



TRABAJO FINAL DE GRADO

**PROYECTO BÁSICO DE POLIDEPORTIVO MULTIFUNCIONAL ENTRE LAS
CALLES POLÍGONO 14 y ARCADÍ GARCÍA Y SANZ EN LA VALL D'UIXO
(CATELLÓN). DEPÓSITOS Y FRONTÓN**

ANEJO 7/16

ESTRUCTURAS

Autor: Andrés Gómez Rico

Tutor: Carlos Gisbert Doménech

Titulación: Grado en Ingeniería de Obras Públicas (GIOP)

Especialidad: Construcciones Civiles

Curso 2014/2015

Valencia 1 septiembre 2015



ÍNDICE

1.- INTRODUCCIÓN.....	1
2.- BASES DE CÁLCULO	2
2.1.- NORMATIVA UTILIZADA.....	2
2.2.- CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.....	3
2.2.1.- Hormigón	3
2.2.2.- Acero	7
2.2.3.- Otros materiales.....	8
A) APÉNDICE. ESTRUCTURA FRONTÓN.....	9
1.- DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA	9
2.- ACCIONES	10
2.1.- Acciones Consideradas.....	10
2.2.- Combinación de acciones.....	12
3.- ESFUERZOS	15
3.1.- Esfuerzos en el alzado del muro	15
3.2.- Esfuerzos en la cimentación.....	18
4.- DIMENSIONAMIENTO	24
4.1.- Dimensionamiento del alzado del muro	24
4.2.- Dimensionamiento de la cimentación	41
4.3.- Dimensionamiento solera	50
5.- UNIONES, ANCLAJES Y SOLAPES	58
5.1.- Anclaje coronación del alzado.	59
5.2.- Unión muro – zapata.....	60
5.3.- Anclaje extremo de zapata	61
5.4.- Longitudes de solape	62
5.5.- Uniones de muros	63
6.- JUNTAS	66
6.1.- Junta cimientto -alzado	66
6.2.- Juntas de contracción	66
6.3.- Juntas de dilatación.....	67
7.- Tabla resumen resultados y datos	69



7.1.- Datos de entrada del dimensionamiento del muro	69
7.2.- Resultados cálculos dimensionamiento muro	70
7.3.- Datos de entrada del dimensionamiento de la cimentación	71
7.4.- Resultados cálculos dimensionamiento zapata	72
B) APÉNDICE CALCULO DE DEPÓSITOS Y MURO PERIMETRAL DE CONTENCIÓN DE TIERRAS ...	73
1.- DESCRIPCIÓN ESTRUCTURA	73
2.- ACCIONES	74
2.1.- Acciones consideradas	74
2.2.- Combinación de acciones	77
3.- ESFUERZOS	83
3.1.- Esfuerzos en los alzados de los muros	83
3.2.- Esfuerzos en la cimentación	93
4.- DIMENSIONAMIENTO	101
4.1.- Dimensionamiento del alzado del muro	101
4.2.- Dimensionamiento de la cimentación	125
4.3.- Dimensionamiento Losas	137
4.4.- Dimensionamiento de la placa alveolar	148
5.- Uniones, Anclajes y Solapes	149
5.1.- Anclaje coronación del alzado.	150
5.2.- Unión muro – zapata	151
5.3.- Anclaje extremo de zapata	151
5.4.- Unión muro E1-Losa E1.	151
5.5.- Unión encuentros en esquinas de armadura horizontal.	152
6.- CALCULO SAP2000	153
6.1.- INTRODUCCIÓN	153
6.2.- DATOS DE ENTRADA AL PROGRAMA.	153
6.3.- ESFUERZOS	165
6.4.- ARMADURA	186
7.- Análisis Resultados	204



1.- INTRODUCCIÓN

En el presente anejo, “Anejo de Calculo” se pretende desarrollar los cálculos necesarios para justificar la seguridad estructural, teniendo en cuenta todas las acciones actuantes, los esfuerzos que generan y las características geotécnicas del terreno. En base a estos datos se dimensionarán los diferentes elementos estructurales para que cumplan todos los requisitos de estabilidad, resistencia y las condiciones de servicio.

Este anejo hace referencia al diseño estructural de los elementos que componen la zona de frontones, exenta del pabellón polideportivo. Y por otro lado se desarrolla el diseño de la sala de piscinas y la sala de instalaciones.

Para el cálculo se han realizado los cálculos de forma manual, apoyándose en tablas excel. A su vez se ha modelado la estructura que compone la sala de las piscinas con la aplicación informática SAP 2000.



2.- BASES DE CÁLCULO

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.- CARACTERÍSTICAS 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

Al tratarse la obra de una estructura de ingeniería civil de repercusión económica media, la vida útil nominal a tener en cuenta será de 50 años.

En las diferentes partes que componen los elementos estructurales del presente proyecto nos encontraremos con hormigones de diferentes tipologías. Por un lado se emplearán hormigones de diferentes resistencias y por otro lado estos hormigones estarán expuestos a diferentes ambientes.

En cuanto a la exposición ambiental de la obra, dado que se encuentra en exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, y en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm, le corresponde un ambiente IIb.

Para elementos estructurales que estén en contacto con el terreno se considerará una clase de exposición IIa. Y para los depósitos que formarán los vasos de las piscinas, se considerará una clase de exposición IV debido al alto grado de humedad así como a la presencia de cloruros

A continuación se procede a caracterizar los distintos hormigones que aparecerán en obra:



Ambiente IIb

Las características de los hormigones expuestos a este tipo de ambiente son las siguientes:

- Máxima relación agua/cemento igual a 0.55. De acuerdo con la tabla 37.3.2.a
- Mínimo contenido de cemento igual a 300 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 I, 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.
- 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.

- $R_{nom} = R_{min} + \Delta R = 30\text{mm}$
- $R_{min} = 20\text{mm}$
- ΔR (suponiendo un control no intenso) = 10mm

Para elementos hormigonados contra el terreno, partimos de un $R_{min} = 7\text{cm}$. O bien si se garantiza una superficie plana y limpia con el hormigón de limpieza se puede emplear el R_{nom} .

- El coeficiente de seguridad frente a Estados Límites Últimos en situaciones persistente y transitoria será de $\gamma_c = 1,5$

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

HA- 30/F/20/IIb



Ambiente IIa

Las características de los hormigones expuestos a este tipo de ambiente son las siguientes:

- Máxima relación agua/cemento igual a 0.6. De acuerdo con la tabla 37.3.2.a
- Mínimo contenido de cemento igual a 275 Kg/m³. De acuerdo con la tabla 37.3.2.a
- Resistencia mínima característica queda limitada a 25 N/mm². De acuerdo con la tabla 37.3.2.b.
- Se propone el uso de cemento tipo CEM I, 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.
- 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.

- $R_{nom} = R_{min} + \Delta R = 25\text{mm}$
- $R_{min} = 15\text{mm}$
- ΔR (suponiendo un control no intenso) = 10mm

- Para elementos hormigonados contra el terreno, partimos de un $R_{min} = 7\text{cm}$. O bien si se garantiza una superficie plana y limpia con el hormigón de limpieza se puede emplear el R_{nom} .
- El coeficiente de seguridad frente a Estados Límites Últimos en situaciones persistente y transitoria de acciones permanente será de $\gamma_g = 1,35$ y de acciones variable $\gamma_q = 1,5$.

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

HA- 25/F/20/IIa



Ambiente IV

Las características de los hormigones expuestos a este tipo de ambiente son las siguientes:

- 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.
- 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.

- $R_{nom} = R_{min} + \Delta R = 45\text{mm}$
- $R_{min} = 35\text{mm}$
- ΔR (suponiendo un control no intenso) = 10mm

- Para elementos hormigonados contra el terreno, partimos de un $R_{min} = 7\text{cm}$. O bien si se garantiza una superficie plana y limpia con el hormigón de limpieza se puede emplear el R_{nom} .
- El coeficiente de seguridad frente a Estados Límites Últimos en situaciones persistente y transitoria de acciones permanente será de $\gamma_g = 1,35$ y de acciones variable $\gamma_q = 1,5$.

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

HA- 30/F/20/IV

Otros hormigones

En diferentes elementos del proyecto aparecerán otras tipologías de hormigones. A continuación se nombran cada uno de ellos:

- Hormigón HNE-20 para la solera que se ejecutará en el frontón y en la sala de instalaciones que bordea el muro de la piscina.
- Hormigón HA-25/F/20/IIb para la capa de compresión que se dispone sobre las placas alveolares para formar el forjado de la sala de piscinas.
- Hormigón de limpieza HL-150, para los elementos tanto estructurales como soleras que estén en contacto con el terreno, para garantizar una superficie limpia y plana.
- Se emplearán placas alveolares para formar el forjado de la sala de la piscina, este elemento está compuesto por un hormigón prefabricado HP.

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, $\varepsilon_{u,5}$ (%)		≥ 14	≥ 12	≥ 20	≥ 16
Alargamiento total bajo carga máxima, $\varepsilon_{máx}$ (%)	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 $f_{y,real}/f_{y,nominal}$		—	—	≤ 1,20	≤ 1,25



2.2.3.- Otros materiales

Los elementos estructurales suelen estar definidos por hormigón y acero, pero suelen ir acompañados de otros materiales que mejoran el comportamiento del conjunto de la estructura. Estos materiales entre otros son los siguientes:

- Lámina de geotextil o impermeabilizante que proteja las estructuras del contacto con el agua. Se coloca en los elementos estructurales en contacto con el terreno y mejoran la durabilidad de la estructura.
- Capa de gravas y tubos ranurados de drenaje, evitan el incremento de presiones que se pueda producir debido a la presencia de agua en el terreno.
- Subbase de zahorra artificial. Su función es la de crear una explanada resistente en la que colocar una solera.
- Los separadores garantizan el recubrimiento de las armaduras.
- Apoyo elastómero longitudinal con dimensiones de 12 cm para el ancho y 0,5 cm de espesor para el apoyo en coronación y de dimensiones de 15 cm de ancho y 0,5 cm de espesor para el apoyo en la ménsula corta. Su función es la de evitar el contacto entre dos hormigones, generar un apoyo con posibilidad de movimiento de giro que hace que el elemento estructural a analizar se simplifique a una viga biapoyada.



2.- ACCIONES

2.1.- Acciones Consideradas

2.1.1.- Acciones permanentes.

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

- El peso propio de los elementos estructurales. Todos aquellos que estén ejecutados con hormigón armado.

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

2.1.2.- 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.

2.1.3.- Acciones variables.

Acciones de viento. La presión que ejerce el viento sobre el muro tendrá una ley triangular y su valor vendrá determinado por las siguientes normativas:

- a) Según la NBE-AE (Norma Básica de la Edificación-Acciones de la Edificación):

En esta norma se propone que se considere el viento según la siguiente formula

- -Presión dinámica del viento $\rightarrow [11 \text{ a } 30] \text{ m } w=75\text{kg/m}^2$
- -Sobrecarga del viento sobre un elemento superficial:
 - $p = c \cdot w$ siendo c para construcciones prismáticas, de planta rectangular o combinación de rectángulos igual a 1,2.
 - $P = 75 \text{ (kg/m}^2) \cdot 1,2 = 90 \text{ Kg/m}^2$

- b) Según el Documento Básico SE-AE Acciones de la Edificación:

- Se considera la siguiente fórmula: $q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0,5 \cdot 2,5 \cdot 1 = 1,25 \text{ KN/m}^2$
 - $q_b = 0,5 \text{ KN/m}^2$
 - $c_e =$ considerando un grado de aspereza de III y 12 m de altura, el coeficiente vale 2,5.



- C_p = del lado de la seguridad lo consideramos 1 al tratarse de un elemento estructural muy esbelto.

Comparamos ambas acciones:

- $NBE-AE = 90 \text{ kg/m}^2 = 900 \text{ N/m}^2$
- $SE-AE = 1,25 \text{ KN/m}^2 = 1250 \text{ N/m}^2$

Cogemos el mayor valor de ambos para calcular la estructura del frontón que será de $1,25 \text{ KN/m}^2$.

El impacto de de la pelota de frontón se podría considerar como una acción variable pero se va a despreciar debido a su pequeña magnitud.

Sobre carga de nieve: 1 KN/m^2 para localidades de altitud inferior a 1000 metros.

Sobre carga de uso: según SE-AE, en la categoría C4 (zonas destinadas a gimnasio y actividades físicas) carga uniforme de 5 KN/m^2 y carga concentrada de 7 KN .

2.1.4.- 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).

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

2.2.- 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 la situación de proyecto cuasi permanente, para comprobar el estado límite de servicio frente a fisuración y la situación de proyecto más desfavorable, para comprobar el estado límite de servicio frente a fisuración por compresión. 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	$\gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k$	$\gamma_Q \cdot \psi_2 \cdot Q_k$	
Sismo				
Accidental				

2.2.1.- Muro Frontón. ELU y ELS

Este elemento estructural estará sometido principalmente a las siguientes acciones:

- 1) Peso propio
- 2) Viento

Nº	HIPOTESIS DE CARGA	ACCIONES ACTUANTES
1	Situación final 1	Peso propio
2	Situación final 2	Peso propio + viento



2.2.2.- Losa Frontón

Este elemento estructural estará sometido principalmente a las siguientes acciones:

- 1) Peso propio
- 2) Sobrecarga de uso

Nº	HIPOTESIS DE CARGA	ACCIONES ACTUANTES
1	Situación final 1	Peso propio
2	Situación final 2	Peso propio + SCU

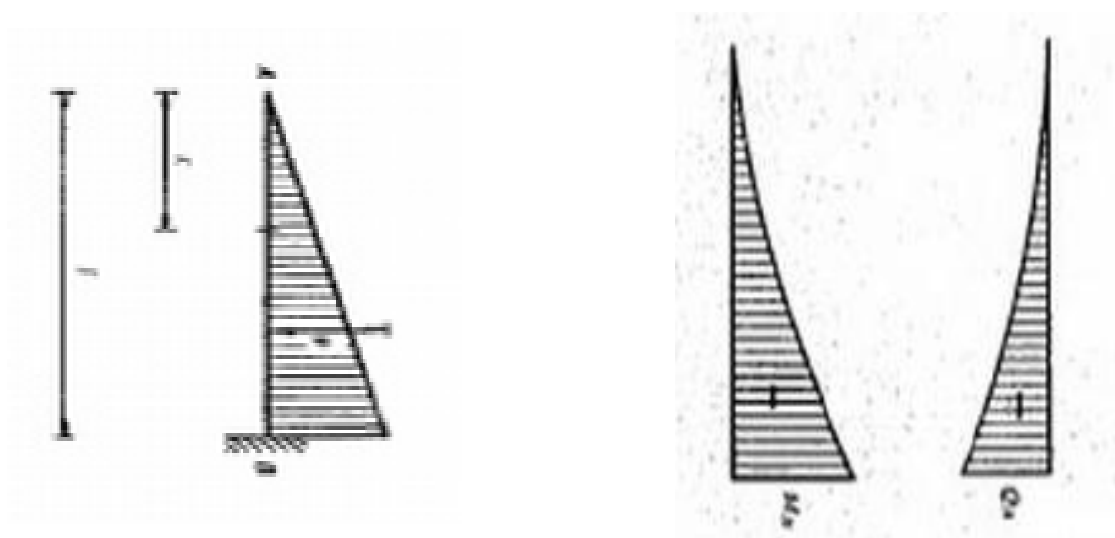
3.- ESFUERZOS

3.1.- Esfuerzos en el alzado del muro

El elemento estructural a analizar, es un elemento que tiene un comportamiento tipo ménsula, ya que en su base estará empotrado y en la coronación no tendrá ningún tipo de coacción que impida su deformación.

La altura del elemento estructural es de 11,5 metros desde la base hasta la cota de coronación, de los cuales 0,5 metros se encuentran enterrados. No obstante para el cálculo de los esfuerzos que dependan de la acción del viento, es decir los esfuerzos de cortante y momento, se van a considerar 12,5 metros, ya que en la coronación del muro va colocada una valla metálica de 1 metro de altura, y del lado de la seguridad se va a considerar el efecto del viento sobre dicho elemento.

Todos los cálculos del presente anejo están referidos a un metro lineal de muro



Por tanto, el análisis de los esfuerzos que afectan a la estructura son los siguientes:

- Cortante: $V(x) = q \cdot x$
- Momento flector: $M(x) = q \cdot x^2 / 2$
- Axil: $N(x) = e \cdot \gamma_c \cdot x$

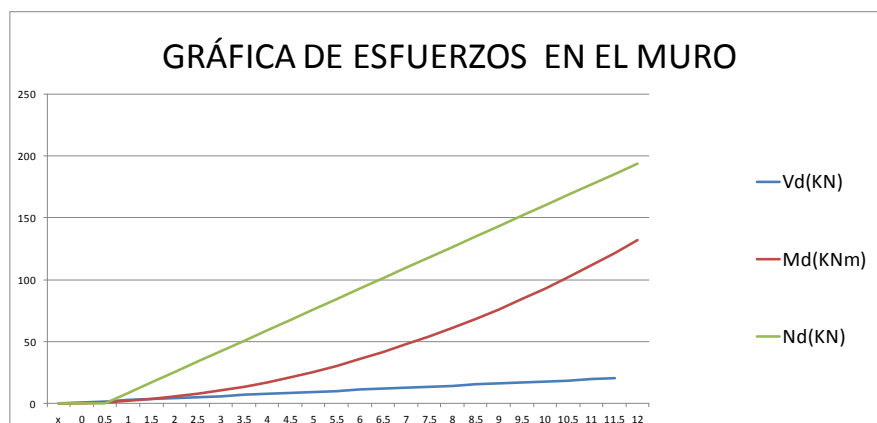
Para el cálculo de los esfuerzos se han tenido en cuenta las acciones reflejadas en el apartado “3.3) ACCIONES CONSIDERADAS”. El origen de coordenadas se ha considerado en la coronación de la valla que se encuentra colocada en el muro.

A continuación se reflejan todos los esfuerzos que debe resistir el alzado del muro en una tabla donde se encuentran los esfuerzos característicos, y los esfuerzos de diseño ya ponderados.

	Esfuerzos característicos			Esfuerzos de cálculo		
	VIENTO		PESO PROPIO	VIENTO		PESO PROPIO
x	Vk (KN)	Mk (KNm)	Nk (KN)	Vd (KN)	Md (KNm)	Nd (KN)
0	0	0	0	0	0	0
0,5	0,625	0,15625	0	0,84375	0,2109375	0
1	1,25	0,625	0	1,6875	0,84375	0
1,5	1,875	1,40625	6,25	2,53125	1,8984375	8,4375
2	2,5	2,5	12,5	3,375	3,375	16,875
2,5	3,125	3,90625	18,75	4,21875	5,2734375	25,3125
3	3,75	5,625	25	5,0625	7,59375	33,75
3,5	4,375	7,65625	31,25	5,90625	10,3359375	42,1875
4	5	10	37,5	6,75	13,5	50,625
4,5	5,625	12,65625	43,75	7,59375	17,0859375	59,0625
5	6,25	15,625	50	8,4375	21,09375	67,5
5,5	6,875	18,90625	56,25	9,28125	25,5234375	75,9375
6	7,5	22,5	62,5	10,125	30,375	84,375
6,5	8,125	26,40625	68,75	10,96875	35,6484375	92,8125
7	8,75	30,625	75	11,8125	41,34375	101,25
7,5	9,375	35,15625	81,25	12,65625	47,4609375	109,6875
8	10	40	87,5	13,5	54	118,125
8,5	10,625	45,15625	93,75	14,34375	60,9609375	126,5625

x	Esfuerzos característicos			Esfuerzos de cálculo		
	VIENTO		PESO PROPIO	VIENTO		PESO PROPIO
	Vk (KN)	Mk (KNm)	Nk (KN)	Vd (KN)	Md (KNm)	Nd (KN)
9	11,25	50,625	100	15,1875	68,34375	135
9,5	11,875	56,40625	106,25	16,03125	76,1484375	143,4375
10	12,5	62,5	112,5	16,875	84,375	151,875
10,5	13,125	68,90625	118,75	17,71875	93,0234375	160,3125
11	13,75	75,625	125	18,5625	102,09375	168,75
11,5	14,375	82,65625	131,25	19,40625	111,585938	177,1875
12	15	90	137,5	20,25	121,5	185,625
12,5	15,625	97,65625	143,75	21,09375	131,835938	194,0625

datos			
geometria	altura	11,5	metros
	altura valla	1	metros
	espesor del muro	0,5	metros
acciones	viento	1,25	KN/m ²
características de materiales	peso espec hormigon	25	KN/m ³

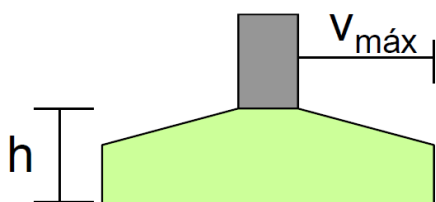


3.2.- Esfuerzos en la cimentación

Debido al tipo de elemento, que se trata de un elemento lineal, el tipo de cimentación más idóneo es la zapata corrida centrada, 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.

Una zapata corrida es aquella que recibe una carga lineal (distribuida en una faja estrecha de contacto con un muro) y eventualmente un momento flector transmitido por el muro.

El cálculo de esta difiere en función de su relación entre el canto y el vuelo clasificándose en rígida o flexible:



Rígidos $V_{máx} < 2h$

Flexible $V_{máx} > 2h$

$$V_{max} = (b - a)/2 = (4 - 0,5)/2 = 1,75m$$

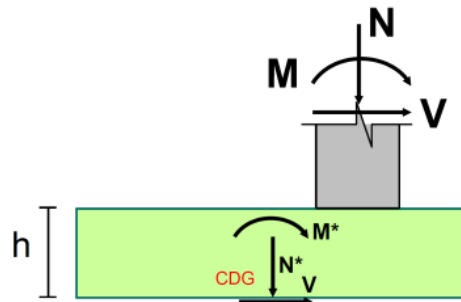
$$2H = 2 * 0,8 = 1,6m$$

$$V_{max} = 1,75 > 2h = 1,6m \rightarrow \text{FLEXIBLE}$$

Una vez tenemos clasificada la zapata, se procede a realizar su cálculo mediante la teoría de las regiones B, que es verificar Estado Limite Ultimo y el Estado Limite de Servicio.

Previamente se deben de realizar las comprobaciones geotécnicas pertinentes de hundimiento, deslizamiento y vuelco, para comprobar que el diseño geométrico del elemento estructural sea seguro. Dentro del presente anejo se desarrollan estas comprobaciones en el apartado "3.1.2.2.1) Comprobaciones geotécnicas".

Para realizar los cálculos relativos al dimensionamiento de la zapata y de las comprobaciones geotécnicas, es necesario la obtención de los esfuerzos que actúan. Los esfuerzos actuantes en la base del muro se han obtenido en el apartado "3.1.1.1) Esfuerzos en el alzado del muro", ya que al estar el muro centrado sobre la cimentación estos esfuerzos no cambian. Son los siguientes:

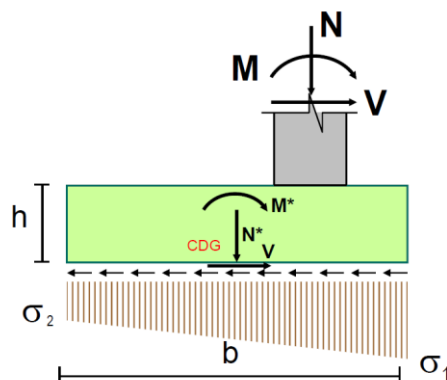


BASE DEL MURO	ELU	Nd (KN)	194,0625
		Vd (KN)	21,09375
		Md (KNm)	131,835938
	ELS	Nd (KN)	143,75
		Vd (KN)	15,625
		Md (KNm)	97,65625

También es necesario obtener los esfuerzos en la base de la cimentación, para ello se tiene en cuenta el peso específico del hormigón que compone la zapata, su canto y el peso del terreno que gravita sobre la cimentación. Los esfuerzos resultantes se muestran a continuación:

BASE DE LA CIMENTACIÓN	ELU	Nd (KN)	307,3125
		Vd (KN)	21,09375
		Md (KNm)	148,710938
	ELS	Nd (KN)	257
		Vd (KN)	15,625
		Md (KNm)	110,15625

A continuación se desarrolla el procedimiento para realizar el cálculo de Estado Límite de Agotamiento frente a sollicitaciones normales (Art 42º y 58.4.2.1.1.EHE). El procedimiento es el siguiente:



1. Se tienen que comprobar si se produce despegue o no de la zapata. Esta comprobación se realiza verificando que todas las tensiones son superiores al valor nulo.

$$\forall \sigma_i > 0$$

$$e^* = \frac{M^*}{N^*} \leq \frac{b}{6}$$

¿e<b/6?	cumple
e	0,48390787
b/6	0,66666667

2. El siguiente paso es obtener la distribución de tensiones en el terreno.

$$\sigma_1 = \frac{N^*}{b} + \frac{6 * M^*}{b^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N^*}{b} - \frac{6 * M^*}{b^2}$$

ELU			ELS		
σ_1	132,5947266	kN/m2/m	σ_1	105,558594	kN/m2/m
σ_2	21,06152344	kN/m2/m	σ_2	22,9414063	kN/m2/m

Como se había comprobado en el paso 1, todas las tensiones son mayores a cero y por tanto no se produce despegue en la zapata.

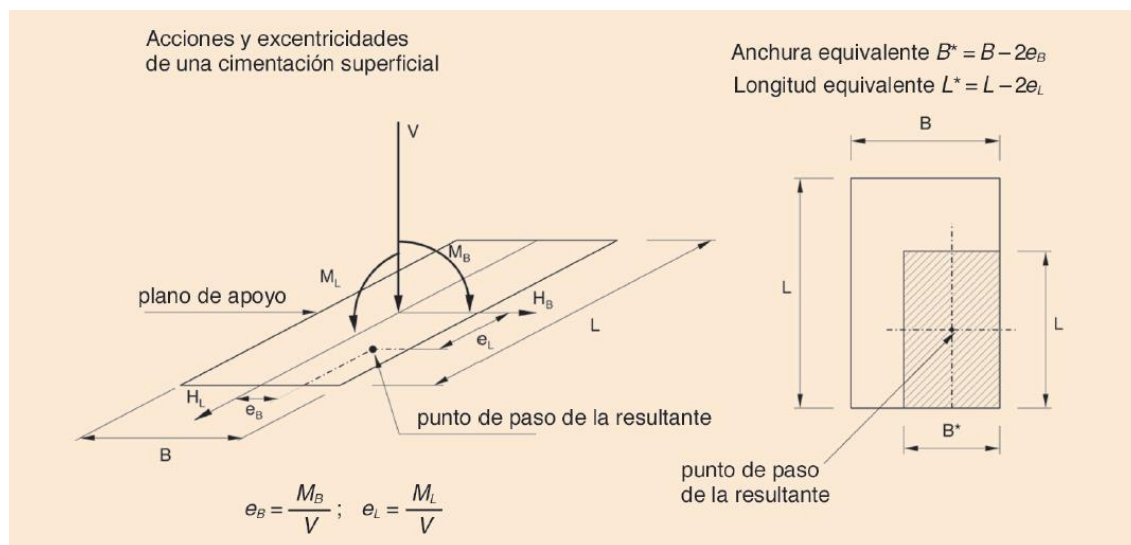
3. Una vez obtenidas las tensiones en el terreno, se pueden obtener los esfuerzos en las secciones de referencia que marca la normativa. La normativa indica dos secciones de referencia, una en la puntera y otra en el talón de la cimentación.

En este caso se empleará únicamente la sección de referencia más desfavorable, ya que los esfuerzos son simétricos en ambas direcciones, y por tanto se armará la zapata con la misma armadura en toda su longitud. Esta sección de referencia se encuentra a una distancia “r” del paramento vertical del muro para los esfuerzos flectores, y a un canto útil para el esfuerzo de cortante.

r(hormig)	0,0750	m	r(hormig)	0,0750	m
x,S1	2,1750	m	x,S1	2,1750	m
X,d	2,9970	m	X,d	2,9970	m
X,S2	1,8250	m	X,S2	1,8250	m
σ,s1(x1)	81,7077	Mpa	σ,s1(x1)	67,8645	Mpa
σ,d(x2)	104,6278	Mpa	σ,d(x2)	84,8423	Mpa
σ,S2(x2)	71,9485	Mpa	σ,d(x2)	60,6355	Mpa
Md,S1=	192,5641	KNm/m	Md,S1=	154,8639	KNm/m
Md,S2=	66,0303	KNm/m	Md,S2=	61,1352	KNm/m
Vd=	118,9671	KN/m	Vd=	95,4861	KN/m

De esta forma ya hemos obtenido los esfuerzos con los que dimensionaremos la zapata.

Por otro lado debemos comprobar 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 encajen 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: $\sigma_{adm} = 2,4 \text{ Kg/cm}^2 = 240 \text{ KPa} = 240 \text{ KN/m}^2$
- Angulo de rozamiento interno del terreno: $\alpha = 25^\circ$
- Cohesión del terreno: $c = 0,12 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de balasto: $K_{30} = 6 \text{ Kp/cm}^3$
- Zona de margas calcáreas y areniscas.

4.- DIMENSIONAMIENTO

4.1.- Dimensionamiento del alzado del muro

El proceso de dimensionamiento en el hormigón es un proceso iterativo complejo, que depende de numerosas características de los materiales, geometría del elemento y acciones actuantes, incluso este cálculo difiere de la norma que se aplique. En este caso se aplicará la normativa Instrucción de Hormigón Estructural 08 (EHE-08).

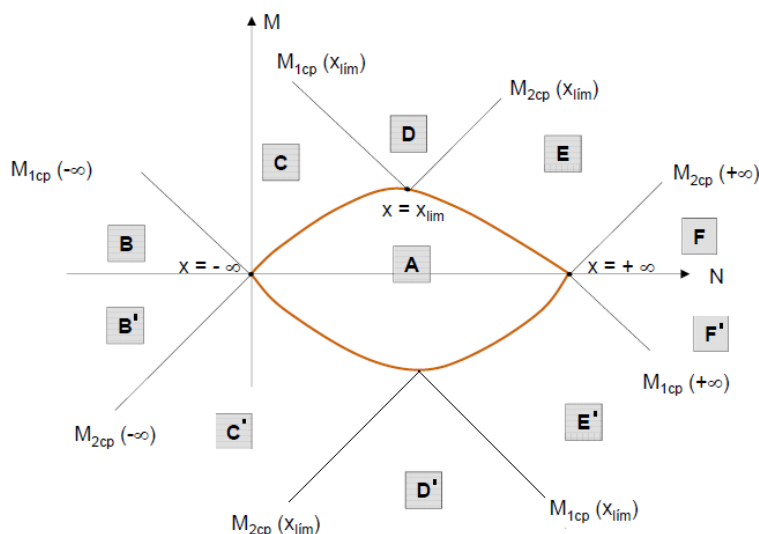
Este cálculo está basado en la hipótesis de comportamiento elástico-lineal de los materiales constituyentes y en la consideración del equilibrio en la estructura sin deformar. En este caso se puede utilizar la sección bruta del hormigón para el cálculo de las solicitaciones.

El análisis lineal elástico se considera, en principio, adecuado para obtener esfuerzos tanto en Estado Límite de Servicio como en Estado Límite Últimos en todo tipo de estructuras, cuando los efectos de segundo orden sean despreciables de acuerdo con lo establecido en el "Artículo 43 de la EHE-08".

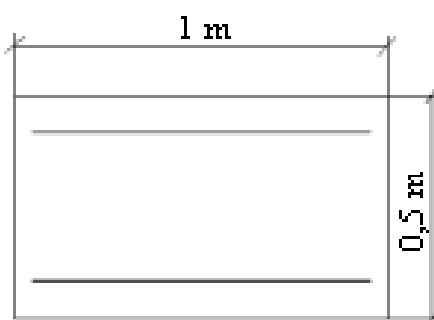
4.1.1.- Estado Limite Ultimo (ELU)

ELU frente a solicitaciones normales

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.



A la vista de la magnitud de los esfuerzos, podemos esperar que nos encontremos en la zona C. Por ello se comenzará realizando esta comprobación. Se ha considerado disponer la armadura en dos capas, ya que de esta manera se utiliza el material acero de manera más eficiente. Las dimensiones de la sección a analizar será la siguiente:



A continuación, se realizará el dimensionamiento de la sección del muro, obteniendo la mínima cuantía necesaria por cálculo para cada una de las secciones. El procedimiento de este cálculo se muestra a continuación y se reflejan sus valores en tablas.

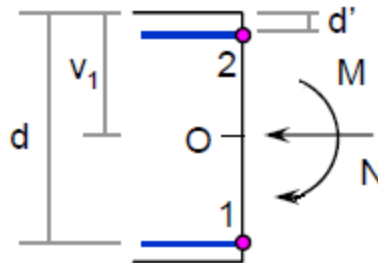
- Lo primero es hacer la comprobación de borde que consiste en determinar la curvatura en la que se encuentra deformada la sección.

Como la acción del viento tiene doble componente y por tanto generará en el alzado del muro tanto momentos negativos como positivos, y a su vez se generarán tanto curvaturas positivas como negativas. En este caso deberemos armar el muro de forma simétrica. Y podremos elegir la curvatura a considerar para continuar con el dimensionamiento. En este caso se ha optado por considerar una curvatura positiva para realizar el dimensionamiento del muro.

- Considerando entonces curvatura positiva, vamos a realizar la comprobación de que la zona de dimensionamiento donde nos encontramos dentro del diagrama de interacción Momento-Axil del hormigón armado es la zona C. Para ello se debe cumplir la siguiente comprobación.

$$0 \leq M1d \leq M1c(xlim)$$

- Donde M1d se calcula de la siguiente forma:



$$M1d = M_d - N_d * (v_1 - d)$$

- Para el cálculo de M1c(xlim) hay que seguir las siguientes formulaciones:

$$xlim = \frac{d}{1 + \frac{f_{yd}}{E_s * \epsilon_{cu}}}$$

$$M1c(xlim) = f_{cd} * b * 0,8 * xlim * \left(d - \frac{0,8 * xlim}{2} \right)$$

X(m)	Md (KNm)	Nd (KN)	Vd (KN)	M1d (KNm)	xlim (m)	M1c(xlim)	$\exists 0 \leq M1d \leq M1c(xlim)?$
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,28	1898,61	CUMPLE
0,50	0,21	0,00	0,84	0,21	0,28	1898,61	CUMPLE
1,00	0,84	0,00	1,69	0,84	0,28	1898,61	CUMPLE
1,50	1,90	8,44	2,53	3,60	0,28	1898,61	CUMPLE
2,00	3,38	16,88	3,38	6,78	0,28	1898,61	CUMPLE
2,50	5,27	25,31	4,22	10,39	0,28	1898,61	CUMPLE
3,00	7,59	33,75	5,06	14,41	0,28	1898,61	CUMPLE
3,50	10,34	42,19	5,91	18,86	0,28	1898,61	CUMPLE
4,00	13,50	50,63	6,75	23,73	0,28	1898,61	CUMPLE
4,50	17,09	59,06	7,59	29,02	0,28	1898,61	CUMPLE
5,00	21,09	67,50	8,44	34,73	0,28	1898,61	CUMPLE
5,50	25,52	75,94	9,28	40,86	0,28	1898,61	CUMPLE
6,00	30,38	84,38	10,13	47,42	0,28	1898,61	CUMPLE
6,50	35,65	92,81	10,97	54,40	0,28	1898,61	CUMPLE
7,00	41,34	101,25	11,81	61,80	0,28	1898,61	CUMPLE
7,50	47,46	109,69	12,66	69,62	0,28	1898,61	CUMPLE
8,00	54,00	118,13	13,50	77,86	0,28	1898,61	CUMPLE
8,50	60,96	126,56	14,34	86,53	0,28	1898,61	CUMPLE
9,00	68,34	135,00	15,19	95,61	0,28	1898,61	CUMPLE
9,50	76,15	143,44	16,03	105,12	0,28	1898,61	CUMPLE
10,00	84,38	151,88	16,88	115,05	0,28	1898,61	CUMPLE
10,50	93,02	160,31	17,72	125,41	0,28	1898,61	CUMPLE
11,00	102,09	168,75	18,56	136,18	0,28	1898,61	CUMPLE
11,50	111,59	177,19	19,41	147,38	0,28	1898,61	CUMPLE
12,00	121,50	185,63	20,25	159,00	0,28	1898,61	CUMPLE
12,50	131,84	194,06	21,09	171,04	0,28	1898,61	CUMPLE

Como se puede observar en la tabla cumple en todas las secciones por tanto nos encontramos en una zona de dimensionamiento C como se había supuesto inicialmente. Por tanto, no es necesaria armadura de compresión, aunque como se ha comentado anteriormente se dispondrá un armado simétrico debido a que la estructura se puede encontrar expuesta tanto a esfuerzos positivos como negativos debido al viento.

1. El siguiente paso, es calcular la posición de la fibra neutra, en cada sección para poder obtener la cuantía de armadura necesaria por tracción. Para ello se deberá despejar la "x" De la siguiente expresión:

$$M1d = M1c(x) = fcd * b * 0,8 * x * (d - 0,4 * x)$$

Se despeja la x

$$x \leq xlim$$

$$Nd = Nc(x) - f_{yd} * As = f_{cd} * b * 0,8 * x - f_{yd} * As$$

↓
Se despeja As

$$As = \frac{Nd - Nc(x)}{-f_{yd}}$$

X(m)	Md (KNm)	Nd (KN)	xlim (m)	x (m)	¿x<xlim?	As,flex(m2)	As,flex(cm2)
0,000	0,000	0,000	0,279	0,000	CUMPLE	0,000000	0,000
0,500	0,211	0,000	0,279	0,000	CUMPLE	0,000001	0,011
1,000	0,844	0,000	0,279	0,000	CUMPLE	0,000004	0,043
1,500	1,898	8,438	0,279	0,000	CUMPLE	-0,000001	-0,011
2,000	3,375	16,875	0,279	0,001	CUMPLE	-0,000004	-0,043
2,500	5,273	25,313	0,279	0,001	CUMPLE	-0,000005	-0,053
3,000	7,594	33,750	0,279	0,002	CUMPLE	-0,000004	-0,042
3,500	10,336	42,188	0,279	0,003	CUMPLE	-0,000001	-0,009
4,000	13,500	50,625	0,279	0,003	CUMPLE	0,000005	0,046
4,500	17,086	59,063	0,279	0,004	CUMPLE	0,000012	0,123
5,000	21,094	67,500	0,279	0,005	CUMPLE	0,000022	0,222
5,500	25,523	75,938	0,279	0,006	CUMPLE	0,000034	0,343
6,000	30,375	84,375	0,279	0,007	CUMPLE	0,000049	0,486
6,500	35,648	92,813	0,279	0,008	CUMPLE	0,000065	0,652

X(m)	Md (KNm)	Nd (KN)	xlim (m)	x (m)	¿x<xlim?	As,flex(m2)	As,flex(cm2)
7,000	41,344	101,250	0,279	0,009	CUMPLE	0,000084	0,840
7,500	47,461	109,688	0,279	0,010	CUMPLE	0,000105	1,050
8,000	54,000	118,125	0,279	0,011	CUMPLE	0,000128	1,284
8,500	60,961	126,563	0,279	0,012	CUMPLE	0,000154	1,540
9,000	68,344	135,000	0,279	0,013	CUMPLE	0,000182	1,819
9,500	76,148	143,438	0,279	0,015	CUMPLE	0,000212	2,121
10,000	84,375	151,875	0,279	0,016	CUMPLE	0,000245	2,446
10,500	93,023	160,313	0,279	0,018	CUMPLE	0,000280	2,795
11,000	102,094	168,750	0,279	0,019	CUMPLE	0,000317	3,168
11,500	111,586	177,188	0,279	0,021	CUMPLE	0,000356	3,564
12,000	121,500	185,625	0,279	0,022	CUMPLE	0,000398	3,985
12,500	131,836	194,063	0,279	0,024	CUMPLE	0,000443	4,430

En las zonas de la tabla donde aparece armadura negativa, significa que no es necesaria la armadura de tracción y por tanto estas secciones se encuentran en una zona de dimensionamiento A, que quiere decir que la sección resiste sin necesidad de armadura ni de compresión, ni de tracción.

No obstante a esta cuantía de armadura será necesaria añadirle la correspondiente al incremento de tracción producido en la dirección longitudinal por el efecto del cortante, para ello previamente se deben de realizar los calculo necesarios relativos al cortante.



ELU frente a solicitaciones tangenciales

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 sí 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:

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

Siendo,

- $f_{1cd} = 0.6 \cdot f_{cd}$ para $f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2$
- k = Influencia del axil
- $b_0 = b$
- $\theta = 45^\circ$
- $\alpha = 90^\circ$

Seguidamente se propone el cálculo V_{cu} , que es la 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/mm² de valor $f_{cv} = f_{ck}$.
- f_{ck} ; Resistencia a compresión del hormigón en N/mm².
- σ'_{cd} ; Tensión axial media en el alma de la sección.
- ξ ; Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm²
- 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} :

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

$$K = \left\{ \begin{array}{ll} 1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}} & \text{para } 0 < \sigma'_{cd} \leq 0,25 f_{cd} \\ 1,25 & \text{para } 0,25 f_{cd} < \sigma'_{cd} \leq 0,5 f_{cd} \\ 2,5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}} \right) & \text{para } 0,5 f_{cd} < \sigma'_{cd} \leq f_{cd} \end{array} \right\}$$

- $\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) < 0,2$ con d 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 contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante (V_{cu}) es mayor que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo la sección resistirá frente a este Estado Límite Último sin la ayuda de armadura de cortante. Por tanto también deberemos tener en cuenta la siguiente comprobación.

$$V_{cu} \geq V_d$$

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.

x	Nd(KN)	Vd(KN)	σ'_{cd} (MPa)	K	Vu1(KN)	Vcu(KN)	¿Vd≤Vu1?	¿Vd≤Vcu?
0,0	0,00	0,00	0,0000	1,0000	2712,00	141,70	CUMPLE	CUMPLE
0,5	0,00	0,84	0,0000	1,0000	2712,00	141,70	CUMPLE	CUMPLE
1,0	0,00	1,69	0,0000	1,0000	2712,00	141,70	CUMPLE	CUMPLE
1,5	8,44	2,53	0,0169	1,0008	2714,29	142,84	CUMPLE	CUMPLE
2,0	16,88	3,38	0,0338	1,0017	2716,58	143,99	CUMPLE	CUMPLE
2,5	25,31	4,22	0,0506	1,0025	2718,86	145,13	CUMPLE	CUMPLE
3,0	33,75	5,06	0,0675	1,0034	2721,15	146,27	CUMPLE	CUMPLE
3,5	42,19	5,91	0,0844	1,0042	2723,44	147,42	CUMPLE	CUMPLE
4,0	50,63	6,75	0,1013	1,0051	2725,73	148,56	CUMPLE	CUMPLE
4,5	59,06	7,59	0,1181	1,0059	2728,02	149,71	CUMPLE	CUMPLE
5,0	67,50	8,44	0,1350	1,0068	2730,31	150,85	CUMPLE	CUMPLE
5,5	75,94	9,28	0,1519	1,0076	2732,59	151,99	CUMPLE	CUMPLE
6,0	84,38	10,13	0,1688	1,0084	2734,88	153,14	CUMPLE	CUMPLE
6,5	92,81	10,97	0,1856	1,0093	2737,17	154,28	CUMPLE	CUMPLE
7,0	101,25	11,81	0,2025	1,0101	2739,46	155,43	CUMPLE	CUMPLE
7,5	109,69	12,66	0,2194	1,0110	2741,75	156,57	CUMPLE	CUMPLE
8,0	118,13	13,50	0,2363	1,0118	2744,04	157,72	CUMPLE	CUMPLE



x	Nd(KN)	Vd(KN)	σ_{cd} (MPa)	K	Vu1(KN)	Vcu(KN)	$\delta Vd \leq Vu1?$	$\delta Vd \leq Vcu?$
8,5	126,56	14,34	0,2531	1,0127	2746,32	158,86	CUMPLE	CUMPLE
9,0	135,00	15,19	0,2700	1,0135	2748,61	160,00	CUMPLE	CUMPLE
9,5	143,44	16,03	0,2869	1,0143	2750,90	161,15	CUMPLE	CUMPLE
10,0	151,88	16,88	0,3038	1,0152	2753,19	162,29	CUMPLE	CUMPLE
10,5	160,31	17,72	0,3206	1,0160	2755,48	163,44	CUMPLE	CUMPLE
11,0	168,75	18,56	0,3375	1,0169	2757,77	164,58	CUMPLE	CUMPLE
11,5	177,19	19,41	0,3544	1,0177	2760,05	165,72	CUMPLE	CUMPLE
12,0	185,63	20,25	0,3713	1,0186	2762,34	166,87	CUMPLE	CUMPLE
12,5	194,06	21,09	0,3881	1,0194	2764,63	168,01	CUMPLE	CUMPLE

Lo representado en esta tabla, nos indica por un lado, al cumplirse la condición de $Vu1 \geq Vd$, nos indica que con la sección existente de hormigón es suficiente para resistir el esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma. Y por otro lado, al verificarse $Vcu \geq Vd$, se verifica que no es necesario la disposición de armadura de cortante, ya que la contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante es suficiente para resistirlo.

