fisuras s_m [mm]: 207.0
 Deformación media de las armaduras ϵ_{sm} [‰]: 0.56
 Tensión en las armaduras en el instante de fisuración del hormigón σ_{sr} [MPa]: 74.7
 Tensión en las armaduras en servicio σ_s [MPa]: 133.1

Abertura característica de fisura w_k [mm]: 0.20

Valores máximos de la abertura de fisura

Clase de exposición	w max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2 ¹
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

(1) Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación de acciones cuasipermanentes

Cumpliendo la siguiente comprobación.

$$Wk \leq Wmax$$

Siendo,

$$Wk = 0.2 \text{ mm}$$

$$Wmax = 0.2 \text{ mm, para un ambiente IV.}$$

3.2.1.14. Conclusión losa de cimentación con talón.

Obtenidas las cuantías de armado mediante el prontuario informático y mediante el modelo Sap, podemos concluir que los resultados obtenidos son equiparables y que esta última solución “losa de cimentación con talón” es la que mayores ventajas propone respecto a las tres estudiadas. Consecuentemente se tomará esta como solución final a la hora de construir el depósito.

3.3. MÍNIMOS GEOMÉTRICOS Y MECÁNICOS.

En primer lugar para la obtención de la armadura mínima mecánica se sigue lo especificado por la instrucción EHE-08. Para secciones rectangulares de hormigón armado en flexión simple cuando la resistencia del hormigón es inferior a 50 N/mm^2 , la expresión que proporciona la armadura la da la siguiente formula simplificada.

$$A_s \geq 0,04 A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Siendo,

A_s ; armadura mínima mecánica.

A_c ; área eficaz del hormigón.

f_{cd} ; resistencia de cálculo del hormigón.

f_{yd} ; resistencia de cálculo del acero.

En segundo lugar la armadura mínima geométrica se obtiene a partir de la siguiente tabla de la instrucción (tabla 42.3.5).

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

Teniendo en cuenta las especificaciones que se dan para el punto 1 en losas y para el punto 5 cuando se estudie el caso de muros:

(1). Las especificaciones marcadas para losas son:

- Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.

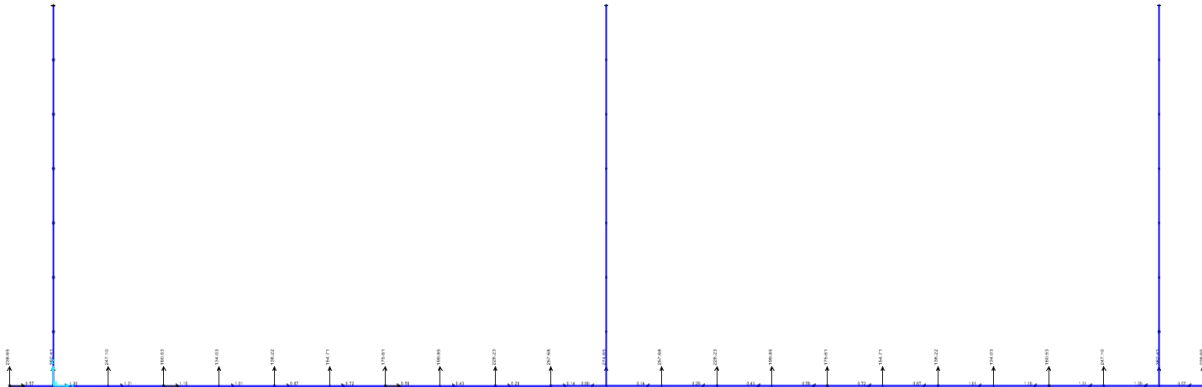
(5). Las especificaciones marcadas para muros son:

- La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se dispone en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos debe disponer el 50 % en cada cara.
- Para la colocación de la armadura horizontal también se hace referencia a lo indicado en esta tabla.

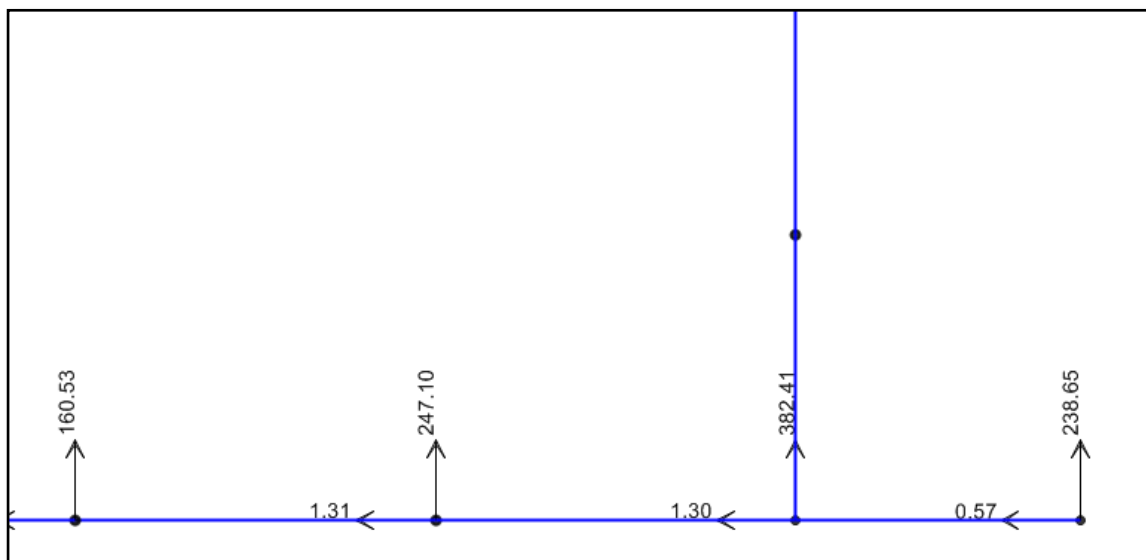
3.4. IMPORTANCIA DEL MODULO DE BALASTO

El módulo de balasto va asociado a la rigidez del terreno, permite conocer el asentamiento de una estructura pesada respecto al terreno, así como la distribución de esfuerzos en ciertos elementos de cimentación. En el diseño de la losa de cimentación cobra gran importancia este módulo el cual viene expresado en el informe geotécnico con una magnitud de $K_{30} = 5 \text{ Kp/cm}^3$ para una roca de tipo caliza.

En la siguiente figura se muestra que en toda la sección de la losa, los muelles, encargados de simular el terreno y por tanto el módulo de balasto se encuentran comprimidos, lo cual también quiere decir que no existe despegue para ningún punto de la cimentación, como ya era de suponer.



Ampliando la sección podemos ver las reacciones en los muelles para una de los muros exteriores.

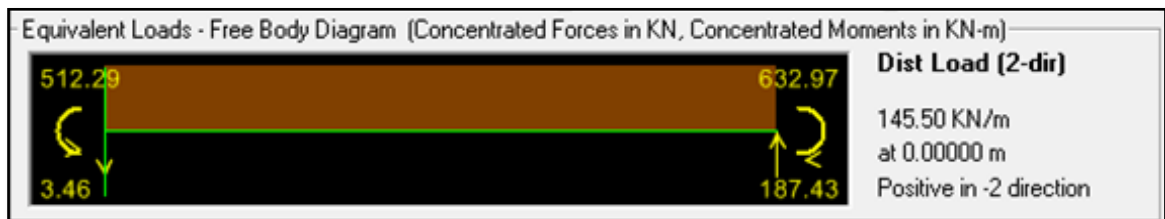


Reacciones en KN.

Las cuantías obtenidas en la losa de cimentación para los diferentes modelos elaborados en el presente anejo se han realizado de acuerdo al módulo de balasto proporcionado en el informe geotécnico ($K_{30} = 50000 \text{ KN/m}^3$)

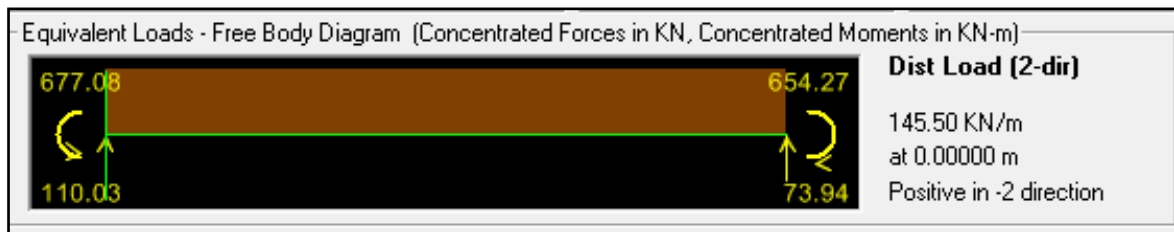
Pero en el presente capítulo con el objetivo de demostrar la importancia de este coeficiente se va a comparar el ejemplo real frente a dos ejemplos hipotéticos donde el módulo de balasto será distinto, lo cual modificaría los esfuerzos solicitantes en la losa, verificando así los cambios que se dan en la estructura para unas determinadas características del terreno.