Mínimos Geométricos

Cuando armamos un elemento de hormigón a flexión simple o compuesta, además de la armadura obtenida por los esfuerzos que dimensionan la sección, hay que cumplir una serie de cuantías mínimas, tanto geométricas como mecánicas.

A continuación se va a calcularla cuantía de armado necesaria por mínimos geométricos y mecánicos, y el incremento de armadura longitudinal producida por el efecto del cortante.

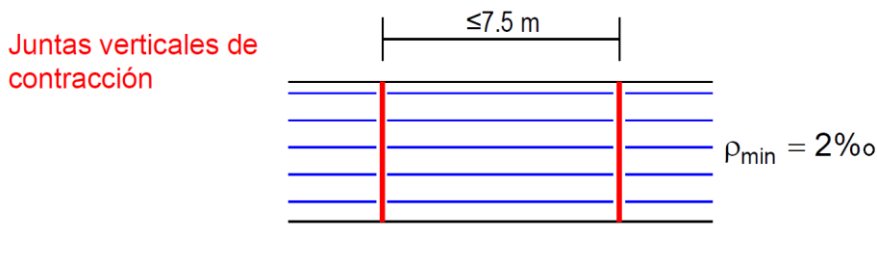
La cuantía geométrica va en función de la sección de hormigón, del tipo de acero y del elemento constructivo. El cálculo de los mínimos geométricos, se emplea la siguiente tabla como marca la EHE-08 en el " artículo 42":

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

En nuestro caso utilizaremos acero B 500 S, por tanto la cuantía necesaria por mínimos geométricos será de:

- Horizontal:

En nuestro caso la cuantía necesaria seria de 0,32%, pero si se disponen juntas verticales de contracción cada 7,5 metros, esta cuantía se puede reducir a un 0,2 %. La armadura minima horizontal deberá repartirse en ambas caras.





Por tanto la cuantía horizontal será de 0,2 %:

$$\rightarrow A_{s, \text{geo, horizontal}} = 0,2 * h * b$$

$$\rightarrow A_{s, \text{geo, horizontal}} = 0,2 * 1 * 0,5 = 0,1 \text{ m}^2 = 10 \text{ cm}^2$$

Por tanto con 10 $\phi 12$ cumple. Será necesario disponer 5 redondos de 12 mm por cara y por metro.

– Vertical:

La cuantía vertical necesaria será 0,09%:

$$\rightarrow A_{s, \text{geo, vertical}} = 0,09 * h * b$$

Mínimos Mecánicos

Para el cálculo de los mínimos mecánicos, se emplea la siguiente formulación en el caso de flexión compuesta y sección rectangular y afectada por el coeficiente α de minoración será:

$$A_{s, \text{mec}} = \frac{0,04 * f_{cd} * A_s}{f_{yd}} * \alpha$$

$$\alpha = 1,5 - 12,5 * \frac{A_s * f_{yd}}{f_{cd} * A_s}$$



Incremento de armadura por efecto del cortante

Debido al efecto del cortante, se produce un incremento de tracción en la dirección longitudinal, por tanto se debe aumentar la armadura longitudinal para que este incremento sea resistido.

En este caso al tratarse de un elemento sin armadura de cortante, la formulación a emplear para su cálculo según la "EHE-08" debe ser:

$$\Delta T = V_{rd} * \cotg\theta$$

Siendo:

$$\theta = \theta_e = 45^\circ \quad \rightarrow \quad \Delta T = V_{rd} \rightarrow \Delta A_s = \frac{V_{rd}}{f_{yd}}$$

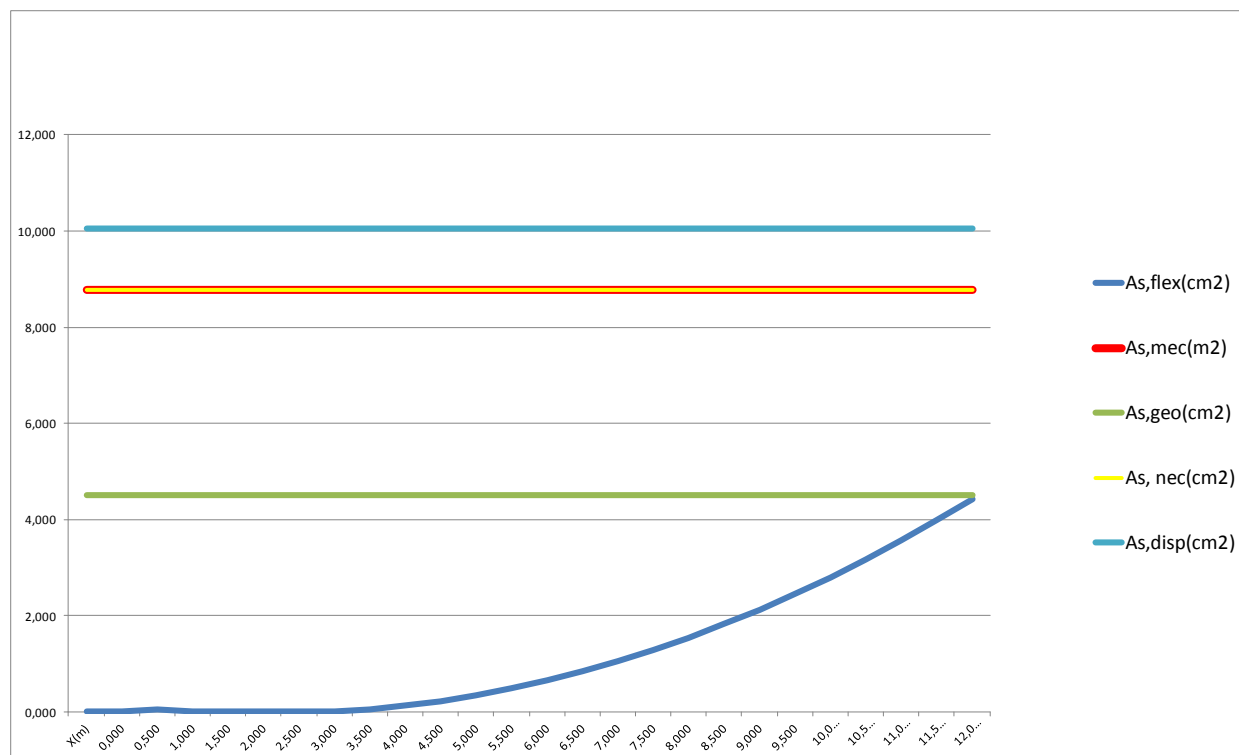
A continuación se muestra una tabla con todas las cuantías calculadas, la máxima de todas ellas se utilizará para escoger un número de barras de un diámetro determinado, el cual sea superior.

X(m)	As,flex(cm2)	$\Delta As, \Delta T$ (cm2)	As,total,calc(c m2)	As,mec(m2)	As,geo(cm2)	As, nec(cm2)	As,disp(cm2)
0,000	0,000	0,0000	0,0000	8,773	4,50	8,773	10,053
0,500	0,011	0,0194	0,0301	8,773	4,50	8,773	10,053
1,000	0,043	0,0388	0,0818	8,773	4,50	8,773	10,053
1,500	0,000	0,0582	0,0582	8,773	4,50	8,773	10,053
2,000	0,000	0,0776	0,0776	8,773	4,50	8,773	10,053
2,500	0,000	0,0970	0,0970	8,773	4,50	8,773	10,053
3,000	0,000	0,1164	0,1164	8,773	4,50	8,773	10,053
3,500	0,000	0,1358	0,1358	8,773	4,50	8,773	10,053
4,000	0,046	0,1553	0,2017	8,773	4,50	8,773	10,053
4,500	0,123	0,1747	0,2980	8,773	4,50	8,773	10,053
5,000	0,222	0,1941	0,4163	8,773	4,50	8,773	10,053
5,500	0,343	0,2135	0,5567	8,773	4,50	8,773	10,053
6,000	0,486	0,2329	0,7193	8,773	4,50	8,773	10,053
6,500	0,652	0,2523	0,9042	8,773	4,50	8,773	10,053
7,000	0,840	0,2717	1,1116	8,773	4,50	8,773	10,053
7,500	1,050	0,2911	1,3415	8,773	4,50	8,773	10,053
8,000	1,284	0,3105	1,5941	8,773	4,50	8,773	10,053
8,500	1,540	0,3299	1,8695	8,773	4,50	8,773	10,053
9,000	1,819	0,3493	2,1679	8,773	4,50	8,773	10,053
9,500	2,121	0,3687	2,4895	8,773	4,50	8,773	10,053
10,000	2,446	0,3881	2,8343	8,773	4,50	8,773	10,053
10,500	2,795	0,4075	3,2027	8,773	4,50	8,773	10,053
11,000	3,168	0,4269	3,5948	8,773	4,50	8,773	10,053
11,500	3,564	0,4463	4,0107	8,773	4,50	8,773	10,053
12,000	3,985	0,4658	4,4507	8,773	4,50	8,773	10,053
12,500	4,430	0,4852	4,9151	8,773	4,50	8,773	10,053

Por tanto la cuantía que manda en este caso es la mecánica y es la que habrá que disponer a lo largo de todo el muro. En los cálculos está considerado disponer 5 Φ 16 cada metro lineal y en ambas caras, ya que como se ha comentado anteriormente el armado del muro será simétrico debido a la incidencia del viento en ambas direcciones.



PROYECTO BÁSICO DE POLIDEPORTIVO MULTIFUNCIONAL ENTRE LAS CALLES POLÍGONO 14 y ARCADÍ GARCÍA Y
SANZ EN LA VALL D'UIXO (CATELLÓN). DEPÓSITOS Y FRONTÓN





4.1.2.- Estado Límite Servicio (ELS)

El Estado Límite de Servicio, está compuesto por tres estados límite:

- Estado Límite de Fisuración
- Estado Límite de Deformación
- Estado Límite de Vibración

Estado Límite de Fisuración

En estructuras de hormigón suele ser inevitable la aparición de fisuras, que no suponen inconveniente para su normal utilización, siempre que se limite su abertura máxima a valores compatibles con las exigencias de durabilidad, funcionalidad, estanqueidad y apariencia.

Fisuración por solicitaciones normales

Fisuras por compresión

En todas las situaciones persistentes y en las situaciones transitorias bajo la combinación más desfavorable de acciones correspondiente a la fase en estudio, las tensiones de compresión en el hormigón deben cumplir:

$$\sigma_{c,max}(N_{desf}, M_{desf}) \leq 0,6 * f_{ck,j}$$

Para la obtención del momento más desfavorable, se considera la acción poco probable.

$$M_{a,pp,desf} = M_k * \gamma_Q = 97,65 * 1 = 97,65 \text{ mKN}$$

$$N_{pp,desf} = N_k * \gamma_G = 143,75 \text{ KN}$$

$$\sigma_{c,max}(N_{desf}, M_{desf}) = 0,95289871 \text{ MPa} \leq 0,6 * f_{ck,j} = 18 \text{ Mpa}$$

Fisuras por tracción

En este apartado se va a comprobar se produce fisuración en el hormigón debido a esfuerzos de tracción. Para ello lo primero es saber cuál es la abertura límite que permite la “EHE-08 artículo (Art. 49.2)” que se deduce en función del tipo de ambiente en el que se encuentra ubicado el elemento, ya que cuanto más agresivo un ambiente para el hormigón más limitada se encontrará la abertura de fisura.

Clase de exposición	w_{max} (mm)	
	H.A	H.P
I	0.4	0.2
II _a , II _b , H	0.3	0.2 ¹
III _a , III _b , IV, F, Q _a ²	0.2	D
III _c , Q _b ² , Q _c ²	0.1	D

Por tanto leyendo esta tabla la abertura de fisura máxima para esta estructura, que se encuentra ubicada en un ambiente IIb, es de 0,3 mm.

Por otro lado debemos saber la combinación de acciones para la cual debemos calcular la abertura de fisura. Pasa fisura debida a esfuerzos de tracción se emplea la combinación cuasi permanente.

$$\begin{aligned} HA &\rightarrow w_k(N_{qp}, M_{qp}) \leq w_{max} \\ HP &\rightarrow w_k(N_{frec}, M_{frec}) \leq w_{max} \end{aligned}$$

Se va a suponer un valor de combinación cuasipermanente, $\Psi_2 = 0.6$. Este factor sirve para caracterizar a la acción de un valor que es sobrepasado durante gran parte de la vida útil de la estructura. Con este valor se calculará el momento actuante cuasipermanente, que compararemos con el momento de fisuración, para comprobar si la sección fisura.

$$M_{a, qp} = M_k * \gamma_Q * \Psi_2 = 97,65 * 1 * 0,6 = 58,59 \text{ mKN}$$

$$M_{fis} = \frac{-f_{ctm,fl} * I_b}{v_2}$$

Mcr(KNm)	132,7547904
Mqp (KNm)	58,59
¿Mcr>Mqp?	CUMPLE, LA SECCION NO FISURA

Al ser el momento actuante menor que el momento de fisuración, se verifica que la **sección no fisura**.



4.2.- Dimensionamiento de la cimentación

4.2.1.- Comprobaciones geotécnicas

4.2.1.1.- Seguridad frente a hundimiento

En la comprobación de seguridad frente al hundimiento se persigue comprobar que el terreno va a ser capaz de resistir las tensiones transmitidas por la estructura. Es importante ya que un asiento diferencial de la cimentación puede provocar patologías importantes en la estructura. Por ello se aplican factores de seguridad bastante importantes para dotar a la estructura de mayor seguridad.

La limitación que ha de cumplir la comprobación de hundimiento es la siguiente:

$$\sigma_v \leq \sigma_{adm}$$

Puesto que ya conocemos la tensión admisible del terreno reflejada en el Anejo 2 “GEOLOGICO Y GEOTECNICO”, que tiene un valor de 240 KN/m³, 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:

$$\sigma_v < \frac{N_v}{B * L}$$

Siendo,

- σ_v ; Presión vertical media.
- N_v ; Componente vertical de la resultante efectiva de las acciones.
- B ; anchura equivalente.
- L ; longitud equivalente

Para la obtención de la σ_v se emplearán las acciones sin afectarlos por ningún coeficiente de ponderación, ya que en las comprobaciones geotécnicas, la seguridad se introduce al final con el factor de seguridad. La cimentación estará comprobada frente a hundimiento cuando los coeficientes de seguridad mínimos obtenidos superen los valores expuestos a continuación, sacado de la "TABLA 4.7. HUNDIMIENTO: COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES" de la guía de cimentaciones.

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO
Casi permanente (*)	$F_1 \geq 3,00$
Característica	$F_2 \geq 2,60$
Accidental	$F_3 \geq 2,20$

(*) 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).

En esta tabla se ha optado por escoger el coeficiente de seguridad F_1 " $(F_1=3)$ " que es el mayor de los tres y por tanto el que dotará a la estructura de mayor seguridad. A continuación se justifica la comprobación de seguridad frente a hundimiento.

$$\sigma_t = \frac{N_v}{(b - 2 * e)} \leq \frac{q_h}{F_k}$$

$$C_{sd, \text{hund}} = \frac{q_h}{\sigma_t} \geq F_k$$

<u>Comprobación de seguridad frente a hundimiento</u>					
$\sigma_{\text{terreno}}(\text{KN/m}^2)$	64,25	\leq	$(q_h=240)/(F_k = 3)=$	80	(KN/m ²)
$C_{sd, \text{hundimiento}}$	3,73540856	$>$	$F_k=$	3	

4.2.1.2.- Seguridad frente a deslizamiento

En la comprobación de seguridad frente a deslizamiento, se comprueba que la cimentación no vaya a desplazarse en la dirección horizontal, deslizando respecto al plano de su base. Para ello se tienen en cuenta las acciones que afectan en el plano perpendicular al alzado del muro, ya que son las que generan este movimiento. Este movimiento es resistido por el rozamiento entre el hormigón de la base de la cimentación y el terreno.

El factor de seguridad se deduce de la siguiente tabla sacada de la guía de cimentaciones “TABLA 4.8. DESLIZAMIENTO: COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES”:

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).

En esta tabla se ha optado por escoger el coeficiente de seguridad F_1 “($F_1=1,5$)” que es el mayor de los tres y por tanto el que dotará a la estructura de mayor seguridad. A continuación se justifica la comprobación de seguridad frente a deslizamiento.

$$C_{sd, \text{deslizamiento}} = \frac{(N') * \mu}{V} \geq F_i$$

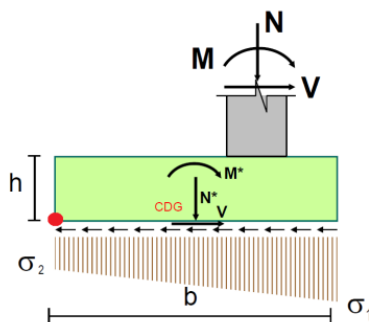
Siendo,

- F_i ; Coeficiente de seguridad al deslizamiento.
- V ; componente horizontal de la resultante de las acciones sobre el plano de cimentación.
- μ ; coeficiente de rozamiento del contacto entre cimentación y terreno.
- N' ; Resultante de acciones verticales en la base de la cimentación

Comprobación de seguridad frente a deslizamiento				
N' (KN)	257		μ	0,46630766
V' (KN)	15,625			
Csd,deslizamiento	7,669828361	\geq	Fi	1,5

4.2.1.3.- 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. La arista mas critica sería la que este más alejada del c.d.g. del muro, en este caso como es simétrico da igual cual de las dos aristas se escoja.



La cimentación se dará por comprobada frente a este modo de fallo cuando los coeficientes de seguridad mínimos obtenidos superen los valores expuestos a continuación "TABLA 4.9 Guía de cimentaciones. VUELCO: COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES":

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).

En esta tabla se ha optado por escoger el coeficiente de seguridad F_1 “($F_1=1,5$)” que es el mayor de los tres y por tanto el que dotará a la estructura de mayor seguridad. A continuación se justifica la comprobación de seguridad frente a vuelco.

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

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 serán aquellos que sean debidos a las componentes horizontales de las acciones, y que no sean mencionados como los empujes pasivos comentados anteriormente.

<u>Comprobación de seguridad frente a vuelco</u>				
N'(KN)	257	>=	M'(KNm)	110,15625
Csd,vuelco	4,666099291		Fj=	2

4.2.2.- Dimensionamiento zapata

Una vez obtenidos los esfuerzos que nos van a servir para dimensionar la zapata y habiendo realizado las comprobaciones geotécnicas necesarias de hundimiento, deslizamiento y vuelco, se va a proceder a realizar los cálculos necesarios para disponer el armado necesario a la zapata.

El procedimiento es el mismo que se ha explicado en el dimensionamiento del alzado del muro.

Mínimos Geométricos

Para zapatas se considera a efectos de cálculos de cuantías mínimas como losa. Esta cuantía la indicada en la tabla es la correspondiente a cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Especialmente en losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior (la cara de tracción).

La cuantía geométrica va en función de la sección de hormigón, del tipo de acero y del elemento constructivo. El cálculo de los mínimos geométricos, se emplea la siguiente tabla como marca la EHE-08 en el artículo 42°:

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

En nuestro caso utilizaremos acero B 500 S, por tanto la cuantía necesaria por mínimos geométricos será de:

La cuantía vertical necesaria será 0,18% \rightarrow 0,09 % en cada dirección

Por tanto:

▪ $A_{s,geo,ver} = 0,09 \cdot h \cdot b$

- Dirección perpendicular al muro: tabla
- Dirección longitudinal del muro:

○ $A_{s,geo,hor} = 0,09 \cdot 1 \cdot 0,8 = 0,072 \text{ m}^2 = 7,2 \text{ cm}^2$

- Por tanto con 10 $\phi 12$ cumple. Será necesario disponer 4 redondos de 16 mm en la cara inferior y por cada metro.



Mínimos Mecánicos

Para el cálculo de los mínimos mecánicos, se emplea la siguiente formulación en el caso de flexión compuesta y sección rectangular y afectada por el coeficiente α de minoración será:

$$A_{s, \text{mec}} = \frac{0,04 * f_{cd} * A_s}{f_{yd}} * \alpha$$

$$\alpha = 1,5 - 12,5 * \frac{A_s * f_{yd}}{f_{cd} * A_s}$$

Incremento de armadura por efecto del cortante

Debido al efecto del cortante, se produce un incremento de tracción en la dirección longitudinal, por tanto se debe aumentar la armadura longitudinal para que este incremento sea resistido.

En este caso al tratarse de un elemento sin armadura de cortante, la formulación a emplear para su cálculo según la “EHE-08” debe ser:

$$\Delta T = V_{rd} * \cotg \theta$$

$$\text{Siendo } \theta = \theta_e = 45^\circ \quad \rightarrow \quad \Delta T = V_{rd} \rightarrow \Delta A_s = \frac{V_{rd}}{f_{yd}}$$



Dimensionamiento

Md (KNm)	Vd (KN)	M1d (KNm)	xlim (m)	M1c(xlim)	$\text{¿}0 \leq M1d \leq M1c(xlim)\text{?}$
192,564	118,97	192,56	0,469	5367,67	CUMPLE

Md (KNm)	xlim (m)	x (m)	$\text{¿}x < xlim\text{?}$	As,flex(m2)	As,flex(cm2)
192,564	0,469	0,016	CUMPLE	0,000588	5,877

As,flex(cm2)	$\Delta As, \Delta T(cm2)$	As,total,calc(cm2)	As,mec(m2)	As,geo(cm2)	As, nec(cm2)	As,disp(cm2)
5,877	2,7362	8,6132	14,226	7,20	14,226	15,708

Con 5 redondos del 20 cumple el dimensionamiento en ELU. A continuación se va a realizar la comprobación ELS.



ELS Fisuración

E.L.Servicio: Fisuración		
Mcr	308,9566031	KNm
Mqp	154,8639	KNm
Mcr<Mqp	NO	NO FISURA
x	0,11244901	m
I	0,042666667	m ⁴
σ_s	15,43336928	Mpa
$\sigma_{c,max,pp}$	0,408147475	Mpa
ϵ_{sm}	3,08667E-05	m/m
β	1,7	-
S _m	228,4225476	mm
W _k	0,01198612	mm
W _{max}	0,3	mm
0,6*f _{ck}	18	MPa
¿W _{max} >=W _k ?	CUMPLE	
Fisuras por compresión	¿ $\sigma_{c,max,pp}$ <=0,6*f _{ck} ?	
	cumple	

4.3.- Dimensionamiento solera

Para el cálculo de pavimentos de hormigón, la EHE-08 no especifica ningún método para analizar su cálculo. Por tanto, para el dimensionamiento de las losas de hormigón para los pavimentos existentes en el proyecto se va a emplear las recomendaciones de J. Calavera que aparecen en su libro “Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón”.

Este método está preparado para el cálculo de pavimentos destinados a soportar cargas de tráfico, y las formulaciones están en función de la carga por eje de un vehículo y del radio del área circular equivalente al área de contacto de la rueda. Para adaptar estas fórmulas a nuestros casos de cálculo, se han tenido en cuenta las cargas actuantes en un metro cuadrado de superficie, y como radio del área circular equivalente, se tomara aquel cuya superficie sea de un metro cuadrado. De esta forma los resultados de los cálculos serán un fiel reflejo de las condiciones en las que se encuentran las losas a proyectar de este proyecto.

4.3.1.- Acciones sobre los pavimentos

Acción producida por cargas externas.

Las acciones actuantes sobre la losa son las siguientes:

- Peso propio $\rightarrow 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,20 \text{ m} = 3,75 \text{ kN/m}^2$
- Sobre carga de nieve. $\rightarrow 1 \text{ kN/m}^2$
- Sobre carga de uso. $\rightarrow 5 \text{ kN/m}^2$

El primer paso es el cálculo de las tensiones críticas de flexo tracción, que vienen dadas por la fórmula clásica de la teoría de la elasticidad de WESTERGAARD, modificada por PICKET para obtener un mejor ajuste:

$$\sigma_{c,flex,max} = \alpha * \frac{P}{h^2} * \left[1 - \frac{\sqrt{\frac{r}{R}}}{0,925 + 0,22 * \frac{r}{R}} \right] =$$

Dónde:

- $\alpha \rightarrow$ Coeficiente dependiente del tipo de junta entre losas:
 - $\alpha \rightarrow 2,3$ para juntas con ranura y lengüeta o con pasadores
 - $\alpha \rightarrow 3,5$ para otros tipos de juntas.
 - $P \rightarrow$ Carga por metro cuadrado en N.
 - $h \rightarrow$ canto de la losa en mm.
 - $R \rightarrow$ Radio de rigidez relativa:
 - $$R = \sqrt[4]{E_{ci} * \frac{h^3}{12 * (1 - \rho^2) * K}}$$
- Donde:
- E_{ci} = Modulo instantáneo de deformación del hormigón.
 - $E_{ci} = \beta_e * E_{cm}$
 - $\beta_e = 1,30 - \frac{f_{ck}}{400}$
 - $E_{cm} = 8500 * \sqrt[3]{f_{ck} + 8}$
 - K = Modulo de balasto en N/mm³
 - ρ = Modulo de Poisson del hormigón ($\rho \approx 0,16 - 0,18$)
- $r \rightarrow$ Radio del área circular equivalente al área de contacto de la carga, en este caso el radio equivalente a un metro cuadrado.

4.3.2.- Acciones producidas por la retracción y los cambios de temperatura.

Estas tensiones son nulas en el borde de la losa y crecen linealmente hasta alcanzar su máximo en la línea media. Dependen del coeficiente μ de rozamiento entre la losa y la subbase. La experimentación muestra para que se movilice el rozamiento, con las distancias usuales entre juntas (4 a 7 m), es necesario que se produzca un corrimiento del orden de 1,5 mm.

Llamando:

- $\delta L_r \rightarrow$ Corrimiento en mm del borde de la losa debido a retracción.
- $\delta L_t \rightarrow$ Corrimiento en mm del borde de la losa debido a la variación de temperatura.

El rozamiento que se moviliza por tanto

$$K_t * \mu$$

Donde:

$$k_t = \frac{\delta * L_r + \delta * L_t}{1,5} \leq 1$$

Para un cálculo simplificado de δL_r y δL_t , puede adoptarse los siguientes valores:

- $\epsilon_s \rightarrow$ Acortamiento de retracción = $0,30 * 10^{-3}$
- $\alpha \rightarrow$ coeficiente de dilatación térmica = $10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Estableciendo el equilibrio en una sección de ancho b , situada en el eje de la losa paralela a la junta, y llamando σ_{ct} a la tensión de tracción producida en el hormigón. Se obtiene con la siguiente fórmula:

$$\sigma_{ct} = \frac{\mu * L * (g + q) * Kt}{2000 * h} =$$

Por último se comprueban las tensiones de diseño con las características ponderado por el coeficiente de seguridad correspondiente:

$$\sigma_{ct,d} < f_{cd,t}$$

- $\sigma_{ct,d} = 1,35 * \sigma_{ct}$
- $f_{cd,t} = \frac{\sigma_{ckt}}{1,5}$

- $\sigma_{ckt} = 0,21 * (fck)^{(2/3)}$

4.3.3.- Comprobación de tensiones en el pavimento.

Se establece una doble comprobación.

Por un lado, la comprobación bajo acciones externas. Donde debe cumplirse:

$$\gamma_f * \sigma_{c,flex,max} \leq f_{ctd,flex}$$

Donde:

- $f_{ctd,flex} = \frac{f_{ck,flex}}{\gamma_c} \rightarrow$ teniendo en cuenta que los valores de γ_c suelen oscilar entre 1,5 y 1,8 según el nivel de riesgo.
- $f_{ck,flex} \rightarrow$ se obtiene de la tabla siguiente.

Tipo de hormigón		H-20	H-25	H-30	H-35	H-40	H-45	H-50
f_{ctk}		2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
f_{ctd}	$\gamma_c = 1,5$	1,5	1,7	1,9	2,1	2,3	2,5	2,7
	$\gamma_c = 1,8$	1,2	1,4	1,6	1,8	1,9	2,1	2,3
$f_{ck,flex}$		2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3
$f_{ctd,flex}$	$\gamma_c = 1,5$	1,9	2,2	2,5	2,8	3,0	3,3	3,5
	$\gamma_c = 1,8$	1,6	1,9	2,1	2,3	2,5	2,7	2,9

Una segunda comprobación es la correspondiente a la coincidencia de cargas externas con las acciones termohigrométricas, para lo que se adopta:

$$\frac{\sigma_{c,flex,max}}{f_{ctd,flex}} + \frac{\sigma_{ct}}{f_{ctd}} \leq 1$$

Donde:

- $f_{ctd,flex} \rightarrow$ se obtiene de la tabla anterior.
- $f_{ctd} \rightarrow$ se obtiene de la tabla anterior.



4.3.4.- Cálculo de la armadura en pavimentos con armadura de retracción y temperatura.

El pavimento se calcula y funciona como una losa de hormigón en masa. La armadura se coloca exclusivamente para controlar la fisuración debida a la retracción y a las variaciones térmicas.

Llamando A_s a la sección de acero de la losa por unidad de ancho y A_c a la de hormigón, también por unidad de ancho, para resistir las tracciones originadas por la retracción y los cambios térmicos debe cumplirse:

$$A_s * \sigma_s \geq A_c * \sigma_{ct}$$

Dónde:

- $\sigma_s \rightarrow$ con mallas electrosoldadas con $f_{yk}=500$ N/mm² suele limitarse a 25/280 N/mm² para controlar la fisuración.

Es recomendable mantener una cuantía geométrica mínima del 0,5% en cada dirección.



4.3.5.- Tablas de cálculos.

DATOS						
γ_c	25	KN/m ²				
f_{ck}	30	N/mm ²				
γ_c	1,35	-				
γ_c	1,5	-				
f_{yk}	280	N/mm ²				
cuantía geo	0,0005	-				
g	5	KN/m ²	5000	N	en 1	
q	6	KN/m ²	6000	N	m ²	
h	200	mm				
α	3,5	Coeficiente dependiente del tipo de junta entre losas		α	2,3	para juntas con ranura y lengüeta o con pasadores
				α	3,5	Para otros tipos de juntas.
P	11000	N				
K	0,07	N/mm ³	Módulo de balasto			
ρ	0,17	Módulo de poisson del hormigón				

ACCIONES PRODUCIDAS POR CARGAS EXTERNAS						
R	765,462771	Radio de rigidez relativa				
	Eci	35006,56892	N/mm2			
		βe	1,225	-		
		Ecm	28576,79096	N/mm2		
A	1	m2	Area equivalente			
r	564,189584	mm2	Radio del área circular equivalente al área de contacto de la carga			
σ_(c,flex,max)	0,20241745	N/mm2				
ACCIONES PRODUCIDAS POR LA RETRACCIÓN Y CAMBIOS DE TEMPERATURA						
Ljuntas,h	7	m	distancia entre			
Ljuntas,v	4	m	juntas			
ΔT	15	º				
Es	0,0003		Acortamiento de retracción			
α	0,00001	ºC-1	coeficiente de dilatación térmica			
μ	1	Diseño con superficie superior cerrada y lisa o con capa de arena o laminas aislantes				1
		Subbase con superficie rugosa				2
		Coeficiente de dilatación termica				1,5
δL _r	1,05	mm				
δL _t	0,525	mm				
Kt	1,05					

COMPROBACION DE TENSIONES EN EL PAVIMENTO			
σ _{ct}	0,0202125	N/mm2	
σ _{ct,d}	0,02728688	N/mm2	
σ _{ckt}	2,02752771	N/mm2	
f _{cd,t}	1,35168514	N/mm2	
¿σ _{ct,d} < f _{cd,t} ?	CUMPLE		
σ _{c,flex}	0,20241745	N/mm2	
σ _{cd,flex}	0,27326356	N/mm2	
f _{ck,flex}	3,8	N/mm2	TABLA
f _{ctd,flex}	2,53333333	N/mm2	
¿σ _{cd,flex} < f _{ctd,flex} ?	CUMPLE		
σ _{c,flex}	0,20241745	N/mm2	
f _{ctd,flex}	2,53333333	N/mm2	
σ _{ct}	0,0202125	N/mm2	
f _{ctd}	1,9	N/mm2	TABLA
$\frac{\sigma_{c,flex,max}}{f_{ctd,flex}} + \frac{\sigma_{ct}}{f_{ctd}} \leq 1$		CUMPLE	



CALCULO DE LA ARMADURA EN PAVIMENTOS					
dirección (x) de los	7	metros			
As,x	57,75	mm ²	en el ancho de	4	metros
As,x,min	400	mm ²			
nº de redondos (x)	6		CUMPLE		
Ø,x	10	mm			
As,x	471,238898	mm ²			
dirección (y) de los	4	metros			
As,y	57,75	mm ²	en el ancho de	7	metros
As,y,min	400	mm ²			
nº de redondos (y)	6		CUMPLE		
Ø,y	10	mm			
As,y	471,238898	mm ²			



5.- UNIONES, ANCLAJES Y SOLAPES

Para asegurar el buen funcionamiento de las armaduras es necesario anclarlas a partir de la sección donde dejan de ser necesarias. A su vez las uniones de diferentes elementos estructurales son puntos críticos en la estructura donde se producen acumulaciones de tensiones. Un buen análisis del flujo de tensiones producido en el elemento nos lleva a una solución óptima de la unión. En los apartados posteriores se va a analizar cada anclaje y unión del elemento estructural.

Es importante destacar que para el cálculo de las longitudes de anclaje y solapes hay que diferenciar dos posibles posiciones de la armadura. Dependiendo en qué posición se encuentre la armadura se emplearán cálculos diferentes. A continuación se explican estas dos posiciones:

- POSICIÓN I: Armaduras que formen un ángulo con la horizontal entre 45° y 90° . Si forman un ángulo inferior, deben estar situadas en la mitad inferior de la sección o a una distancia superior a 30 cm de la cara superior de hormigonado.
- POSICIÓN II: Armaduras horizontales (ángulo entre 0° y 45°) situadas en la mitad superior de la pieza y a menos de 30 cm de la cara superior de hormigonado.

Por otro lado se empleará el parámetro “m” es un coeficiente que tiene en cuenta la resistencia del hormigón y el tipo de acero, en este caso para HA-30 y B 500 S el parámetro “m” tiene un valor de 1,3.

También se empleará un parámetro “ β ” que depende del tipo de anclaje y el coeficiente “ α ” que depende de la separación entre solapes y del porcentaje de barras solapadas trabajando a tracción.

Los esfuerzos que se produzcan en la zona de anclaje también influye, si esta traccionado o comprimido. En este elemento como se ha explicado a lo largo del documento tiene ambas componentes debido al carácter aleatorio del viento, por tanto en estos casos se tomará como valor la tracción ya que esta produce una situación más desfavorable en cuanto al cálculo de la longitud de anclaje.

Por último, se tendrá que emplear el cociente entre la armadura obtenida por calculo y la armadura realmente dispuesta.

5.1.- Anclaje coronación del alzado.

En la coronación del muro será necesario anclar las armaduras verticales de ambas caras. El anclaje a realizar será en patilla y tendrá las siguientes características:

- Diámetro: 16 mm
- Posición = 2
- $m = 1,3$
- $A_{s,calc} = 8,773 \text{ cm}^2$
- $A_{s,disp} = 10,053 \text{ cm}^2$
- Tipo de esfuerzo: TRACCIÓN
- $B = 0,7$

$$L_{ANCLAJE} = 349,069929 \text{ mm}$$

$$L_{DISPONIBLE} = 500 \text{ mm} \gg L_{ANCLAJE} = 349,07 \text{ mm}$$

Para evitar la aparición de fisuras verticales en la coronación del muro es recomendable disponer dos redondos en la parte superior. En este caso debido a las dimensiones de la sección se ha considerado oportuno disponer tres redondos. A continuación se muestra la tabla que indica las dimensiones recomendadas de los redondos en función de la altura:

H (m)	ϕ (mm)
< 5	12
$5 \leq H \leq 8$	16
$H >$	20

Por tanto se dispondrán 3 ϕ 20 en la coronación en el eje longitudinal. A continuación se muestra un croquis de las longitudes de anclaje junto con los redondos de coronación:

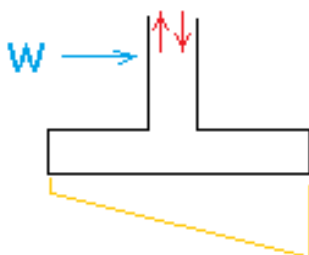


5.2.- Unión muro – zapata

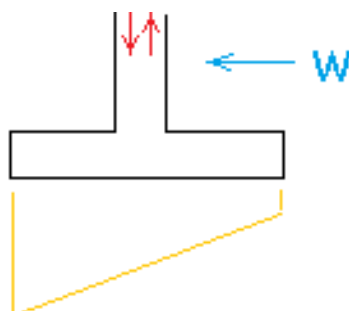
Para realizar un buen diseño de la zapata es conveniente analizar el flujo de tensiones que se generan en los diferentes casos de cargas.

En este caso existen dos casos bien diferenciados ya que los esfuerzos generados son contrarios. A continuación se muestran estos dos casos:

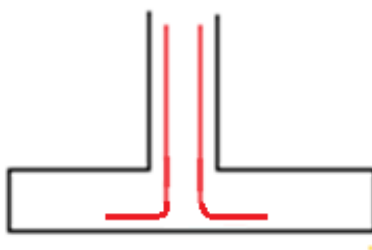
- Caso 1



- Caso 2



Por el lado que sopla el viento se generan tracciones y por el lado opuesto compresiones, las tensiones en el terreno son de mayor magnitud en el lado contrario al de la dirección del viento. Por este motivo se considera que el anclaje de la armadura traccionada en cada caso debe ir hacia el lado en la que se encuentra ubicada. Por tanto la solución que se le dará a la unión será la siguiente:



El anclaje a realizar será en prolongación recta y se empezará a contar desde que comienza el giro en la armadura. Este anclaje tendrá las siguientes características:

- Diámetro: 16 mm
- Posición = 1
- $m = 1,3$
- $A_{s,calc} = 8,773 \text{ cm}^2$
- $A_{s,disp} = 10,053 \text{ cm}^2$
- Tipo de esfuerzo: TRACCIÓN
- $B = 0,7$

$$L_{ANCLAJE} = 349,069929 \text{ mm}$$

$$L_{DISPONIBLE} = 2000 \text{ mm} \gg L_{ANCLAJE} = 349,07 \text{ mm}$$

5.3.- Anclaje extremo de zapata

El anclaje de la armadura de la zapata se dispondrá en patilla en ambos extremos. Este anclaje tendrá las siguientes características:

- Diámetro: 16 mm
- Posición = 1
- $m = 1,3$
- $A_{s,calc} = 14,226 \text{ cm}^2$
- $A_{s,disp} = 15,708 \text{ cm}^2$
- Tipo de esfuerzo: TRACCIÓN
- $B = 0,7$

$$L_{ANCLAJE} = 470,939649 \text{ mm}$$

$$L_{DISPONIBLE} = 800 \text{ mm} \gg L_{ANCLAJE} = 470,939649 \text{ mm}$$



5.4.- Longitudes de solape

Debido a la longitud de las barras y por facilidad constructiva será necesaria la ejecución de solapes entre barras. Con el solape se pretende conseguir la transmisión de los esfuerzos generados en las diferentes barras de armado. A continuación se procederá a realizar su cálculo:

- **Armadura vertical**

El solape diseñado tendrá las siguientes características:

- Diámetro: 16 mm
- Posición = 1
- $m = 1,3$
- $A_{s,calc} = 8,773 \text{ cm}^2$
- $A_{s,disp} = 10,053 \text{ cm}^2$
- Tipo de esfuerzo: TRACCIÓN
- $B = 0,7$
- $\alpha =$

$$L_{SOLAPE} = 628,325873 \text{ mm} \approx 630 \text{ mm}$$

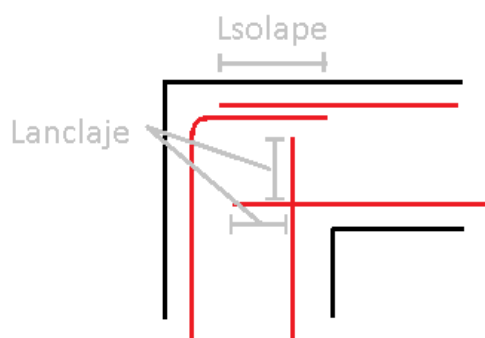
- **Armadura horizontal**

Dado que los cálculos de la armadura horizontal se ha considerado la ejecución de juntas de contracción cada 7,5 metros, no será necesario solapar las barras.

5.5.- Uniones de muros

En este apartado se van a analizar las uniones de los muros vistos desde planta. Existirán dos tipologías de uniones, a continuación se desarrollarán los cálculos y croquis necesarios para su total definición.

- Caso 1.



El anclaje diseñado tendrá las siguientes características:

- Diámetro: 12 mm
- Posición = 1
- $m = 1,3$
- $A_{s,calc} = 8,773 \text{ cm}^2$
- $A_{s,disp} = 11,31 \text{ cm}^2$
- Tipo de esfuerzo: TRACCIÓN
- $B = 0,7$

$$L_{ANCLAJE} = 185,680767 \text{ mm} \approx 186 \text{ mm}$$

$$L_{DISPONIBLE} = 500 \text{ mm} \gg L_{ANCLAJE} = 186 \text{ mm}$$

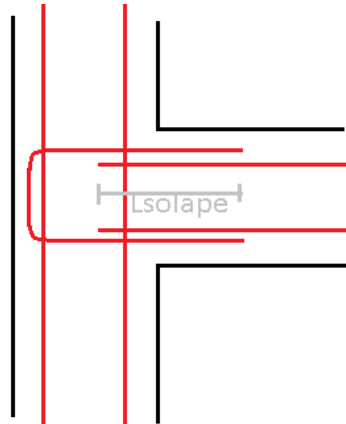


El solape diseñado tendrá las siguientes características:

- Diámetro: 12 mm
- Posición = 1
- $m = 1,3$
- $A_{s,calc} = 8,773 \text{ cm}^2$
- $A_{s,disp} = 11,31 \text{ cm}^2$
- Tipo de esfuerzo: TRACCIÓN
- $B = 1$
- $\alpha = 1,8$

$$L_{SOLAPE} = 344,83571 \text{ mm} \approx 345 \text{ mm}$$

- Caso 2



El solape diseñado tendrá las siguientes características:

- Diámetro: 12 mm
- Posición = 1
- $m = 1,3$
- $A_{s,calc} = 8,773 \text{ cm}^2$
- $A_{s,disp} = 11,31 \text{ cm}^2$
- Tipo de esfuerzo: TRACCIÓN
- $B = 1$
- $\alpha = 1,8$

$$L_{SOLAPE} = 344,83571 \text{ mm} \approx 345 \text{ mm}$$

6.- JUNTAS

6.1.- Junta cimientto -alzado

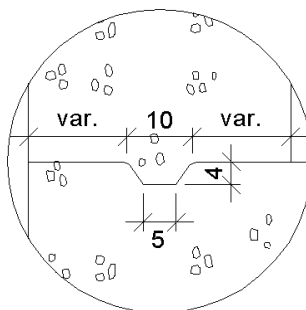
El diseño de este tipo de juntas es por motivos constructivos, ya que el proceso constructivo mas idóneo es el hormigonar primero la zapata dejando unas esperas, para posteriormente hormigonar el alzado.

En este tipo de ejecución se forma una junta entre el alzado y el cimiento en la que se deben tener en cuenta unas series de características para que la transmisión de esfuerzos se generen de manera correcta.

- Dejar rugosidad natural del vibrado.
- Humedecer la junta antes de realizar el hormigonado del alzado.
- Tener especial cuidado al vibrar la primera tongada del alzado.
- Realizar una llave de cortante.

Detalle Llave de Cortante

-Aconsejable para conectar mejor el muro a su zapata y conseguir impermeabilidad.
-Se ejecutará hundiendo un tablón estando el hormigon fresco.



6.2.- Juntas de contracción

Cimiento

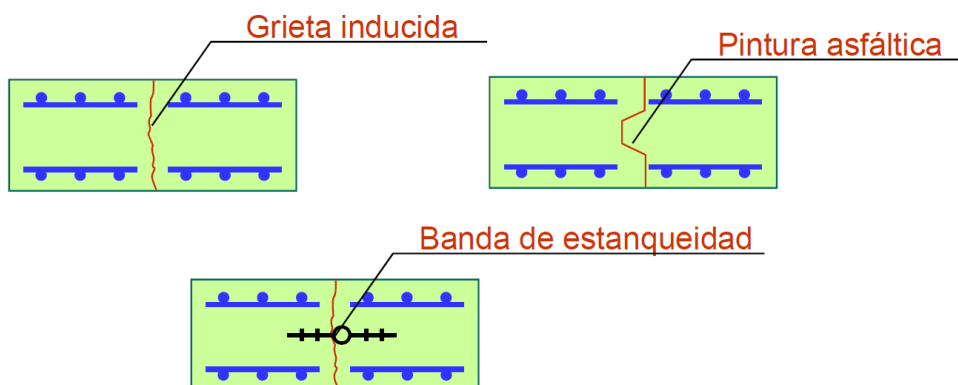
Distancia máxima en metros entre juntas

CLIMA	EPOCA DEL AÑO	
	Tªmedia > 18º	Tªmedia < 18º
SECO (HR < 60%)	16	20
HÚMEDO (HR > 60%)	20	24

Alzado

En el alzado las juntas de contracción estarán dispuestas cada 7,5 metros con la armadura horizontal interrumpida, ya que el diseño de la armadura horizontal se ha realizado siguiendo este criterio.

A continuación se muestran diferentes formas de realizar estas juntas.



6.3.- Juntas de dilatación

Alzado

- Cada 20 m como máximo en temperaturas extremas
- Cada 30 m como máximo en temperaturas moderadas
- Se recomienda que la separación no sea superior a 3·altura (CTE)
- Cambio de altura del muro
- Cambio de profundidad del muro
- Cambio de dirección en planta

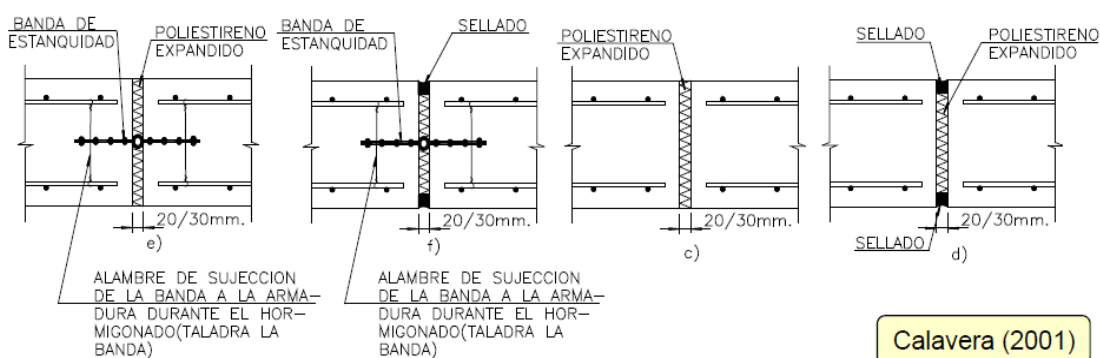
→ Abertura será de 2 a 4 cm (según ΔT)

En la estructura frontón será necesario ejecutar una junta de dilatación que se ubicará en la terminación del frontón de 30 metros y se ejecutará de forma que el acabado sea liso para que no interfiera en el rebote de la pelota de frontón durante el juego.

Cimiento

- Cambio de profundidad del muro
- Cambio de dirección en planta

Por tanto será necesaria la ejecución de juntas de dilatación en las zapatas en los cambios de dirección.



7.- Tabla resumen resultados y datos

7.1.- Datos de entrada del dimensionamiento del muro

DATOS DE ENTRADA		
Ambiente	lib	
t(vida útil)	50	años
n compresión	5	nº redondos
n traccion	5	nº redondos
ølong,compresión	16	mm
ølong,tracción	16	mm
øtrans	0	mm
st	0	m
nº ramas	0	
As'(compresión)	10,0530965	cm ²
As (tracción)	10,0530965	cm ²
h	0,5	m
b	1	m
fyk	500	Mpa
fck	30	Mpa
fck,min(ambiente)	30	Mpa
yc	1,5	
ys	1,15	
tipo cemento	CEM I	
tipo de hormigon	armado	
tipo de control	no intenso	
Écu	0,0035	m/m
Éco	0,002	m/m
Es	0,01	m/m
Es	200000	Mpa
Ec	28576,791	Mpa
α	90	1,57079633 °//rad
θ	45	0,78539816 °//rad
(rmin)	20	mm
rec.mecanico.trac	38	mm
rec.mecanico.com	38	mm
rec.nominal//c (Rec. G	30	mm
Δr(margen de rec.)	10	mm
d	0,462	m
d'	0,038	m
fyd	434,782609	MPa
fcd	20	MPa
fct,m,fl	3,18611497	MPa
fct,m	2,89646815	MPa
f1cd	12	MPa
fyα,d	400	MPa
Wmax	0	mm
s,entre barras	215	mm
lb	0,01041667	m ⁴
Ac,ef	1580	cm ²
n (coef. Homogeniz)	6,99868646	

7.2.- Resultados cálculos dimensionamiento muro

Verificaciones ELU-ELS sección más desfavorable del muro						
ELU frente a solicitaciones normales						
	Armadura calculada			Armadura Mínima		Armadura a
	Flexion	Cortante	Total	Mecánicos	Geométricos	disponer
As,compr (cm2)	4,429949361	0,48515625	4,915105611	8,773451754	4,50	8,77345175
As,trac (cm2)	4,429949361	0,48515625	4,915105611	8,773451754	4,50	8,77345175
As,total(cm2)	8,859898722	0,9703125	9,830211222	17,54690351	9	17,5469035
Md:	131,8359375	mKN(+/-)	Profundidad de la fibra neutra(x):		0,024166812	m
ELU solicitaciones tangenciales						
Vd=	21,09	KN				
Vrd=	15,06	KN				
Vu2=	168,01	KN				
ELS solicitaciones normales						
Momento de servicio=			97,65625	KNm		
Momento de fisuración=			132,7547904	KNm		
Aparición de fis. por compresión:	$\sigma_{c,max}$ (Mpa)=	0,952898711	$\leq 0,6 \cdot f_{ck} =$		18	Mpa
Fisuración por tracción:	$s_m =$	0,28128	m			
	$W_k =$	0	mm< $W_{max} =$		0,3	mm

7.3.- Datos de entrada del dimensionamiento de la cimentación

DATOS DE ENTRADA		
Ambiente	lib	
t(vida útil)	50	años
n compresión	4	nº redondos
n traccion	5	nº redondos
ølong,traccion,x	16	mm
ølong,traccion, y	20	mm
As(trac,x)	8,042477193	cm2
As (trac,y)	15,70796327	cm2
h	0,8	m
b	1	m
fyk	500	Mpa
fck	30	Mpa
fck,min(ambiente)	30	Mpa
γc	1,5	
γs	1,15	
tipo cemento	CEM I	¿CEM I/otros?
tipo de hormigon	armado	
tipo de control	no intenso	
εcu	0,0035	m/m
εco	0,002	m/m
Es	0,01	m/m
Es	200000	Mpa
Ec	28576,79096	Mpa
α	90	1,570796327 °//rad
θ	45	0,785398163 °//rad
(rmin)	25	mm
rec.mecanico.x	63	mm
rec.mecanico,y	45	mm
rec.nominal//c (Rec. G	35	mm
Δr(margen de rec.)	10	mm
d	0,737	m
d'	0,045	m
fyd	434,7826087	MPa
fcd	20	MPa
fct,m,fl	2,896468154	MPa
fct,m	2,896468154	MPa
f1cd	12	MPa
fyα,d	400	MPa
Wmax	0	mm
s,entre barras	207,5	mm
lb	0,042666667	m4
Ac,ef	2130	cm2
n (coef. Homogeniz)	6,998686462	

7.4.- Resultados cálculos dimensionamiento zapata

Verificaciones ELU-ELS sección más desfavorable de la zapata						
Tensiones en el terreno ELU						
Tension maxima	132,5947266 KN/m2/m					
Tensión mínima	21,06152344 KN/m2/m					
Longitud de apoyo zapata	4 m					
Tensiones en el terreno ELS						
Tension maxima	105,5585938 KN/m2/m					
Tensión mínima	22,94140625 KN/m2/m					
Longitud de apoyo zapata	4 m					
Sección de referencia A-A						
ELU solicitaciones normales						
	Armadura calculada			Armadura Mínima		Armadura a disponer
	Flexión	Cortante	Total	Mecánicos	Geométricos	
A _{s,compr} (m²)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
A _{s,trac} (m2)	8,613	2,736	11,349	14,226	7,200	14,226
A _{s,total} (m2)	8,613	2,736	11,349	14,226	7,200	14,226
M _d =	192,5640566	mKN	Profundidad de la fibra neutra (x):		0,000587699	m
ELU solicitaciones tangenciales						
V _d =	118,97	kN				
V _{u2} =	387,3450012	kN				
ELS fisuración						
Momento de servicio=			154,8638982	KNm		
Momento de fisuración=			308,9566031	KNm		
Profundidad de la fibra neutra (x) =			0,11244901	m		
Aparición de fis. por compresión: σ _{c,max} (Mpa)= 0,408147475 ≤0,6*f _{ck} = 18 Mpa						
Fisuración por tracción: s _m =			0,228422548	m		
		W _k =	0	mm< W _{max} =	0,3	mm

B) APÉNDICE CALCULO DE DEPÓSITOS Y MURO PERIMETRAL DE CONTENCIÓN DE TIERRAS

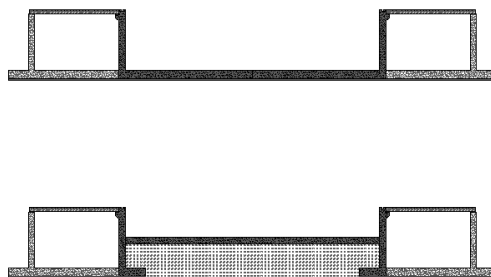
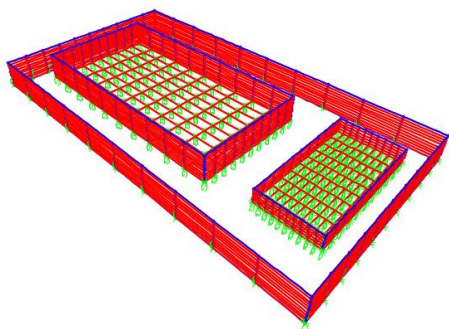
1.- DESCRIPCIÓN ESTRUCTURA

La estructura se trata de dos depósitos que forman los vasos de dos piscinas. Uno de los vasos es una piscina de enseñanza de 12,5 x 6 metros y el otro vaso se trata de una piscina semiolímpica de dimensiones 25 x 12,5 metros. Ambas piscinas están formadas por muros y losas de hormigón armado.

De forma perimetral, se ejecutará otro muro de contención de tierras, con el objetivo de crear una zona entre los dos muros que permita el acceso al vaso de las piscinas para que puedan ser inspeccionables, requisito que marca la normativa deportiva de piscinas. Y a su vez, se aprovecha este espacio para alojar las correspondientes instalaciones necesarias de depuración y calentamiento para ambas piscinas y el calderín de la instalación de agua caliente sanitaria del polideportivo.

En la coronación del muro de contención de tierras se dispondrá de un neopreno para el apoyo de una placa alveolar que formará el forjado de la sala de piscinas. Y en el muro de los vasos esta placa de neopreno apoyará sobre una ménsula corta. La coronación de los muros de las piscinas tendrá una forma en "U" que tendrá la función de rebosadero para recoger el agua de la piscina y llevarla al circuito de depuración.

En la figura adjunta se muestra un croquis de los elementos estructurales de las piscinas junto con el muro perimetral de contención de tierras.



2.- ACCIONES

2.1.- Acciones consideradas

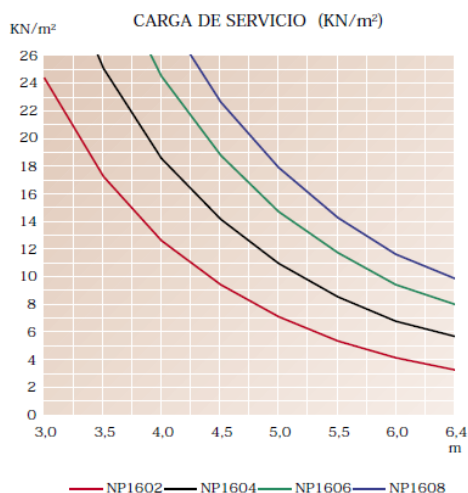
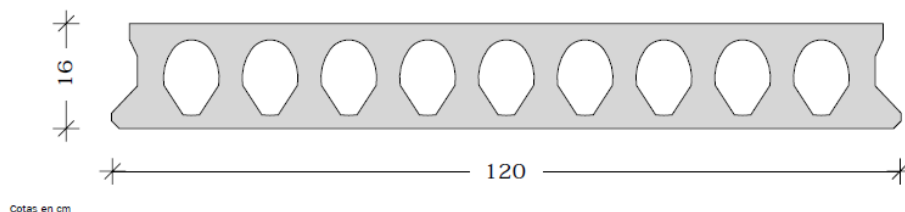
2.1.1.- Acciones permanentes.

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

- El peso propio de los elementos estructurales. Todos aquellos que estén ejecutados con hormigón armado.

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

- Peso propio de las placas alveolares por las que está formado el forjado superior de la sala de instalaciones. Esta placa alveolar es del tipo NP-120/16



DATOS TÉCNICOS

Las dimensiones de la placa son:

Anchura	120 cm
Altura	16 cm
Longitud	0 - 6,40 m
Longitud mínima apoyo	10 cm
Peso placa alveolar	2,96 KN/ml / 2,46 KN/m ²
Peso placa juntas llenas	2,63 KN/m ²
Resistencia al fuego	REI 120
Aislamiento acústico Rw	46,7 dB

Para determinar la carga de servicio ya se ha considerado el peso propio de la placa.

Un forjado realizado con placas alveolares HORMIPRESA con las juntas llenas de un hormigón de calidad tipo HA-25 distribuye perfectamente las cargas lineales y puntuales que puedan existir.



- Colocación de una capa de compresión de hormigón de 5 cm y sobre esta una capa de baldosas antideslizantes junto con mortero que sumarán un espesor de 1 cm. Se dotará a la capa hormigón a compresión de una pequeña pendiente que permita la evacuación de agua hacia los extremos.

Empuje del terreno. En el muro perimetral que cierra la sala de instalaciones, está sometido a la acción de las tierras. La superficie inferior de la losa de cimentación se encuentra a una cota de -3,4 m. Las características geotécnicas del relleno existente necesarias para el cálculo son

- Peso específico de gravas: $\gamma_g = 22 \text{ KN/m}^3$ (tras compactar).
- Peso específico terreno natural: $\gamma_t = 20 \text{ KN/m}^3$
- $\phi = 25^\circ$
- $C = 0,12 \text{ kg/cm}^2$
- $K_0 = (1 - \sin \phi') = 0.577$
- Tensión admisible del terreno: $\sigma_{adm} = 2,4 \text{ Kg/cm}^2 = 240 \text{ KPa} = 240 \text{ KN/m}^2$

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 a modo de relleno entre el terreno natural y el trasdós del muro estarán perfectamente compactadas.

La posible influencia de otras estructuras o cimentaciones cercanas no se van a tener en cuenta ya que el diseño está realizado de forma que está lo suficientemente alejado para que las diferentes estructuras no se vean afectadas entre ellas.



2.1.2.- 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.

2.1.3.- Acciones variables.

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

- Sobrecarga de uso sobre el forjado de la planta de la piscina. Según el CTE Documento Básico SE-AE (tabla 3.1) para una zona destinada a actividades física, categoría de uso C4 tenemos los siguientes valores característicos:
 - $Q_{scu} = 5 \text{ KN/m}^2$ carga uniformemente repartida.
 - $Q_{scu} = 7 \text{ KN}$ de carga concentrada.
- Empuje hidrostático. Ley de presiones triangular que actuará en una altura:
 - En el vaso de la piscina N1 (25x12,5)m² la altura será de 3 metros.
 - En el vaso de la piscina E1 (12,5x6) m² la altura será de 1,5 metro.

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

2.1.4.- 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 la Vall d'Uixó (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).

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

2.2.- Combinación de acciones

Para la comprobación del Estado Límite Último 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 la situación de proyecto cuasi permanente, para comprobar el estado límite de servicio frente a fisuración y la situación de proyecto más desfavorable, para comprobar el estado límite de servicio frente a fisuración por compresión. 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:

2.2.1.- Muro Perimetral De Contención De Tierras. ELU

Este elemento estructural estará sometido principalmente a las siguientes acciones:

- 1) Peso propio
- 2) Empuje de tierras.
- 3) Momento flector producido por la viga biapoyada, considerando cargas ELU.

Nº	HIPOTESIS DE CARGA	ACCIONES ACTUANTES
1	Proceso constructivo 1	Únicamente peso propio
2	Proceso constructivo 2A	Peso propio + empuje de tierras
3	Proceso constructivo 2B	Peso propio + momento flector
4	Situación final	Peso propio + momento flector + empuje de tierras

- Nota: Las situaciones 2 y 3 dependerán del proceso constructivo en el que se vaya a ejecutar la obra. Se ha considerado en la opción 2A que el relleno de las tierras se realiza antes que la colocación del forjado. Y en la situación 2B se ha considerado que el forjado se coloca antes que las tierras. Es más eficaz desde el punto de vista estructural la opción 2B.



2.2.2- Muro Perimetral De Contención De Tierras. ELS

Este elemento estructural estará sometido principalmente a las siguientes acciones:

- 1) Peso propio.
- 2) Empuje de tierras.
- 3) Momento flector producido por la viga biapoyada, considerando cargas ELS.

Nº	HIPOTESIS DE CARGA	ACCIONES ACTUANTES
1	Situación final	Peso propio + momento flector + empuje de tierras

2.2.3.- Muro Perimetral Del Vaso De La Piscina N1. ELU

Este elemento estructural estará sometido principalmente a las siguientes acciones:

- 1) Peso propio.
- 2) Empuje de agua.
- 3) Momento flector producido por la viga biapoyada, considerando cargas ELU.

Nº	HIPOTESIS DE CARGA	ACCIONES ACTUANTES
1	Proceso constructivo 1	Únicamente peso propio
2	Situación final 1	Peso propio + momento flector
3	Situación final 2	Peso propio + momento flector + empuje de agua

2.2.4.- Muro Perimetral Del Vaso De La Piscina N1. ELS

Este elemento estructural estará sometido principalmente a las siguientes acciones:

- 1) Peso propio.
- 2) Empuje de agua.
- 3) Momento flector producido por la viga biapoyada, considerando cargas ELS.

Nº	HIPOTESIS DE CARGA	ACCIONES ACTUANTES
1	Situación final 1	Peso propio + momento flector
2	Situación final 2	Peso propio + momento flector + empuje de agua

2.2.5.- Muro Perimetral Del Vaso De La Piscina E1. ELU

Este elemento estructural estará sometido principalmente a las siguientes acciones:

- 1) Peso propio.
- 2) Empuje de agua.
- 3) Empuje de tierras (En la parte inferior del muro por debajo de la piscina E1).
- 4) Momento flector producido por la viga biapoyada, considerando cargas ELU.

Nº	HIPOTESIS DE CARGA	ACCIONES ACTUANTES
1	Proceso constructivo 1	Únicamente peso propio
2	Proceso constructivo 2	Peso propio + empuje de tierras
3	Situación final 1	Peso propio + momento flector + empuje de tierras
4	Situación final 2	Peso propio + momento flector + empuje de tierras + empuje de agua

2.2.6.- Muro Perimetral Del Vaso De La Piscina E1. ELS

Este elemento estructural estará sometido principalmente a las siguientes acciones:

- 1) Peso propio.
- 2) Empuje de agua.
- 3) Empuje de tierras (En la parte inferior del muro por debajo de la piscina E1).
- 4) Momento flector producido por la viga biapoyada, considerando cargas ELS.

Nº	HIPOTESIS DE CARGA	ACCIONES ACTUANTES
1	Situación final 1	Peso propio + momento flector + empuje de tierras
2	Situación final 2	Peso propio + momento flector + empuje de tierras + empuje de agua

2.2.7.- Placa alveolar biapoyada en ambos muros. ELU

Este elemento estructural estará sometido principalmente a las siguientes acciones:

- 1) Peso propio placa alveolar.
- 2) Capa de compresión y pavimento
- 3) Sobre cargas

Nº	HIPOTESIS DE CARGA	ACCIONES ACTUANTES
1	Proceso constructivo 1	Peso propio placa
2	Proceso constructivo 2	Peso propio placa + capa de compresión
3	Situación final 1	Peso propio placa + capa de compresión+ pavimento
4	Situación final 2	Peso propio placa + capa de compresión+ pavimento+ sobrecargas

2.2.8.- Placa alveolar biapoyada en ambos muros. ELS

Este elemento estructural estará sometido principalmente a las siguientes acciones:

- 1) Peso propio placa alveolar.
- 2) Capa de compresión y pavimento
- 3) Sobre cargas

Nº	HIPOTESIS DE CARGA	ACCIONES ACTUANTES
1	Situación final 1	Peso propio placa + capa de compresión+ pavimento
2	Situación final 2	Peso propio placa + capa de compresión+ pavimento+ sobrecargas

2.2.9.- Losa Inferior Piscina N1 Y E1.ELU y ELS

Este elemento estructural estará sometido principalmente a las siguientes acciones:

- 1) Peso propio
- 2) Presión de agua.

Nº	HIPOTESIS DE CARGA	ACCIONES ACTUANTES
1	Situación final 1	Peso propio
2	Situación final 2	Peso propio + presión de agua



3.- ESFUERZOS

3.1.- Esfuerzos en los alzados de los muros

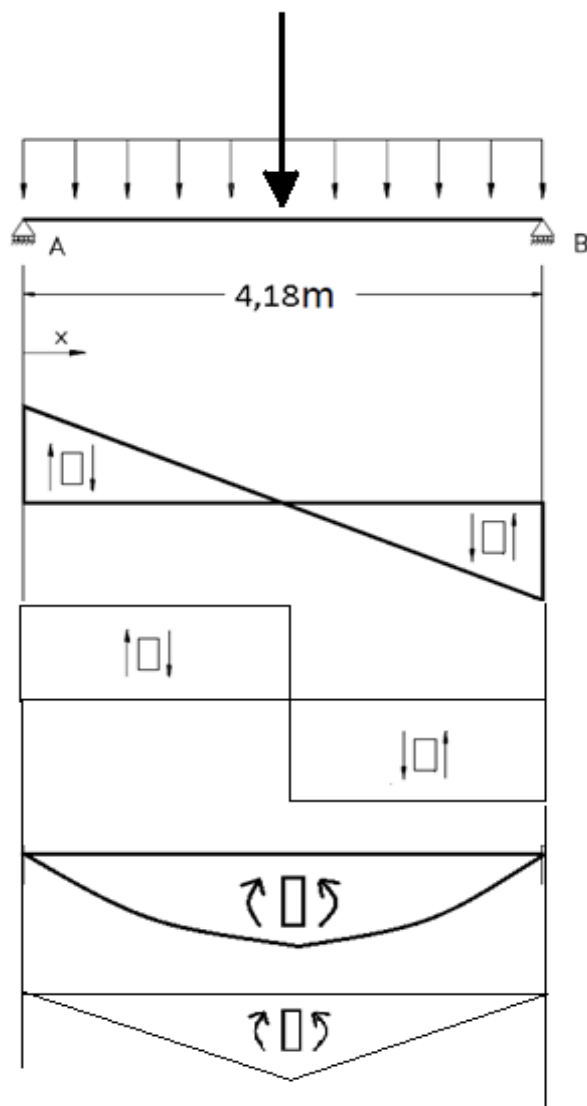
REACCIONES DEL APOYO DEL FORJADO ENTRE EL MURO DE CONTENCIÓN Y DE LAS PISCINAS

Para la ejecución del forjado perimetral a las piscinas se ha optado por disponer placas alveolares. En este apartado se calculan los esfuerzos que esta debe soportar a partir de las acciones que actúan sobre ella. Las reacciones de la placa en ambos apoyos se emplearán como una acción en la ménsula de los muros.

El pasillo perimetral de inspección que bordea ambas piscinas tiene tres anchuras diferentes, para el cálculo de los esfuerzos únicamente se escogerá la luz de mayor valor con la que se dimensionará ambas placas. Esta luz está calculada desde el punto medio de las placas de neopreno donde apoyarán las placas alveolares. A continuación se indica el valor de las luces existentes:

- L1= 4,19 m
- L2= 1,58 m
- L3=4,79 m

En la imagen siguiente se ilustra el modelo estructural de cálculo, que se denomina viga biapoyada, junto con las acciones a las que está sometido, que en este caso será su peso propio y sobrecarga de uso tanto repartida como puntal, y los esfuerzos resultantes tanto de cortante y la ley de flectores.



Las acciones que actúan se han descrito en el “apartado 2.1.- Acciones consideradas” y son las siguientes:

- Peso propio placa: $2,63 \text{ KN/m}^2 \cdot 1 \text{ m} = 2,63 \text{ KN/m}$
- Peso propio capa compresión: $25 \text{ KN/m}^3 \cdot 0,03 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 0,75 \text{ KN/m}$
- Sobre Carga de Uso uniformemente repartida. $Q_{\text{scu}} = 5 \text{ KN/m}^2 \cdot 1 \text{ m} = 5 \text{ KN/m}$
- Sobre Carga de Uso concentrada. $Q_{\text{scu}} = 7 \text{ KN}$



Agrupando las acciones:

- $g=3,38 \text{ KN/m}$
- $q=5 \text{ KN/m}$
- $Q_{scu} = 7 \text{ KN}$

La sobre carga de uso concentrada se debe considerar en la posición más desfavorable que será en el centro de la luz.

Las reacciones y las ecuaciones que rigen estas leyes de esfuerzos, junto con la combinación de ELU y ELS son las siguientes:

$$\text{E. L. U.} \rightarrow R_a = R_b = \gamma_g * \left(\frac{g * L}{2}\right) + \gamma_q * \left(\frac{q * L}{2}\right) + \gamma_q * \Psi_0 * \left(\frac{Q_{scu}}{2}\right) = 30,52 \text{ KN}$$

$$\text{E. L. S.} \rightarrow R_a = R_b = \gamma_g * \left(\frac{g * L}{2}\right) + \gamma_q * \Psi_2 * \left(\frac{q * L}{2}\right) + \gamma_q * \left(\frac{Q_{scu}}{2}\right) = 20 \text{ KN}$$

$$\text{E. L. U.} \rightarrow V_{d, \max} = R_a = R_b = 30,52 \text{ KN}$$

$$\text{E. L. S.} \rightarrow V_{d, \max} = R_a = R_b = 20 \text{ KN}$$

$$\text{E. L. U.} \rightarrow M_{d, \max} = \gamma_g * \left(\frac{g * L^2}{2}\right) + \gamma_q * \Psi_0 * \left(\frac{q * L^2}{2}\right) + \gamma_q * \frac{Q_{scu} * L}{2} = 127,88 \text{ KN/m}$$

$$\text{E. L. S.} \rightarrow M_{d, \max} = \gamma_g * \left(\frac{g * L^2}{2}\right) + \gamma_q * \Psi_2 * \left(\frac{q * L^2}{2}\right) + \gamma_q * \frac{Q_{scu} * L}{2} = 78 \text{ KN/m}$$

ALZADO -MURO CONTENCIÓN DE TIERRAS

En este apartado se van a calcular los esfuerzos que afectan al muro perimetral de contención de tierras.

La altura de este muro es de 2,77 metros, que junto con la placa alveolar, la capa de compresión y el solado sumarán una altura de 3 metros.

Para el cálculo del empuje de tierras no se tendrá en cuenta el empuje pasivo del terreno para quedarnos del lado de la seguridad.

El trasdós del muro estará relleno de terreno granular junto con un tubo ranurado de drenaje que se dispondrá en la parte inferior del trasdós del muro para facilitar el drenaje. De esta forma se evitan los incrementos de presiones que se pudieran producir debido a la presencia de agua, por tanto el ángulo de rozamiento entre el muro de hormigón armado y el terreno granular será el siguiente:

$$\delta = \frac{2}{3} * \varphi = \frac{2}{3} * 25 = 20^\circ$$

Para el cálculo del empuje activo producido por el terreno se va a considerar la teoría de Coulomb en la que se calculan dos coeficientes, uno para el empuje vertical y otro para el empuje horizontal:

$$\lambda_h = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2(\alpha) * (1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) * \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha + \delta) * \sin(\alpha - \beta)}})} = 0,345650071$$

$$\lambda_v = \lambda_h * \cot(\alpha - \delta) = 0,103480838$$

Una vez calculados estos coeficientes ya podemos proceder a valorar el empuje activo del terreno, este se descompondrá en una componente vertical y en una componente horizontal. Los resultados de estos cálculos se muestran en una tabla junto con las excentricidades de cada componente respecto del c.d.g. de la sección analizada:

$$E_{\text{Resultante}}(z) = \gamma * z * \sqrt{\lambda_h^2 * \lambda_v^2}$$

$$E_v(z) = \gamma * \frac{z^2}{2} * \lambda_h$$

$$E_h(z) = \gamma * \frac{z^2}{2} * \lambda_v$$

z (m)	Er(z)	Eh(z)	Ev(z)	ev	eh
0,2	1,443	0,138	0,041	0,150	0,067
0,4	2,886	0,553	0,166	0,150	0,133
0,6	4,330	1,244	0,373	0,150	0,200
0,8	5,773	2,212	0,662	0,150	0,267
1	7,216	3,457	1,035	0,150	0,333
1,2	8,659	4,977	1,490	0,150	0,400
1,4	10,103	6,775	2,028	0,150	0,467
1,6	11,546	8,849	2,649	0,150	0,533
1,8	12,989	11,199	3,353	0,150	0,600
2	14,432	13,826	4,139	0,150	0,667
2,2	15,876	16,729	5,008	0,150	0,733
2,4	17,319	19,909	5,960	0,150	0,800
2,6	18,762	23,366	6,995	0,150	0,867
2,77	19,989	26,521	7,940	0,150	0,923

Una vez obtenido el empuje del muro se podrán realizar los cálculos para la obtención de los esfuerzos de diseño que se emplearán para el dimensionamiento del alzado del muro. Para ello se han tenido en cuenta las siguientes acciones:

- Empuje de tierras.
- Peso propio.
- Esfuerzos transmitidos en coronación por la placa alveolar.

No se tiene en cuenta el efecto de del empuje del agua que pueda existir en el trasdós del muro ya que se dispondrá una capa drenante de relleno granular.

z (m)	AXILES (KN)				CORTANTE (KN)	FLECTORES (KNm)	
	Ng	N,coronación(ELU)	N,coronación(ELS)	Ne	Ve (KN)	Me,h (KNm)	Me,v(KNm)
0,2	1,500	30,520	20,000	0,041	0,138	0,009	-0,006
0,4	3,000	30,520	20,000	0,166	0,553	0,074	-0,025
0,6	4,500	30,520	20,000	0,373	1,244	0,249	-0,056
0,8	6,000	30,520	20,000	0,662	2,212	0,590	-0,099
1	7,500	30,520	20,000	1,035	3,457	1,152	-0,155
1,2	9,000	30,520	20,000	1,490	4,977	1,991	-0,224
1,4	10,500	30,520	20,000	2,028	6,775	3,162	-0,304
1,6	12,000	30,520	20,000	2,649	8,849	4,719	-0,397
1,8	13,500	30,520	20,000	3,353	11,199	6,719	-0,503
2	15,000	30,520	20,000	4,139	13,826	9,217	-0,621
2,2	16,500	30,520	20,000	5,008	16,729	12,268	-0,751
2,4	18,000	30,520	20,000	5,960	19,909	15,928	-0,894
2,6	19,500	30,520	20,000	6,995	23,366	20,250	-1,049
2,77	20,775	30,520	20,000	7,940	26,521	24,488	-1,191

z(m)	ELS			ELU		
	N	V	M	N	V	M
0,2	21,541	0,138	0,003	32,601	0,187	0,006
0,4	23,166	0,553	0,049	34,794	0,747	0,075
0,6	24,873	1,244	0,193	37,098	1,680	0,280
0,8	26,662	2,212	0,491	39,514	2,986	0,697
1	28,535	3,457	0,997	42,042	4,666	1,400
1,2	30,490	4,977	1,767	44,682	6,719	2,464
1,4	32,528	6,775	2,857	47,433	9,146	3,964
1,6	34,649	8,849	4,322	50,296	11,946	5,974
1,8	36,853	11,199	6,217	53,271	15,119	8,568
2	39,139	13,826	8,596	56,358	18,665	11,823
2,2	41,508	16,729	11,517	59,556	22,585	15,811
2,4	43,960	19,909	15,033	62,867	26,878	20,608
2,6	46,495	23,366	19,201	66,289	31,544	26,289
2,77	48,715	26,521	23,297	69,285	35,804	31,868

ALZADO MURO CONTENCIÓN DE AGUA N1

En este apartado se va a proceder a calcular las acciones que actúan en el alzado del muro de contención de aguas del depósito N1 que tiene unas dimensiones de 12,5 m x 25 m x 3m.

Por tanto la altura del muro es de 3 metros, y en él se ejecutará una ménsula donde apoye la placa alveolar que servirá de forjado en el perímetro de las piscinas. Para el cálculo de las acciones necesitamos conocer la excentricidad de la aplicación de las cargas en la ménsula sobre el c.d.g. del muro, que será de 0,43 metros.

Las acciones a las que está sometido este muro son las siguientes:

- Peso propio
- Transmisión de esfuerzos a través de la ménsula.
- Empuje del agua contenido en el deposito

	AXILES (KN)			CORTANTE (KN)	FLECTORES (KNm)		
z (m)	Ng	Nménsula(ELU)	Nménsula(ELS)	Vw	Mménsula(ELU)	Mménsula(ELS)	Mw
0,2	1,500	30,520	20,000	0,200	13,124	8,600	0,013
0,4	3,000	30,520	20,000	0,800	13,124	8,600	0,107
0,6	4,500	30,520	20,000	1,800	13,124	8,600	0,360
0,8	6,000	30,520	20,000	3,200	13,124	8,600	0,853
1	7,500	30,520	20,000	5,000	13,124	8,600	1,667
1,2	9,000	30,520	20,000	7,200	13,124	8,600	2,880
1,4	10,500	30,520	20,000	9,800	13,124	8,600	4,573
1,6	12,000	30,520	20,000	12,800	13,124	8,600	6,827
1,8	13,500	30,520	20,000	16,200	13,124	8,600	9,720
2	15,000	30,520	20,000	20,000	13,124	8,600	13,333
2,2	16,500	30,520	20,000	24,200	13,124	8,600	17,747
2,4	18,000	30,520	20,000	28,800	13,124	8,600	23,040
2,6	19,500	30,520	20,000	33,800	13,124	8,600	29,293
2,8	21,000	30,520	20,000	39,200	13,124	8,600	36,587
3	22,500	30,520	20,000	45,000	13,124	8,600	45,000



	ELS			ELU		
z(m)	N (KN)	V (KN)	M (KNm)	N (KN)	V (KN)	M (KNm)
0,2	21,500	0,200	8,613	32,545	0,300	13,144
0,4	23,000	0,800	8,707	34,570	1,200	13,284
0,6	24,500	1,800	8,960	36,595	2,700	13,664
0,8	26,000	3,200	9,453	38,620	4,800	14,404
1	27,500	5,000	10,267	40,645	7,500	15,624
1,2	29,000	7,200	11,480	42,670	10,800	17,444
1,4	30,500	9,800	13,173	44,695	14,700	19,984
1,6	32,000	12,800	15,427	46,720	19,200	23,364
1,8	33,500	16,200	18,320	48,745	24,300	27,704
2	35,000	20,000	21,933	50,770	30,000	33,124
2,2	36,500	24,200	26,347	52,795	36,300	39,744
2,4	38,000	28,800	31,640	54,820	43,200	47,684
2,6	39,500	33,800	37,893	56,845	50,700	57,064
2,8	41,000	39,200	45,187	58,870	58,800	68,004
3	42,500	45,000	53,600	60,895	67,500	80,624

ALZADO MURO CONTENCIÓN DE AGUA E1

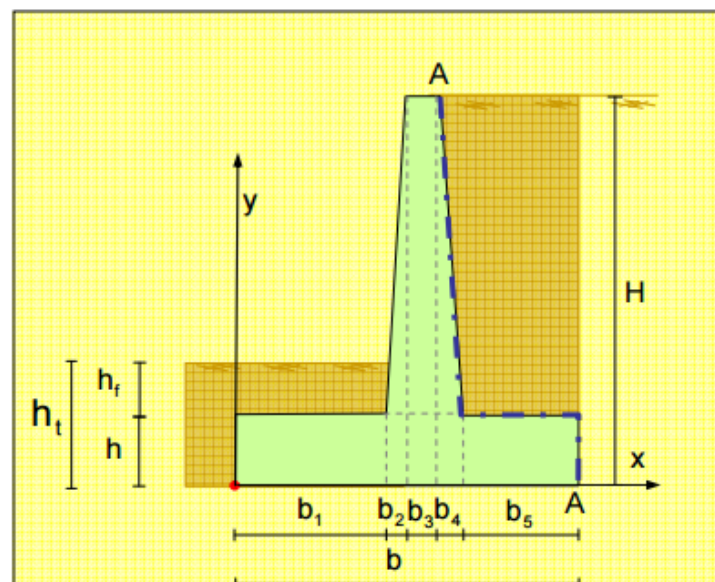
Este muro es de las mismas características que el analizado anteriormente, mide 3 metros de altura y dispone de una ménsula donde apoyará la placa alveolar, la única diferencia es que la profundidad del depósito es inferior. Por tanto se considerará el empuje del agua hasta la profundidad del vaso que es de 1,5 metros y en el resto del muro no se considerará ninguna acción ya que se dispondrá hormigón de limpieza hasta la cota de cimentación, quedando así el conjunto de la estructura apoyada al mismo nivel.

Las acciones a las que está sometido este muro son las siguientes:

- Peso propio
- Empuje del agua
- Transmisión de esfuerzos a través de la ménsula.

	AXILES (KN)			CORTANTE (KN)	FLECTORES (KNm)		
z (m)	Ng	Nménsula(ELU)	Nménsula(ELS)	Vw	Mménsula(ELU)	Mménsula(ELS)	Mw
0,2	1,50	30,52	20,00	0,20	13,12	8,60	0,01
0,4	3,00	30,52	20,00	0,80	13,12	8,60	0,11
0,6	4,50	30,52	20,00	1,80	13,12	8,60	0,36
0,8	6,00	30,52	20,00	3,20	13,12	8,60	0,85
1	7,50	30,52	20,00	5,00	13,12	8,60	1,67
1,2	9,00	30,52	20,00	7,20	13,12	8,60	2,88
1,4	10,50	30,52	20,00	9,80	13,12	8,60	4,57
1,5	11,25	30,52	20,00	11,25	13,12	8,60	5,63
1,6	12,00	30,52	20,00	11,25	13,12	8,60	0,00
1,8	13,50	30,52	20,00	11,25	13,12	8,60	0,00
2	15,00	30,52	20,00	11,25	13,12	8,60	0,00
2,2	16,50	30,52	20,00	11,25	13,12	8,60	0,00
2,4	18,00	30,52	20,00	11,25	13,12	8,60	0,00
2,6	19,50	30,52	20,00	11,25	13,12	8,60	0,00
2,8	21,00	30,52	20,00	11,25	13,12	8,60	0,00
3	22,50	30,52	20,00	11,25	13,12	8,60	0,00

	ELS			ELU		
z(m)	N	V	M	N	V	M
0,2	21,500	0,200	8,613	32,545	0,300	13,144
0,4	23,000	0,800	8,707	34,570	1,200	13,284
0,6	24,500	1,800	8,960	36,595	2,700	13,664
0,8	26,000	3,200	9,453	38,620	4,800	14,404
1	27,500	5,000	10,267	40,645	7,500	15,624
1,2	29,000	7,200	11,480	42,670	10,800	17,444
1,4	30,500	9,800	13,173	44,695	14,700	19,984
1,5	31,250	11,250	14,225	45,708	16,875	21,561
1,6	32,000	11,250	8,600	46,720	16,875	13,124
1,8	33,500	11,250	8,600	48,745	16,875	13,124
2	35,000	11,250	8,600	50,770	16,875	13,124
2,2	36,500	11,250	8,600	52,795	16,875	13,124
2,4	38,000	11,250	8,600	54,820	16,875	13,124
2,6	39,500	11,250	8,600	56,845	16,875	13,124
2,8	41,000	11,250	8,600	58,870	16,875	13,124
3	42,500	11,250	8,600	60,895	16,875	13,124

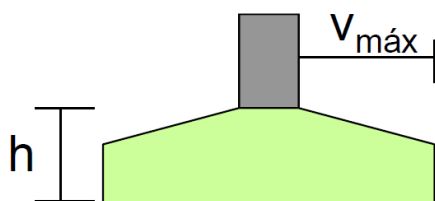


3.2.- Esfuerzos en la cimentación.

Debido al tipo de elemento, que se trata de un elemento lineal, el tipo de cimentación más idóneo es la 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.

Una zapata corrida es aquella que recibe una carga lineal (distribuida en una faja estrecha de contacto con un muro) y eventualmente un momento flector transmitido por el muro.

El cálculo de esta difiere en función de su relación entre el canto y el vuelo clasificándose en rígida o flexible:



Rígidos $V_{máx} < 2h$

Flexible $V_{máx} > 2h$

$$V_{max} = \frac{b-a}{2} = \frac{2,3 - 0,3}{2} = 1m$$

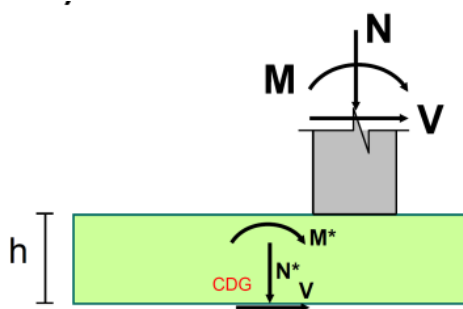
$$2H = 2 * 0,4 = 0,8 m$$

$$V_{max} = 1 > 2h = 0,8m \rightarrow \text{FLEXIBLE}$$

Una vez tenemos clasificada la zapata, se procede a realizar su cálculo mediante la teoría de las regiones B, que es verificar Estado Limite Ultimo y el Estado Limite de Servicio.

Previamente se deben de realizar las comprobaciones geotécnicas pertinentes de hundimiento, deslizamiento y vuelco, para comprobar que el diseño geométrico del elemento estructural sea seguro. Dentro del presente anejo se desarrollan estas comprobaciones en el apartado "4.2.1.- Comprobaciones geotécnicas".