- $K_{30} = 5 \text{ Kp/cm}^3 \rightarrow 50000 \text{ KN/m}^3 \rightarrow$ Momentos Caso real para la barra más solicitada.



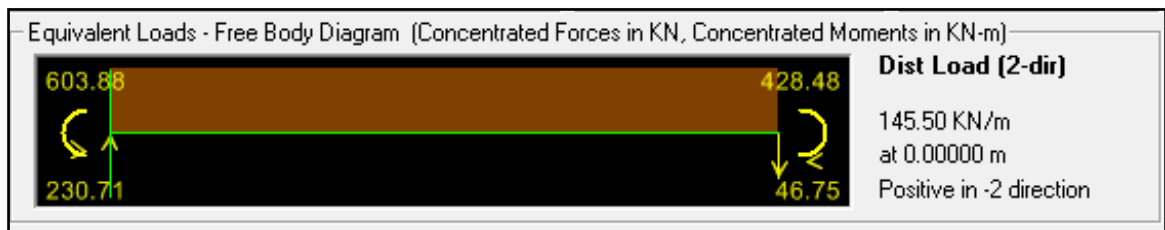
El momento en este caso en el nodo de la derecha es de 633 KNm.

- $K_{30} = 2 \text{ Kp/cm}^3 \rightarrow 20000 \text{ KN/m}^3 \rightarrow$ Momentps caso hipotético 1, para la barra más solicitada.



El momento en el nodo de la izquierda es el más desfavorable de toda la sección. 677KNm.

- $K_{30} = 10 \text{ Kp/cm}^3 \rightarrow 100000 \text{ KN/m}^3 \rightarrow$ Momento caso hipotético 2, para la barra más solicitada.



El momento más determinante también es el de la izquierda. 603 KNm.

A modo de resumen se muestran los resultados obtenidos en este apartado:

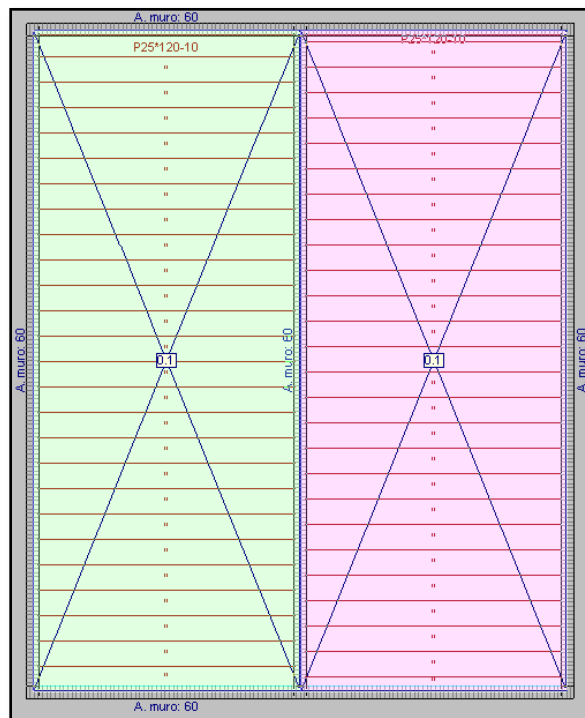
Módulo de balasto.	Momento flector	% Variación
5 Kp/cm ³	-633 KNm	0 %
2 Kp/cm ³	-677 KNm	6.4 %
10 Kp/cm ³	-603 KNm	4.7 %

3.5. CÁLCULO DE LA CUBIERTA

3.5.1. Cálculo de cubierta. Cype

Con el objeto de diseñar una cubierta para la disposición apoyada de la misma sobre el depósito se elabora un modelo haciendo uso de la herramienta de cálculo de estructura y diseño Cype 2012.

A continuación se muestra gráficamente la disposición en planta de la misma, así como las combinaciones usadas en el cálculo.

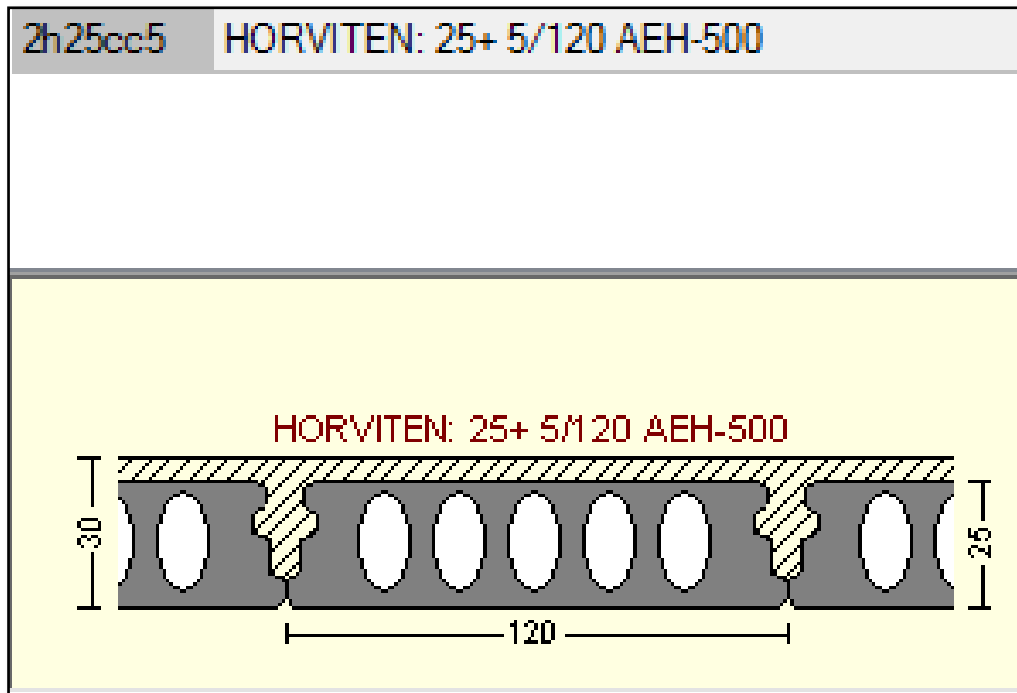


- Combinaciones usadas en el cálculo:

Comb.	G	Qa	Qa (cargado izq)	Qa (cargado der)
1	1.000			
2	1.500			
3	1.000	1.500		
4	1.500	1.500		
5	1.000		1.500	
6	1.500		1.500	
7	1.000			1.500
8	1.500			1.500

Entre las cuales podemos diferenciar las cargas permanentes “G” multiplicadas por sus pertinentes coeficientes, la sobrecarga de uso para toda la cubierta “Qa”, la sobrecarga de uso teniendo en cuenta que solo actúa sobre la cubierta de la celda izquierda “Qa (cargado izq)” y cuando solo actúa sobre la cubierta de la celda derecha “Qa (cargado der)”.

La cubierta se resuelve mediante placas aligeradas del tipo HORVITEN: 25+5/120 AEH-500.



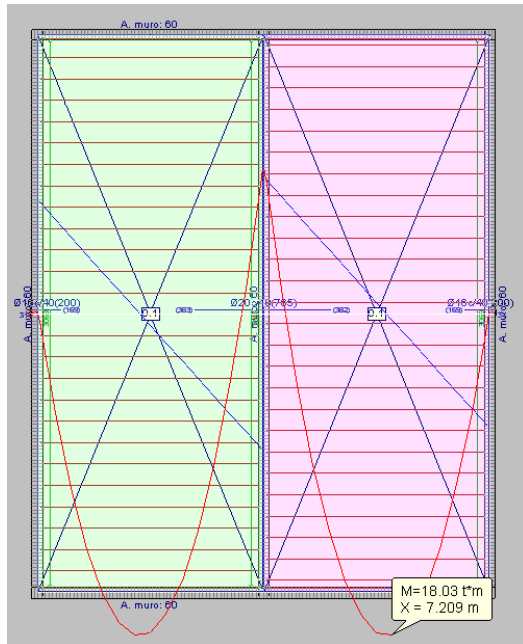
Sabiendo el tipo de cubierta finalmente seleccionado se pasa a describir las cargas que se han introducido sobre la misma.