Para realizar los cálculos relativos al dimensionamiento de la zapata y de las comprobaciones geotécnicas, es necesario la obtención de los esfuerzos que actúan. Los esfuerzos actuantes en la base del muro se han obtenido en el apartado "3.1.- Esfuerzos en el alzado del muro", ya que al estar el muro centrado sobre la cimentación estos esfuerzos no cambian. Son los siguientes:



ZAPATA MURO DE CONTENCIÓN

Base del muro	ELU	Nd(KN)	69,285
		Vd(KN)	35,804
		Md(KNm)	31,868
	ELS	Nd(KN)	48,715
		Vd(KN)	26,521
		Md(KNm)	23,297

Base de la cimentación	ELU	Nd(KN)	100,335225
		Vd(KN)	35,804
		Md(KNm)	31,868
	ELS	Nd(KN)	71,7149812
		Vd(KN)	26,521
		Md(KNm)	23,297

ZAPATA MURO DE PISCINA N1

Base del muro	ELU	Nd(KN)	60,895
		Vd(KN)	67,500
		Md(KNm)	80,624
	ELS	Nd(KN)	42,500
		Vd(KN)	45,000
		Md(KNm)	53,600

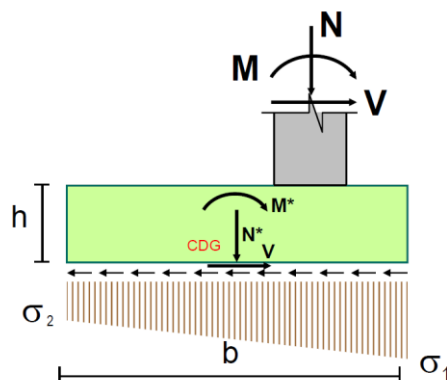
base de la cimentación	ELU	Nd(KN)	91,945
		Vd(KN)	67,500
		Md(KNm)	80,6236
	ELS	Nd(KN)	65,5
		Vd(KN)	45
		Md(KNm)	53,6

ZAPATA MURO DE PISCINA E1

Base del muro	ELU	Nd(KN)	60,895
		Vd(KN)	16,875
		Md(KNm)	13,124
	ELS	Nd(KN)	42,500
		Vd(KN)	11,250
		Md(KNm)	8,600

base de la cimentacion	ELU	Nd(KN)	91,945
		Vd(KN)	16,875
		Md(KNm)	13,1236
	ELS	Nd(KN)	65,5
		Vd(KN)	11,25
		Md(KNm)	8,6

A continuación se desarrolla el procedimiento para realizar el cálculo de Estado Límite de Agotamiento frente a sollicitaciones normales (Art 42º y 58.4.2.1.1.EHE). El procedimiento es el siguiente:



4. Se tienen que comprobar si se produce despegue o no de la zapata. Esta comprobación se realiza verificando que todas las tensiones son superiores al valor nulo.

$$\forall \sigma_i > 0$$

$$e^* = \frac{M^*}{N^*} \leq \frac{b}{6}$$

ZAPATA MURO DE CONTENCIÓN

$e < b/6$?	cumple
e	0,31761436
b/6	0,38333333

ZAPATA MURO DE PISCINA N1

$e < b/6$?	cumple
e	0,37626456
b/6	0,38333333

ZAPATA MURO DE PISCINA E1

$e < b/6$?	cumple
e	0,14273316
b/6	0,38333333

1. El siguiente paso es obtener la distribución de tensiones en el terreno.

$$\sigma_1 = \frac{N^*}{b} + \frac{6 * M^*}{b^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N^*}{b} - \frac{6 * M^*}{b^2}$$

ZAPATA MURO DE CONTENCIÓN

ELU			ELS		
σ_1	79,76908636	kN/m2/m	σ_1	57,604337	kN/m2/m
σ_2	7,478935097	kN/m2/m	σ_2	4,75651624	kN/m2/m

ZAPATA MURO DE PISCINA N1

ELU			ELS		
σ_1	125,699811	kN/m2/m	σ_1	89,2722117	kN/m2/m
σ_2	1,169754253	kN/m2/m	σ_2	-32,31569	kN/m2/m

ZAPATA MURO DE PISCINA E1

ELU			ELS		
σ_1	54,8610775	kN/m2/m	σ_1	38,2325142	kN/m2/m
σ_2	25,09109641	kN/m2/m	σ_2	18,7240076	kN/m2/m

Como se había comprobado en el paso 1, todas las tensiones son mayores a cero y por tanto no se produce despegue en la zapata.

- Una vez obtenidas las tensiones en el terreno, se pueden obtener los esfuerzos en las secciones de referencia que marca la normativa. La normativa indica dos secciones de referencia, una en la puntera y otra en el talón de la cimentación.

Se calcularán los esfuerzos en ambas secciones de referencia escogiendo las hipótesis de carga más desfavorables para el cálculo. Y se los resultados obtenidos se escogerá para dimensionar la zapata aquel que tenga mayor valor. Esta sección de referencia se encuentra a una distancia "r" del paramento vertical del muro para los esfuerzos flectores, y a un canto útil para el esfuerzo de cortante.

ZAPATA MURO DE CONTENCIÓN

r(hormig)	0,0750	m	r(hormig)	0,0750	m
x,S1	1,3250	m	x,S1	1,3250	m
X,d	2,1470	m	X,d	2,1470	m
X,S2	0,9750	m	X,S2	0,9750	m
$\sigma,s1(x1)$	49,1243	Mpa	$\sigma,s1(x1)$	35,2015	Mpa
$\sigma,d(x2)$	74,9602	Mpa	$\sigma,d(x2)$	54,0888	Mpa
$\sigma,S2(x2)$	38,1237	Mpa	$\sigma,d(x2)$	27,1594	Mpa
Md,S1=	185,4683	KNm/m	Md,S1=	133,0431	KNm/m
Md,S2=	13,5144	KNm/m	Md,S2=	9,5418	KNm/m
Vd=	11,8368	KN/m	Vd=	8,5445	KN/m

ZAPATA MURO DE PISCINA N1

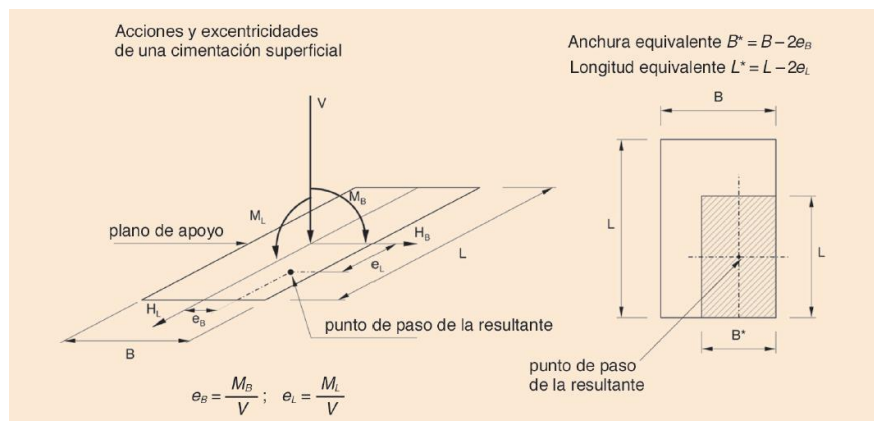
r(hormig)	0,0450	m	r(hormig)	0,0450	m
x,S1	1,2550	m	x,S1	1,2550	m
X,d	2,0470	m	X,d	2,0470	m
X,S2	1,0450	m	X,S2	1,0450	m
$\sigma,s1(x1)$	69,1199	Mpa	$\sigma,s1(x1)$	34,0290	Mpa
$\sigma,d(x2)$	112,0015	Mpa	$\sigma,d(x2)$	75,8975	Mpa
$\sigma,S2(x2)$	57,7497	Mpa	$\sigma,d(x2)$	22,9275	Mpa
Md,S1=	281,0055	KNm/m	Md,S1=	148,3137	KNm/m
Md,S2=	20,3474	KNm/m	Md,S2=	1,5983	KNm/m
Vd=	30,0692	KN/m	Vd=	20,8940	KN/m

ZAPATA MURO DE PISCINA E1

r(hormig)	0,0450	m	r(hormig)	0,0450	m
x,S1	1,2550	m	x,S1	1,2550	m
X,d	2,0470	m	X,d	2,0470	m
X,S2	1,0450	m	X,S2	1,0450	m
σ,s1(x1)	41,3352	Mpa	σ,s1(x1)	29,3689	Mpa
σ,d(x2)	51,5864	Mpa	σ,d(x2)	36,0866	Mpa
σ,S2(x2)	38,6170	Mpa	σ,d(x2)	27,5877	Mpa
Md,S1=	160,6542	KNm/m	Md,S1=	113,8740	KNm/m
Md,S2=	18,4116	KNm/m	Md,S2=	13,3110	KNm/m
Vd=	13,4656	KN/m	Vd=	9,4014	KN/m

De esta forma ya hemos obtenido los esfuerzos con los que dimensionaremos la zapata.

Por otro lado debemos comprobar 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 encajen 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: $\sigma_{adm} = 2,4 \text{ Kg/cm}^2 = 240 \text{ KPa} = 240 \text{ KN/m}^2$
- Angulo de rozamiento interno del terreno: $\alpha = 25^\circ$
- Cohesión del terreno: $c = 0,12 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de balasto: $K_{30} = 6 \text{ Kp/cm}^3$
- Zona de margas calcáreas y areniscas.

4.- DIMENSIONAMIENTO

4.1.- Dimensionamiento del alzado del muro

El proceso de dimensionamiento en el hormigón es un proceso iterativo complejo, que depende de numerosas características de los materiales, geometría del elemento y acciones actuantes, incluso este cálculo difiere de la norma que se aplique. En este caso se aplicará la normativa Instrucción de Hormigón Estructural 08 (EHE-08).

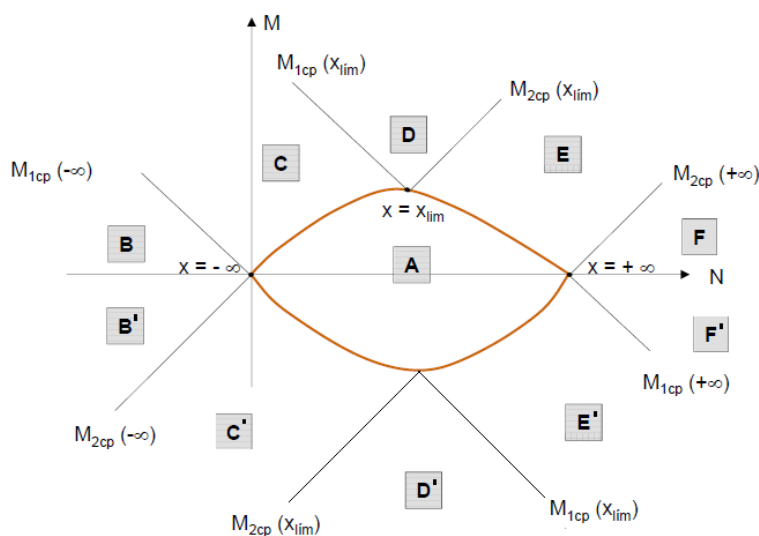
Este cálculo está basado en la hipótesis de comportamiento elástico-lineal de los materiales constituyentes y en la consideración del equilibrio en la estructura sin deformar. En este caso se puede utilizar la sección bruta del hormigón para el cálculo de las solicitaciones.

El análisis lineal elástico se considera, en principio, adecuado para obtener esfuerzos tanto en Estado Límite de Servicio como en Estado Límite Últimos en todo tipo de estructuras, cuando los efectos de segundo orden sean despreciables de acuerdo con lo establecido en el "Artículo 43 de la EHE-08".

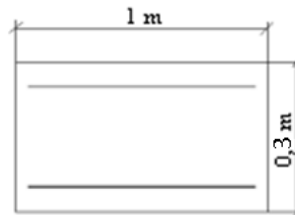
4.1.1.- Estado Límite Último (ELU)

ELU frente a solicitaciones normales

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.



A la vista de la magnitud de los esfuerzos, podemos esperar que nos encontremos en la zona C. Por ello se comenzará realizando esta comprobación. Se ha considerado disponer la armadura en dos capas, ya que de esta manera se utiliza el material acero de manera más eficiente. Las dimensiones de la sección a analizar será la siguiente:



A continuación, se realizará el dimensionamiento de la sección del muro, obteniendo la mínima cuantía necesaria por cálculo para cada una de las secciones. El procedimiento de este cálculo se muestra a continuación y se reflejan sus valores en tablas.

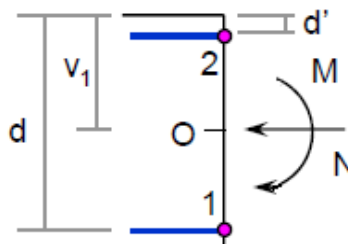
- Lo primero es hacer la comprobación de borde que consiste en determinar la curvatura en la que se encuentra deformada la sección.

Se considerará positiva, y se dispondrá la armadura de tracción en la cara correspondiente a las tracciones. Dado que las acciones actuantes únicamente generan flectores en una dirección, no se producirán cambios de signo de los momentos.

- Considerando entonces curvatura positiva, vamos a realizar la comprobación de que la zona de dimensionamiento donde nos encontramos dentro del diagrama de interacción Momento-Axil del hormigón armado es la zona C. Para ello se debe cumplir la siguiente comprobación.

$$0 \leq M1d \leq M1c(xlim)$$

- Donde $M1d$ se calcula de la siguiente forma:





$$M1d = M_d - N_d * (v1 - d)$$

- Para el cálculo de $M1c(xlim)$ hay que seguir las siguientes formulaciones:

$$x_{lim} = \frac{d}{1 + \frac{f_{yd}}{E_s * E_{cu}}}$$

$$M1c(xlim) = f_{cd} * b * 0,8 * x_{lim} * \left(d - \frac{0,8 x_{lim}}{2} \right)$$

MURO DE CONTENCIÓN

X(m)	Md (KNm)	Nd (KN)	Vd (KN)	M1d (KNm)	xlim (m)	M1c(xlim)	$0 \leq M1d \leq M1c(xlim)$?
0,2	0,006	32,601	0,19	3,17	0,152	566,96	CUMPLE
0,4	0,075	34,794	0,75	3,45	0,152	566,96	CUMPLE
0,6	0,280	37,098	1,68	3,88	0,152	566,96	CUMPLE
0,8	0,697	39,514	2,99	4,53	0,152	566,96	CUMPLE
1	1,400	42,042	4,67	5,48	0,152	566,96	CUMPLE
1,2	2,464	44,682	6,72	6,80	0,152	566,96	CUMPLE
1,4	3,964	47,433	9,15	8,56	0,152	566,96	CUMPLE
1,6	5,974	50,296	11,95	10,85	0,152	566,96	CUMPLE
1,8	8,568	53,271	15,12	13,74	0,152	566,96	CUMPLE
2	11,823	56,358	18,67	17,29	0,152	566,96	CUMPLE
2,2	15,811	59,556	22,58	21,59	0,152	566,96	CUMPLE
2,4	20,608	62,867	26,88	26,71	0,152	566,96	CUMPLE
2,6	26,289	66,289	31,54	32,72	0,152	566,96	CUMPLE
2,77	31,868	69,285	35,80	38,59	0,152	566,96	CUMPLE

MURO DE PISCINA N1

X(m)	Nd (KN)	Vd (KN)	Md (KNm)	M1d (KNm)	xlim (m)	M1c(xlim)	$0 \leq M1d \leq M1c(xlim)$?
0,2	32,545	0,30	13,144	16,30	0,152	566,96	CUMPLE
0,4	34,570	1,20	13,284	16,64	0,152	566,96	CUMPLE
0,6	36,595	2,70	13,664	17,21	0,152	566,96	CUMPLE
0,8	38,620	4,80	14,404	18,15	0,152	566,96	CUMPLE
1	40,645	7,50	15,624	19,57	0,152	566,96	CUMPLE
1,2	42,670	10,80	17,444	21,58	0,152	566,96	CUMPLE
1,4	44,695	14,70	19,984	24,32	0,152	566,96	CUMPLE
1,6	46,720	19,20	23,364	27,90	0,152	566,96	CUMPLE
1,8	48,745	24,30	27,704	32,43	0,152	566,96	CUMPLE
2	50,770	30,00	33,124	38,05	0,152	566,96	CUMPLE
2,2	52,795	36,30	39,744	44,86	0,152	566,96	CUMPLE
2,4	54,820	43,20	47,684	53,00	0,152	566,96	CUMPLE
2,6	56,845	50,70	57,064	62,58	0,152	566,96	CUMPLE
2,8	58,870	58,80	68,004	73,71	0,152	566,96	CUMPLE
3	60,895	67,50	80,624	86,53	0,152	566,96	CUMPLE

MURO DE PISCINA E1

X(m)	Nd (KN)	Vd (KN)	Md (KNm)	M1d (KNm)	xlim (m)	M1c(xlim)	¿0 ≤ M1d ≤ M1c(xlim)?
0,2	32,545	0,30	13,144	16,37	0,154	576,18	CUMPLE
0,4	34,570	1,20	13,284	16,71	0,154	576,18	CUMPLE
0,6	36,595	2,70	13,664	17,29	0,154	576,18	CUMPLE
0,8	38,620	4,80	14,404	18,23	0,154	576,18	CUMPLE
1	40,645	7,50	15,624	19,65	0,154	576,18	CUMPLE
1,2	42,670	10,80	17,444	21,67	0,154	576,18	CUMPLE
1,4	44,695	14,70	19,984	24,41	0,154	576,18	CUMPLE
1,5	45,708	16,88	21,561	26,09	0,154	576,18	CUMPLE
1,6	46,720	16,88	21,561	26,19	0,154	576,18	CUMPLE
1,8	48,745	16,88	21,561	26,39	0,154	576,18	CUMPLE
2	50,770	16,88	21,561	26,59	0,154	576,18	CUMPLE
2,2	52,795	16,88	21,561	26,79	0,154	576,18	CUMPLE
2,4	54,820	16,88	21,561	26,99	0,154	576,18	CUMPLE
2,6	56,845	16,88	21,561	27,19	0,154	576,18	CUMPLE
2,8	58,870	16,88	21,561	27,39	0,154	576,18	CUMPLE
3	60,895	16,88	21,561	27,59	0,154	576,18	CUMPLE

Como se puede observar en la tabla cumple en todas las secciones por tanto nos encontramos en una zona de dimensionamiento C como se había supuesto inicialmente. Por tanto, no es necesaria armadura de compresión, aunque como se deberán disponer las barras de armadura necesaria por mínimos geométricos.

- El siguiente paso, es calcular la posición de la fibra neutra, en cada sección para poder obtener la cuantía de armadura necesaria por tracción. Para ello se deberá despejar la "x" De la siguiente expresión:

$$M1d = M1c(x) = fcd * b * 0,8 * x * (d - 0,4 * x)$$


Se despeja la x

$$x \leq xlim$$

$$N_d = N_c(x) - f_{yd} * A_s = f_{cd} * b * 0,8 * x - f_{yd} * A_s$$

↓
Se despeja A_s

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

MURO DE CONTENCIÓN

X(m)	Md (KNm)	Nd (KN)	xlim (m)	x (m)	¿x<xlim?	As,flex(m2)	As,flex(cm2)
0,2	0,006	32,601	0,152	0,001	CUMPLE	-0,000045	0,000
0,4	0,075	34,794	0,152	0,001	CUMPLE	-0,000048	0,000
0,6	0,280	37,098	0,152	0,001	CUMPLE	-0,000049	0,000
0,8	0,697	39,514	0,152	0,001	CUMPLE	-0,000049	0,000
1	1,400	42,042	0,152	0,001	CUMPLE	-0,000046	0,000
1,2	2,464	44,682	0,152	0,002	CUMPLE	-0,000039	0,000
1,4	3,964	47,433	0,152	0,002	CUMPLE	-0,000029	0,000
1,6	5,974	50,296	0,152	0,003	CUMPLE	-0,000014	0,000
1,8	8,568	53,271	0,152	0,003	CUMPLE	0,000006	0,061
2	11,823	56,358	0,152	0,004	CUMPLE	0,000033	0,325
2,2	15,811	59,556	0,152	0,006	CUMPLE	0,000066	0,659
2,4	20,608	62,867	0,152	0,007	CUMPLE	0,000107	1,069
2,6	26,289	66,289	0,152	0,008	CUMPLE	0,000156	1,564
2,77	31,868	69,285	0,152	0,010	CUMPLE	0,000206	2,058

MURO DE PISCINA N1

X(m)	Md (KNm)	Nd (KN)	xlim (m)	x (m)	¿x<xlim?	As,flex(m2)	As,flex(cm2)
0,2	13,144	32,545	0,152	0,004	CUMPLE	0,000078	0,780
0,4	13,284	34,570	0,152	0,004	CUMPLE	0,000076	0,765
0,6	13,664	36,595	0,152	0,004	CUMPLE	0,000077	0,773
0,8	14,404	38,620	0,152	0,005	CUMPLE	0,000081	0,815
1	15,624	40,645	0,152	0,005	CUMPLE	0,000090	0,902
1,2	17,444	42,670	0,152	0,006	CUMPLE	0,000105	1,046
1,4	19,984	44,695	0,152	0,006	CUMPLE	0,000126	1,260
1,6	23,364	46,720	0,152	0,007	CUMPLE	0,000155	1,553
1,8	27,704	48,745	0,152	0,008	CUMPLE	0,000194	1,940
2	33,124	50,770	0,152	0,010	CUMPLE	0,000243	2,432
2,2	39,744	52,795	0,152	0,012	CUMPLE	0,000304	3,043
2,4	47,684	54,820	0,152	0,014	CUMPLE	0,000379	3,787
2,6	57,064	56,845	0,152	0,016	CUMPLE	0,000468	4,677
2,8	68,004	58,870	0,152	0,019	CUMPLE	0,000573	5,731
3	80,624	60,895	0,152	0,023	CUMPLE	0,000696	6,965

MURO DE PISCINA E1

X(m)	Md (KNm)	Nd (KN)	xlim (m)	x (m)	¿x<xlim?	As,flex(m2)	As,flex(cm2)
0,2	13,144	32,545	0,154	0,004	CUMPLE	0,000077	0,773
0,4	13,284	34,570	0,154	0,004	CUMPLE	0,000076	0,759
0,6	13,664	36,595	0,154	0,004	CUMPLE	0,000077	0,766
0,8	14,404	38,620	0,154	0,005	CUMPLE	0,000081	0,808
1	15,624	40,645	0,154	0,005	CUMPLE	0,000089	0,895
1,2	17,444	42,670	0,154	0,005	CUMPLE	0,000104	1,038
1,4	19,984	44,695	0,154	0,006	CUMPLE	0,000125	1,249
1,5	21,561	45,708	0,154	0,007	CUMPLE	0,000138	1,384
1,6	21,561	46,720	0,154	0,007	CUMPLE	0,000137	1,370
1,8	21,561	48,745	0,154	0,007	CUMPLE	0,000134	1,343
2	21,561	50,770	0,154	0,007	CUMPLE	0,000132	1,315
2,2	21,561	52,795	0,154	0,007	CUMPLE	0,000129	1,287
2,4	21,561	54,820	0,154	0,007	CUMPLE	0,000126	1,260
2,6	21,561	56,845	0,154	0,007	CUMPLE	0,000123	1,232
2,8	21,561	58,870	0,154	0,007	CUMPLE	0,000120	1,204
3	21,561	60,895	0,154	0,007	CUMPLE	0,000118	1,177

En las zonas de la tabla donde aparece armadura negativa, significa que no es necesaria la armadura de tracción y por tanto estas secciones se encuentran en una zona de dimensionamiento A, que quiere decir que la sección resiste sin necesidad de armadura ni de compresión, ni de tracción.

No obstante a esta cuantía de armadura será necesaria añadirle la correspondiente al incremento de tracción producido en la dirección longitudinal por el efecto del cortante, para ello previamente se deben de realizar los calculo necesarios relativos al cortante.

ELU frente a sollicitaciones tangenciales

Se procede a continuación a redactar cual sería el criterio a seguir para realizar un dimensionamiento adecuado frente al Estado Límite Ultimo 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 sí 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:

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

Siendo,

- $f_{1cd} = 0.6 \cdot f_{cd}$ para $f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2$
- k = Influencia del axil
- $b_0 = b$
- $\theta = 45^\circ$
- $\alpha = 90^\circ$

Seguidamente se propone el cálculo V_{cu} , que es la 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/mm² de valor $f_{cv} = f_{ck}$.
- f_{ck} ; Resistencia a compresión del hormigón en N/mm².
- σ'_{cd} ; Tensión axial media en el alma de la sección.
- ξ ; Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm²
- 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} :

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

$$K = \left\{ \begin{array}{ll} 1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}} & \text{para } 0 < \sigma'_{cd} \leq 0,25 f_{cd} \\ 1,25 & \text{para } 0,25 f_{cd} < \sigma'_{cd} \leq 0,5 f_{cd} \\ 2,5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}} \right) & \text{para } 0,5 f_{cd} < \sigma'_{cd} \leq f_{cd} \end{array} \right.$$

- $\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) < 0,2$ con d 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 contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante (V_{cu}) es mayor que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo la sección resistirá frente a este Estado Límite Último sin la ayuda de armadura de cortante. Por tanto también deberemos tener en cuenta la siguiente comprobación.

$$V_{cu} \geq V_d$$

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.

MURO DE CONTENCIÓN

x	Nd(KN)	Vd(KN)	σ'_{cd} (MPa)	K	Vu1(KN)	Vcu(KN)	¿Vd≤Vu1?	¿Vd≤Vcu?
0,2	32,60	0,19	0,1087	1,0054	1520,22	113,10	CUMPLE	CUMPLE
0,4	34,79	0,75	0,1160	1,0058	1520,77	113,38	CUMPLE	CUMPLE
0,6	37,10	1,68	0,1237	1,0062	1521,35	113,67	CUMPLE	CUMPLE
0,8	39,51	2,99	0,1317	1,0066	1521,96	113,97	CUMPLE	CUMPLE
1,0	42,04	4,67	0,1401	1,0070	1522,59	114,29	CUMPLE	CUMPLE
1,2	44,68	6,72	0,1489	1,0074	1523,26	114,62	CUMPLE	CUMPLE
1,4	47,43	9,15	0,1581	1,0079	1523,95	114,97	CUMPLE	CUMPLE
1,6	50,30	11,95	0,1677	1,0084	1524,67	115,33	CUMPLE	CUMPLE
1,8	53,27	15,12	0,1776	1,0089	1525,42	115,71	CUMPLE	CUMPLE
2,0	56,36	18,67	0,1879	1,0094	1526,20	116,10	CUMPLE	CUMPLE
2,2	59,56	22,58	0,1985	1,0099	1527,01	116,50	CUMPLE	CUMPLE
2,4	62,87	26,88	0,2096	1,0105	1527,84	116,92	CUMPLE	CUMPLE
2,6	66,29	31,54	0,2210	1,0110	1528,70	117,35	CUMPLE	CUMPLE
2,8	69,29	35,80	0,2310	1,0115	1529,46	117,72	CUMPLE	CUMPLE

MURO DE PISCINA N1

x	Nd(KN)	Vd(KN)	σ'_{cd} (MPa)	K	Vu1(KN)	Vcu(KN)	¿Vd≤Vu1?	¿Vd≤Vcu?
0,2	32,55	0,30	0,1085	1,0054	1520,20	113,09	CUMPLE	CUMPLE
0,4	34,57	1,20	0,1152	1,0058	1520,71	113,35	CUMPLE	CUMPLE
0,6	36,60	2,70	0,1220	1,0061	1521,22	113,60	CUMPLE	CUMPLE
0,8	38,62	4,80	0,1287	1,0064	1521,73	113,86	CUMPLE	CUMPLE
1,0	40,65	7,50	0,1355	1,0068	1522,24	114,12	CUMPLE	CUMPLE
1,2	42,67	10,80	0,1422	1,0071	1522,75	114,37	CUMPLE	CUMPLE
1,4	44,70	14,70	0,1490	1,0074	1523,26	114,63	CUMPLE	CUMPLE
1,6	46,72	19,20	0,1557	1,0078	1523,77	114,88	CUMPLE	CUMPLE
1,8	48,75	24,30	0,1625	1,0081	1524,28	115,14	CUMPLE	CUMPLE
2,0	50,77	30,00	0,1692	1,0085	1524,79	115,39	CUMPLE	CUMPLE
2,2	52,80	36,30	0,1760	1,0088	1525,30	115,65	CUMPLE	CUMPLE
2,4	54,82	43,20	0,1827	1,0091	1525,81	115,90	CUMPLE	CUMPLE
2,6	56,85	50,70	0,1895	1,0095	1526,32	116,16	CUMPLE	CUMPLE
2,8	58,87	58,80	0,1962	1,0098	1526,84	116,41	CUMPLE	CUMPLE
3,0	60,90	67,50	0,2030	1,0101	1527,35	116,67	CUMPLE	CUMPLE

SMURO DE PISCINA E1

x	Nd(KN)	Vd(KN)	σ'_{cd} (MPa)	K	Vu1(KN)	Vcu(KN)	¿Vd≤Vu1?	¿Vd≤Vcu?
0,2	32,55	0,30	0,1085	1,0054	1520,20	113,09	CUMPLE	CUMPLE
0,4	34,57	1,20	0,1152	1,0058	1520,71	113,35	CUMPLE	CUMPLE
0,6	36,60	2,70	0,1220	1,0061	1521,22	113,60	CUMPLE	CUMPLE
0,8	38,62	4,80	0,1287	1,0064	1521,73	113,86	CUMPLE	CUMPLE
1,0	40,65	7,50	0,1355	1,0068	1522,24	114,12	CUMPLE	CUMPLE
1,2	42,67	10,80	0,1422	1,0071	1522,75	114,37	CUMPLE	CUMPLE
1,4	44,70	14,70	0,1490	1,0074	1523,26	114,63	CUMPLE	CUMPLE
1,5	45,71	16,88	0,1524	1,0076	1523,52	114,75	CUMPLE	CUMPLE
1,6	46,72	16,88	0,1557	1,0078	1523,77	114,88	CUMPLE	CUMPLE
1,8	48,75	16,88	0,1625	1,0081	1524,28	115,14	CUMPLE	CUMPLE
2,0	50,77	16,88	0,1692	1,0085	1524,79	115,39	CUMPLE	CUMPLE
2,2	52,80	16,88	0,1760	1,0088	1525,30	115,65	CUMPLE	CUMPLE
2,4	54,82	16,88	0,1827	1,0091	1525,81	115,90	CUMPLE	CUMPLE
2,6	56,85	16,88	0,1895	1,0095	1526,32	116,16	CUMPLE	CUMPLE
2,8	58,87	16,88	0,1962	1,0098	1526,84	116,41	CUMPLE	CUMPLE
3,0	60,90	16,88	0,2030	1,0101	1527,35	116,67	CUMPLE	CUMPLE



Lo representado en esta tabla, nos indica por un lado, al cumplirse la condición de $V_{u1} \geq V_d$, nos indica que con la sección existente de hormigón es suficiente para resistir el esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma. Y por otro lado, al verificarse $V_{cu} \geq V_d$, se verifica que no es necesario la disposición de armadura de cortante, ya que la contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante es suficiente para resistirlo.

Mínimos Geométricos

Cuando armamos un elemento de hormigón a flexión simple o compuesta, además de la armadura obtenida por los esfuerzos que dimensionan la sección, hay que cumplir una serie de cuantías mínimas, tanto geométricas como mecánicas.

A continuación se va a calcular la cuantía de armado necesaria por mínimos geométricos y mecánicos, y el incremento de armadura longitudinal producida por el efecto del cortante.

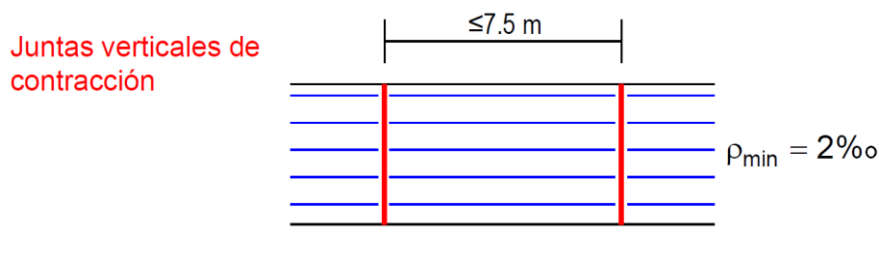
La cuantía geométrica va en función de la sección de hormigón, del tipo de acero y del elemento constructivo. El cálculo de los mínimos geométricos, se emplea la siguiente tabla como marca la EHE-08 en el artículo 42°:

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

En nuestro caso utilizaremos acero B 500 S, por tanto la cuantía necesaria por mínimos geométricos será de:

- Horizontal:

En nuestro caso la cuantía necesaria sería de 0,32%, pero si se disponen juntas verticales de contracción cada 7,5 metros, esta cuantía se puede reducir a un 0,2 %, en este caso se supone que no se pondrán juntas de contracción por tanto la cuantía sería de 0,32%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras.





Por tanto la cuantía horizontal será de 0,32 %:

$$\rightarrow A_{s, \text{geo, horizontal}} = 0,32 \cdot h \cdot b$$

$$\rightarrow A_{s, \text{geo, horizontal}} = 0,32 \cdot 1 \cdot 0,3 = 0,096 \text{ m}^2 = 9,6 \text{ cm}^2$$

Por tanto con 14 $\phi 10$ cumple. Será necesario disponer 7 redondos de 10 mm por cara y por metro.

■ Vertical:

La cuantía vertical necesaria será 0,09%:

$$\rightarrow A_{s, \text{geo, vertical}} = 0,09 \cdot h \cdot b$$

Mínimos Mecánicos

Para el cálculo de los mínimos mecánicos, se emplea la siguiente formulación en el caso de flexión compuesta y sección rectangular y afectada por el coeficiente α de minoración será:

$$A_{s, \text{mec}} = \frac{0,04 \cdot f_{cd} \cdot A_s}{f_{yd}} \cdot \alpha$$

$$\alpha = 1,5 - 12,5 \cdot \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot A_s}$$



Incremento de armadura por efecto del cortante

Debido al efecto del cortante, se produce un incremento de tracción en la dirección longitudinal, por tanto se debe aumentar la armadura longitudinal para que este incremento sea resistido.

En este caso al tratarse de un elemento sin armadura de cortante, la formulación a emplear para su cálculo según la “EHE-08” debe ser:

$$\Delta T = V_{rd} * \cotg\theta$$

Siendo:

$$\theta = \theta_e = 45^\circ \quad \rightarrow \quad \Delta T = V_{rd} \rightarrow \Delta A_s = \frac{V_{rd}}{f_{yd}}$$

A continuación se muestra una tabla con todas las cuantías calculadas, la máxima de todas ellas se utilizará para escoger un número de barras de un diámetro determinado, el cual sea superior.

MURO DE CONTENCIÓN

X(m)	As,flex(cm2)	$\Delta As, \Delta T(cm2)$	As,total,calc(cm2)	As,mec(m2)	As,geo(cm2)	As, nec(cm2)	As,disp(cm2)
0,2	0,000	0,0043	0,0043	5,453	2,70	5,453	5,655
0,4	0,000	0,0172	0,0172	5,453	2,70	5,453	5,655
0,6	0,000	0,0386	0,0386	5,453	2,70	5,453	5,655
0,8	0,000	0,0687	0,0687	5,453	2,70	5,453	5,655
1	0,000	0,1073	0,1073	5,453	2,70	5,453	5,655
1,2	0,000	0,1545	0,1545	5,453	2,70	5,453	5,655
1,4	0,000	0,2104	0,2104	5,453	2,70	5,453	5,655
1,6	0,000	0,2748	0,2748	5,453	2,70	5,453	5,655
1,8	0,061	0,3477	0,4083	5,453	2,70	5,453	5,655
2	0,323	0,4293	0,7519	5,453	2,70	5,453	5,655
2,2	0,653	0,5194	1,1726	5,453	2,70	5,453	5,655
2,4	1,060	0,6182	1,6781	5,453	2,70	5,453	5,655
2,6	1,551	0,7255	2,2766	5,453	2,70	5,453	5,655
2,77	2,041	0,8235	2,8648	5,453	2,70	5,453	5,655

La armadura dispuesta es de 5 ϕ 12 por metro y en cada una de las caras.

MURO DE PISCINA N1

X(m)	As,flex(cm2)	$\Delta As, \Delta T(cm2)$	As,total,calc(cm2)	As,mec(m2)	As,geo(cm2)	As, nec(cm2)	As,disp(cm2)
0,2	0,773	0,0069	0,7802	4,322	2,70	4,322	4,524
0,4	0,759	0,0276	0,7862	4,322	2,70	4,322	4,524
0,6	0,766	0,0621	0,8284	4,322	2,70	4,322	4,524
0,8	0,808	0,1104	0,9183	4,322	2,70	4,322	4,524
1	0,895	0,1725	1,0671	4,322	2,70	4,322	4,524
1,2	1,038	0,2484	1,2862	4,322	2,70	4,322	4,524
1,4	1,249	0,3381	1,5873	4,322	2,70	4,322	4,524
1,6	1,541	0,4416	1,9822	4,322	2,70	4,322	4,524
1,8	1,924	0,5589	2,4830	4,322	2,70	4,322	4,524
2	2,412	0,6900	3,1021	4,322	2,70	4,322	4,524
2,2	3,018	0,8349	3,8527	4,322	2,70	4,322	4,524
2,4	3,755	0,9936	4,7484	4,322	2,70	4,322	7,917
2,6	4,638	1,1661	5,8037	4,322	2,70	4,638	7,917
2,8	5,682	1,3524	7,0343	4,322	2,70	5,682	7,917
3	6,905	1,5525	8,4570	4,322	2,70	6,905	7,917

La armadura dispuesta es de 4 ϕ 12 por metro y en cada una de las caras. Y en la parte inferior del muro en la parte de tracción y en el primer metro se dispondrán 7 ϕ 12.



ZAPATA MURO DE PISCINA E1

X(m)	As,flex(cm2)	$\Delta As, \Delta T$ (cm2)	As,total,calc(cm2)	As,mec(m2)	As,geo(cm2)	As, nec(cm2)	As,disp(cm2)
0,20	0,773	0,0069	0,7802	5,453	2,70	5,453	5,655
0,40	0,759	0,0276	0,7862	5,453	2,70	5,453	5,655
0,60	0,766	0,0621	0,8284	5,453	2,70	5,453	5,655
0,80	0,808	0,1104	0,9183	5,453	2,70	5,453	5,655
1,00	0,895	0,1725	1,0671	5,453	2,70	5,453	5,655
1,20	1,038	0,2484	1,2862	5,453	2,70	5,453	5,655
1,40	1,249	0,3381	1,5873	5,453	2,70	5,453	5,655
1,50	1,384	0,3881	1,7723	5,453	2,70	5,453	5,655
1,60	1,370	0,3881	1,7585	5,453	2,70	5,453	5,655
1,80	1,343	0,3881	1,7308	5,453	2,70	5,453	5,655
2,00	1,315	0,3881	1,7032	5,453	2,70	5,453	5,655
2,20	1,287	0,3881	1,6755	5,453	2,70	5,453	5,655
2,40	1,260	0,3881	1,6479	5,453	2,70	5,453	5,655
2,60	1,232	0,3881	1,6203	5,453	2,70	5,453	5,655
2,80	1,204	0,3881	1,5926	5,453	2,70	5,453	5,655
3,00	1,177	0,3881	1,5650	5,453	2,70	5,453	5,655

Se dispondrán 5 ϕ 12 por metro y en cada una de las caras.



4.1.2.- Estado Límite Servicio (ELS)

El Estado Límite de Servicio, está compuesto por tres estados límite:

- Estado Límite de Fisuración
- Estado Límite de Deformación
- Estado Límite de Vibración

Estado Límite de Fisuración

En estructuras de hormigón suele ser inevitable la aparición de fisuras, que no suponen inconveniente para su normal utilización, siempre que se limite su abertura máxima a valores compatibles con las exigencias de durabilidad, funcionalidad, estanqueidad y apariencia.

Fisuración por solicitaciones normales

Fisuras por compresión

En todas las situaciones persistentes y en las situaciones transitorias bajo la combinación más desfavorable de acciones correspondiente a la fase en estudio, las tensiones de compresión en el hormigón deben cumplir:

$$\sigma_{c,max}(N_{desf}, M_{desf}) \leq 0,6 * f_{ck,j}$$

Para la obtención del momento más desfavorable, se considera la acción poco probable.

MURO DE CONTENCIÓN

$$M_{a,pp,desf} = M_k * \gamma_Q = 23,29 * 1 = 23,29 \text{ mKN}$$

$$N_{pp,desf} = N_k * \gamma_G = 48,71 \text{ KN}$$

$$\sigma_{c,max}(N_{desf}, M_{desf}) = 0,362366 \text{ MPa} \leq 0,6 * f_{ck,j} = 18 \text{ MPa}$$



MURO DE PISCINA N1

$$M_{a,pp,desf} = M_k * \gamma_Q = 53,6 * 1 = 53,6 \text{ mKN}$$

$$N_{pp,desf} = N_k * \gamma_G = 42,5 \text{ KN}$$

$$\sigma_{c,max}(N_{desf}, M_{desf}) = 0,561834 \text{ MPa} \leq 0,6 * f_{ck,j} = 18 \text{ Mpa}$$

MURO DE PISCINA E1

$$M_{a,pp,desf} = M_k * \gamma_Q = 97,65 * 1 = 14,225 \text{ mKN}$$

$$N_{pp,desf} = N_k * \gamma_G = 42,5 \text{ KN}$$

$$\sigma_{c,max}(N_{desf}, M_{desf}) = 0,4854368 \text{ MPa} \leq 0,6 * f_{ck,j} = 18 \text{ Mpa}$$

Fisuras por tracción

En este apartado se va a comprobar se produce fisuración en el hormigón debido a esfuerzos de tracción. Para ello lo primero es saber cuál es la abertura límite que permite la “EHE-08 artículo (Art. 49.2)” que se deduce en función del tipo de ambiente en el que se encuentra ubicado el elemento, ya que cuanto más agresivo un ambiente para el hormigón más limitada se encontrará la abertura de fisura.

Clase de exposición	w_{max} (mm)	
	H.A	H.P
I	0.4	0.2
II _a , II _b , H	0.3	0.2 ¹
III _a , III _b , IV, F, Q _a ²	0.2	D
III _c , Q _b ² , Q _c ²	0.1	D

Por tanto leyendo esta tabla la abertura de fisura máxima para esta estructura, que se encuentra ubicada en un ambiente IIb, es de 0,3 mm.

Por otro lado debemos saber la combinación de acciones para la cual debemos calcular la abertura de fisura. Pasa fisura debida a esfuerzos de tracción se emplea la combinación cuasi permanente.

$$\begin{aligned} \text{HA} &\rightarrow w_k(N_{qp}, M_{qp}) \leq w_{max} \\ \text{HP} &\rightarrow w_k(N_{frec}, M_{frec}) \leq w_{max} \end{aligned}$$

Se va a suponer un valor de combinación cuasipermanente, $\Psi_2 = 0.6$. Este factor sirve para caracterizar a la acción de un valor que es sobrepasado durante gran parte de la vida útil de la estructura. Con este valor se calculará el momento actuante cuasipermanente, que compararemos con el momento de fisuración, para comprobar si la sección fisura.

$$M_{a,qp} = M_k * \gamma_Q * \Psi_2$$

$$M_{fis} = \frac{-f_{ctm,fl} * I_b}{v_2}$$

MURO DE CONTENCIÓN

Mcr(KNm)	56,481129
Mqp (KNm)	13,974
¿Mcr>Mqp?	CUMPLE, LA SECCION NO FISURA

Al ser el momento actuante menor que el momento de fisuración, se verifica que la **sección no fisura**.

MURO DE PISCINA N1

Mcr(KNm)	56,481129
Mqp (KNm)	32,16
¿Mcr>Mqp?	CUMPLE, LA SECCION NO FISURA

Al ser el momento actuante menor que el momento de fisuración, se verifica que la **sección no fisura**.

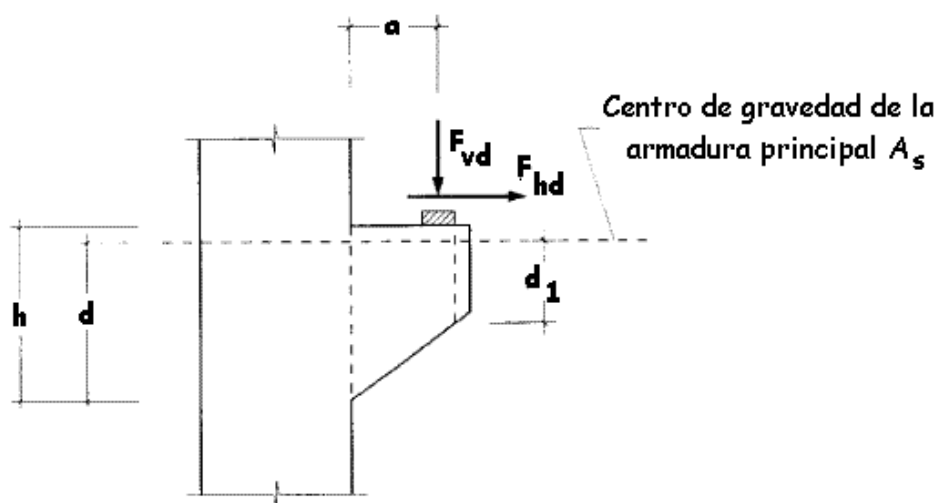
MURO DE PISCINA E1

Mcr(KNm)	56,481129
Mqp (KNm)	8,535
¿Mcr>Mqp?	CUMPLE, LA SECCION NO FISURA

Al ser el momento actuante menor que el momento de fisuración, se verifica que la **sección no fisura**.

4.1.3- Dimensionamiento ménsula corta

El dimensionamiento de la ménsula corta cumplirá las especificaciones de la EHE-08.



Comprobación de nudos y bielas y diseño de la armadura

El modelo de celosía equivalente podrá ser el indicado en la figura 63.2.

El ángulo θ de inclinación de las compresiones oblicuas (bielas) puede tener los siguientes valores:

- $\cotg \theta = 1,4$ si se hormigona la ménsula monolíticamente con el pilar
- $\cotg \theta = 1,0$ si se hormigona la ménsula sobre el hormigón del pilar endurecido
- $\cotg \theta = 0,6$ para el caso anterior, pero con rugosidad débil de la superficie del hormigón endurecido.