- Peso propio de la cubierta (G) = 4.67 KN/m^2 (este valor ya lo tiene en cuenta el propio programa a la hora de calcular la estructura).
- Carga muerta (G) = 1.7 KN/m^2 corresponde al peso propio que genera las capa de gravas colocada y el mortero auto nivelante para proporcionar la caída de agua hacia los extremos.
- Sobrecarga de uso cubierta (Q_a) = 1 KN/m^2 (sobrecarga introducida para varias hipótesis, ya explicadas)

3.5.2. Resultados cálculo de cubierta. Cype

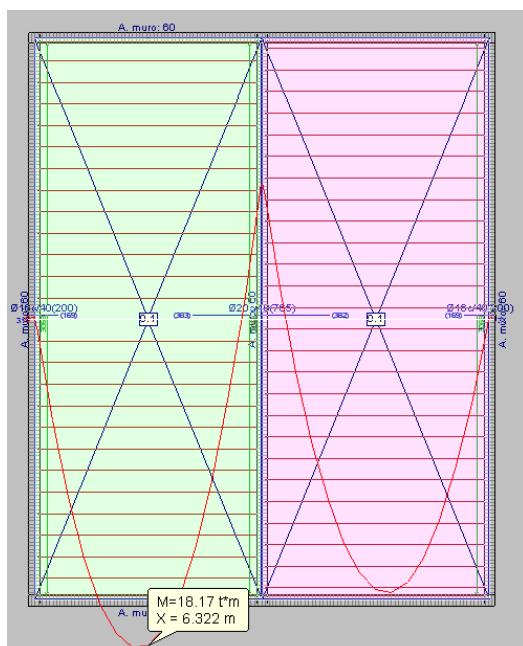
En primer lugar se muestran los esfuerzos flectores obtenidos para las diferentes combinaciones propuestas.

- Combinación 1.5 G + 1.6 Qa



Mmax positivo = 18.03 Tm
Mmax negativo = -7.21 Tm

- Combinación 1.5 G + 1.6 Qa (cargado izq)



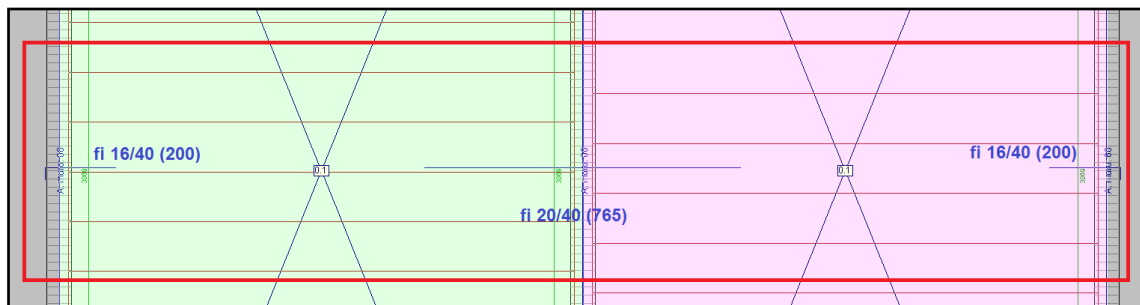
Mmax positivo = 18.03 Tm
Mmax negativo = -7.21 Tm

Para la hipótesis con la cubierta derecha cargada los esfuerzos determinados están dispuestos al contrario, pero igualmente el máximo obtenido es de 18.03 Tm y el mínimo obtenido es de -7.21 Tm.

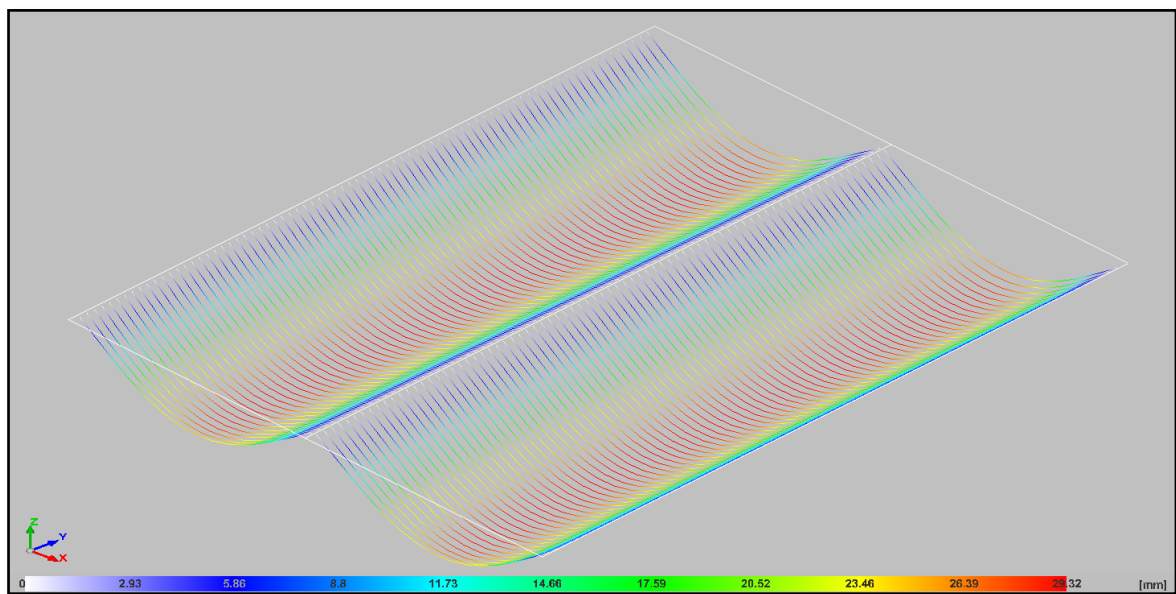
El momento máximo se resiste con la armadura propuesta por el pre fabricante de la pieza seleccionada.

El momento mínimo nos sirve para determinar la armadura de negativos que se pretende detallar a continuación.

Sobre el muro divisorio se dispondrán como armadura de negativos $\varnothing 20/40$ y sobre los extremos $\varnothing 16/40$.



Por último se muestra gráficamente la deformada existente para cuando la sobrecarga actúa sobre la cubierta de las dos celdas:



En la cual podemos distinguir una flecha máxima de 29.3 mm.

4. LISTADOS DE CÁLCULO

En el listado de resultado se mostraran los redondos dispuestos en cada uno de los elementos estructurales propuestos así como la zona (por tramos) específica en la cual debe disponerse dicho armado. Con ello se pretende dar por finalizado el diseño del depósito como conjunto, dejando flecos por atar tales como el drenaje, las juntas a disponer y las longitudes de anclaje y solape que veremos en los siguientes apartados

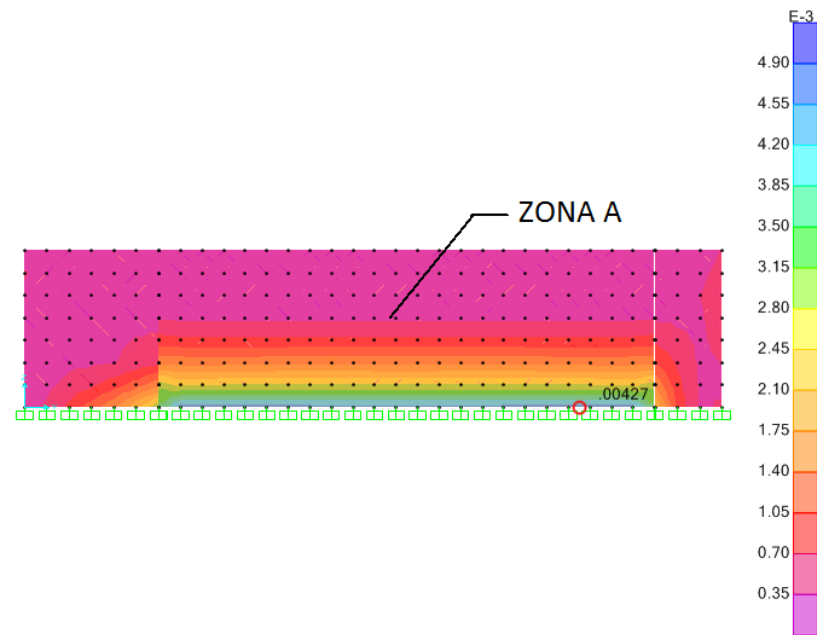
La elección de los redondos vendrá definida a partir de las reseñas gráficas que ya concluimos para cada uno de los elementos estructurales en los capítulos 3.1.2/3.1.5 (resultados hoja Excel/resultados modelo en Sap); 3.2.1.12/3.2.1.13 (resultados losa cimentación con talón. Prontuario informático EHE/ resultados losa cimentación con talón. Sap 2000); 3.5 (Cálculo de cubierta).

Se procuraran varios tramos para cada elemento estructural con el objetivo de adecuar la ley de esfuerzos a la ley de armados definida por los programas utilizados para el caso. De esta manera se logrará una optimización de armado con el objetivo de mejorar la economía de la obra.

4.1. LISTADO DE RESULTADOS DE LOS MUROS.

Se señalan los diferentes elementos constructivos, posteriormente las zonas en las que se divide el mismo y por último los tramos de armados a lo largo del eje vertical. Se tendrán en cuenta en este listado bien el armado por cálculo frente a solicitaciones normales o bien el armado necesario para cumplir la limitación de la apertura de fisura, es decir, el más determinante de los dos será el finalmente dispuesto.

Muros exteriores y muro interior (mayor longitud, armadura vertical)

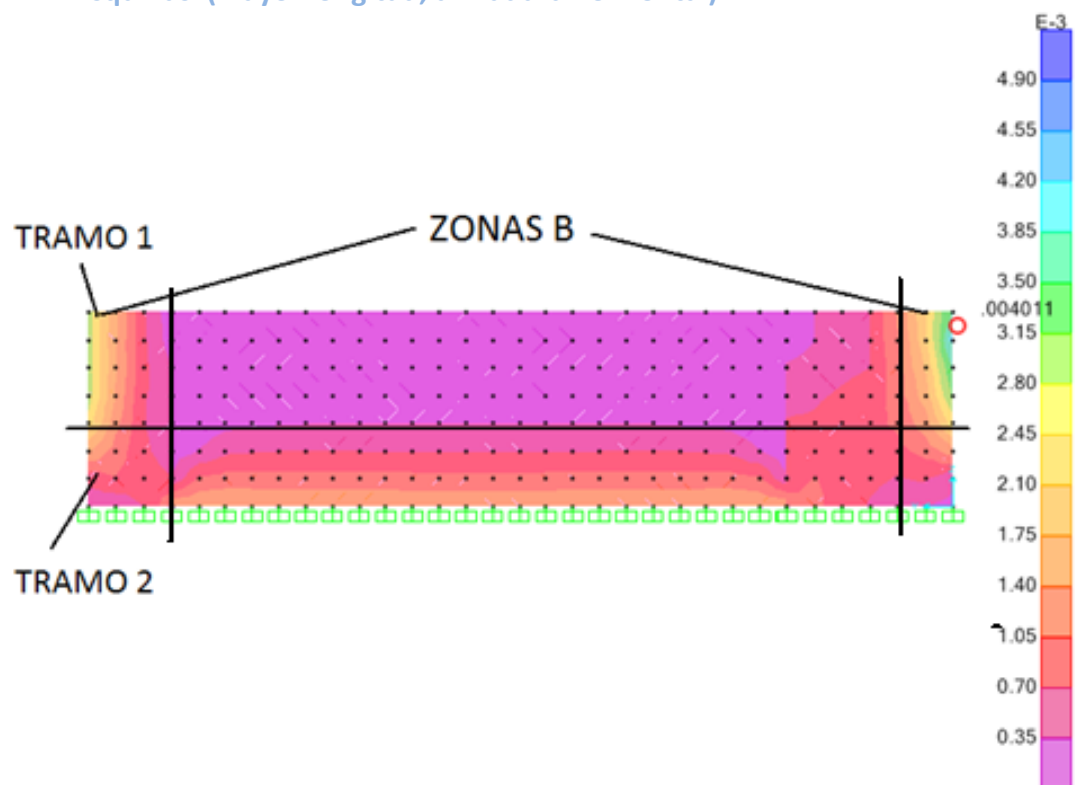


- Zonas A

Dividiendo por tramos en la dirección vertical tenemos los siguientes redondos.

As	SECCIONES	nº Barras	ϕ
	0	6	25
	1	6	25
	2	6	25
	3	6	25
	4	6	25
	5	12	25
	6	12	25
	7	12	25
A's	SECCIONES	nº Barras	ϕ
	0	6	16
	1	6	16
	2	6	16
	3	6	16
	4	6	16
	5	6	16
	6	6	16
	7	6	16

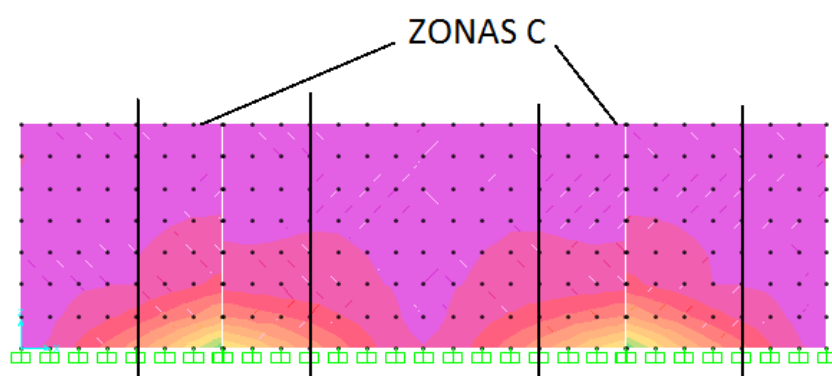
Esquinas (mayor longitud, armadura horizontal)



- Zona B

ZONA B		nº Barras	Ø
Cara interior	Tramo 1	14	20
	Tramo 2	6	20
Cara exterior	Todo el tramo	6	16

Muros exteriores (menor longitud, armadura vertical)

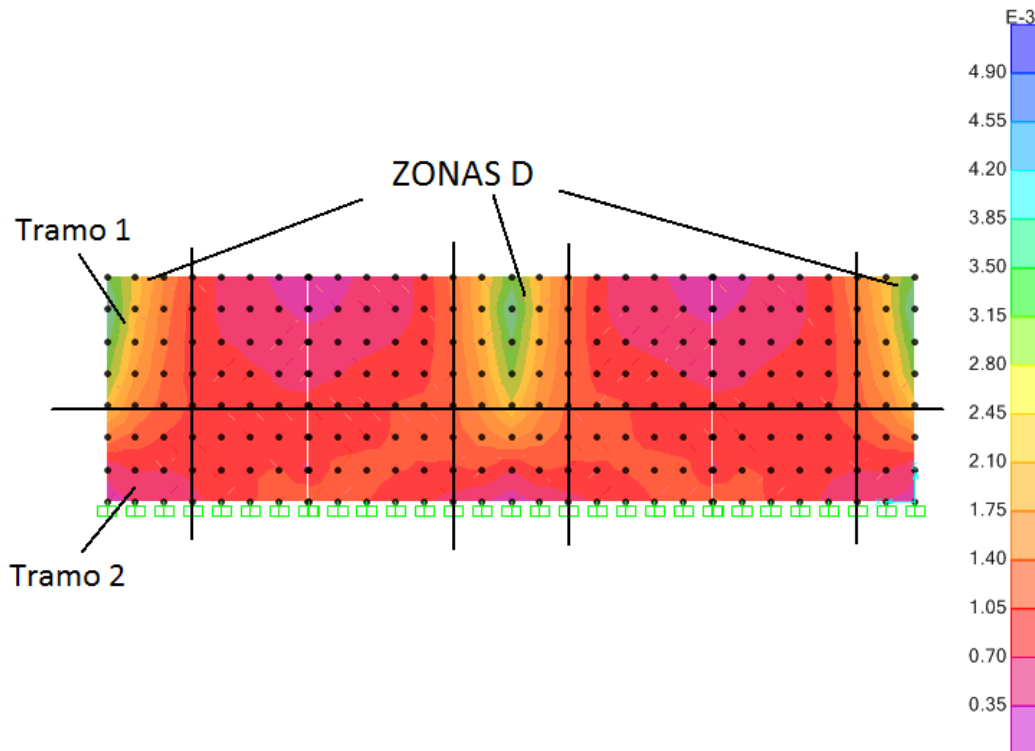


- Zonas C

Por cálculo se dispondrían los mínimos, pero teniendo en cuenta la limitación que impone la fisuración es necesario disponer 8 ϕ 20 para un momento en servicio de 199 KNm en la sección más desfavorable.

As	SECCIONES	nº Barras	ϕ
	0	4	20
	1	4	20
	2	4	20
	3	4	20
	4	4	20
	5	8	20
	6	8	20
	7	8	20
A's	SECCIONES	nº Barras	ϕ
	0	6	16
	1	6	16
	2	6	16
	3	6	16
	4	6	16
	5	6	16
	6	6	16
	7	6	16

Esquinas (menor longitud, armadura horizontal)



- Zona D.