El canto útil d de la ménsula (figuras 63.1 y 63.2) cumplirá la condición siguiente:

$$d \geq (a/0,85) \cot \theta$$

$$0,330 = d \geq \left(\frac{a}{0,85} \right) \cot \theta = 0,173 \text{ m}$$

Dimensionamiento de la armadura

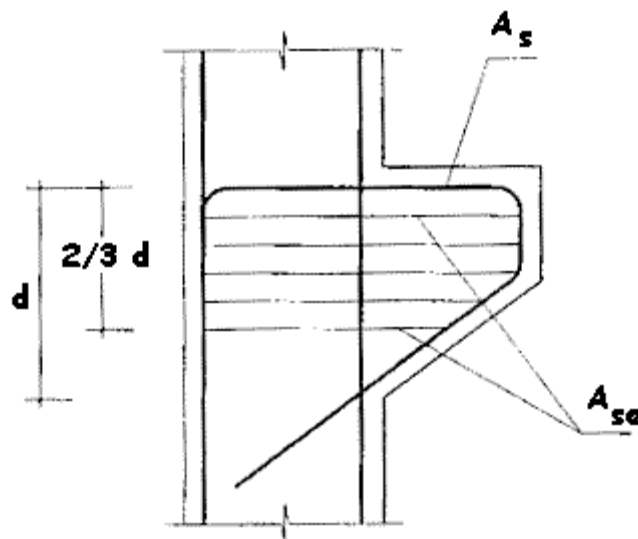
La armadura principal A_s (figura 63.2.1.1) se dimensionará para una tracción de cálculo:

$$T1d = Fvd * \tan \theta + Fhd = A_s * f_{yd}$$

$$A_s = \frac{Fvd * \tan \theta + Fhd}{f_{yd}} = \frac{30.52/1000 * \left(\frac{1}{1.4}\right) + 0}{400} = 54,5 \text{ mm}^2$$

$$1\phi 10 = 78,53 \text{ mm}^2$$

con f_{yd} no mayor de 400 N/mm² (40.2).



Se dispondrán cercos horizontales (A_{se}) uniformemente distribuidos para absorber una tracción total.

$$T2d = 0,20 * Fvd = A_{se} * f_{yd}$$

$$A_{se} = \frac{0,20 * Fvd}{f_{yd}} = \frac{0,20 * 30,52 * 1000}{400} = 15.26 \text{ mm}^2$$

$$3\phi 8 \text{ cada } 10 \text{ cm}$$

con f_{yd} no mayor de 400 N/mm² (40.2).

Comprobación de nudos y bielas

Cumpliendo las condiciones geométricas basta con comprobar la compresión localizada en el apoyo.

$$F_{vd}/(b \cdot c) \leq f_{1cd}$$

$$\frac{F_{vd}}{(b \cdot c)} = \frac{30,52 \cdot 1000}{(0,2 \cdot 1 \cdot 1.000.000)} = 0,1526 \text{ MPA} \leq f_{1cd} = \frac{30}{1,5} \cdot 0,7 = 14 \text{ MPA}$$

donde:

- b, c Dimensiones en planta del apoyo.
- f_{1cd} Resistencia a compresión del hormigón. $f_{1cd} = 0,70 f_{cd}$

Anclaje de las armaduras

Tanto la armadura principal como las armaduras secundarias deberán estar convenientemente ancladas en el extremo de la ménsula.

El anclaje a realizar será en prolongación recta y se empezará a contar desde que comienza el giro en la armadura. Este anclaje tendrá las siguientes características:

- Diámetro: 10 mm
- Posición = 2
- $m = 1,3$
- $A_{s,calc} = 54 \text{ mm}^2$
- $A_{s,disp} = 78 \text{ mm}^2$
- Tipo de esfuerzo: TRACCIÓN
- $B = 0,7$

$$L_{ANCLAJE} = 173,076923 \text{ mm}$$

$$L_{DISPONIBLE} = 2700 \text{ mm} \gg L_{ANCLAJE} = 173 \text{ mm}$$



4.2.- Dimensionamiento de la cimentación

4.2.1.- Comprobaciones geotécnicas

4.2.1.1.- Seguridad frente a hundimiento

En la comprobación de seguridad frente al hundimiento se persigue comprobar que el terreno va a ser capaz de resistir las tensiones transmitidas por la estructura. Es importante ya que un asiento diferencial de la cimentación puede provocar patologías importantes en la estructura. Por ello se aplican factores de seguridad bastante importantes para dotar a la estructura de mayor seguridad.

La limitación que ha de cumplir la comprobación de hundimiento es la siguiente:

$$\sigma_v \leq \sigma_{adm}$$

Puesto que ya conocemos la tensión admisible del terreno reflejada en el Anejo 1 “Información Disponible”, que tiene un valor de 240 KN/m³, 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:

$$\sigma_v < \frac{N_v}{B * L}$$

Siendo,

- σ_v ; Presión vertical media.
- N_v ; Componente vertical de la resultante efectiva de las acciones.
- B ; anchura equivalente.
- L ; longitud equivalente

Para la obtención de la σ_v se emplearán las acciones sin afectarlos por ningún coeficiente de ponderación, ya que en las comprobaciones geotécnicas, la seguridad se introduce al final con el factor de seguridad. La cimentación estará comprobada frente a hundimiento cuando los coeficientes de seguridad mínimos obtenidos superen los valores expuestos a continuación, sacado de la “TABLA 4.7. HUNDIMIENTO: COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES” de la guía de cimentaciones.

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO
Casi permanente (*)	$F_1 \geq 3,00$
Característica	$F_2 \geq 2,60$
Accidental	$F_3 \geq 2,20$

(*) 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).

En esta tabla se ha optado por escoger el coeficiente de seguridad F_1 “($F_1=3$)” que es el mayor de los tres y por tanto el que dotará a la estructura de mayor seguridad. A continuación se justifica la comprobación de seguridad frente a hundimiento.

$$\sigma_t = \frac{N_v}{(b - 2 * e)} \leq \frac{q_h}{F_k}$$

$$C_{sd, \text{hund}} = \frac{q_h}{\sigma_t} \geq F_k$$

ZAPATA MURO DE CONTENCIÓN

Comprobación de seguridad frente a hundimiento					
$\sigma_{\text{terreno}}(\text{KN/m}^2)$	31,18042663	\leq	$(q_h=240)/(F_k = 3)=$	80	(KN/m ²)
$C_{sd, \text{hundimiento}}=$	7,697136504	$>$	$F_k=$	3	

ZAPATA MURO DE PISCINA N1

Comprobación de seguridad frente a hundimiento					
$\sigma_{\text{terreno}}(\text{KN/m}^2)$	28,47826087	\leq	$(q_h=240)/(F_k = 3)=$	80	(KN/m ²)
$C_{sd, \text{hundimiento}}=$	8,427480916	$>$	$F_k=$	3	

ZAPATA MURO DE PISCINA E1

Comprobación de seguridad frente a hundimiento					
$\sigma_{\text{terreno}}(\text{KN/m}^2)$	28,47826087	\leq	$(q_h=240)/(F_k = 3)=$	80	(KN/m ²)
$C_{sd, \text{hundimiento}}=$	8,427480916	$>$	$F_k=$	3	

4.2.1.2.- Seguridad frente a deslizamiento

En la comprobación de seguridad frente a deslizamiento, se comprueba que la cimentación no vaya a desplazarse en la dirección horizontal, deslizando respecto al plano de su base. Para ello se tienen en cuenta las acciones que afectan en el plano perpendicular al alzado del muro, ya que son las que generan este movimiento. Este movimiento es resistido por el rozamiento entre el hormigón de la base de la cimentación y el terreno.

El factor de seguridad se deduce de la siguiente tabla sacada de la guía de cimentaciones “TABLA 4.8. DESLIZAMIENTO: COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES”:

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).

En esta tabla se ha optado por escoger el coeficiente de seguridad F_1 “($F_1=1,5$)” que es el mayor de los tres y por tanto el que dotará a la estructura de mayor seguridad. A continuación se justifica la comprobación de seguridad frente a deslizamiento.

$$C_{sd, \text{deslizamiento}} = \frac{(N') * \mu}{V} \geq F_i$$

Siendo,

- F_i ; Coeficiente de seguridad al deslizamiento.
- V ; componente horizontal de la resultante de las acciones sobre el plano de cimentación.
- μ ; coeficiente de rozamiento del contacto entre cimentación y terreno.
- N' ; Resultante de acciones verticales en la base de la cimentación
-



ZAPATA MURO DE CONTENCIÓN

Comprobación de seguridad frente a deslizamiento				
N'	100,3352247		μ	0,46630766
V'	26,5213843			
Csd,deslizamiento	1,764126756	\geq	Fi	1,5

ZAPATA MURO DE PISCINA N1

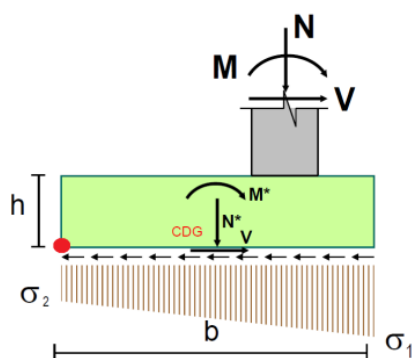
Comprobación de seguridad frente a deslizamiento				
N'	145,9		μ	0,46630766
V'	45			
Csd,deslizamiento	1,511873052	\geq	Fi	1,5

ZAPATA MURO DE PISCINA E1

Comprobación de seguridad frente a deslizamiento				
N'	65,5		μ	0,46630766
V'	11,25			
Csd,deslizamiento	2,71494681	\geq	Fi	1,5

4.2.1.3.- 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. La arista mas critica sería la que este más alejada del c.d.g. del muro, en este caso como es simétrico da igual cual de las dos aristas se escoja.



La cimentación se dará por comprobada frente a este modo de fallo cuando los coeficientes de seguridad mínimos obtenidos superen los valores expuestos a continuación "TABLA 4.9 Guía de cimentaciones. VUELCO: COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES":

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).

En esta tabla se ha optado por escoger el coeficiente de seguridad F1 “(F1=1,5)” que es el mayor de los tres y por tanto el que dotará a la estructura de mayor seguridad. A continuación se justifica la comprobación de seguridad frente a vuelco.

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

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 serán aquellos que sean debidos a las componentes horizontales de las acciones, y que no sean mencionados como los empujes pasivos comentados anteriormente.

ZAPATA MURO DE CONTENCIÓN

Comprobación de seguridad frente a vuelco				
N'(KN)	71,71498124		M'(KNm)	23,297081
Csd,vuelco	6,156563673	>=	Fj=	2

ZAPATA MURO DE PISCINA N1

Comprobación de seguridad frente a vuelco				
N'(KN)	65,5		M'(KNm)	53,6
Csd,vuelco	2,444029851	>=	Fj=	2

ZAPATA MURO DE PISCINA E1

Comprobación de seguridad frente a vuelco				
N'(KN)	65,5		M'(KNm)	8,6
Csd,vuelco	15,23255814	>=	Fj=	2

4.2.2.- Dimensionamiento zapata

Una vez obtenidos los esfuerzos que nos van a servir para dimensionar la zapata en el “apartado 3.2.-Esfuerzos en la cimentación” y habiendo realizado las comprobaciones geotécnicas necesarias de hundimiento, deslizamiento y vuelco, se va a proceder a realizar los cálculos necesarios para disponer el armado necesario a la zapata.

El procedimiento es el mismo que se ha explicado en el dimensionamiento del alzado del muro.

Mínimos Geométricos

En losas la cuantía mínima indicada en la tabla es la correspondiente a cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Especialmente en losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior (la cara de tracción).

La cuantía geométrica va en función de la sección de hormigón, del tipo de acero y del elemento constructivo. El cálculo de los mínimos geométricos, se emplea la siguiente tabla como marca la EHE-08 en el artículo 42”:

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

En nuestro caso utilizaremos acero B 500 S, por tanto la cuantía necesaria por mínimos geométricos será de:

La cuantía vertical necesaria será 0,18% \rightarrow 0,09 % en cada dirección

Por tanto:

- $A_{s,geo,ver}=0,09 \cdot h \cdot b$
 - Dirección perpendicular al muro: tabla
 - Dirección longitudinal del muro:
- $A_{s,geo,hor}= 0,09 \cdot 1 \cdot 0,4 = 0,036 \text{ m}^2 = 3,6 \text{ cm}^2$
- Por tanto con 5 $\phi 10$ cumple. Será necesario disponer 4 redondos de 16 mm en la cara inferior y por cada metro.



Mínimos Mecánicos

Para el cálculo de los mínimos mecánicos, se emplea la siguiente formulación en el caso de flexión compuesta y sección rectangular y afectada por el coeficiente α de minoración será:

$$A_{s, \text{mec}} = \frac{0,04 * f_{cd} * A_s}{f_{yd}} * \alpha$$

$$\alpha = 1,5 - 12,5 * \frac{A_s * f_{yd}}{f_{cd} * A_s}$$

Incremento de armadura por efecto del cortante

Debido al efecto del cortante, se produce un incremento de tracción en la dirección longitudinal, por tanto se debe aumentar la armadura longitudinal para que este incremento sea resistido.

En este caso al tratarse de un elemento sin armadura de cortante, la formulación a emplear para su cálculo según la “EHE-08” debe ser:

$$\Delta T = V_{rd} * \cotg \theta$$

$$\text{Siendo } \theta = \theta_e = 45^\circ \quad \rightarrow \quad \Delta T = V_{rd} \rightarrow \Delta A_s = \frac{V_{rd}}{f_{yd}}$$

DIMENSIONAMIENTO ZAPATA MURO DE CONTENCIÓN

Md (KNm)	Vd (KN)	M1d (KNm)	xlim (m)	M1c(xlim)	$0 \leq M1d \leq M1c(xlim)?$
185,468	11,84	185,47	0,202	993,70	CUMPLE

Md (KNm)	xlim (m)	x (m)	$x < xlim?$	As,flex(m2)	As,flex(cm2)
185,468	0,202	0,037	CUMPLE	0,001367	13,666

As,flex(cm2)	$\Delta As, \Delta T(cm2)$	As,total,calc(cm2)	As,mec(m2)	As,geo(cm2)	As,nec(cm2)	As,disp(cm2)
13,666	0,2722	13,9382	3,186	3,60	13,938	15,70796327

Con 5 ϕ 20 cumple la sección

DIMENSIONAMIENTO ZAPATA MURO DE PISCINA N1

Md (KNm)	Vd (KN)	M1d (KNm)	xlim (m)	M1c(xlim)	$0 \leq M1d \leq M1c(xlim)?$
281,005	30,07	281,01	0,200	981,58	CUMPLE

Md (KNm)	xlim (m)	x (m)	$x < xlim?$	As,flex(m2)	As,flex(cm2)
281,005	0,200	0,058	CUMPLE	0,002142	21,421

As,flex(cm2)	$\Delta As, \Delta T(cm2)$	As,total,calc(cm2)	As,mec(m2)	As,geo(cm2)	As,nec(cm2)	As,disp(cm2)
21,421	0,6916	22,1128	3,186	3,60	22,113	25,133

Con 8 ϕ 20 cumple la sección.



DIMENSIONAMIENTO ZAPATA MURO DE PISCINA E1

Md (KNm)	Vd (KN)	M1d (KNm)	xlim (m)	M1c(xlim)	$¿0 \leq M1d \leq M1c(xlim)?$
160,654	13,47	160,65	0,200	981,58	CUMPLE

Md (KNm)	xlim (m)	x (m)	$¿x < xlim?$	As,flex(m2)	As,flex(cm2)
160,654	0,200	0,032	CUMPLE	0,001184	11,838

As,flex(cm2)	$\Delta As, \Delta T(cm2)$	As,total,calc(cm2)	As,mec(m2)	As,geo(cm2)	As, nec(cm2)	As,disp(cm2)
11,838	0,3097	12,1478	0,044	3,60	12,148	12,566

Con 4 ϕ 20 cumple la sección

ELS FisuraciónDimensionamiento ZAPATA MURO DE CONTENCIÓN

E.L.Servicio: Fisuración		
Mcr	92,68698092	KNm
Mqp	88,98822972	KNm
Mcr<Mqp	NO	FISURA
x	0,072029739	m
If	0,000736711	m4
σ_s	199,4846621	Mpa
$\sigma_{c,max,pp}$	9,547446226	Mpa
ϵ_{sm}	4,56E-04	m/m
β	1,7	-
Sm	199,8239545	mm
Wk	0,155036922	mm
Wmax	0,3	mm
0,6*fck	18	
¿Wmax>=Wk?	CUMPLE	
Fisuras por compresión	¿ $\sigma_{c,max,pp} \leq 0,6*fck$?	
	cumple	

ELS FISURACIÓNDIMENSIONAMIENTO ZAPATA MURO DE PISCINA N1

E.L.Servicio: Fisuración		
Mcr	92,68698092	KNm
Mqp	88,98822972	KNm
Mcr<Mqp	NO	FISURA
x	0,072029739	m
If	0,000736711	m4
σ_s	199,4846621	Mpa
$\sigma_{c,max,pp}$	9,547446226	Mpa
ϵ_{sm}	4,56E-04	m/m
β	1,7	-
Sm	199,8239545	mm
Wk	0,155036922	mm
Wmax	0,3	mm
0,6*fck	18	
¿Wmax>=Wk?	CUMPLE	
Fisuras por compresión	¿ $\sigma_{c,max,pp} \leq 0,6*fck$?	
	cumple	



ELS FISURACIÓNDIMENSIONAMIENTO ZAPATA MURO DE PISCINA E1

E.L.Servicio: Fisuración		
Mcr	92,68698092	KNm
Mqp	68,32440818	KNm
Mcr<Mqp	NO	FISURA
x	0,072029739	m
If	0,000736711	m4
σ_s	153,162632	Mpa
$\sigma_{c,max,pp}$	9,547446226	Mpa
ϵ_{sm}	3,06E-04	m/m
β	1,7	-
Sm	199,8239545	mm
Wk	0,104058914	mm
Wmax	0,3	mm
0,6*fck	18	
¿Wmax>=Wk?	CUMPLE	
Fisuras por compresión	¿ $\sigma_{c,max,pp} \leq 0,6 \cdot f_{ck}$?	
	cumple	

4.3.- Dimensionamiento Losas

Para el cálculo de pavimentos de hormigón, la EHE-08 no especifica ningún método para analizar su cálculo. Por tanto, para el dimensionamiento de las losas de hormigón para los pavimentos existentes en el proyecto se va a emplear las recomendaciones de J. Calavera que aparecen en su libro “Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón”.

Este método está preparado para el cálculo de pavimentos destinados a soportar cargas de tráfico, y las formulaciones están en función de la carga por eje de un vehículo y del radio del área circular equivalente al área de contacto de la rueda. Para adaptar estas fórmulas a nuestros casos de cálculo, se han tenido en cuenta las cargas actuantes en un metro cuadrado de superficie, y como radio del área circular equivalente, se tomara aquel cuya superficie sea de un metro cuadrado. De esta forma los resultados de los cálculos serán un fiel reflejo de las condiciones en las que se encuentran las losas a proyectar de este proyecto.

4.3.1.- Acción producida por cargas externas.

Las acciones actuantes sobre la losa son las siguientes:

- Peso propio
- Sobre carga de uso.

El primer paso es el cálculo de las tensiones críticas de flexo tracción, que vienen dadas por la fórmula clásica de la teoría de la elasticidad de WESTERGAARD, modificada por PICKET para obtener un mejor ajuste:

$$\sigma_{c,flex,max} = \alpha * \frac{P}{h^2} * \left[1 - \frac{\sqrt{\frac{r}{R}}}{0,925 + 0,22 * \frac{r}{R}} \right] =$$

Dónde:

- $\alpha \rightarrow$ Coeficiente dependiente del tipo de junta entre losas:
 - $\alpha \rightarrow 2,3$ para juntas con ranura y lengüeta o con pasadores
 - $\alpha \rightarrow 3,5$ para otros tipos de juntas.
- $P \rightarrow$ Carga por metro cuadrado en N.
- $h \rightarrow$ canto de la losa en mm.
- $R \rightarrow$ Radio de rigidez relativa:
 - $R = \sqrt[4]{E_{ci} * \frac{h^3}{12 * (1 - \rho^2) * K}}$
Donde:
 - E_{ci} = Modulo instantáneo de deformación del hormigón.
 - $E_{ci} = \beta_e * E_{cm}$
 - $\beta_e = 1,30 - \frac{f_{ck}}{400}$
 - $E_{cm} = 8500 * \sqrt[3]{f_{ck} + 8}$
 - K = Modulo de balasto en N/mm³
 - ρ = Modulo de Poisson del hormigón ($\rho \approx 0,16 - 0,18$)
- $r \rightarrow$ Radio del área circular equivalente al área de contacto de la carga, en este caso el radio equivalente a un metro cuadrado.

4.3.2.- Acciones producidas por la retracción y los cambios de temperatura.

Estas tensiones son nulas en el borde de la losa y crecen linealmente hasta alcanzar su máximo en la línea media. Dependen del coeficiente μ de rozamiento entre la losa y la subbase. La experimentación muestra para que se movilice el rozamiento, con las distancias usuales entre juntas (4 a 7 m), es necesario que se produzca un corrimiento del orden de 1,5 mm.

Llamando:

- $\delta L_r \rightarrow$ Corrimiento en mm del borde de la losa debido a retracción.
- $\delta L_t \rightarrow$ Corrimiento en mm del borde de la losa debido a la variación de temperatura.

El rozamiento que se moviliza por tanto

$$K_t * \mu$$

Donde:

$$k_t = \frac{\delta * L_r + \delta * L_t}{1,5} \leq 1$$



Para un cálculo simplificado de δL_r y δL_t , puede adoptarse los siguientes valores:

- $\epsilon_s \rightarrow$ Acortamiento de retracción = $0,30 * 10^{-3}$
- $\alpha \rightarrow$ coeficiente de dilatación térmica = $10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Estableciendo el equilibrio en una sección de ancho b mm , situada en el eje de la losa paralela a la junta, y llamando σ_{ct} a la tensión de tracción producida en el hormigón. Se obtiene con la siguiente fórmula:

$$\sigma_{ct} = \frac{\mu * L * (g + q) * Kt}{2000 * h} =$$

Por último se comprueban las tensiones de diseño con las características ponderado por el coeficiente de seguridad correspondiente:

$$\sigma_{ct,d} < f_{cd,t}$$

- $\sigma_{ct,d} = 1,35 * \sigma_{ct}$
- $f_{cd,t} = \frac{\sigma_{ckt}}{1,5}$

$$\sigma_{ckt} = 0,21 * (f_{ck})^{(2/3)}$$

4.3.3.- Comprobación de tensiones en el pavimento.

Se establece una doble comprobación.

Por un lado, la comprobación bajo acciones externas. Donde debe cumplirse:

$$\gamma_f * \sigma_{c,flex,max} \leq f_{ctd,flex}$$

Donde:

- $f_{ctd,flex} = \frac{f_{ck,flex}}{\gamma_c} \rightarrow$ teniendo en cuenta que los valores de γ_c suelen oscilar entre 1,5 y 1,8 según el nivel de riesgo.
- $f_{ck,flex} \rightarrow$ se obtiene de la tabla siguiente.

Tipo de hormigón		H-20	H-25	H-30	H-35	H-40	H-45	H-50
f_{ctk}		2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
f_{ctd}	$\gamma_c = 1,5$	1,5	1,7	1,9	2,1	2,3	2,5	2,7
	$\gamma_c = 1,8$	1,2	1,4	1,6	1,8	1,9	2,1	2,3
$f_{ck,flex}$		2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3
$f_{ctd,flex}$	$\gamma_c = 1,5$	1,9	2,2	2,5	2,8	3,0	3,3	3,5
	$\gamma_c = 1,8$	1,6	1,9	2,1	2,3	2,5	2,7	2,9

Una segunda comprobación es la correspondiente a la coincidencia de cargas externas con las acciones termohigrométricas, para lo que se adopta:

$$\frac{\sigma_{c,flex,max}}{f_{ctd,flex}} + \frac{\sigma_{ct}}{f_{ctd}} \leq 1$$

Donde:

- $f_{ctd,flex} \rightarrow$ se obtiene de la tabla anterior.
- $f_{ctd} \rightarrow$ se obtiene de la tabla anterior.



4.3.4.- Cálculo de la armadura en pavimentos con armadura de retracción y temperatura.

El pavimento se calcula y funciona como una losa de hormigón en masa. La armadura se coloca exclusivamente para controlar la fisuración debida a la retracción y a las variaciones térmicas.

Llamando A_s a la sección de acero de la losa por unidad de ancho y A_c a la de hormigón, también por unidad de ancho, para resistir las tracciones originadas por la retracción y los cambios térmicos debe cumplirse:

$$A_s * \sigma_s \geq A_c * \sigma_{ct}$$

Dónde:

- $\sigma_s \rightarrow$ con mallas electrosoldadas con $f_{yk}=500$ N/mm² suele limitarse a 25/280 N/mm² para controlar la fisuración.

Es recomendable mantener una cuantía geométrica mínima del 0,5% en cada dirección.

4.3.5. Cálculos losa piscina N1 (25 x 12,5 m)

DATOS						
γ_c	25	KN/m ²				
f_{ck}	30	N/mm ²				
γ_c	1,35	-				
γ_c	1,5	-				
f_{yk}	280	N/mm ²				
cuantia geo	0,0005	-				
g	7,5	KN/m ²	7500	N	en 1 m ²	
q	30	KN/m ²	30000	N		
h	300	mm				
α	3,5	Coeficiente dependiente del tipo de junta entre losas		α	2,3	para juntas con ranura y lengüeta o con pasadores
				α	3,5	para otros tipos de juntas.
P	37500	N				
K	0,07	N/mm ³	Modulo de balasto			
ρ	0,17	Modulo de poisson del hormigón				

ACCIONES PRODUCIDAS POR CARGAS EXTERNAS						
R	1037,51054	Radio de rigidez relativa				
	Eci	35006,56892	N/mm ²			
		β_e	1,225	-		
		Ecm	28576,79096	N/mm ²		
A	1	m ²	Area equivalente			
r	564,189584	mm ²	Radio del área circular equivalente al área de contacto de la carga			
$\sigma_{(c,flex,max)}$	0,42887482	N/mm ²				

ACCIONES PRODUCIDAS POR LA RETRACCIÓN Y CAMBIOS DE TEMPERATURA					
Ljuntas,h	25	m	distancia entre juntas		
Ljuntas,v	12,5	m			
ΔT	15	°			
Es	0,0003		Acortamiento de retracción		
α	0,00001	°C-1	coeficiente de dilatación térmica		
μ	1	Diseño con superficie superior cerrada y lisa o con capa de arena o laminas aislantes			1
		Subbase con superficie rugosa			2
		Coeficiente de dilatación termica			1,5
$\frac{\delta L_r}{\delta L_t}$	3,75	mm			
	1,875	mm			
Kt	3,75				

COMPROBACION DE TENSIONES EN EL PAVIMENTO			
oct	0,5859375	N/mm2	
oct,d	0,79101563	N/mm2	
σckt	2,02752771	N/mm2	
fcd,t	1,35168514	N/mm2	
¿oct,d < fcd,t?	CUMPLE		
σc,flex	0,42887482	N/mm2	
σcd,flex	0,57898101	N/mm2	
fck,flex	3,8	N/mm2	TABLA
fctd,flex	2,53333333	N/mm2	
¿σcd,flex < fctd,flex?	CUMPLE		
σc,flex	0,42887482	N/mm2	
fctd,flex	2,53333333	N/mm2	
oct	0,5859375	N/mm2	
fctd	1,9	N/mm2	TABLA
$\frac{\sigma_{c,flex,max}}{f_{ctd,flex}} + \frac{\sigma_{ct}}{f_{ctd}} \leq 1$		CUMPLE	



CALCULO DE LA ARMADURA EN PAVIMENTOS					
dirección (x) de los	25	metros			
As,x	7847,37723	mm ²	en el ancho de	12,5	metros
As,x,min	1875	mm ²			
nº de redondos (x)	100		CUMPLE		
Ø,x	10	mm			
As,x	7853,98163	mm ²			
dirección (y) de los	12,5	metros			
As,y	7847,37723	mm ²	en el ancho de	25	metros
As,y,min	1875	mm ²			
nº de redondos (y)	100		CUMPLE		
Ø,y	10	mm			
As,y	7853,98163	mm ²			

4.3.6. Cálculos losa piscina E1 (12,5 x 6 m)

DATOS						
γ_c	25	KN/m ²				
f_{ck}	30	N/mm ²				
γ_c	1,35	-				
γ_c	1,5	-				
f_{yk}	280	N/mm ²				
cuantía geo	0,0005	-				
g	7,5	KN/m ²	7500	N	en 1 m ²	
q	15	KN/m ²	15000	N		
h	300	mm				
α	3,5	Coeficiente dependiente del tipo de junta entre losas		α	2,3	para juntas con ranura y lengüeta o con pasadores
				α	3,5	para otros tipos de juntas.
P	22500	N				
K	0,07	N/mm ³	Módulo de balasto			
ρ	0,17	Módulo de poisson del hormigón				

ACCIONES PRODUCIDAS POR CARGAS EXTERNAS						
R	1037,51054	Radio de rigidez relativa				
	E_{ci}	35006,56892	N/mm ²			
		β_e	1,225	-		
		E_{cm}	28576,79096	N/mm ²		
A	1	m ²	Area equivalente			
r	564,189584	mm ²	Radio del área circular equivalente al área de contacto de la carga			
$\sigma_{(c,flex,max)}$	0,25732489	N/mm ²				

ACCIONES PRODUCIDAS POR LA RETRACCIÓN Y CAMBIOS DE TEMPERATURA					
Ljuntas,h	12,5	m	distancia entre juntas		
Ljuntas,v	6	m			
ΔT	15	°			
Es	0,0003		Acortamiento de retracción		
α	0,00001	°C-1	coeficiente de dilatación térmica		
μ	1		Diseño con superficie superior cerrada y lisa o con capa de arena o laminas aislantes		1
			Subbase con superficie rugosa		2
			Coeficiente de dilatación térmica		1,5
δL_r					
δL_t	1,875	mm			
	0,9375	mm			
Kt	1,875				

COMPROBACION DE TENSIONES EN EL PAVIMENTO			
σct	0,08789063	N/mm2	
σct,d	0,11865234	N/mm2	
σckt	2,02752771	N/mm2	
fcd,t	1,35168514	N/mm2	
¿σct,d < fcd,t?	CUMPLE		
σc,flex	0,25732489	N/mm2	
σcd,flex	0,3473886	N/mm2	
fck,flex	3,8	N/mm2	TABLA
fctd,flex	2,53333333	N/mm2	
¿σcd,flex < fctd,flex?	CUMPLE		
σc,flex	0,25732489	N/mm2	
fctd,flex	2,53333333	N/mm2	
σct	0,08789063	N/mm2	
fctd	1,9	N/mm2	TABLA
$\frac{\sigma_{c,flex,max}}{f_{ctd,flex}} + \frac{\sigma_{ct}}{f_{ctd}} \leq 1$		CUMPLE	



CALCULO DE LA ARMADURA EN PAVIMENTOS					
dirección (x) de los	12,5	metros			
As,x	565,011161	mm ²	en el ancho de	6	metros
As,x,min	900	mm ²			
nº de redondos (x)	20		CUMPLE		
Ø,x	8	mm			
As,x	1005,30965	mm ²			
dirección (y) de los	6	metros			
As,y	565,011161	mm ²	en el ancho de	12,5	metros
As,y,min	900	mm ²			
nº de redondos (y)	20		CUMPLE		
Ø,y	8	mm			
As,y	1005,30965	mm ²			

4.4.- Dimensionamiento de la placa alveolar

Las cargas que debe soportar la placa alveolar son las siguientes:

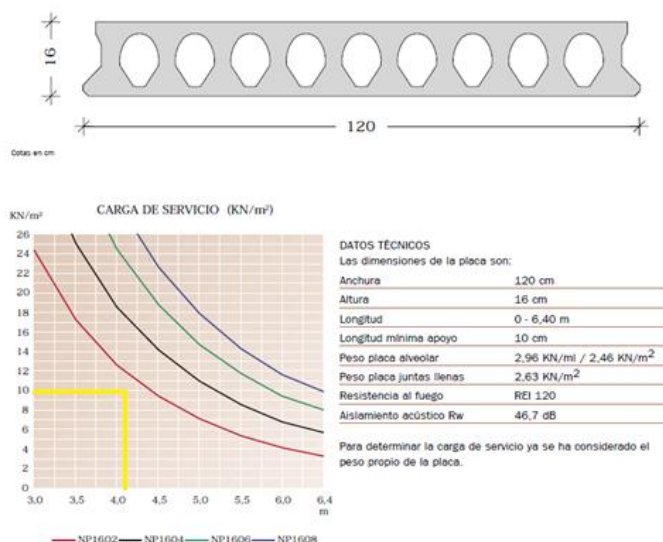
- $g=3,38 \text{ KN/m}$
- $q=5 \text{ KN/m}$
- $Q_{scu} = 7 \text{ KN}$

El suministrador nos ha facilitado una ficha técnica con la que se comprobará la validez de este tipo de placa para las cargas actuantes. El dimensionamiento con la ficha técnica requiere de la combinación de cargas en ELS (Estado Limite de Servicio) sin considerar el peso propio ya que esta ya se ha tenido en cuenta en la elaboración de las gráficas.

$$E. L. S. \rightarrow \text{Carga Total (ELS)} = \gamma_q * \Psi_2 * (Q_{scu}) + \gamma_q * (q)$$

$$E. L. S. \rightarrow \text{Carga Total (ELS)} = 1 * 0,6 * (5) + 1 * (7) = 10 \text{ KN/m}^2$$

Se ha marcado con una línea amarilla en la gráfica la comprobación de que la placa alveolar seleccionada cumple la seguridad estructural ante las cargas actuantes.



5.- Uniones, Anclajes y Solapes

Para asegurar el buen funcionamiento de las armaduras es necesario anclarlas a partir de la sección donde dejan de ser necesarias. A su vez las uniones de diferentes elementos estructurales son puntos críticos en la estructura donde se producen acumulaciones de tensiones. Un buen análisis del flujo de tensiones producido en el elemento nos lleva a una solución óptima de la unión. En los apartados posteriores se va a analizar cada anclaje y unión del elemento estructural.

Es importante destacar que para el cálculo de las longitudes de anclaje y solapes hay que diferenciar dos posibles posiciones de la armadura. Dependiendo en qué posición se encuentre la armadura se emplearán cálculos diferentes. A continuación se explican estas dos posiciones:

- POSICIÓN I: Armaduras que formen un ángulo con la horizontal entre 45 y 90 °. Si forman un ángulo inferior, deben estar situadas en la mitad inferior de la sección o a una distancia superior a 30 cm de la cara superior de hormigonado.
- POSICIÓN II: Armaduras horizontales (ángulo entre 0 y 45°) situadas en la mitad superior de la pieza y a menos de 30 cm de la cara superior de hormigonado.

Por otro lado se empleará el parámetro “m” es un coeficiente que tiene en cuenta la resistencia del hormigón y el tipo de acero, en este caso para HA-30 y B 500 S el parámetro “m” tiene un valor de 1,3.

También se empleará un parámetro “β” que depende del tipo de anclaje y el coeficiente “α” que depende de la separación entre solapes y del porcentaje de barras solapadas trabajando a tracción.

Los esfuerzos que se produzcan en la zona de anclaje también influye, si esta traccionado o comprimido. En este elemento como se ha explicado a lo largo del documento tiene ambas componentes debido al carácter aleatorio del viento, por tanto en estos casos se tomará como valor la tracción ya que esta produce una situación más desfavorable en cuanto al cálculo de la longitud de anclaje.

Las longitudes mínimas necesarias en los anclajes se muestran en la siguiente tabla:

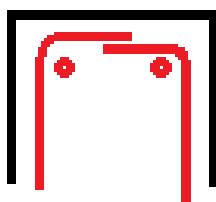
CUADRO GENERAL DE ANCLAJES Y SOLAPES DE BARRAS				
Ø	Long. de anclaje		Long. de solape	
	Posición I	Posición II	Posición I	Posición II
6	0.21m.	0.27m.	0.42m.	0.55m.
8	0.28m.	0.37m.	0.56m.	0.73m.
10	0.35m.	0.46m.	0.70m.	0.91m.
12	0.42m.	0.55m.	0.84m.	1.10m.
16	0.56m.	0.73m.	1.12m.	1.46m.
20	0.72m.	0.93m.	1.44m.	1.86m.
25	1.06m.	1.39m.	2.13m.	2.78m.
Long. de anclaje y solape, salvo que se indique lo contrario.				

5.1.- Anclaje coronación del alzado.

Para evitar la aparición de fisuras verticales en la coronación del muro es recomendable disponer dos redondos en la parte superior. A continuación se muestra la tabla con esta recomendación, que indica el tipo de redondo en función de la altura del muro.

H (m)	ϕ (mm)
< 5	12
$5 \leq H \leq 8$	16
$H >$	20

Por tanto se dispondrán **2 ϕ 12** en la coronación en el eje longitudinal. A continuación se muestra un croquis de las longitudes de anclaje junto con los redondos de coronación:



Por tanto en los tres muros que se analizan se deberán disponer **2 ϕ 12** en la coronación del muro.

En la coronación del muro también será necesario anclar las armaduras verticales de ambas caras. El anclaje a realizar será en patilla.

En los muros de las piscinas, en coronación la longitud de anclaje a realizar será una doble patilla que bordee el rebosadero.

5.2.- Unión muro – zapata

La unión correspondiente entre el alzado y la zapata se refleja en los planos correspondientes. En el diseño del mismo se ha previsto que el proceso constructivo se realice en dos fases, de manera que se ejecute primero la cimentación dejando unas esperas para posteriormente ejecutar el alzado.

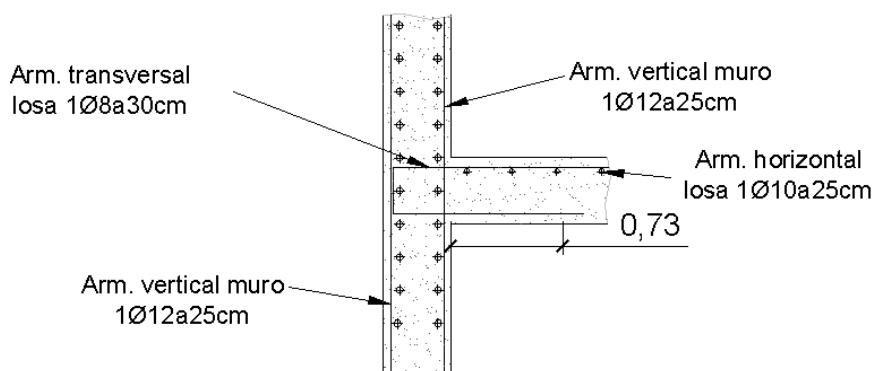
5.3.- Anclaje extremo de zapata

El anclaje extremo de la zapata se realizará en patilla.

5.4.- Unión muro E1-Losa E1.

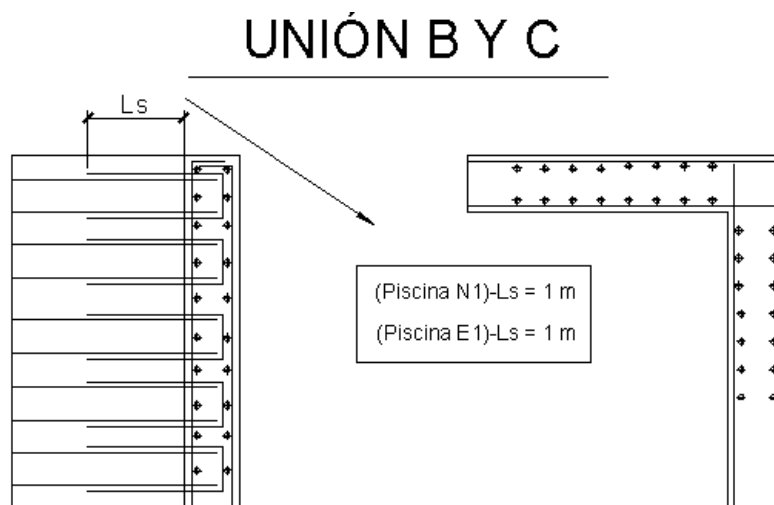
En la ejecución de esta unión se realizará de modo que la armadura de la losa atraviese el muro gire doblemente en patilla y se vuelva a introducir en la losa en la capa de abajo con una longitud equivalente a la longitud de anclaje.

De esta forma se garantizará la buena transmisión de esfuerzos y la estanquidad de la estructura.



5.5.- Unión encuentros en esquinas de armadura horizontal.

Esta unión se ha resuelto empleando una armadura en forma de “U” que ancla la armadura horizontal con la armadura superior o inferior dos a dos. De esta forma se consigue un importante refuerzo en la zona de la esquina donde se producen acumulaciones de tensiones.





6.- CALCULO SAP2000

6.1.- INTRODUCCIÓN.

Se ha realizado un modelo estructural en el programa informático “Sap2000” de cálculo de estructuras para comprobar que el modelo diseñado es correcto. A parte de comprobar los cálculos se podrá realizar una mayor aproximación a la distribución de esfuerzos ya que el programa lleva implementados cálculos de elementos finitos que permite el modelado de prácticamente cualquier estructura.

El objetivo principal que se pretende conseguir con el empleo del programa es la comprobar que el diseño se comportará de forma correcta, y evitar de esta forma la aparición de fisuras que generen pérdidas de aguas en los vasos de las piscinas.

Otro objetivo, es el dimensionamiento de los encuentros entre las losas y los alzados de los muros, al igual que los encuentros de los muros perpendiculares. Ya que en estas zonas se producen esfuerzos de segundo orden que pueden llegar a tener cierta importancia y con los métodos sencillos de cálculo no se es posible caracterizarlos.

6.2.- DATOS DE ENTRADA AL PROGRAMA.

A continuación se van a mostrar los datos de entrada implementados en el programa de cálculo estructural “SAP2000” para obtener los cálculos necesarios que permitan dimensionar los muros que componen los vasos de las piscinas y el muro perimetral de contención de tierras.

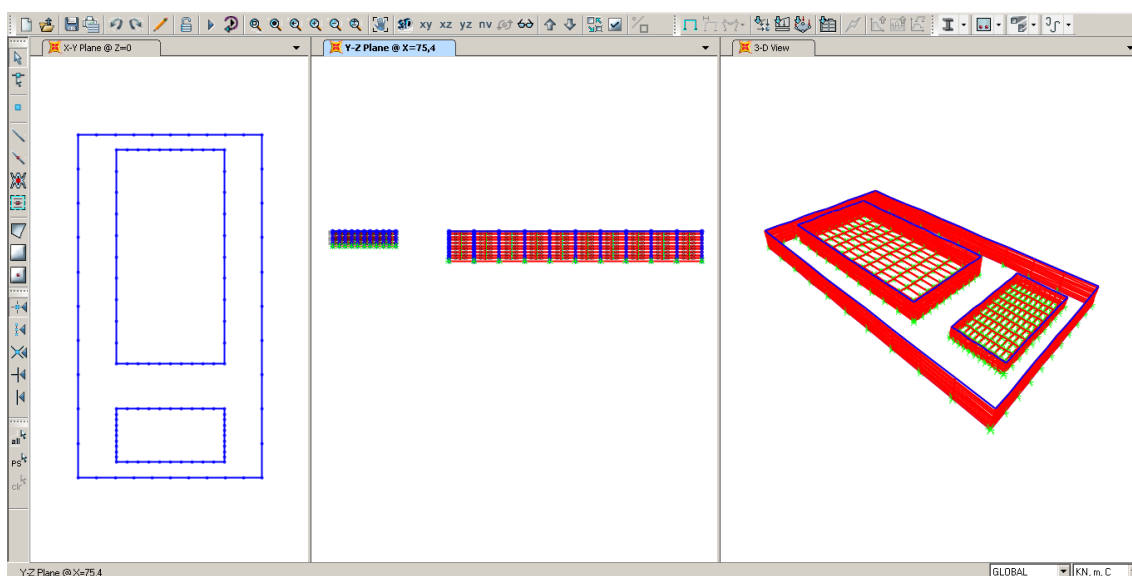
Es muy importante que los datos introducidos se ajusten a la realidad para reflejar de la mejor manera el comportamiento real de la estructura. Los datos de entrada que hay que introducir en el programa son la geometría de la estructura junto con sus dimensiones seccionales, las características mecánicas de los materiales, las cargas actuantes tanto en ELU como en ELS con diferentes combinaciones de cargas que ilustren las diferentes situaciones a las que va a estar sometida la estructura a lo largo de su vida útil, y por último se tienen que implementar las características del terreno. A continuación se reflejan todos los datos que se han descrito anteriormente:

6.2.1.- Geometría De La Estructura

La estructura se compone de un muro perimetral de contención de tierras que tiene unas dimensiones en planta y entre ejes intermedios de 21,70 m x 40,5 m y una altura de 3 metros.

El vaso de la piscina de natación (N1) tiene unas dimensiones de 12,8 m x 25,3 m y una altura de 3 metros, y una altura de 3 metros.

El vaso de la piscina de enseñanza (E1) tiene unas dimensiones de 12,8 m x 6,3 m y una altura de 1,5 metros.



GEOMETRIA SECCIONAL

La geometría seccional consiste en caracterizar la sección interior del muro, este estará compuesto por hormigón y barras de acero como armado. Al programa se le introduce la sección de hormigón únicamente, ya que uno de los objetivos del empleo del programa "SAP2000" es que de los resultados de la cuantía de armado necesaria en cada sección de la estructura introducida.

En este caso se ha optado por los siguientes espesores:

-0,30 m espesor de muro.

-0,4 m espesor de la solera.



6.2.2.- Características De Los Materiales

Al programa tenemos que introducirle las características mecánicas de los materiales que se van a emplear, que en nuestro caso serán:

-Material hormigón:

-HA-30 $\rightarrow f_{ck}=30$ Mpa

-densidad = 25 KN/m

- $E_c = 28576,79$ Mpa

- $\nu(\text{poisson})= 0,2$

- $\gamma_c=1,5$

-Material acero:

-B 500 S $\rightarrow f_{yk}=500$

-densidad= 78,5 KN/m

- $F_y=435$ Mpa

- $F_u=500$ Mpa

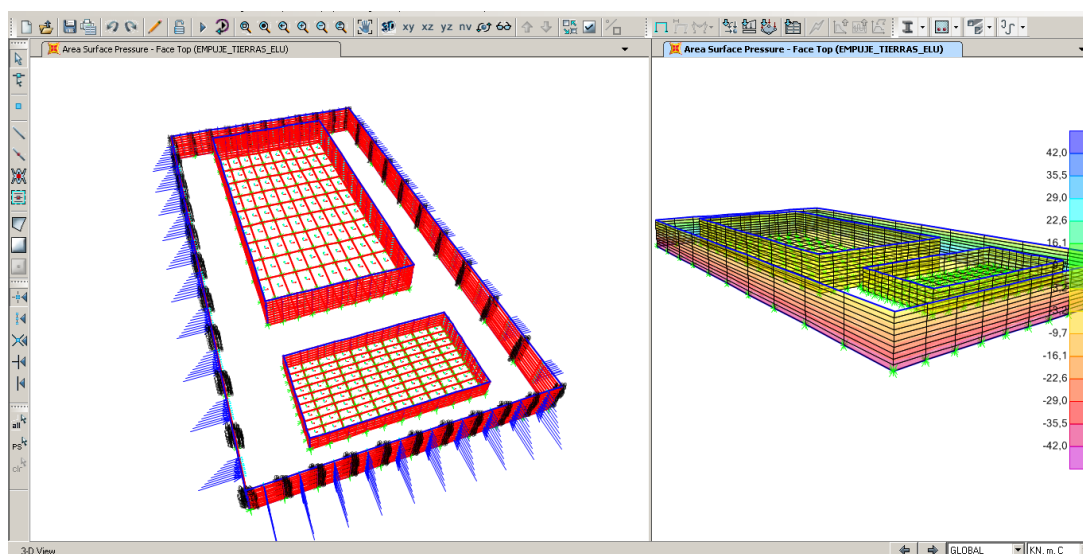
- $F_{ye}= 450$ Mpa

- $F_{ue} = 550$ Mpa

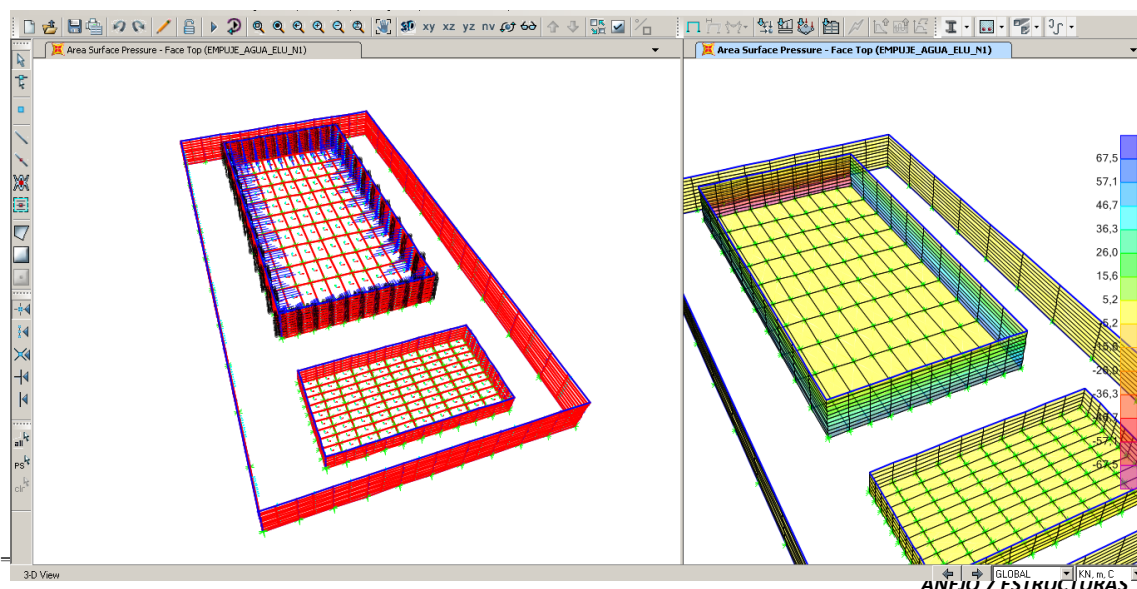
6.2.3.- Acciones Actuantes

En el programa “SAP2000” el peso propio de la estructura es calculado automáticamente en base a los datos reflejados con anterioridad, y por tanto estos no deben ser introducidos como carga. A continuación se procede a enumerar las diferentes acciones introducidas:

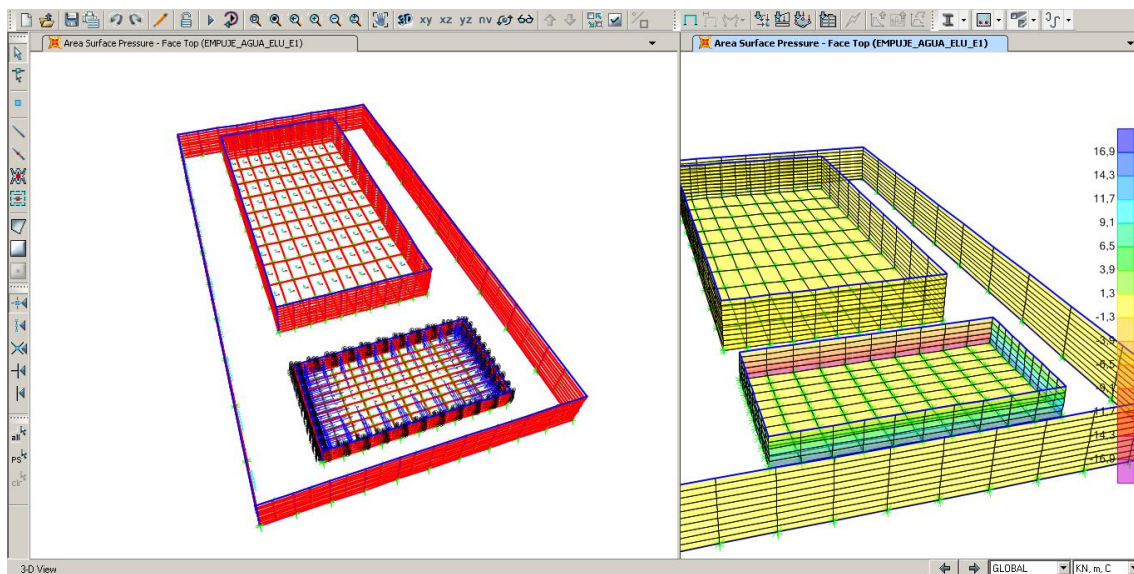
- Empuje de tierras ELU.
- Empuje de tierras ELS.



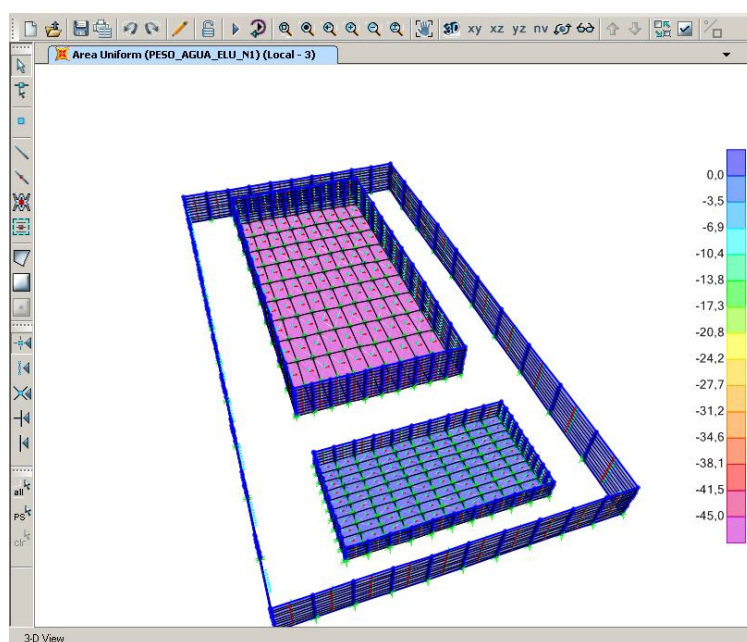
- Empuje del agua en el depósito N1 en ELU.
- Empuje del agua en el depósito N1 en ELS.



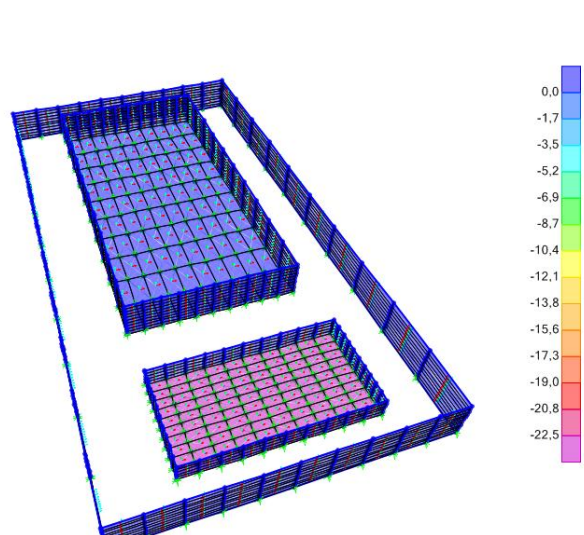
- Empuje del agua en el depósito E1 en ELU.
- Empuje del agua en el depósito E1 en ELS.



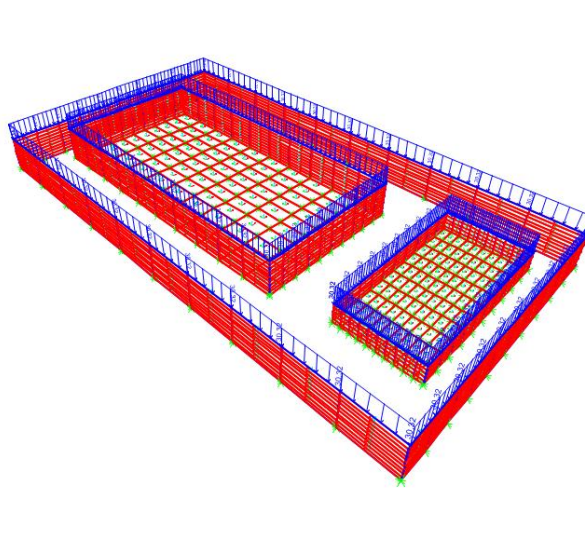
- Peso del agua en el depósito N1 en ELU
- Peso del agua en el depósito N1 en ELS



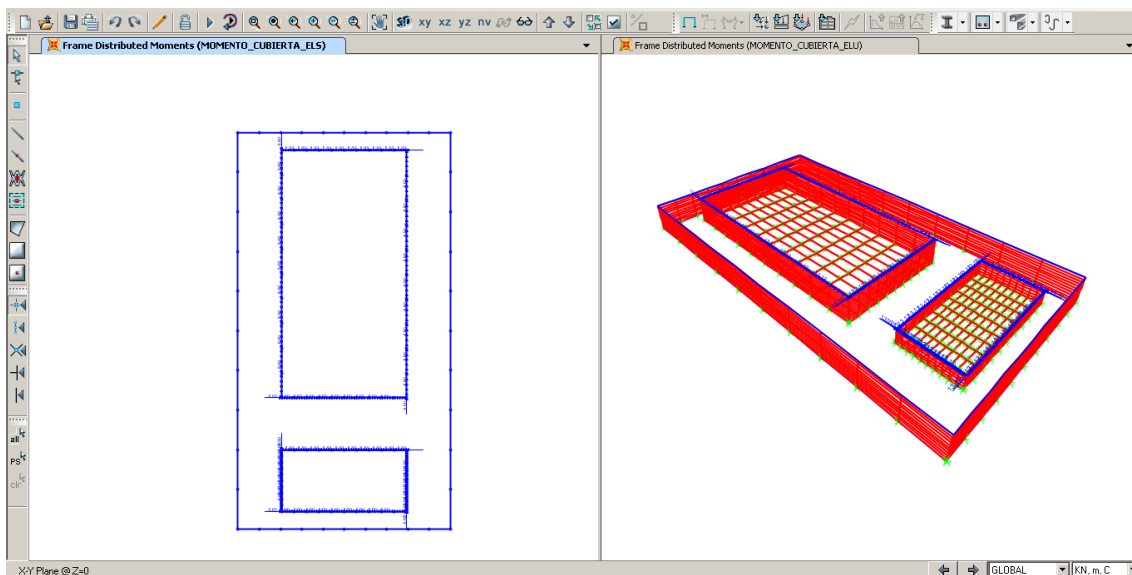
- Peso del agua en el depósito E1 en ELU
- Peso del agua en el depósito E1 en ELS



- Axil cubierta ELU
- Axil cubierta ELS



- Momento cubierta ELU
- Momento cubierta ELS



Por simplicidad en el modelo estructural se han introducido directamente las cargas resultantes tanto en ELU como en ELS de la cubierta compuesta por la placa alveolar junto con las cargas muertas y variables que esta recibe. Esta cubierta actúa como una viga biapoyada, que apoya en la coronación del muro de contención de tierras, y en una ménsula dispuesta en el muro del vaso de la piscina. Por tanto se generará un axil en ambos muros que será igual a la reacción, y un momento únicamente en los muros de los depósitos que será el resultado del axil por la excentricidad que produce su apoyo en la ménsula.

6.2.4.- Características Del Terreno

Para introducir las características del terreno debemos conocer el coeficiente de balasto del terreno, este dato se refleja en el anejo geotécnico, y asciende a un valor de:

- Coeficiente de balasto (K_{30}) = $0,7 \text{ kp/cm}^3 = 70\,000 \text{ KN/m}^3$

-K perpendicular a la base = $70\,000 \text{ KN/m}^3$

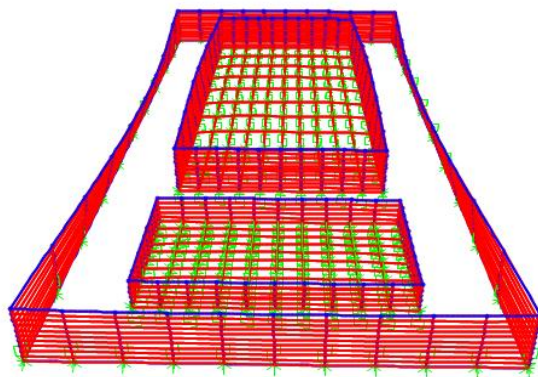
-K paralela a la base = $7\,000 \text{ KN/m}^3$

6.2.5.- Combinaciones De Cargas

Ya que al programa se le introducen cada una de las cargas de forma independiente, hay que asignarles combos con las diferentes combinaciones que se pueden presentar a lo largo de la vida útil de la estructura. Dado que existen múltiples combinaciones posibles, se han implementado al programa aquellas que se consideran más desfavorables. A continuación se muestran las acciones que contiene cada combinación de cargas.

COMB 1 (ELU-ALL)

- Peso propio (DEAD)
- Momento cubierta ELU
- Axil cubierta ELU
- Peso del agua en el depósito E1 en ELU
- Peso del agua en el depósito N1 en ELU
- Empuje del agua en el depósito E1 en ELU.
- Empuje del agua en el depósito N1 en ELU.
- Empuje de tierras ELU.

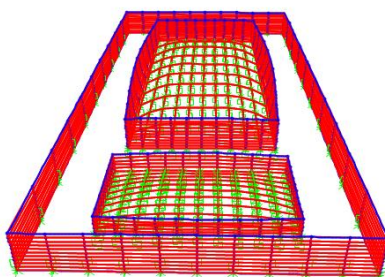


COMB 2 (ALL ELS)

- Peso propio (DEAD)
- Momento cubierta ELS
- Axil cubierta ELS
- Peso del agua en el depósito E1 en ELS
- Peso del agua en el depósito N1 en ELS
- Empuje del agua en el depósito E1 en ELS.
- Empuje del agua en el depósito N1 en ELS.
- Empuje de tierras ELS.

COMB 3 (PP)

- Peso propio (DEAD)

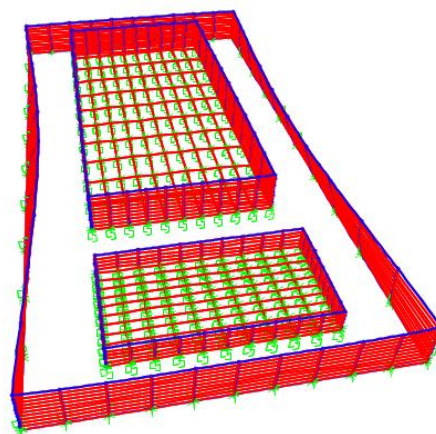


COMB 4 (PP+tierras ELU)

- Peso propio (DEAD)
- Empuje de tierras ELU.

COMB 5 (PP+tierras ELS)

- Peso propio (DEAD)
- Empuje de tierras ELS.

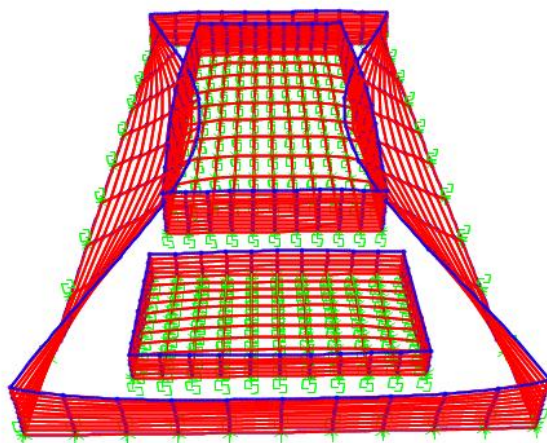


COMB 6 (PP+tierras+cub ELU)

- Peso propio (DEAD)
- Momento cubierta ELU
- Axil cubierta ELU
- Empuje de tierras ELU.

COMB 7 (PP+tierras+cub ELS)

- Peso propio (DEAD)
- Momento cubierta ELS
- Axil cubierta ELS
- Empuje de tierras ELS.

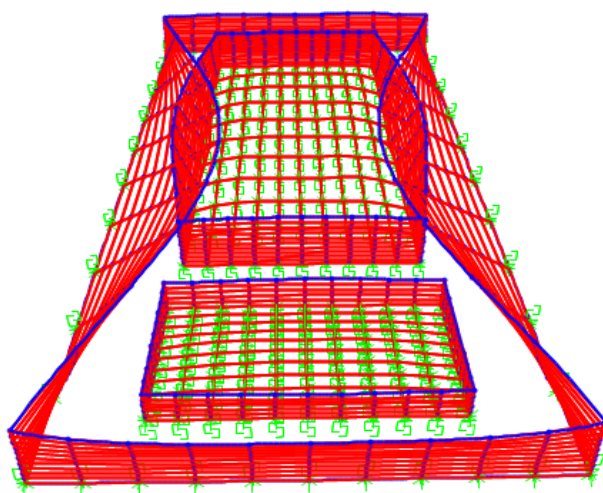


COMB 8 (FULL N1 ELU)

- Peso propio (DEAD)
- Momento cubierta ELU
- Axil cubierta ELU
- Peso del agua en el depósito N1 en ELU
- Empuje del agua en el depósito N1 en ELU.
- Empuje de tierras ELU.

COMB 9 (FULL N1 ELS)

- Peso propio (DEAD)
- Momento cubierta ELS
- Axil cubierta ELS
- Peso del agua en el depósito N1 en ELS
- Empuje del agua en el depósito N1 en ELS.
- Empuje de tierras ELS.

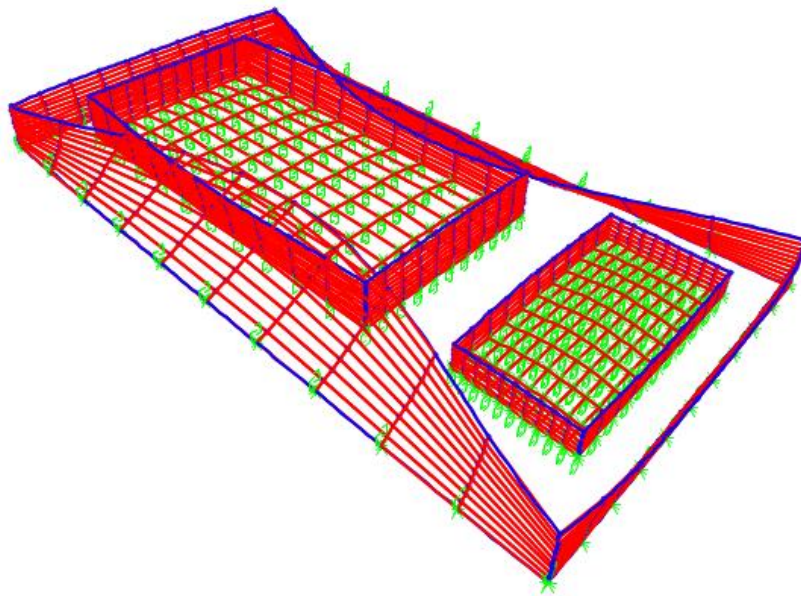


COMB 10 (FULL E1 ELU)

- Peso propio (DEAD)
- Momento cubierta ELU
- Axil cubierta ELU
- Peso del agua en el depósito E1 en ELU
- Empuje del agua en el depósito E1 en ELU.
- Empuje de tierras ELU.

COMB 11 (FULL E1 ELS)

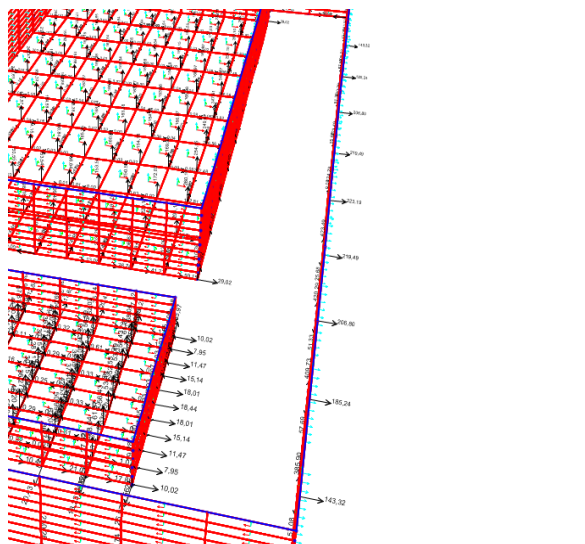
- Peso propio (DEAD)
- Momento cubierta ELS
- Axil cubierta ELS
- Peso del agua en el depósito E1 en ELS
- Empuje del agua en el depósito E1 en ELS.
- Empuje de tierras ELS.