ZONAS D		nº Barras	ϕ
Cara interior	Tramo 1	14	20
	Tramo 2	6	20
Cara exterior	Todo el tramo	6	16

Armadura mínima mecánica vertical.

As	Cuantía	nº Barras	ϕ
	11.04	6	16

Armadura mínima geométrica horizontal en alzado del muro.

As(cara traccionada)	nº Barras	ϕ
9.6	6	16
A's (cara comprimida)	nº Barras	ϕ
9.6	6	16

- Nota: Unidades

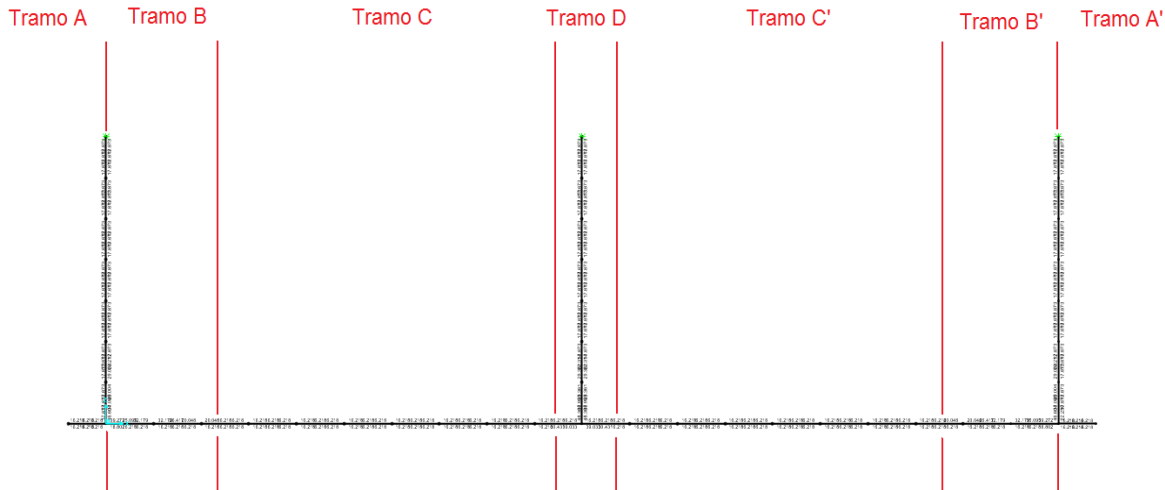
- Cuantías, cm^2/m
- Diámetros, mm.

4.2. LISTADO DE RESULTADOS DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN (con talón)

Ya que finalmente la solución que aporta mayores ventajas a la estructura es la de “losa de cimentación con talón”, no se ha creído conveniente particularizar la armadura finalmente dispuesta para el caso de “losa de cimentación sin talón”, aunque los resultados obtenidos (cuantías de armado necesarias por cálculo) se podrán igualmente consultar en los apartados 3.2.1.5. y 3.2.1.6.

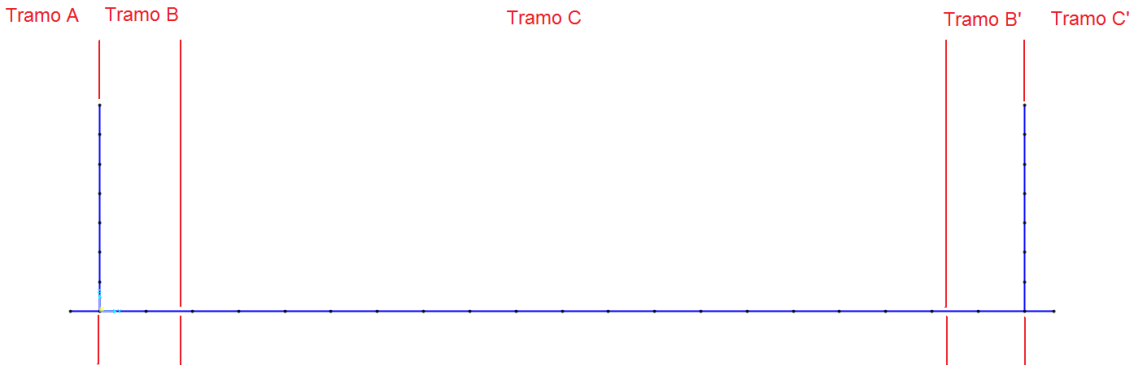
Seguidamente se detallara los redondos necesarios y la distribución de los mismos para el caso de “losa de cimentación con talón”.

Tomando como referencia una de las secciones transversales diferenciaremos la misma en zonas o tramos para la disposición del armado. En la siguiente figura se pueden ver los tramos en los que se ha dividido la sección para optimizar el acero.



TRAMOS		n º barras	ϕ	n º barras	ϕ
AA'	A superior	6	20		
	A inferior	6	20		
BB'	A superior	6	20	6	20
	A inferior	6	20	3	20
CC'	A superior	6	20		
	A inferior	6	20		
D	A superior	6	20		
	A inferior	12	25		

Por otro lado longitudinalmente tendremos la siguiente sección con los siguientes tramos.



TRAMOS		n º barras	ϕ	n º barras	ϕ
AA'	A superior	6	20		
	A inferior	6	20		
BB'	A superior	6	20	6	20
	A inferior	6	20	3	20
C	A superior	6	20		
	A inferior	6	20		

Armadura mínima geométrica horizontal, transversal y longitudinal.

Cuantía	nº Barras	Ø
5.4	6	20

Según artículo 42.3.5 de la instrucción EHE 08, para losas de cimentación se adoptara la mitad de los valores especificados por la tabla de cuantías geométricas mínimas, y estos valores quedarán dispuestos en la cara inferior.

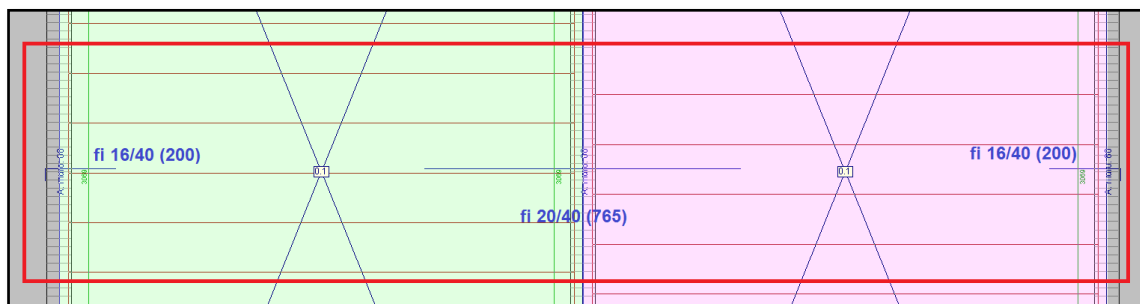
Por tanto se resuelve la siguiente expresión:

$$A_{mín} = \frac{0.9}{1000} \cdot A_c = 5.4 \text{ cm}$$

4.3. LISTADO DE RESULTADO CUBIERTA.

La cubierta y los esfuerzos que esta debe soportar se resuelve mediante placas aligeradas del tipo HORVITEN: 25+5/120 AEH-500.

Añadir que será necesaria una armadura de negativos entre las dos placas alveolares y también en los extremos de las mismas con el objetivo de absorber los momentos negativos generados. Los redondos finalmente dispuestos se detallan en la siguiente figura:



Se colocaran barras del Ø20 cada 40 cm, entre las dos placas alveolares.

Se colocaran barras Ø16 cada 40 cm en los extremos de las placas.

Se dispondrá una capa de compresión de 5 cm sobre la cubierta con un mallazo de armado mínimo con disposición Ø8/20. Sobre la misma un mortero auto nivelante con pendiente del 2%, un geotextil y una capa de gravas de 10 cm.

4.4. LONGITUDES DE ANCLAJE Y SOLAPE

En el presente capítulo se van a obtener las longitudes de anclaje y solape necesarias para el buen funcionamiento del armado.

Longitudes de anclaje.

En primer lugar, respecto a las longitudes de anclaje se seguirá la siguiente formulación de acuerdo a la instrucción (art. 69.5.1.2).

- Para barras en posición I:

$$l_{bI} = m \cdot \phi^2 > \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi$$

- Para barras en posición II

$$l_{bII} = 1.4 \cdot m \cdot \phi^2 > \frac{f_{yk}}{14} \cdot \phi$$

Siendo,

ϕ ; Diámetro de la barra, en mm.

m ; Coeficiente numérico, tabla 69.5.1.2 instrucción EHE, en función del tipo de acero.

F_{yk} ; límite elástico garantizado del acero, en N/mm^2

l_{bI} y l_{bII} ; longitudes básicas de anclaje en posiciones I y II, respectivamente, en mm.

En el caso que tratamos existen barras en posición I y también en posición II, estos son los cálculos obtenidos.

$$l_{bI} = 1.3 \cdot 25^2 = 812 \text{ mm} > \frac{500}{20} \cdot 25 = 625 \text{ mm}$$

Para $\phi = 25 \text{ mm}$

cumple

$$l_{bII} = 1.4 \cdot 1.3 \cdot 25^2 = 1137 \text{ mm} > \frac{500}{14} \cdot 25 = 892 \text{ mm}$$

$$l_{bI} = 1.3 \cdot 20^2 = 520 \text{ mm} > \frac{500}{20} \cdot 20 = 500 \text{ mm}$$

Para $\phi = 20 \text{ mm}$

cumple

$$l_{bII} = 1.4 \cdot 1.3 \cdot 20^2 = 728 \text{ mm} > \frac{500}{14} \cdot 20 = 714.8 \text{ mm}$$

$$l_{bI} = 1.3 \cdot 16^2 = 332.8 \text{ mm} > \frac{500}{20} \cdot 16 = 400 \text{ mm}$$

Para $\phi = 16 \text{ mm}$

no cumple

$$l_{bII} = 1.4 \cdot 1.3 \cdot 16^2 = 465.9 \text{ mm} > \frac{500}{14} \cdot 16 = 571.4 \text{ mm}$$

En el caso de que no cumpla se deberá escoger la limitación propuesta.

Finalmente la longitud neta de anclaje se define con la siguiente expresión:

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}}$$

Siendo,

β ; Factor de reducción definido en la tabla 69.5.1.2.b que se muestra a continuación.

A_s ; Armadura necesaria por cálculo en la sección a partir de la cual se ancla la armadura.

$A_{s,real}$; Armadura realmente existente en la sección a partir de la cual se ancla la armadura.

- Nota: Haciendo cuenta que en la mayoría de los casos la división entre la armadura necesaria y la realmente dispuesta da un resultado medio de 0.8, este será el valor por el cual se han de multiplicar las l_{bl} y l_{bll} hayadas anteriormente.
- Nota: También habrá que tener en cuenta el valor β , para el mismo en la mayoría de los casos sabemos que la prolongación del anclaje es recta o en algún caso en patilla.

Tabla 69.5.1.2.b
Valores de β

Tipo de anclaje	Tracción	Compresión
Prolongación recta	- 1	1
Patilla, gancho y gancho en U	0,7 (*)	1
Barra transversal soldada	0,7	0,7

(*) Si el recubrimiento de hormigón perpendicular al plano de doblado es superior a 3 ϕ . En caso contrario $\beta = 1$.

Longitudes de solape.

De acuerdo con la instrucción los empalmes entre armaduras se realizarán colocando las barras una al lado de la otra, dejando una separación entre ellas de 4 ϕ como máximo. Para armaduras en tracción esta separación no será menor que la prescrita en el artículo 69.4.1.

En cualquier caso la longitud de solape será igual a:

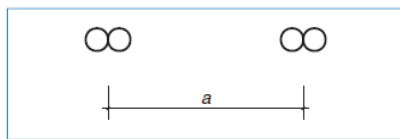
$$l_s = \alpha \cdot l_{b,neto}$$

Siendo,

$l_{b,net}$ el valor de la longitud de anclaje definida anteriormente y α el coeficiente definido en la tabla 69.5.2.2 expuesta a continuación.

Tabla 69.5.2.2
Valores de α

Distancia entre los empalmes más próximos (figura 69.5.2.2.a)	Porcentaje de barras solapadas trabajando a Tracción, con relación a la sección total de acero					Barras solapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20	25	33	50	> 50	
$a \leq 10 \sigma$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$a > 10 \sigma$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0



Concluyendo la longitud de solape será distinta para cada caso concreto pues depende directamente de la longitud de anclaje neta.

Finalmente, se detallan a continuación los valores de las longitudes de anclaje y solape:

	Anclaje	Solape
$\sigma 16$	0.32	0.45
$\sigma 20$	0.42	0.6
$\sigma 25$	0.65	0.9

Con unidades en metros.

5. JUNTAS Y APOYOS ELASTOMEROS.

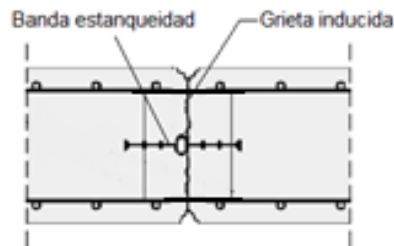
5.1. Juntas.

De acuerdo a la CTE SE-AE punto 3.4.1, para muros con dimensiones inferiores a 40 metros o con juntas de dilatación separadas a menos de dicha distancia, no es necesario el estudio de las acciones térmicas y reológicas.

Sin embargo según las recomendaciones de Calavera (2001) se procede a disponer un sistema de juntas con diferentes funciones dependiendo del tipo que sean.

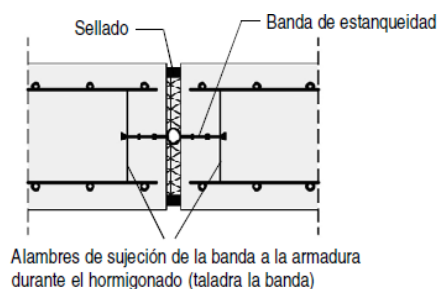
Siguiendo las recomendaciones de Calavera es conveniente disponer juntas de retracción tanto en el alzado del muro como en la losa de cimentación cada 7.5 metros.

Se diseñaran con armadura pasante, grieta inducida y bandas de estanqueidad wáter-stop en la dirección perpendicular a la grieta.



Con el objetivo de paliar los efectos reológicos que afectan a la estructura se disponen juntas de dilatación separadas 20 m o colocadas en cambios de dirección en planta o alzado.

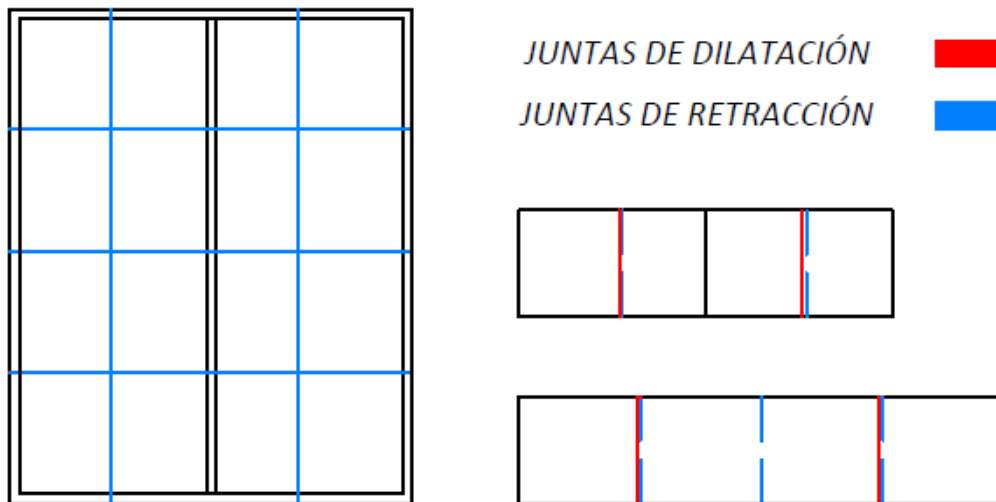
Las juntas se diseñaran con espesores de 30 mm de polietileno expandido con armadura interrumpida, sellado y bandas de estanqueidad wáter-stop en la dirección perpendicular.



A continuación queda detallado el sistema de juntas en forma de cuadro resumen:

Cuadro resumen de juntas			
Características	Distancia separación	Localización	Tipo de junta
Retracción	$D < 7.5$ metros	Alzados y muros	Water stop
Retracción	$D < 7.5$ metros	Losa de cimentación	Water stop
Dilatación	$D < 20 - 30$ metros o en cambios de	Alzado muro.	Poliestireno expandido

Se observa gráficamente la ubicación de las mismas.