6.3.- ESFUERZOS

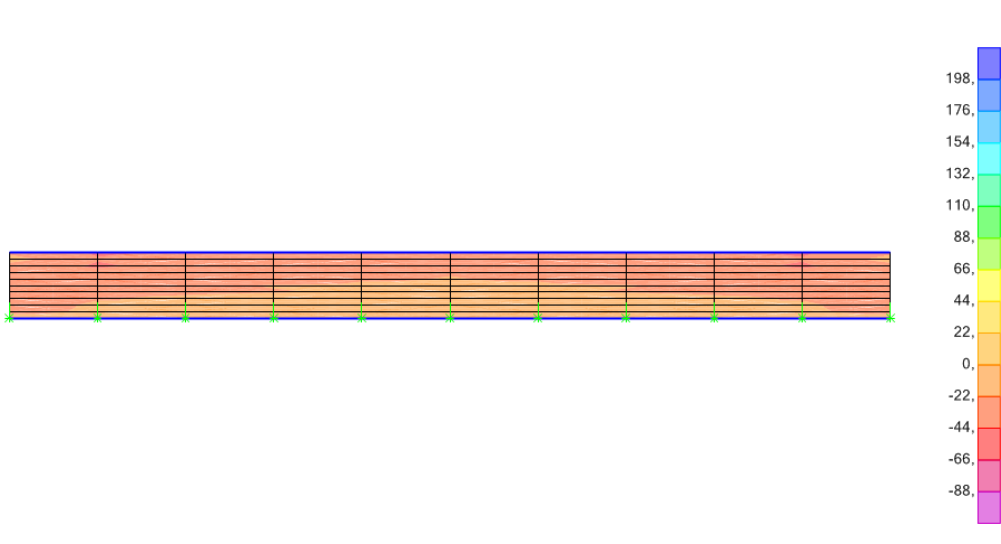
6.3.1.- Muro De Contención

Reacciones



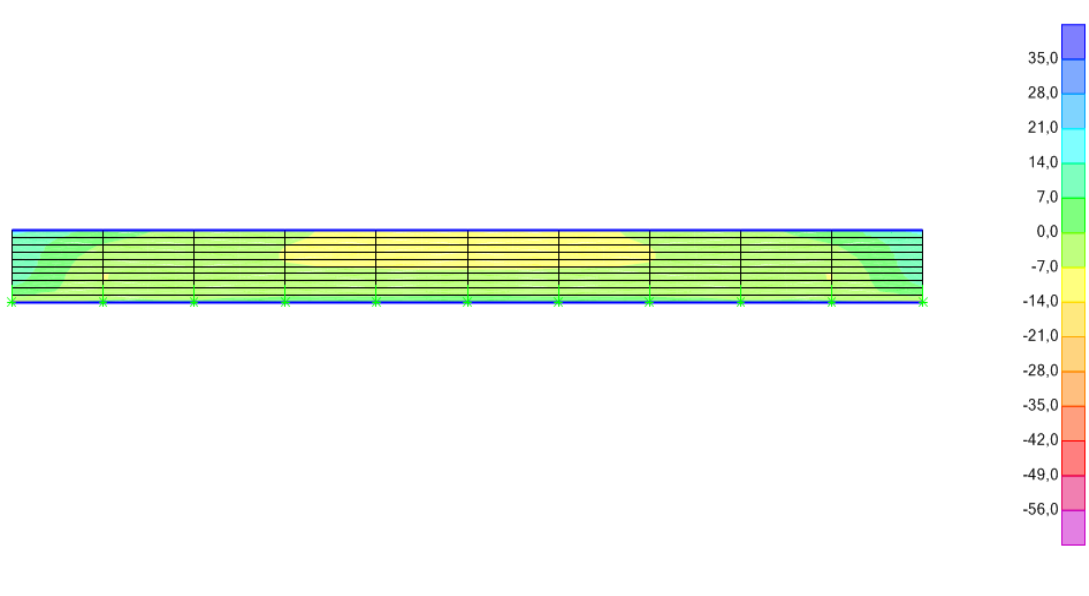
Lado largo 40,5 metros

Fmax

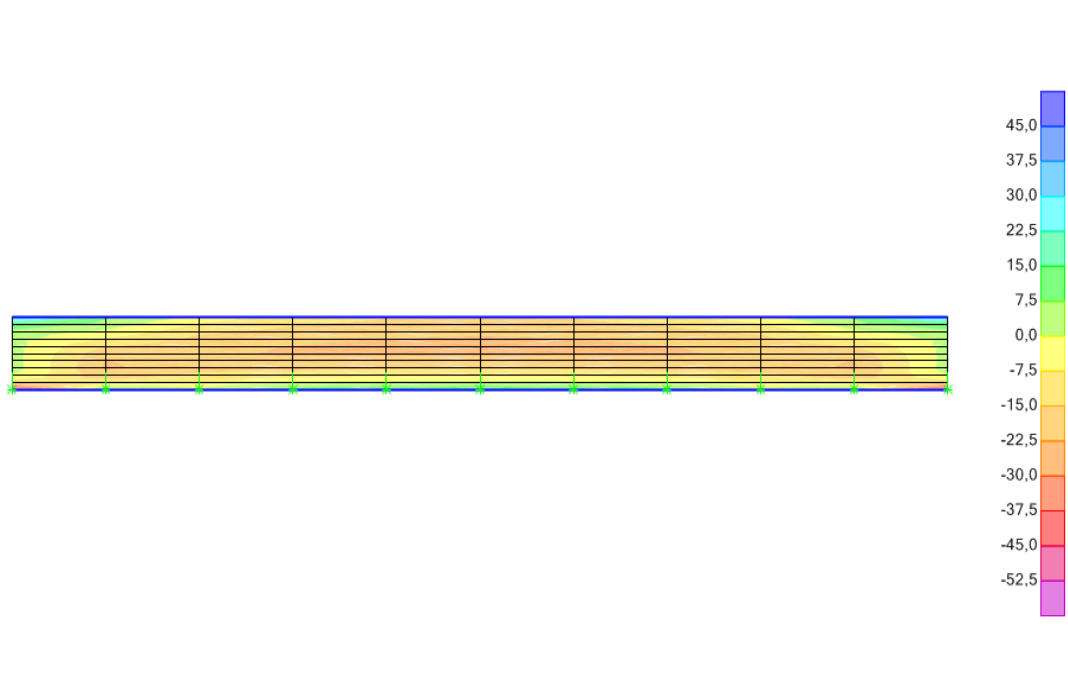




M11

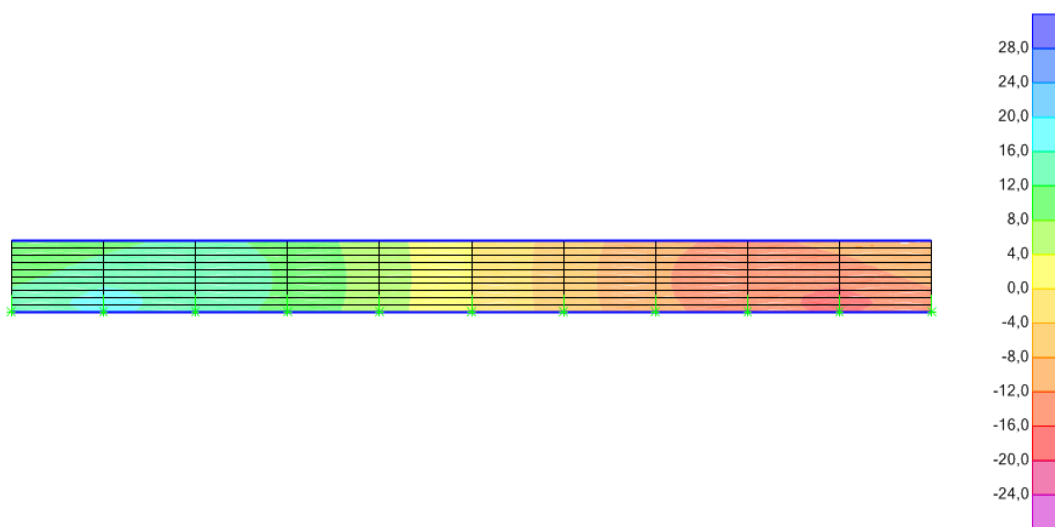


M22



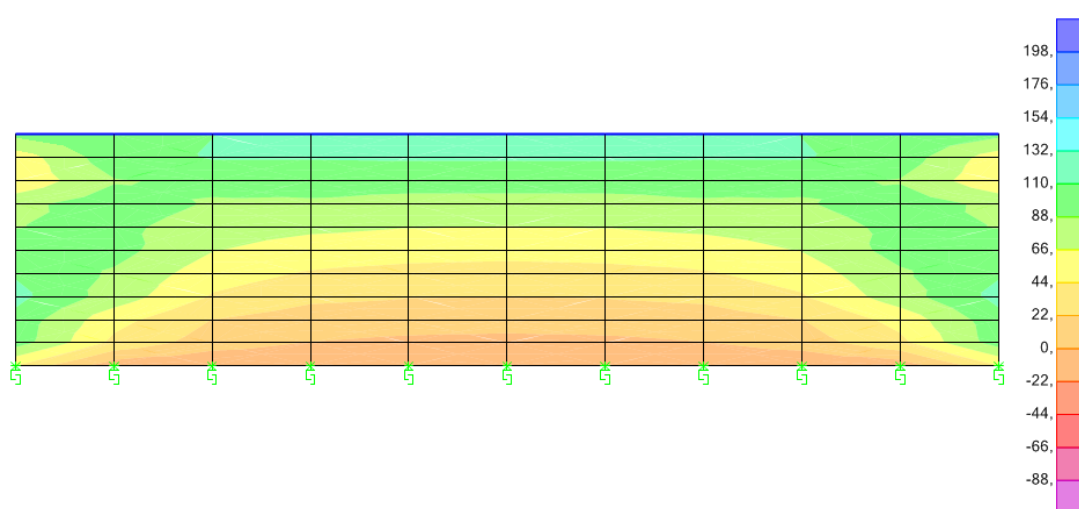


M12



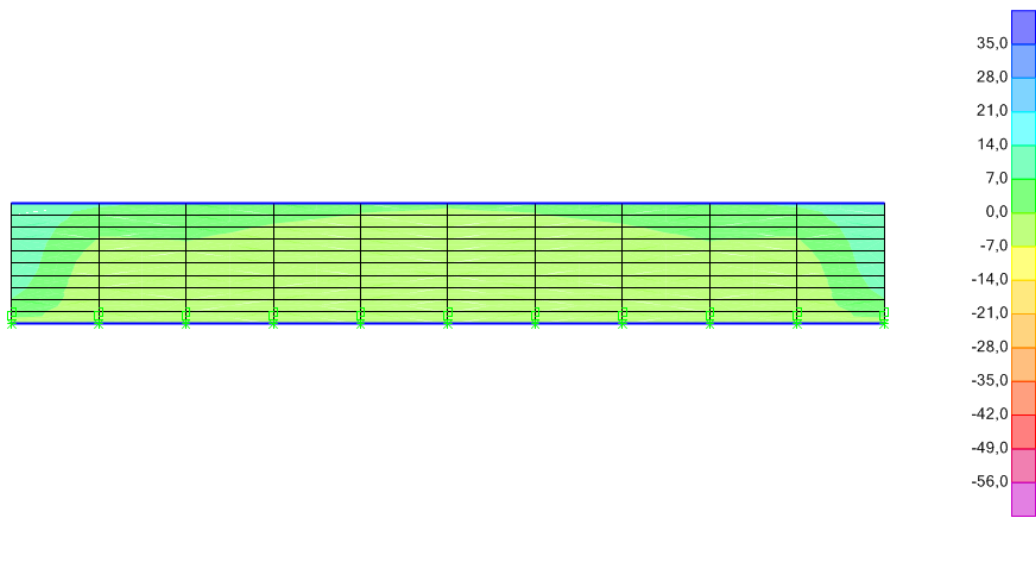
Lado corto 21,7 metros

Fmax

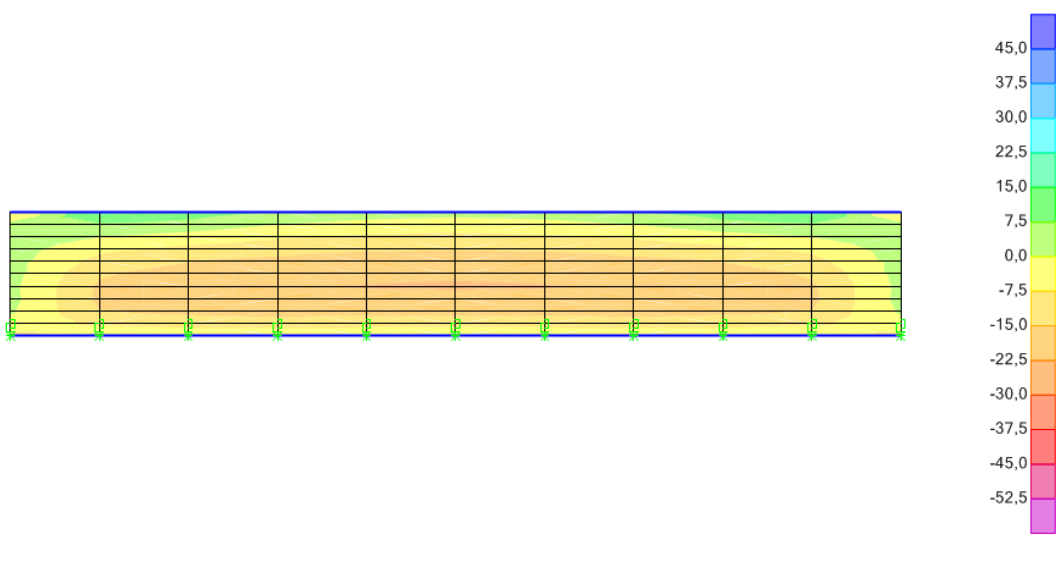




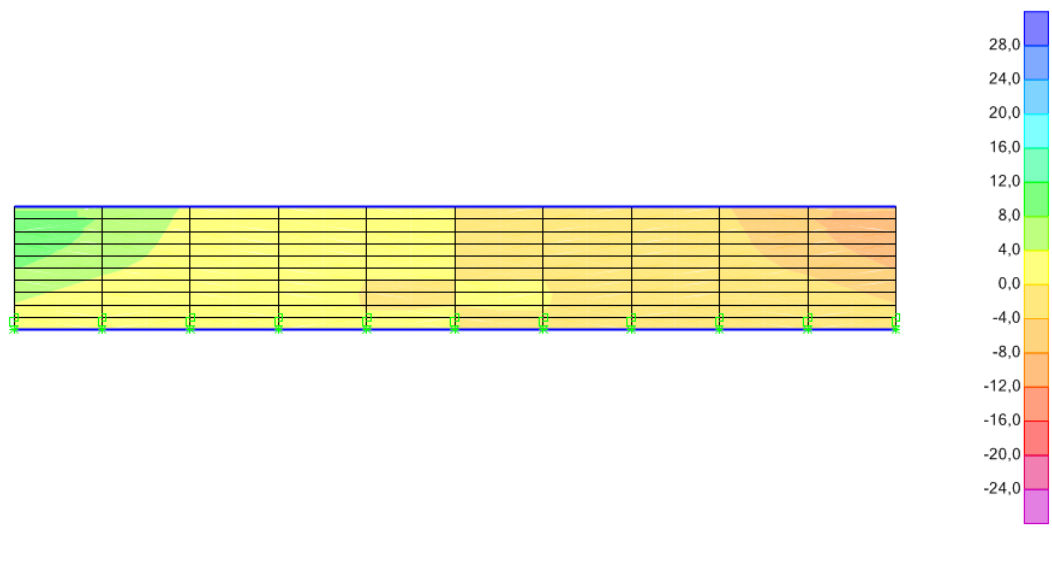
M11



M22

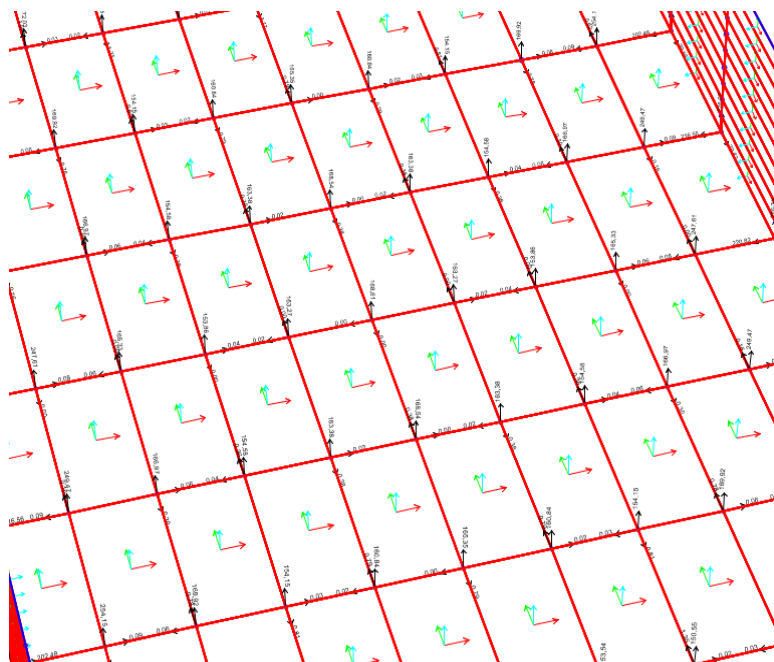


M12



6.3.2.- Piscina N1

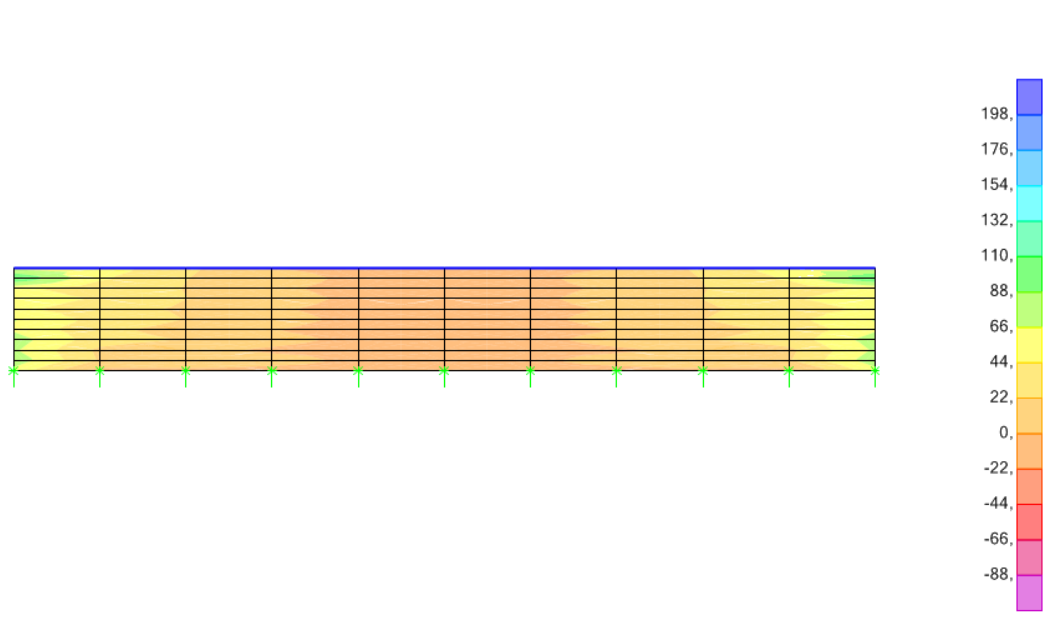
Reacciones



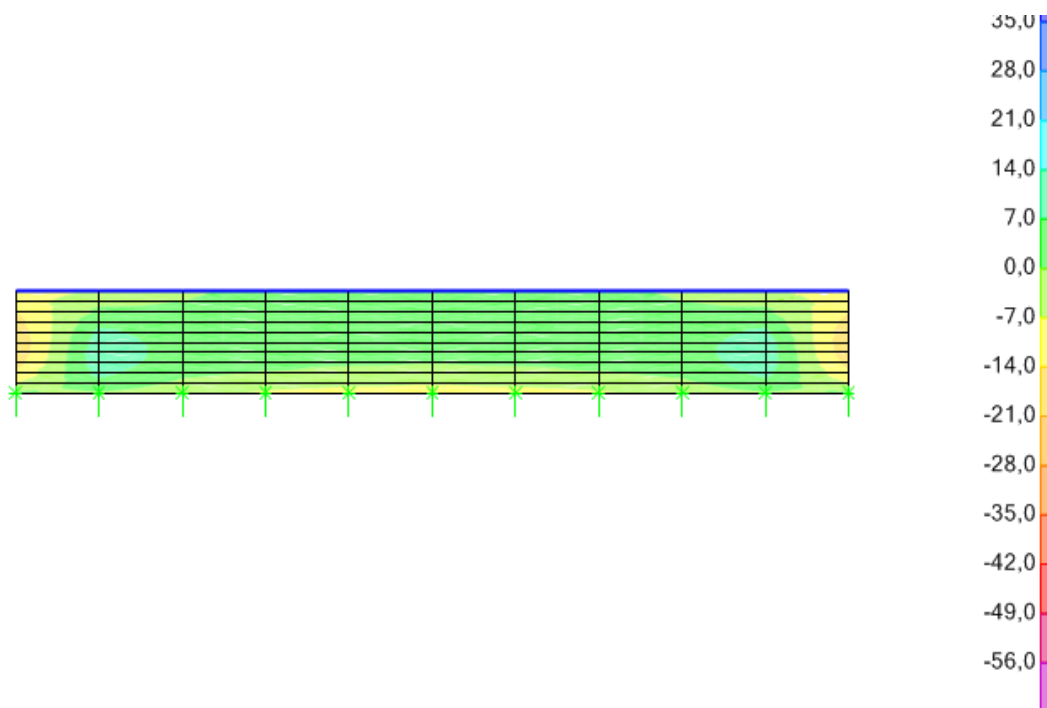


Lado largo 25 metros

Fmax

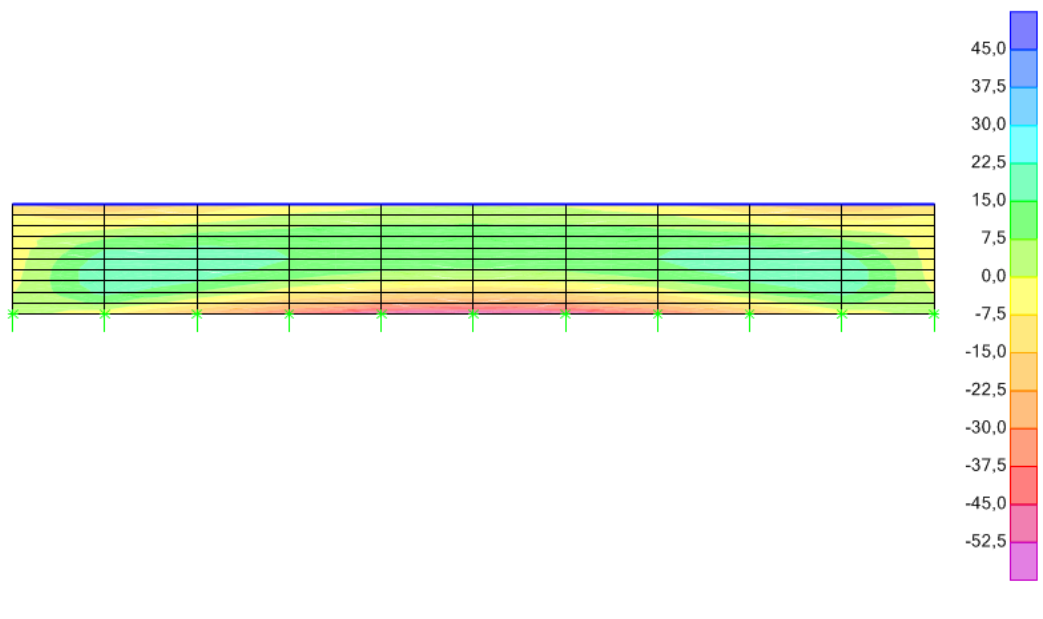


M11

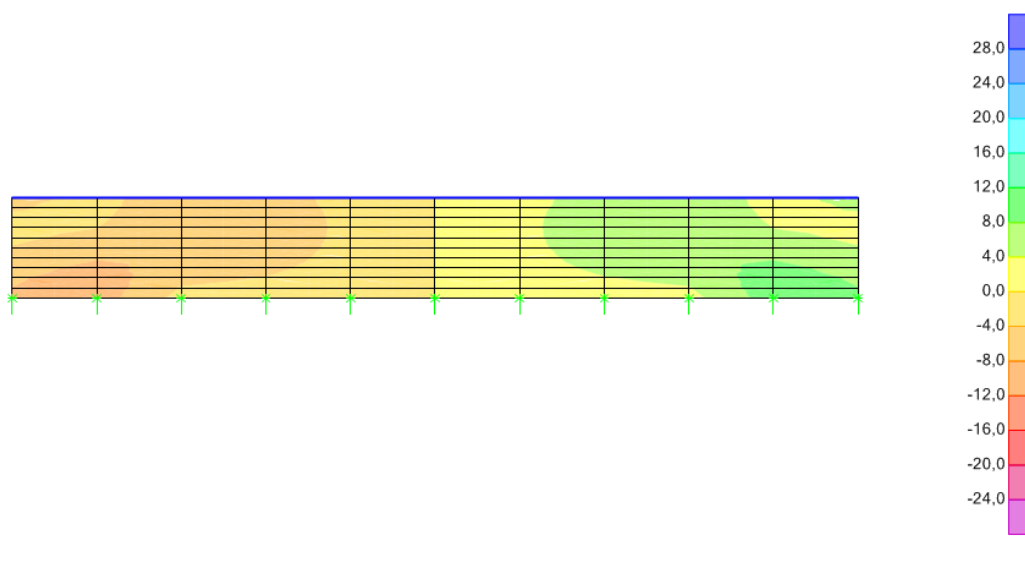




M22

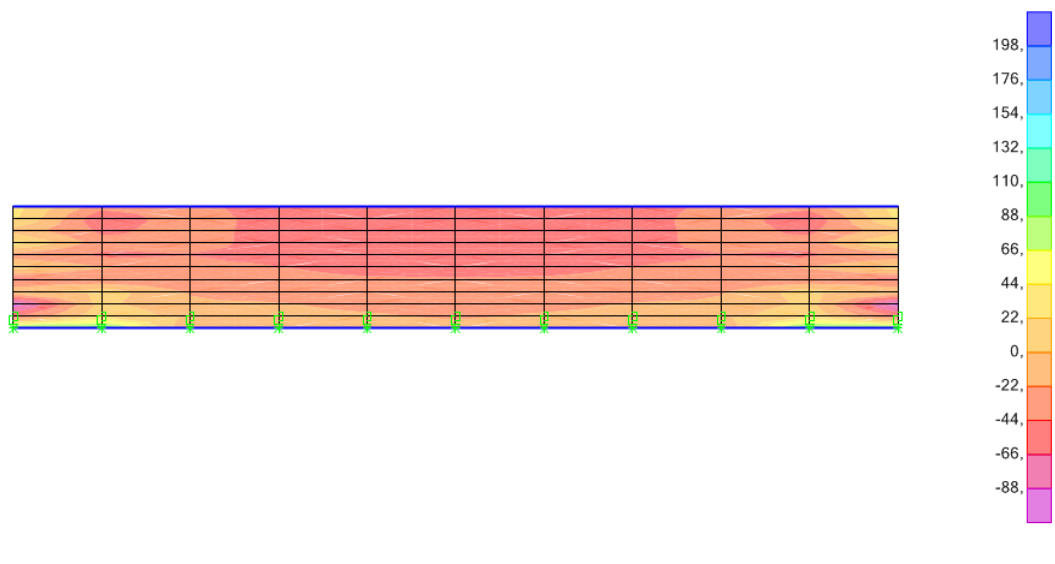


M12

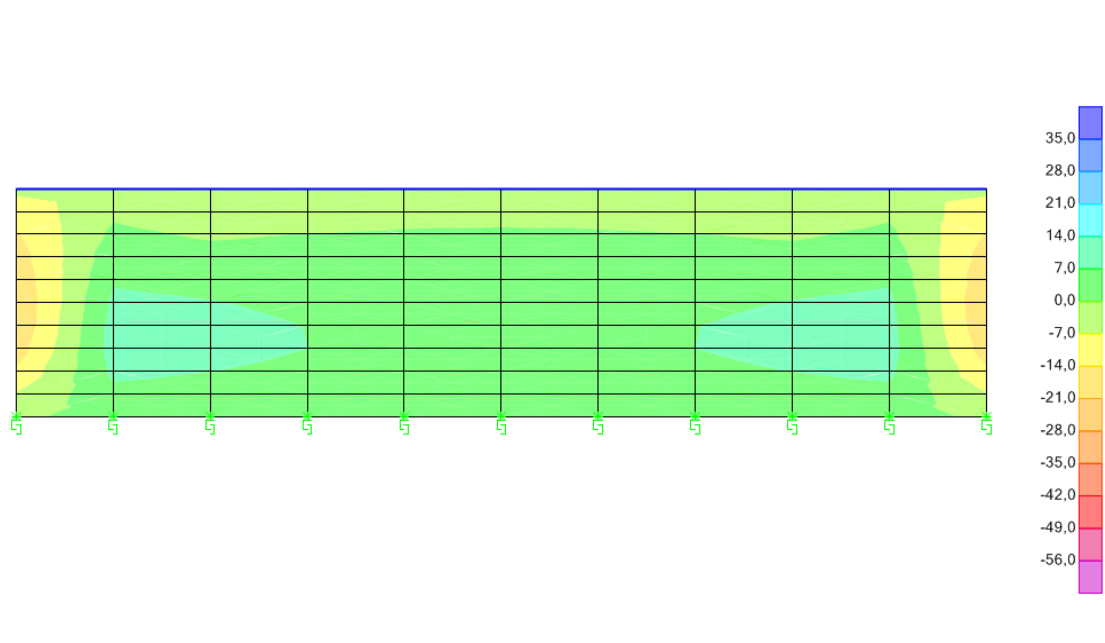


Lado corto 12,5 metros

Fmax

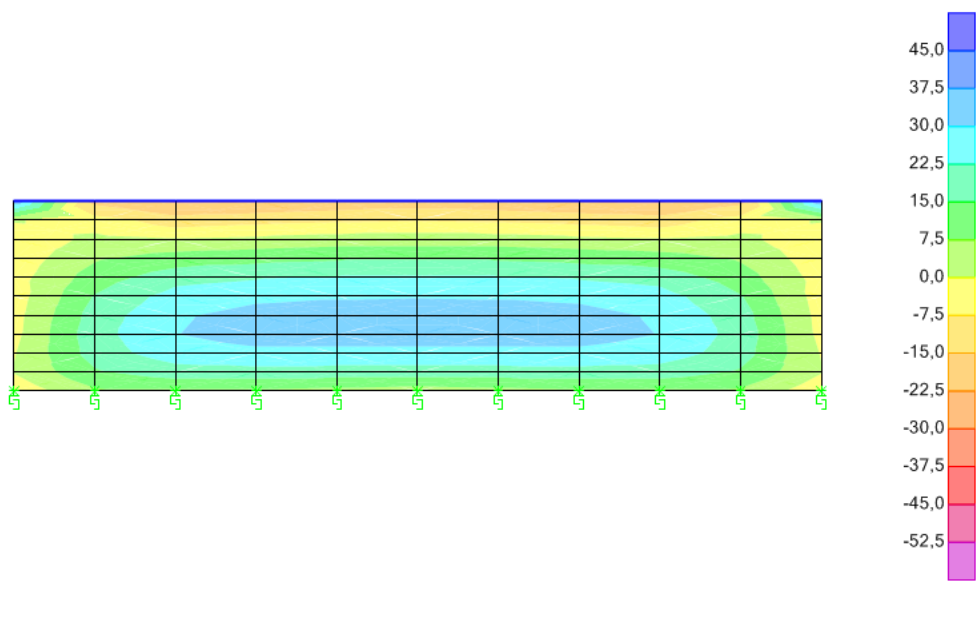


M11

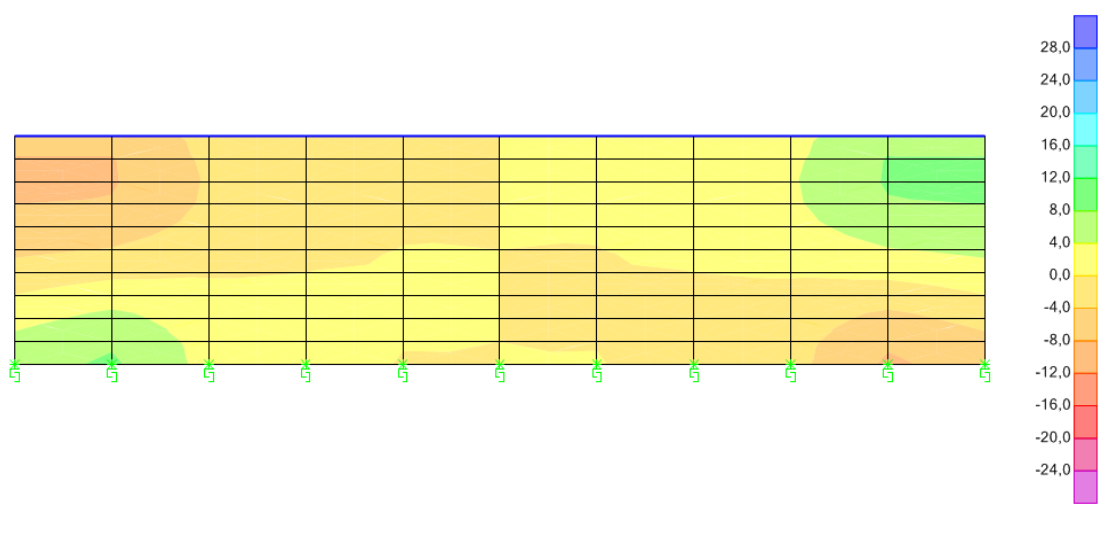




M22

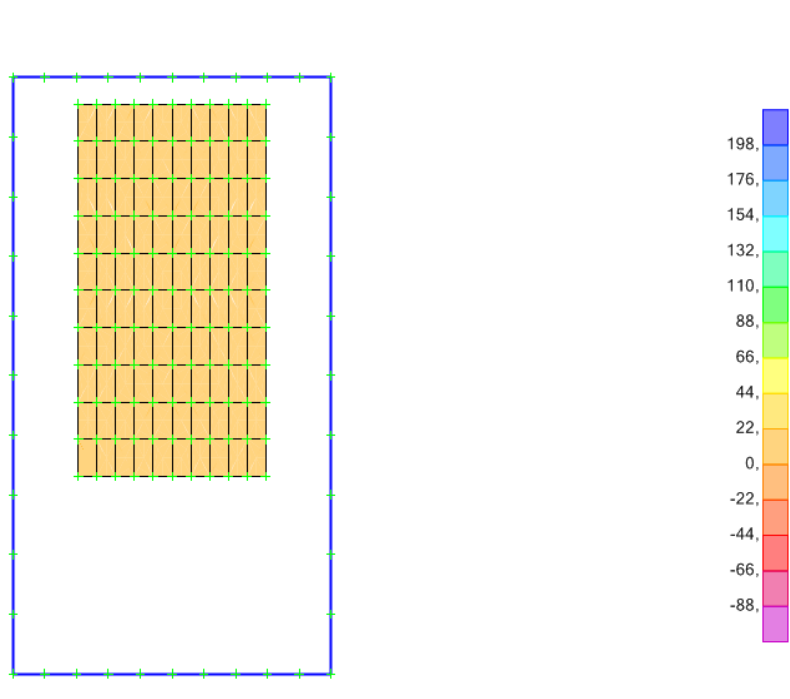


M12

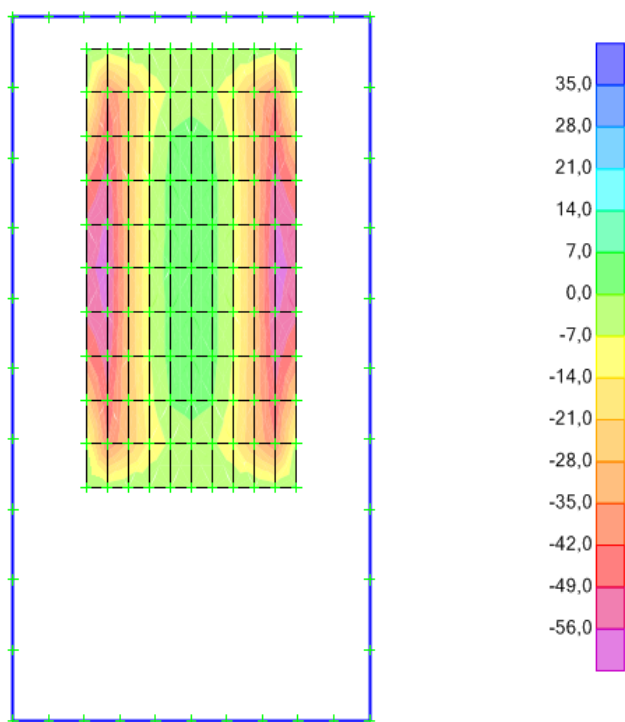


Losa 25 x 12,5 m

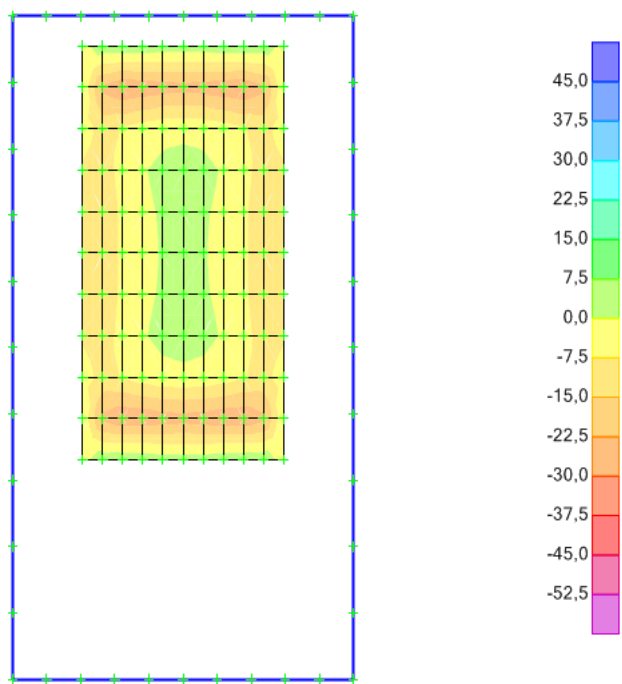
Fmax



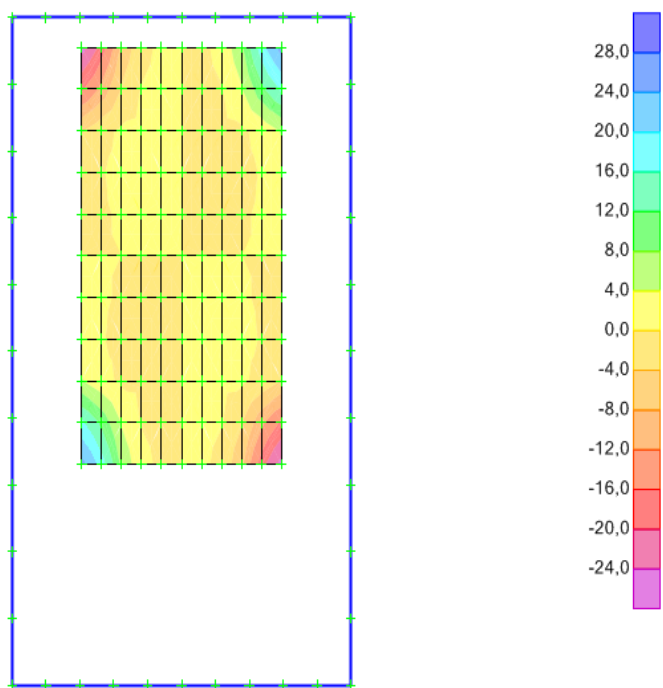
M11



M22

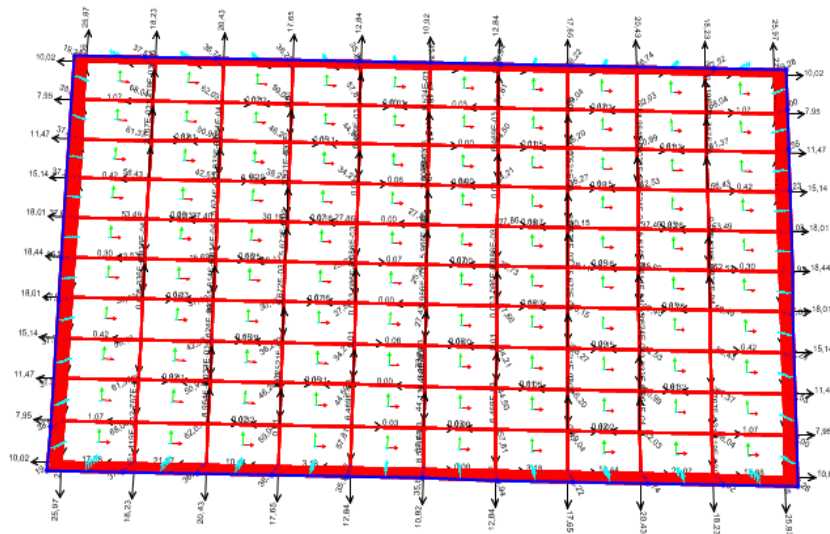


M12



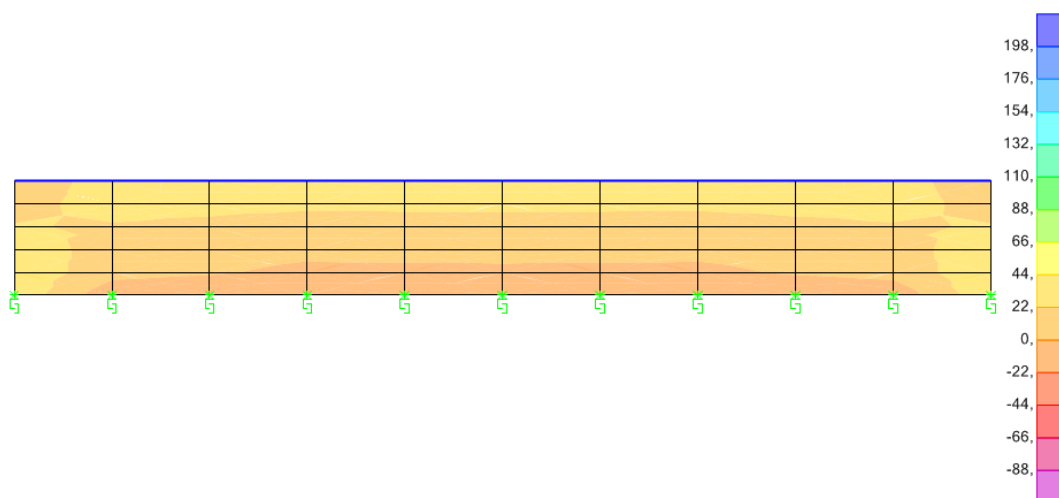
6.3.3.- Piscina E1

Reacciones



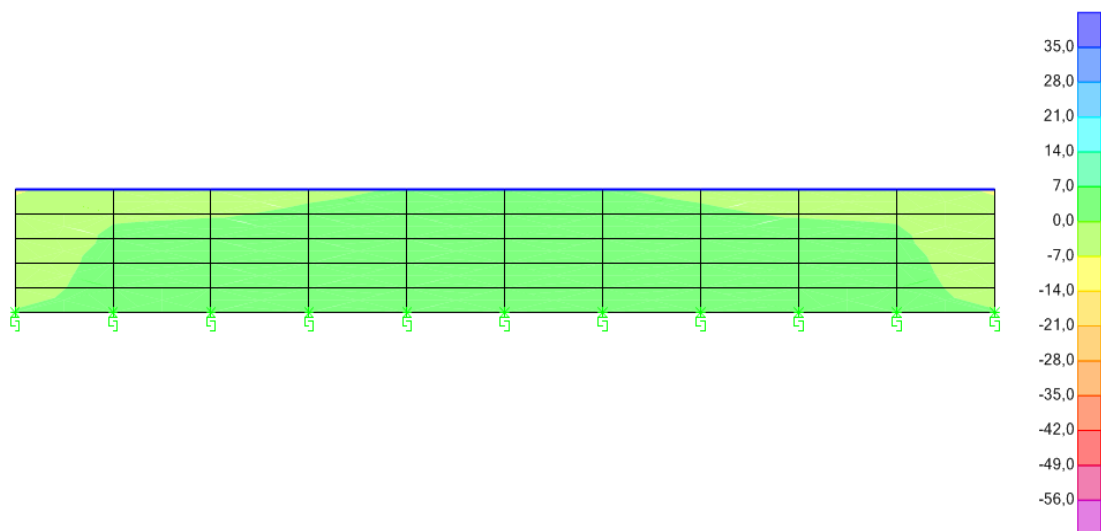
Lado largo 12,5 metros

Fmax

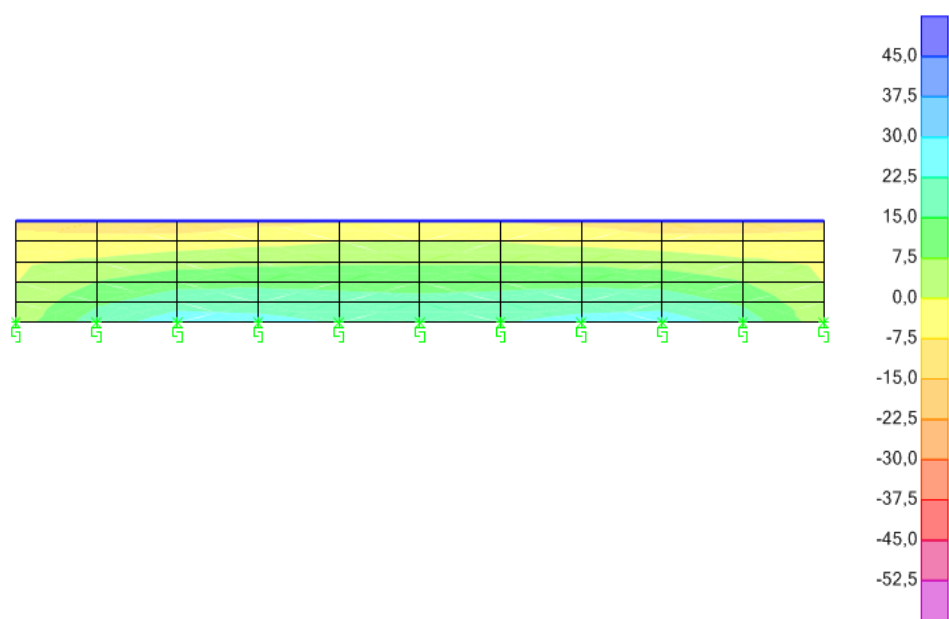




M11

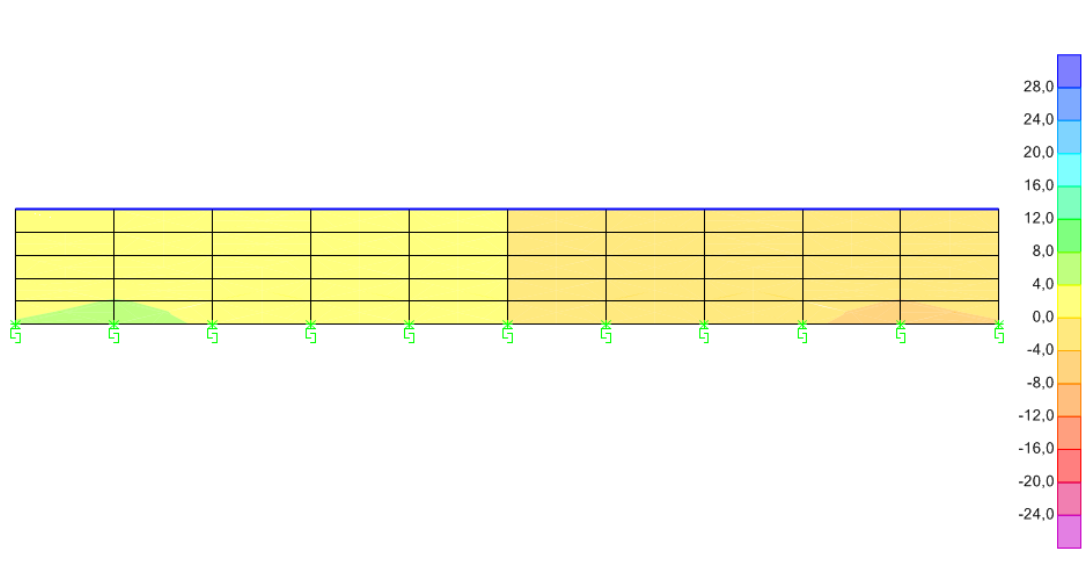


M22



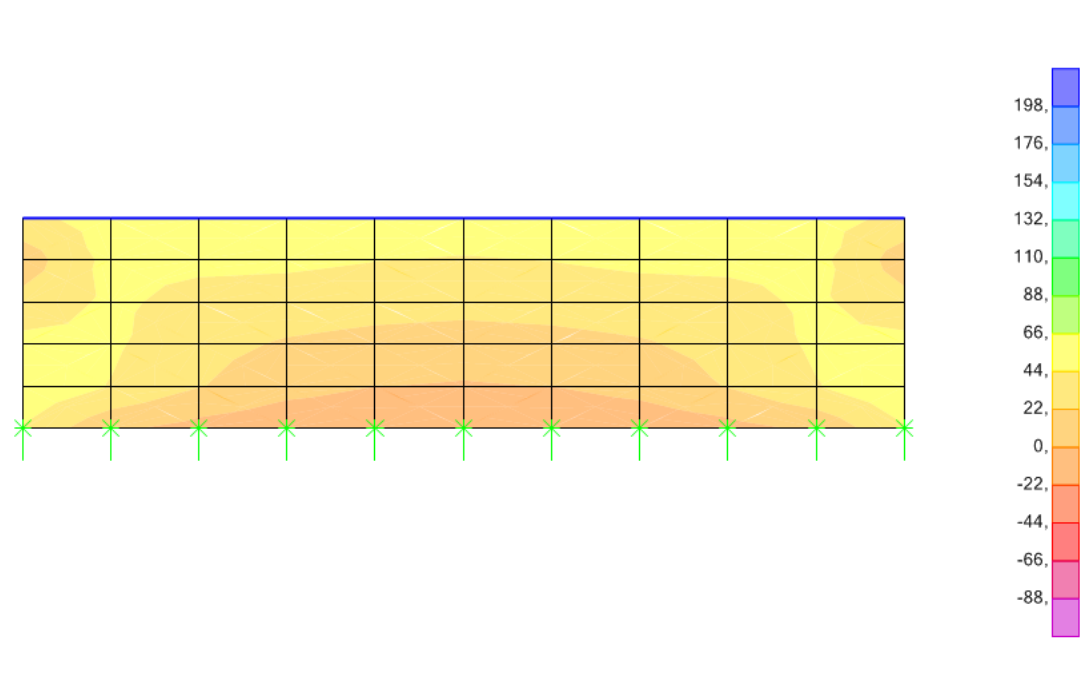


M12

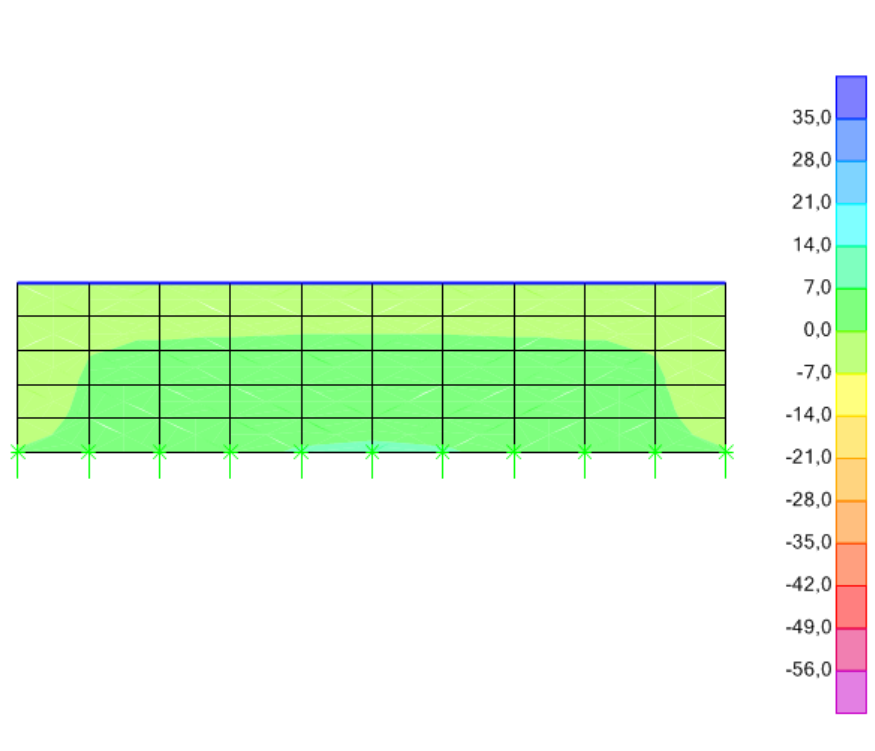


Lado corto 6 metros

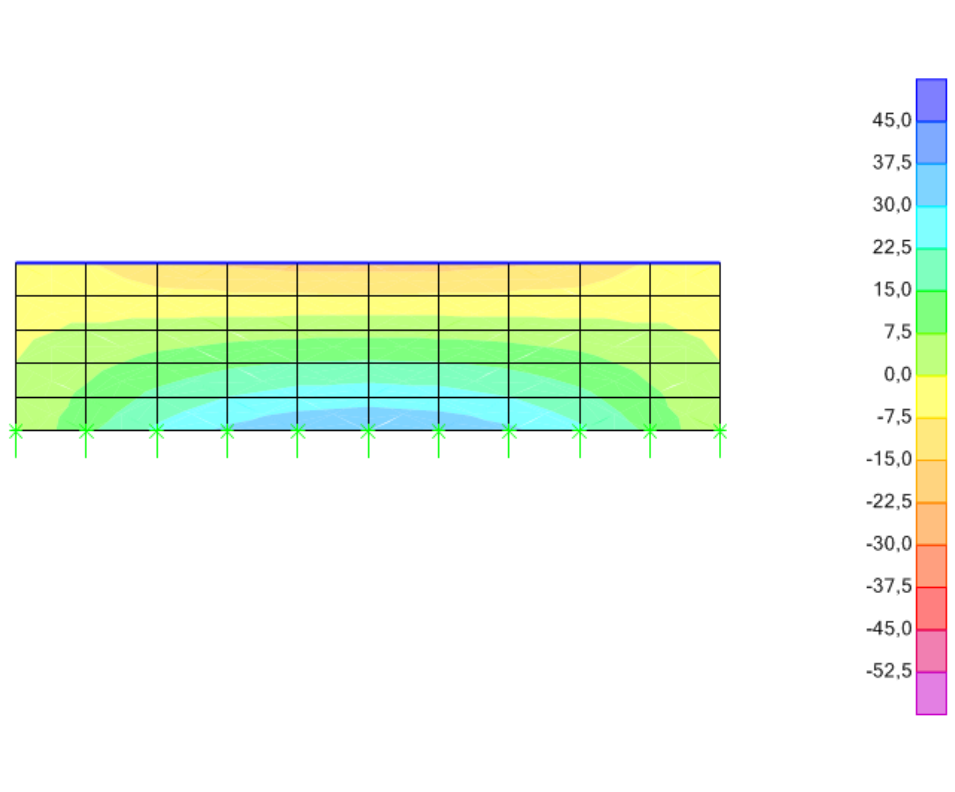
Fmax



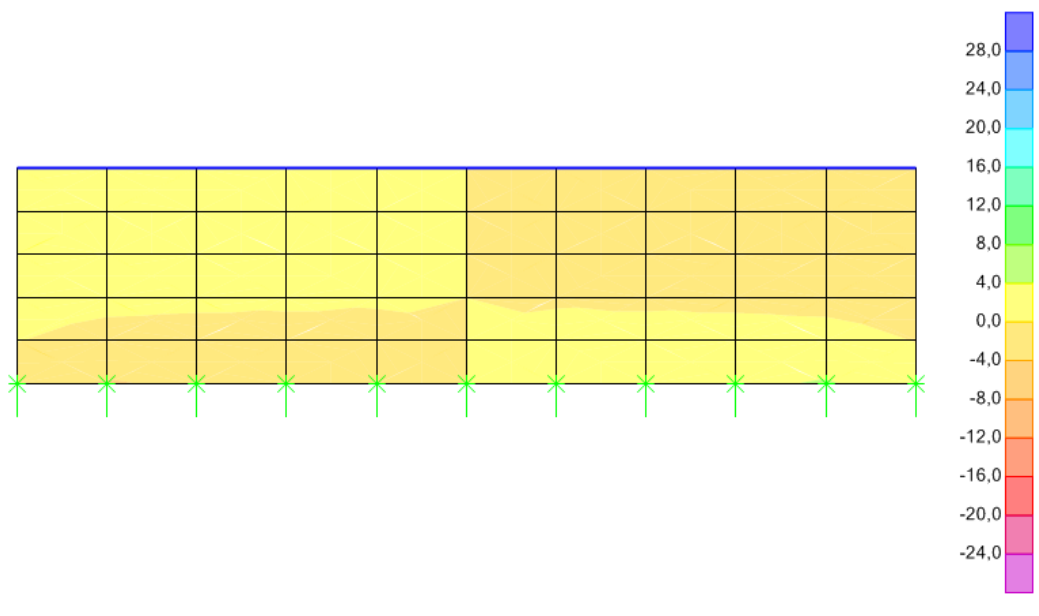
M11



M22

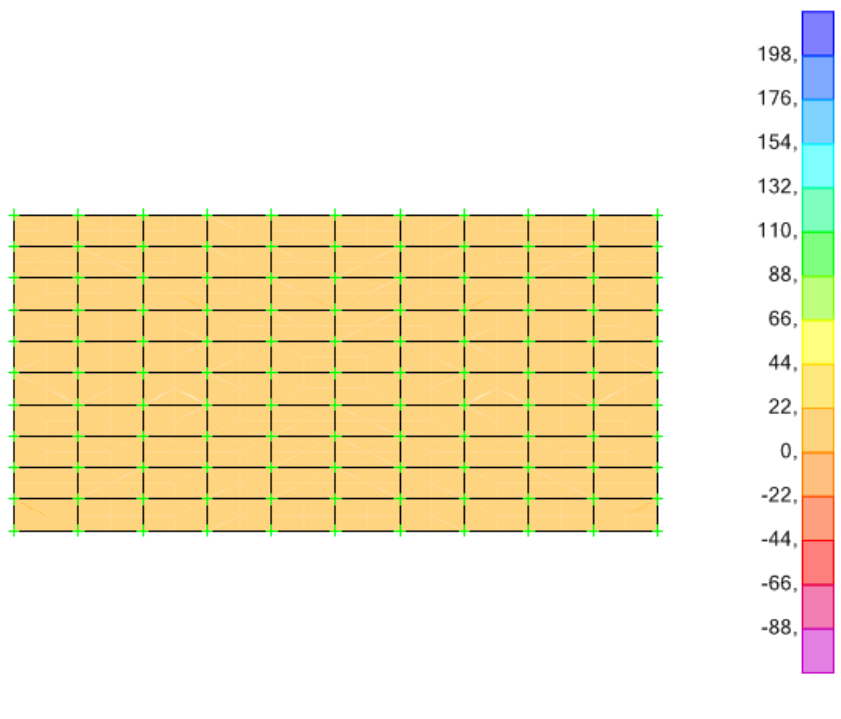


M12



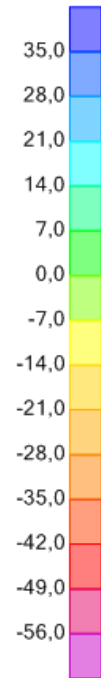
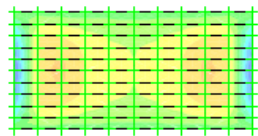
Losa 12,5 x 6 metros

Fmax

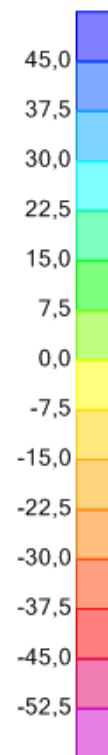
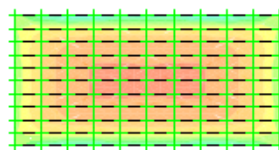