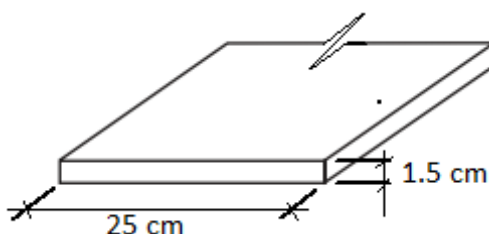


Se procura una correspondencia de las juntas de dilatación con las juntas de retracción tanto en alzados de muro como en la losa de cimentación donde solo se han dispuesto juntas de retracción.

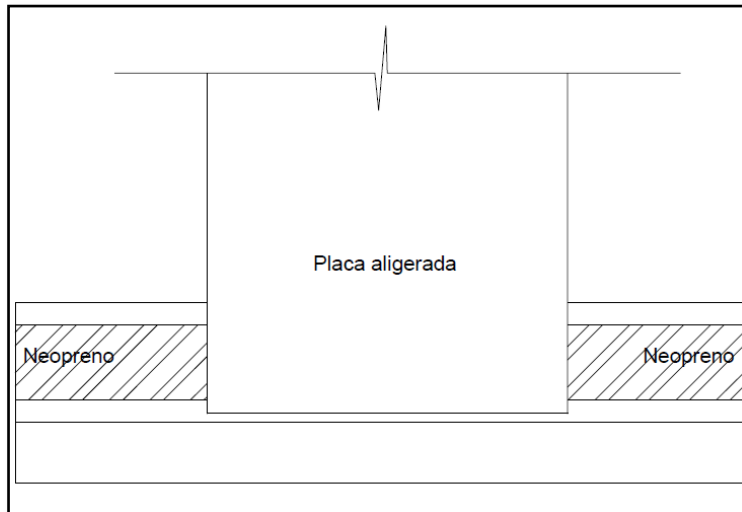
5.2. Apoyos elastómeros.

Para resolver el apoyo de la cubierta a lo largo de los muros se han de disponer apoyos garantizando la transmisión vertical de cargas. El finalmente seleccionado de entre el amplio mercado que fabrican estos elementos en un apoyo elastómero vulcanizado, tiene las siguientes características:

- Soporta una tensión máxima de 150 kg/cm^2 .
- Es continuo en toda la longitudinal del muro teniendo un ancho de 25 cm y un espesor de 1.5 cm.



- No lleva placa de acero intermedia, es todo neopreno.
- La disposición de los mismos se muestra a continuación.



El apoyo se detallará con mayor precisión en el documento planos.

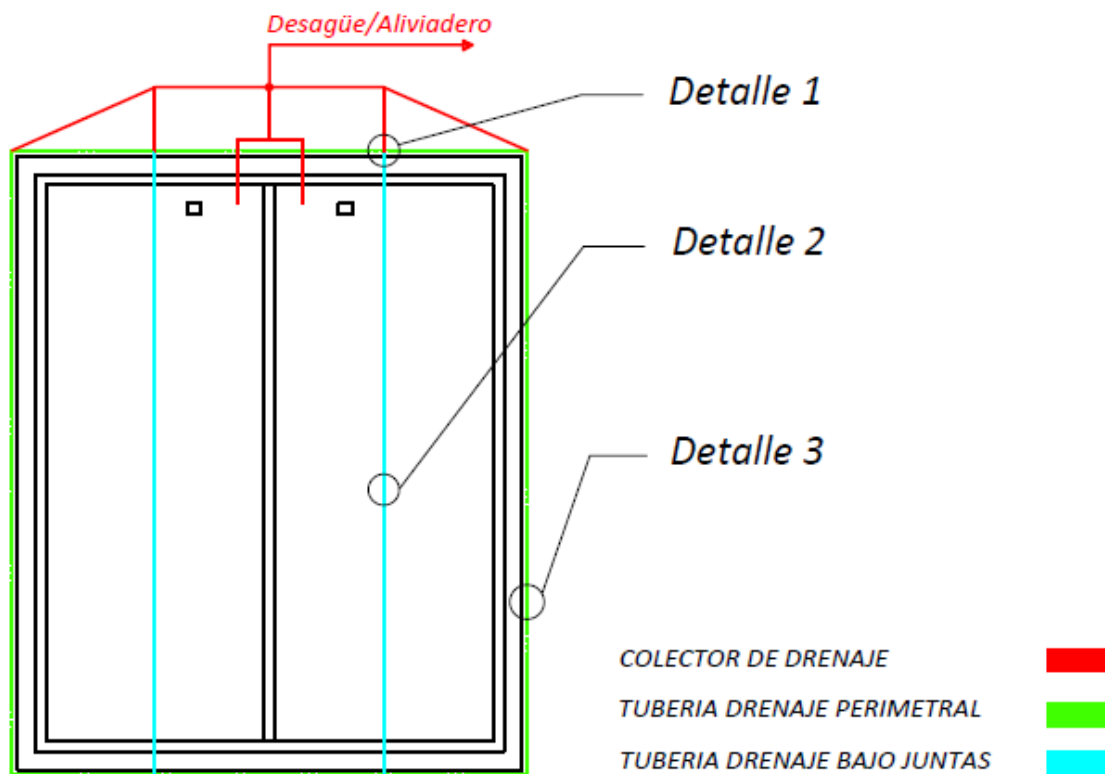
6. DRENAJE.

El sistema de drenaje propuesto tiene la función de detectar posibles fugas así como evacuar el agua procedente de estas.

Los drenes se colocaran bajo el depósito en la dirección del desagüe y con una pendiente de 0.5 %. Se ubicarán bajo juntas de retracción de forma que no estén distanciadas más de 10 metros. También se dispondrán perimetralmente al muro con la función de recoger el agua de lluvia y transportarla al desagüe final o aliviadero.

Se dispondrán arquetas de registro que agrupen los ramales y detecten las posibles fugas de agua que se puedan dar.

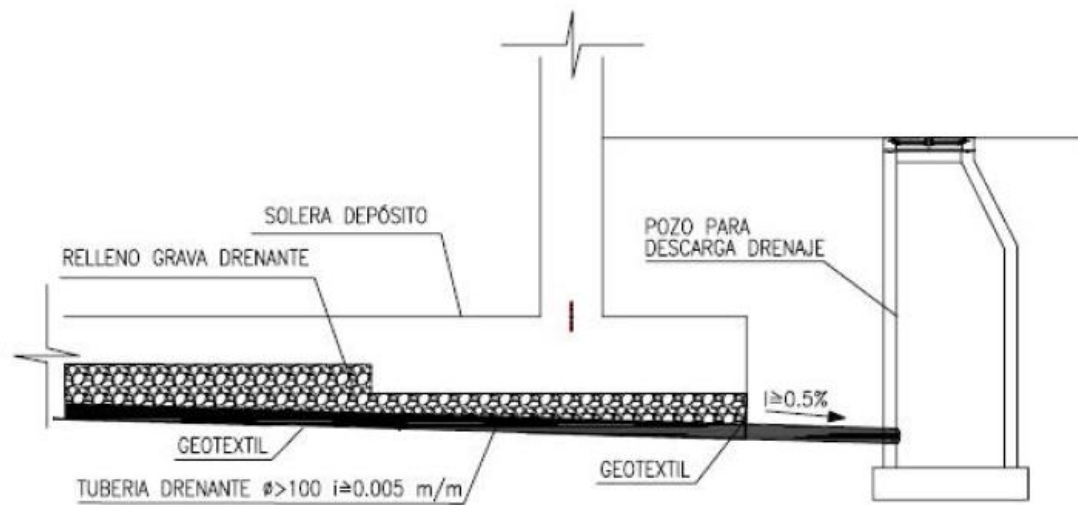
Para dejar perfectamente definida la red de drenaje, se detalla en la siguiente figura la ubicación de cada uno de los drenes dispuestos bajo el depósito:



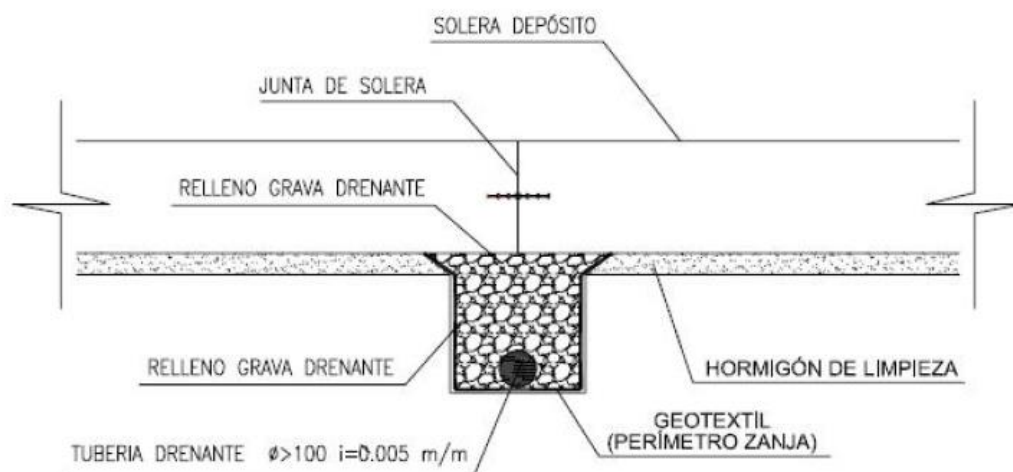
Todos los casos tienen en común que están materializados mediante una zanja rellena de gravas que permite la filtración de agua. En cualquier caso se debe evitar que los drenes queden cubiertos por la capa de compresión de hormigón.

Las siguientes secciones detallan los sistemas de drenaje utilizados para cada caso en referencia a la figura anterior.

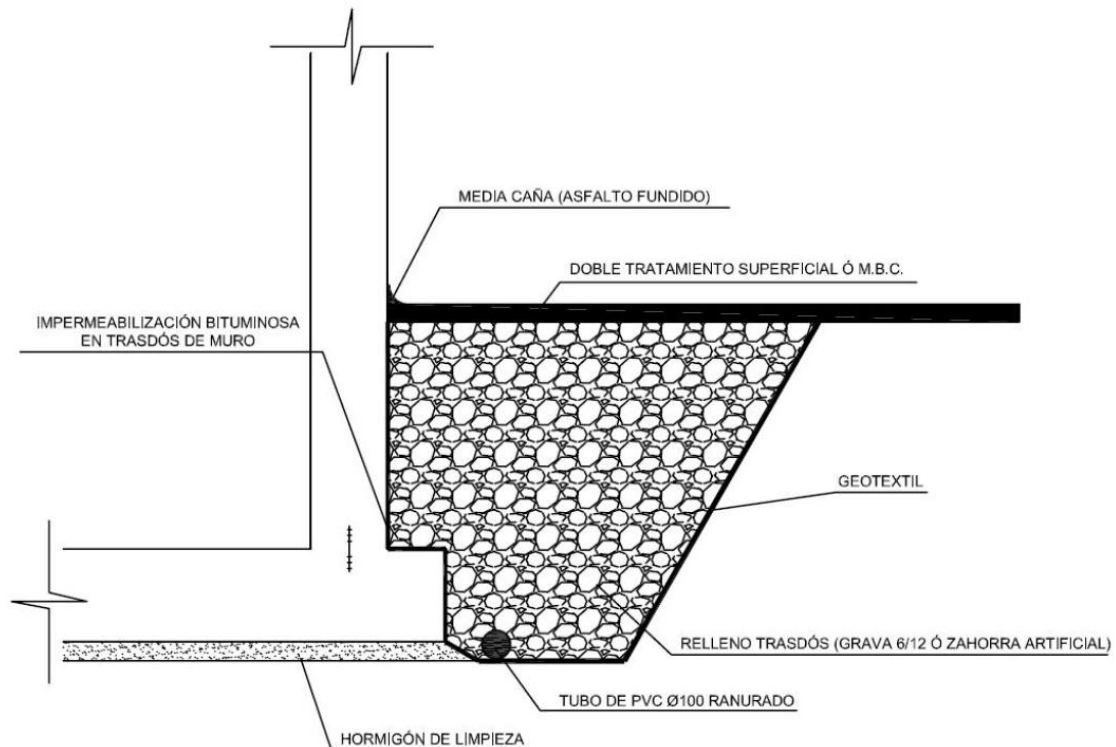
- Detalle de tubería drenante bajo muro (detalle 1) (detalle 1)



- Detalle de drenaje bajo junta (detalle 2) (detalle 2)



- Detalle de drenaje perimetral (detalle 3)



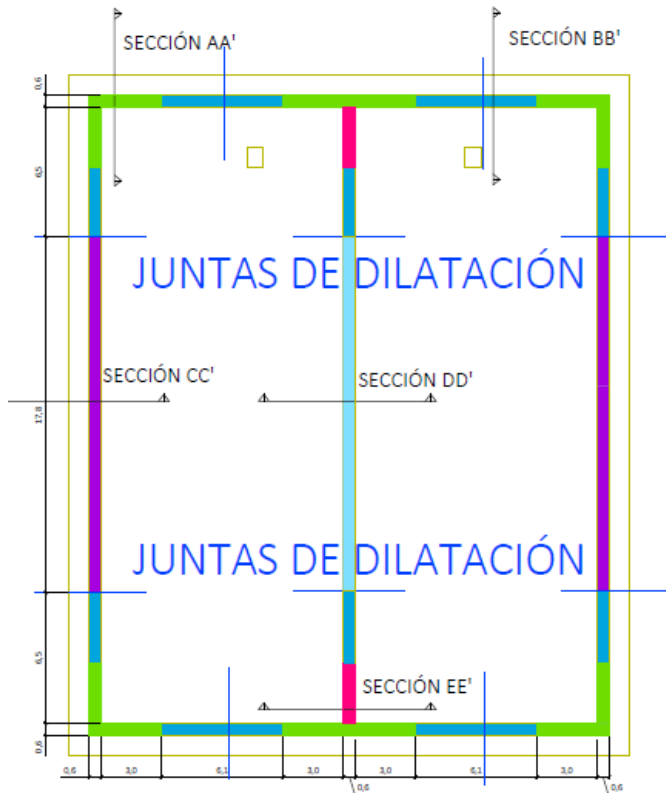
Con todo ello queda perfectamente definido el sistema de drenaje utilizado en la estructura y concluido el presente anejo.

7. MEDICIONES

A modo de conclusión se mostraran en este apartado las mediciones de los materiales necesarios para la realización de la obra, centrándonos en el hormigón y el acero.

En el documento planos se muestra el despiece de cada uno de los elementos propuestos, el mismo se plantea por zonas pues el armado difiere según la zona de la estructura y las acciones que se vea sometida. Se plantea un despiece de todos los muros y otro de la losa de cimentación, obteniendo los siguientes resultados:

- Despiece de los muros:



En los siguientes planos se detallará el despiece de armado para los muros de las zonas que en este se indican.

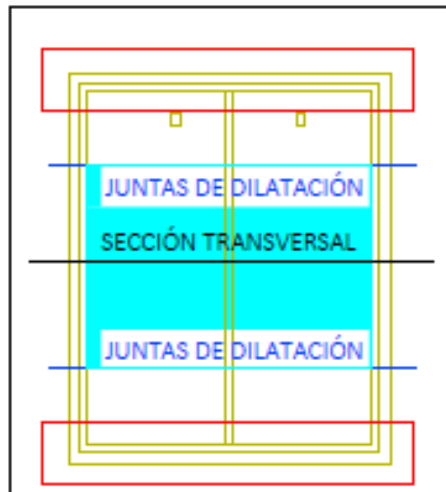
Leyenda:

ZONA A	■
ZONA B	■
ZONA C	■
ZONA D	■
ZONA E	■

Zona A: 16028 kg de acero = 16 Toneladas.
 Zona B: 15760 kg de acero = 15.8 Toneladas.
 Zona C: 19420 kg de acero = 19.4 Toneladas.
 Zona D: 13680 kg de acero = 13.7 Toneladas.
 Zona E: 2730 kg de acero = 2.7 Toneladas.

- Despiece de la losa de cimentación.

Por otro lado en cuanto al despiece de la losa de cimentación, se ha realizado un cálculo aproximado del mismo, interpretando que el armado de toda la losa es como el de la zona sombreada que se muestra en la siguiente figura:



Lo cual no sería del todo cierto debido a que conforme avanza el armado hacia los extremos este va aumentando para contra restar los esfuerzos que el agua genera sobre muro y cimentación.

Los kg totales de acero son finalmente 42663 kg de acero, unas 42.6 Toneladas.

El acero correspondiente a la parte que incluye muros y losa de cimentación es de 110 Toneladas.

- Se muestra a continuación los m^3 de hormigón HA- 30/F/20/IV necesarios para cubrir la ejecución de la obra:

Serán necesarios $1560 m^3$ de hormigón.

- Número de piezas de placas aligeradas:

Serán necesarias 68 placas aligeradas para cubrir la cubierta del depósito. Se ha realizado este cálculo con el objetivo de obtener un valor estimado del coste de materiales que supondría la ejecución de la obra.

Se obtiene esta medición con el objetivo de conocer el presupuesto estimado en material de obra que supone la ejecución de la construcción.