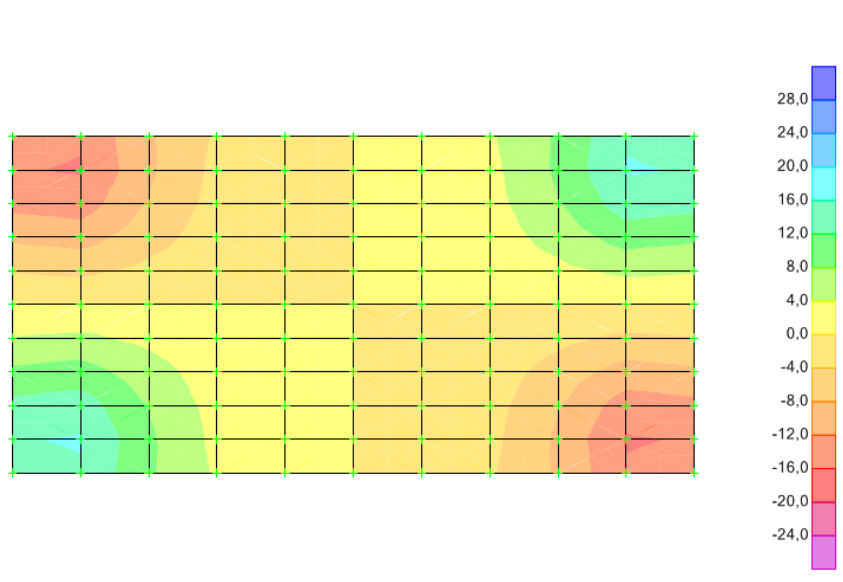
M11



M22

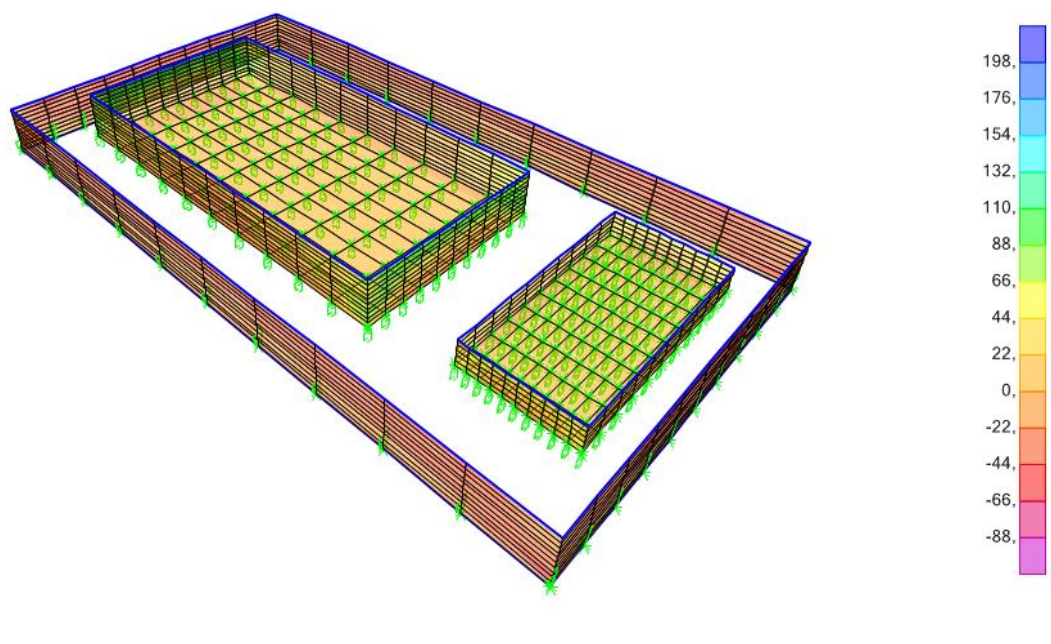


M12

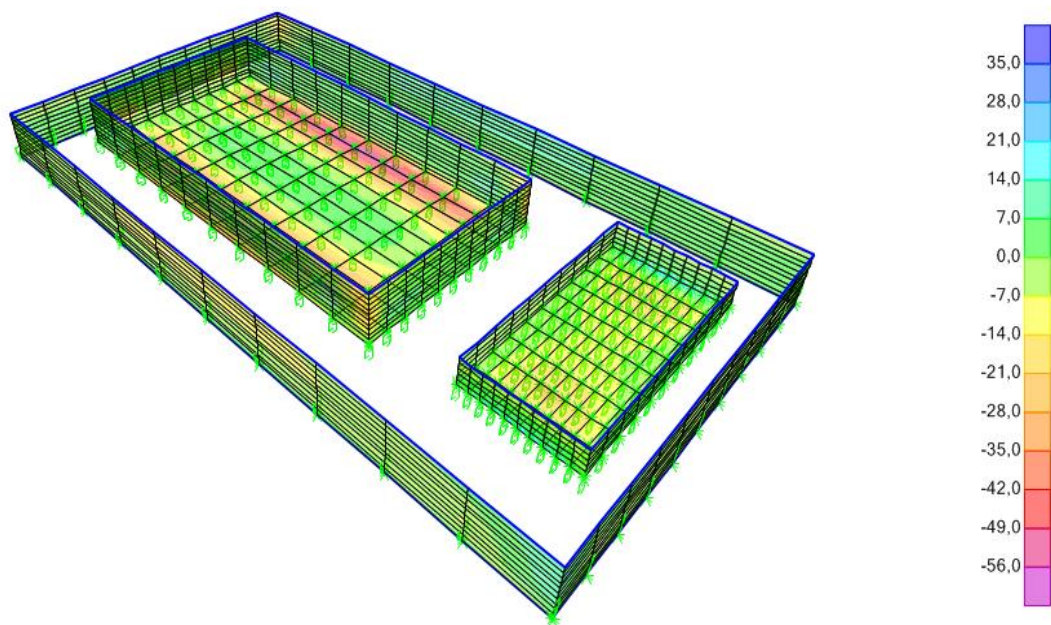


6.3.4.- 3D

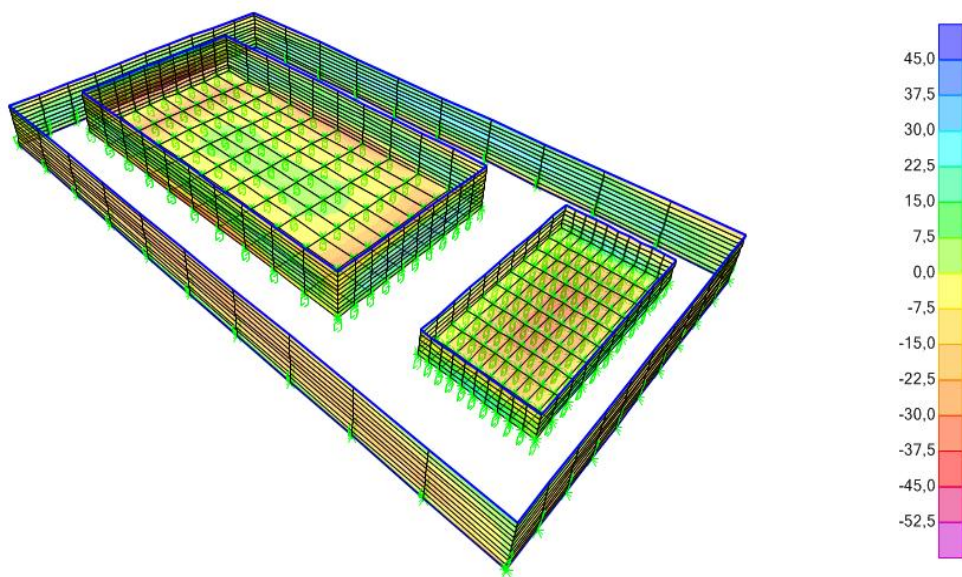
Fmax



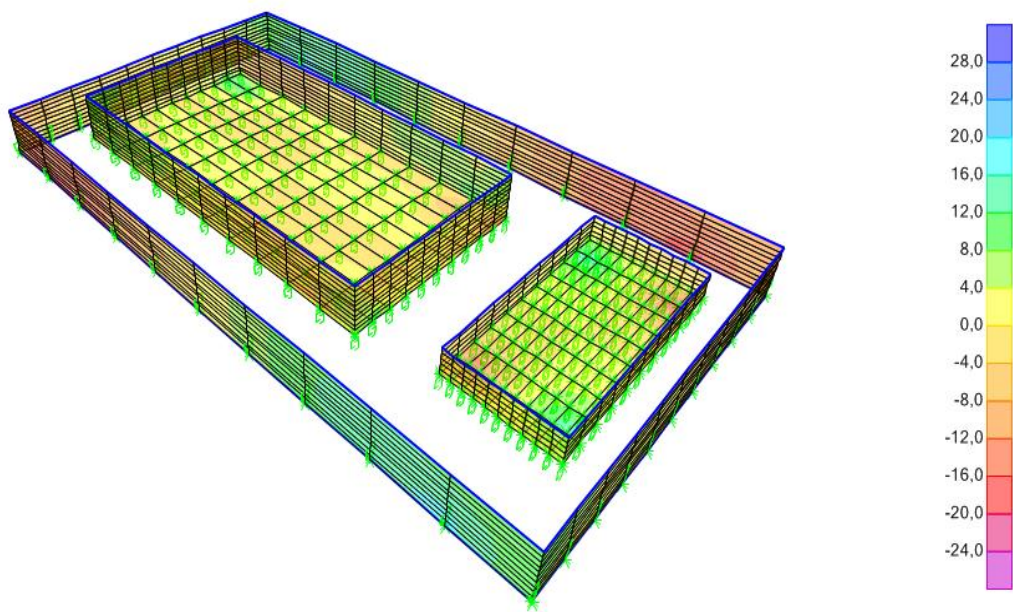
M11



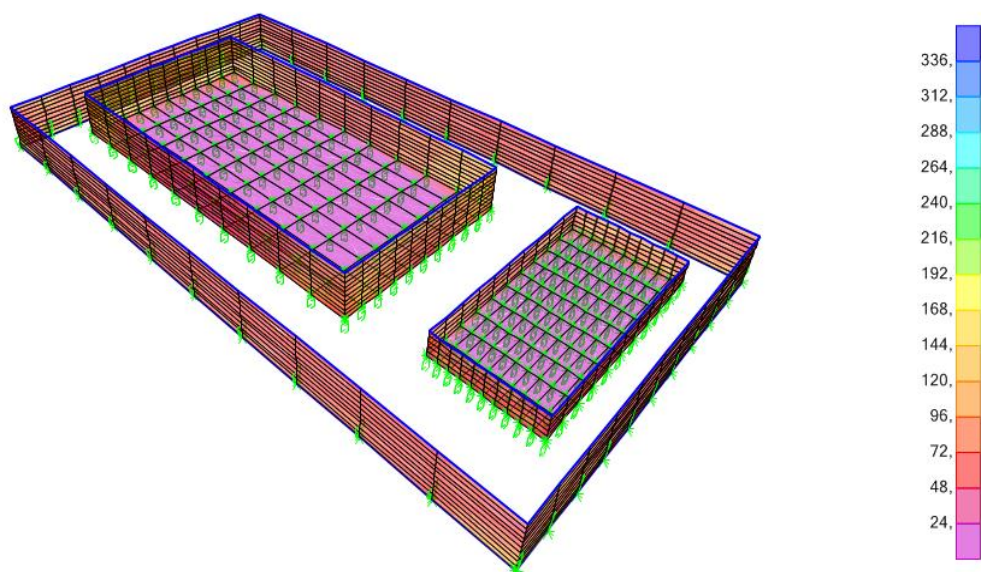
M22



M12

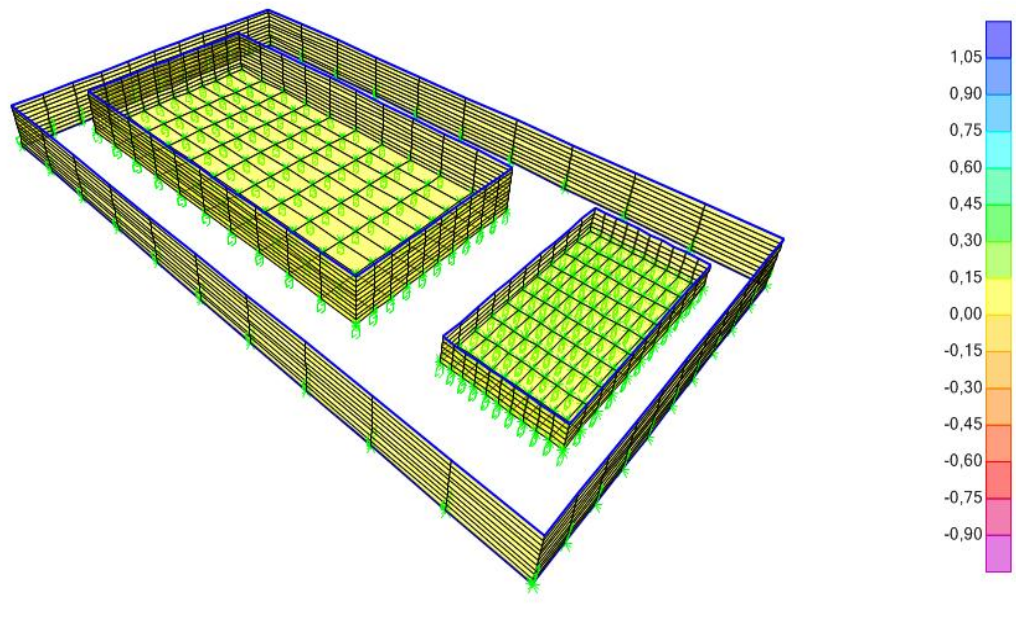


FVM





Vmax



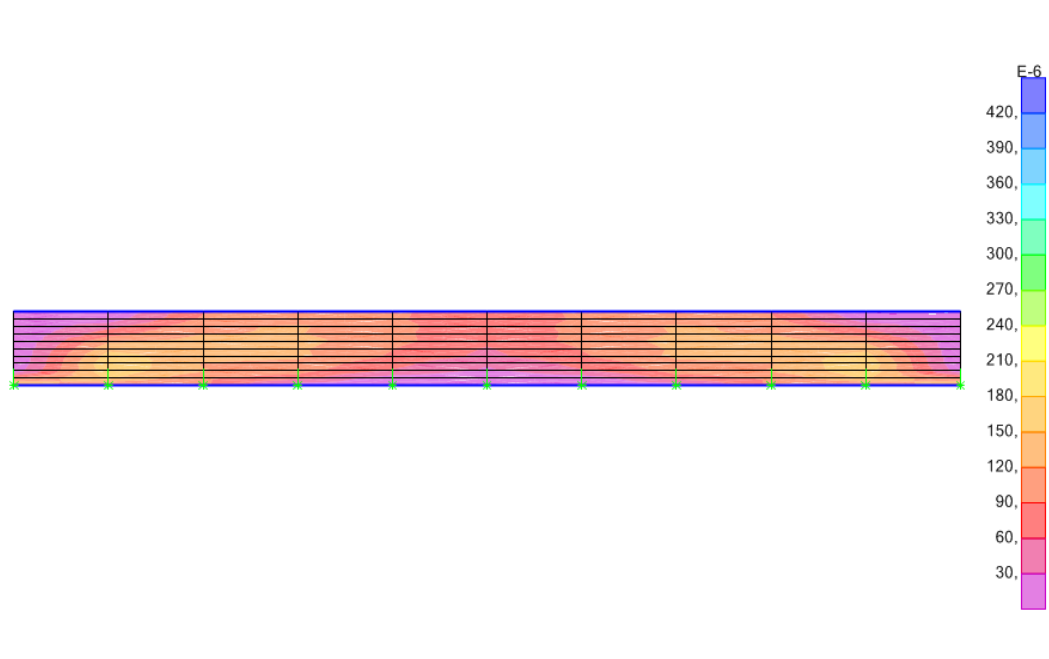


6.4.- ARMADURA

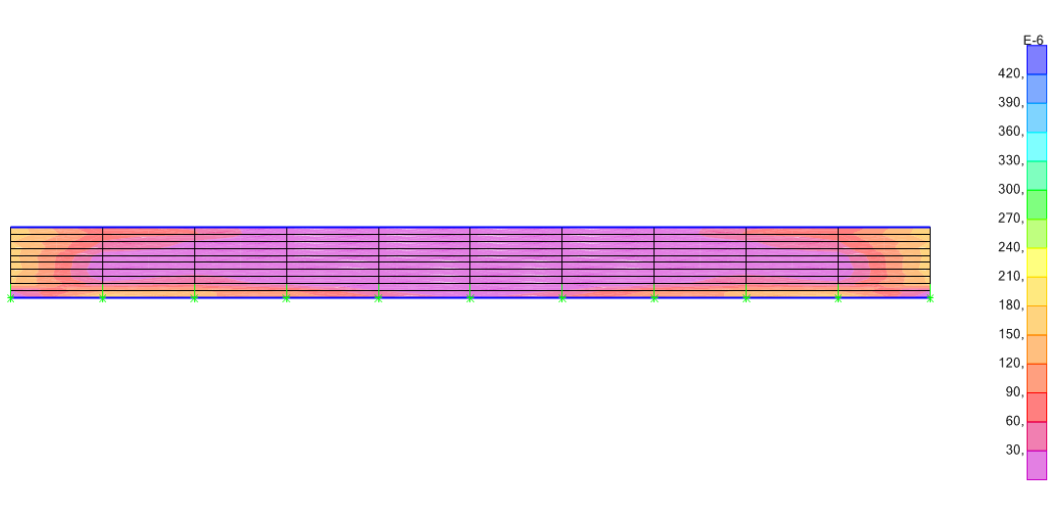
6.4.1.- Muro De Contención

Lado largo 40,5 metros

Topface Ast1

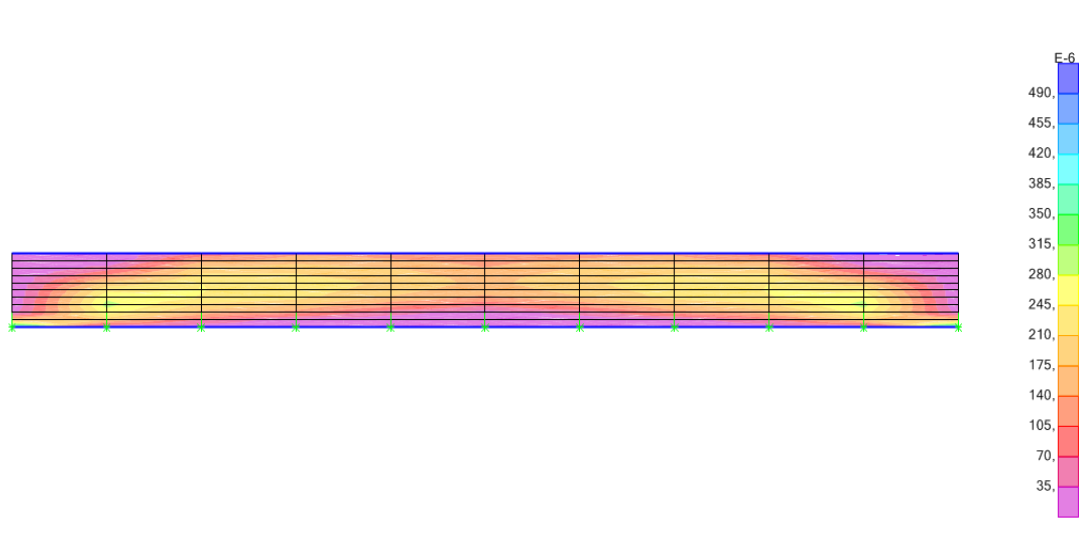


Bottomface Ast1

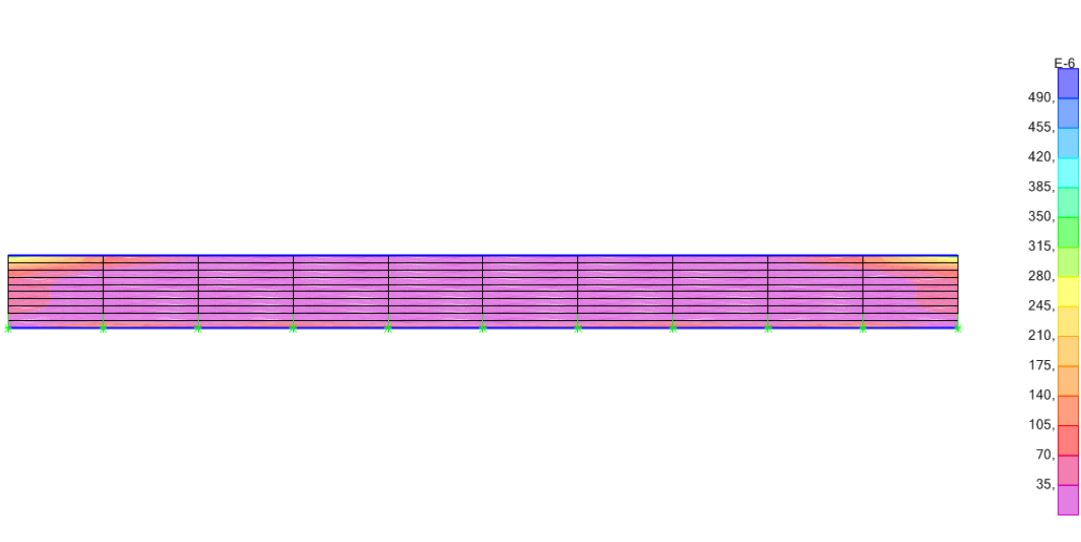




Topface Ast2



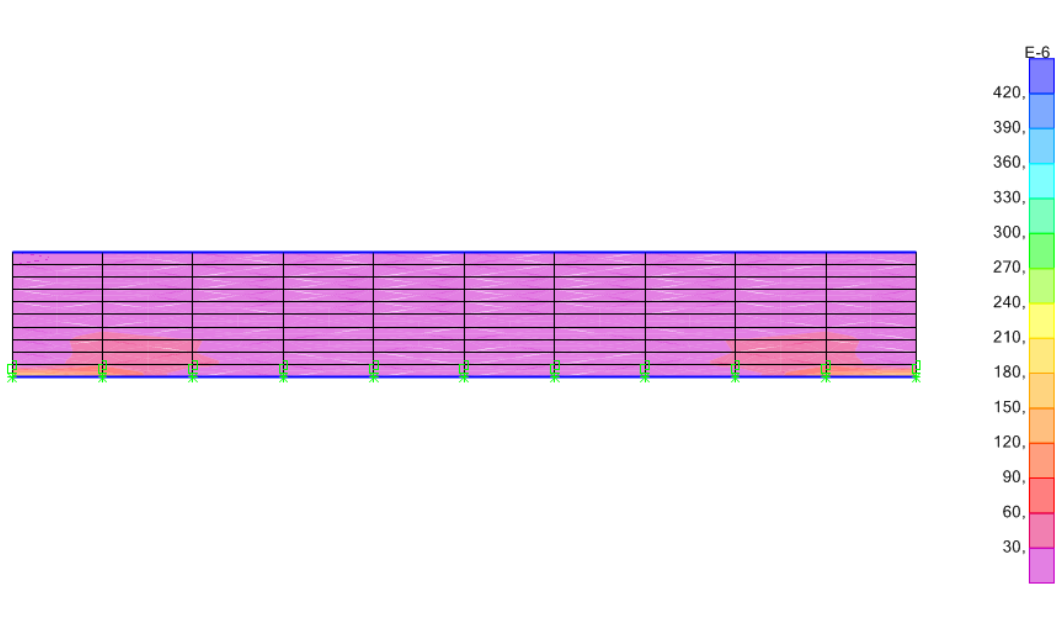
Bottomface Ast2



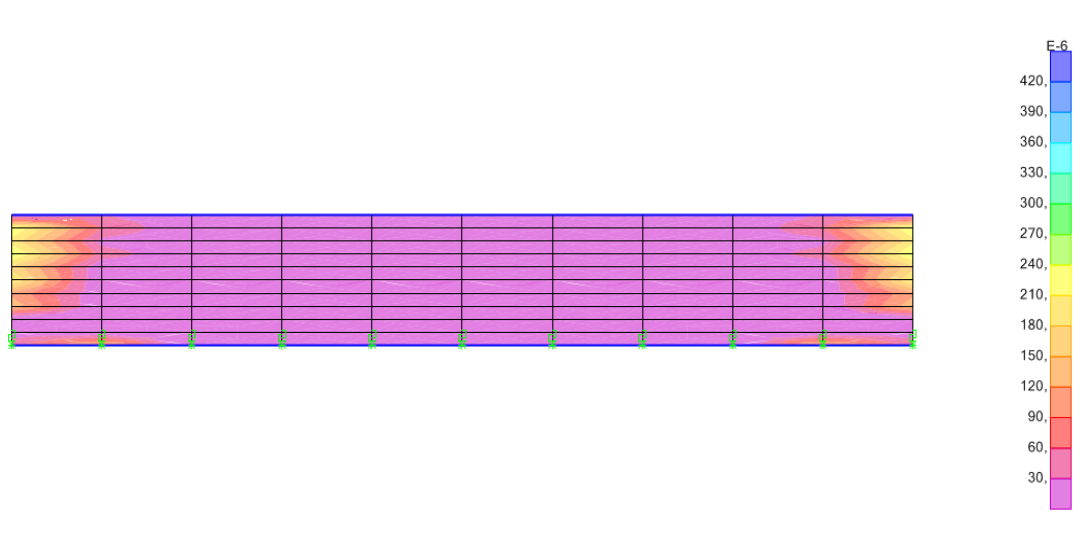


Lado corto 21,7 metros

Topface Ast1

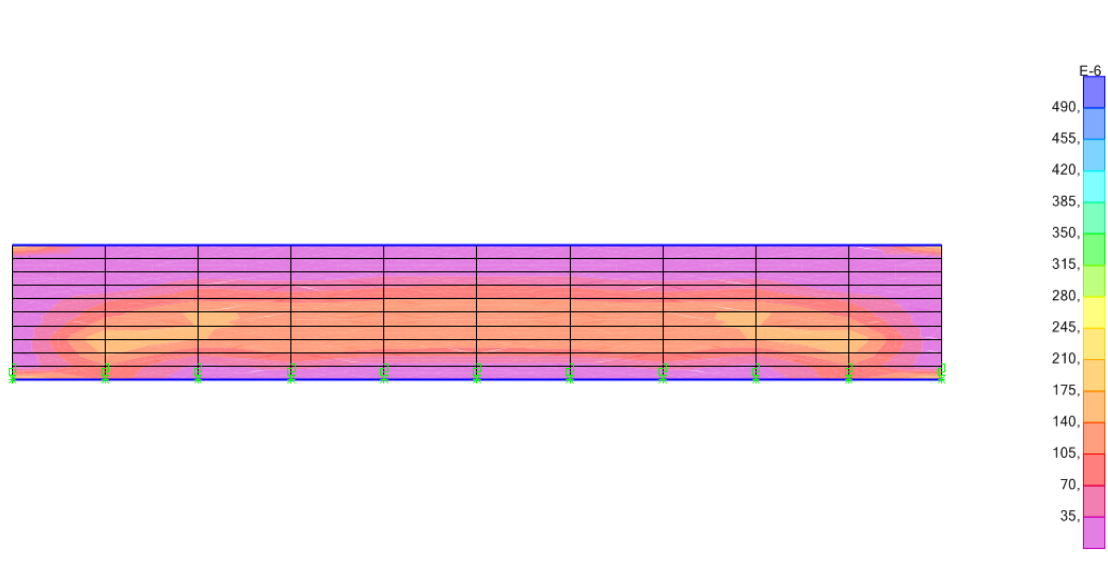


Bottomface Ast1

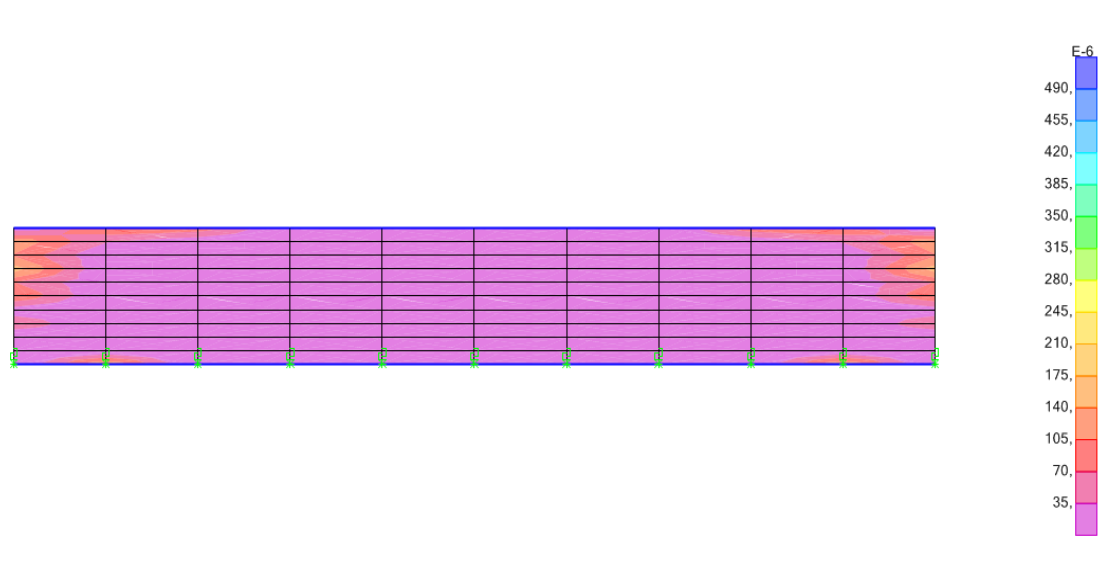




Topface Ast2



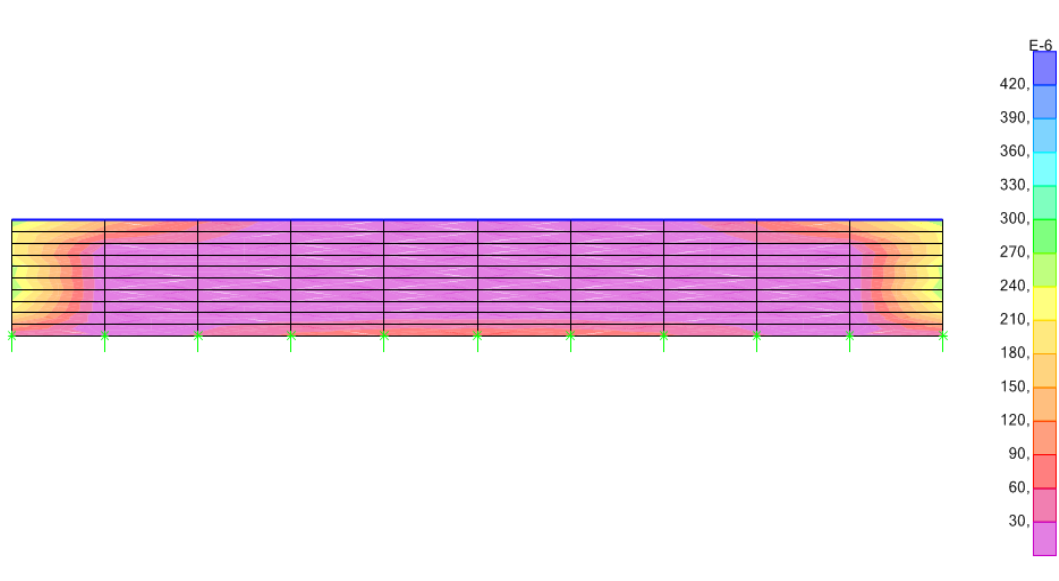
Bottomface Ast2



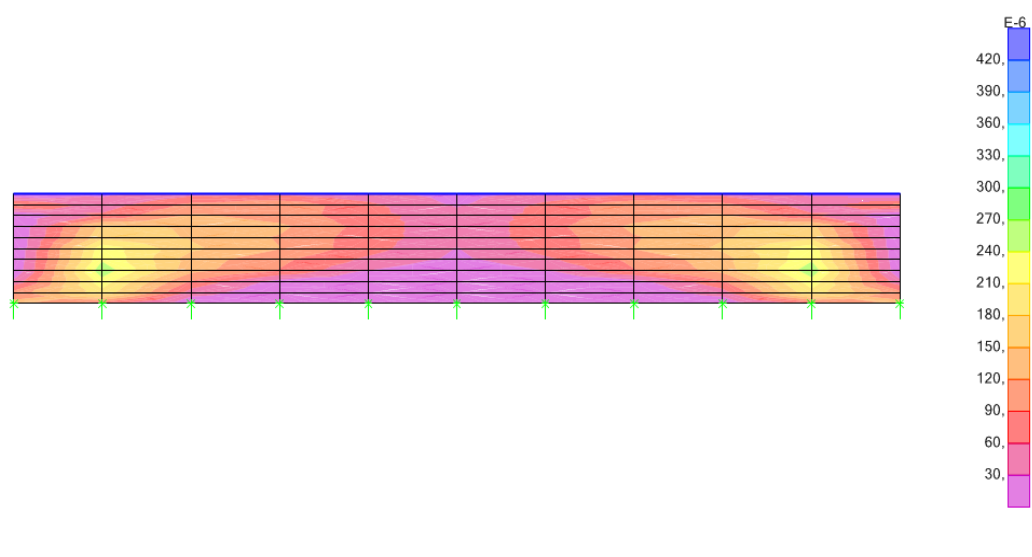
6.4.2.- Piscina N1

Lado largo 25 metros

Topface Ast1

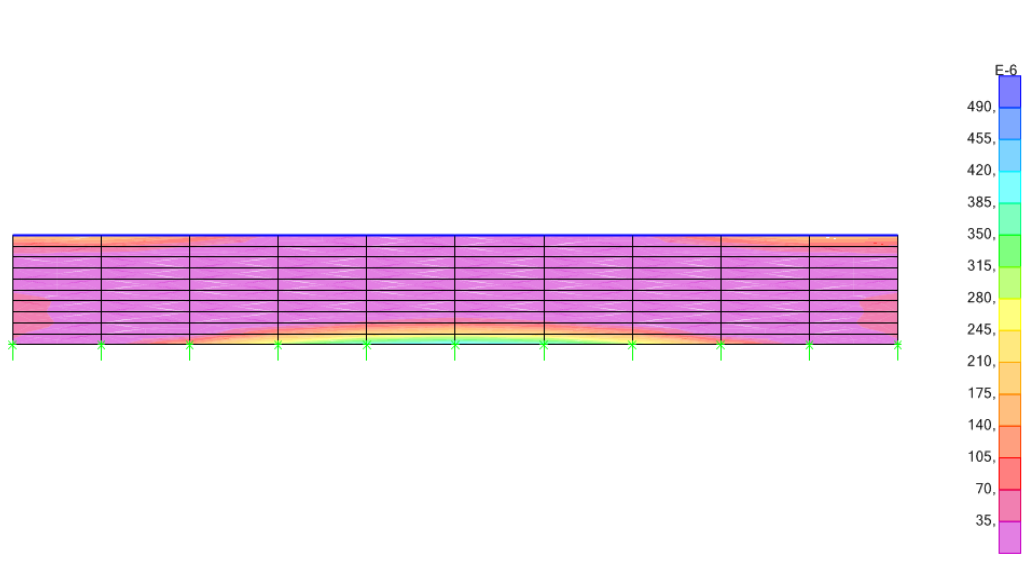


Bottomface Ast1

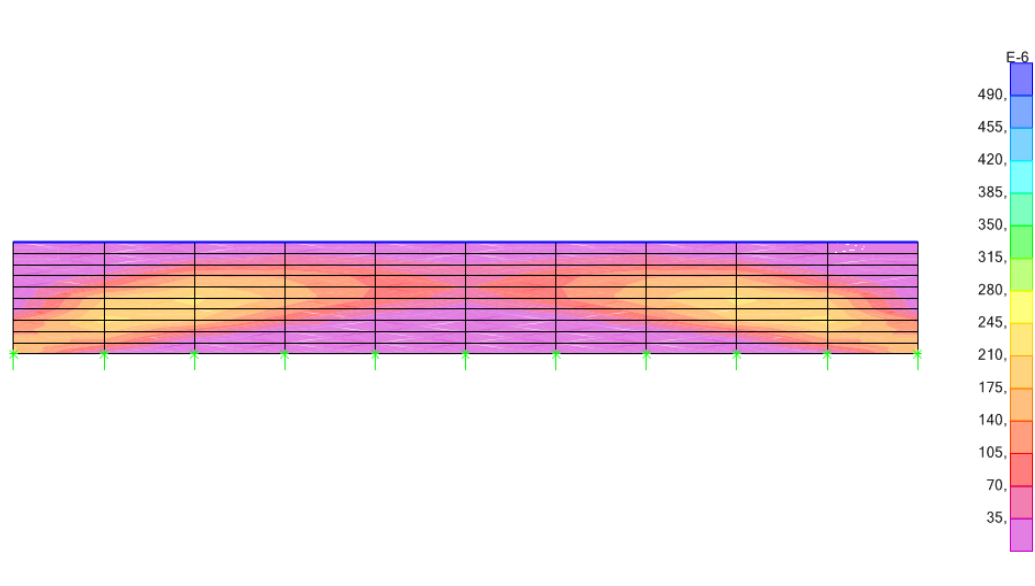




Topface Ast2



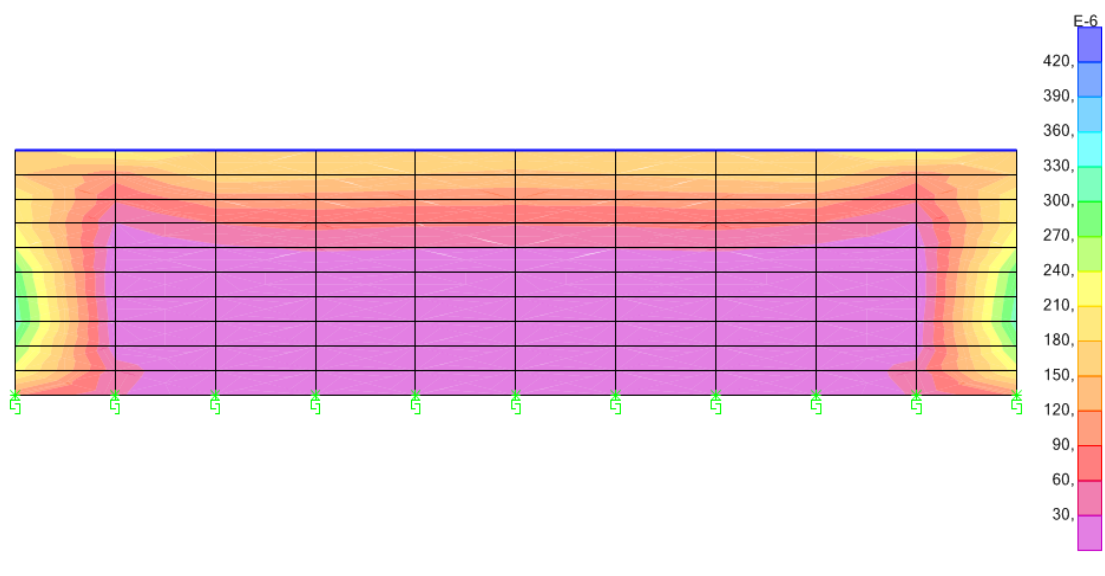
Bottomface Ast2



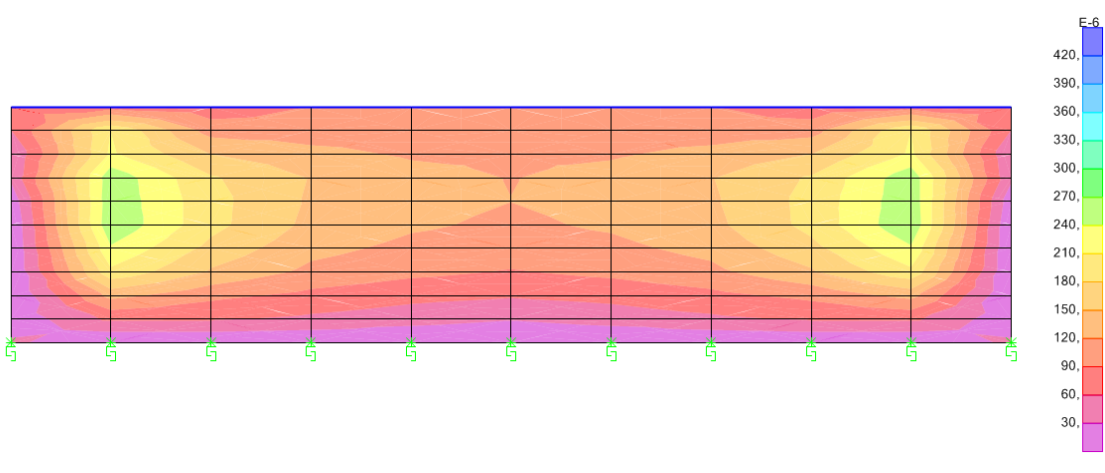


Lado corto 12,5 metros

Topface Ast1

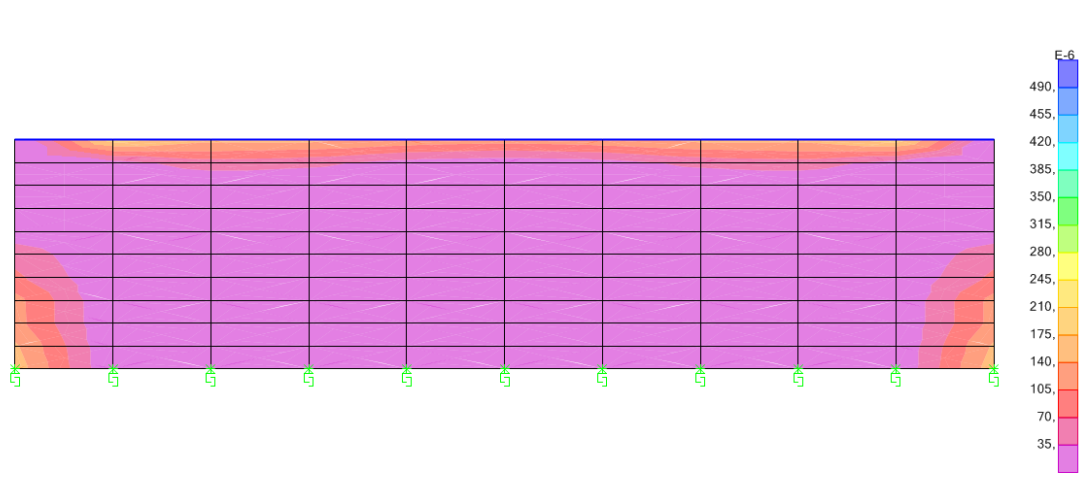


Bottomface Ast2

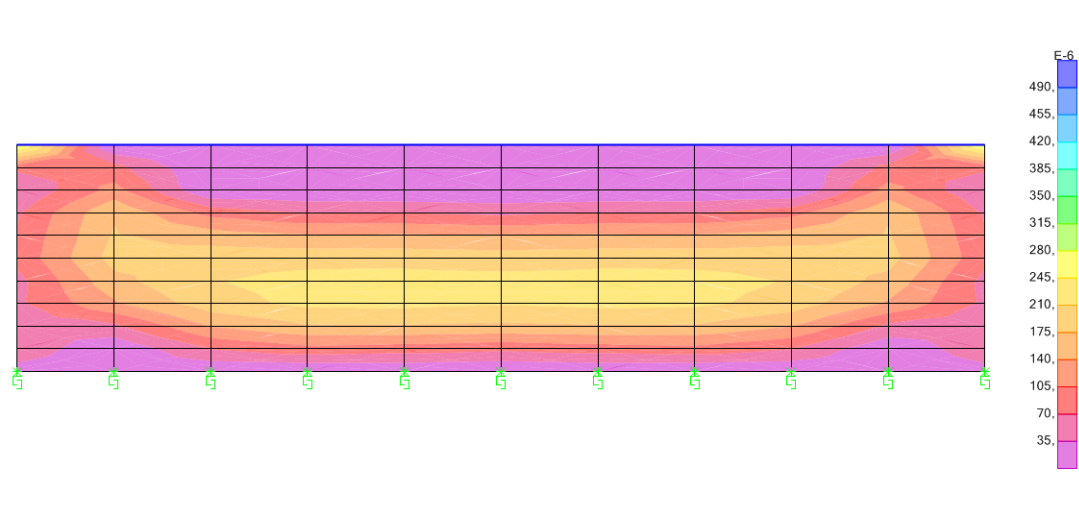




Topface Ast2

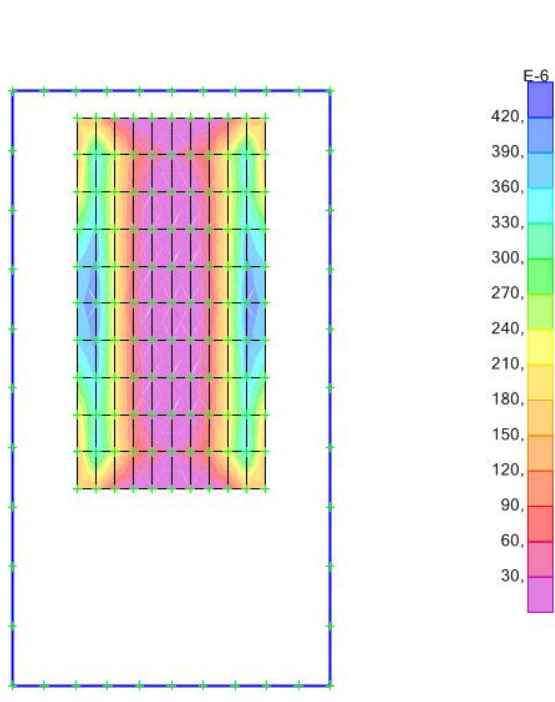


Bottomface Ast2

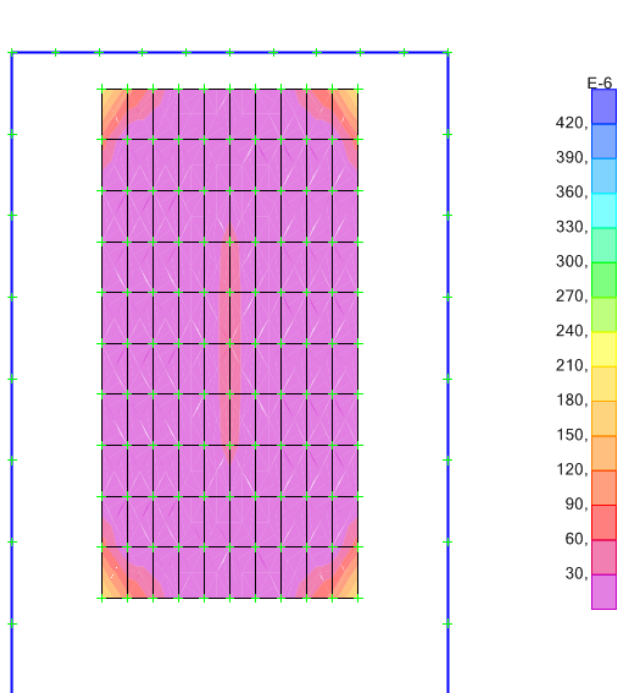


Losa 25 x 12,5 m

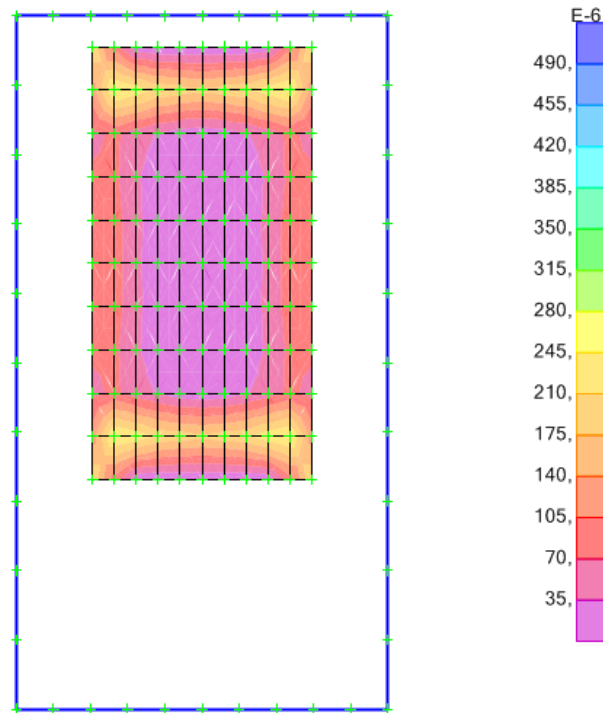
Topface Ast1



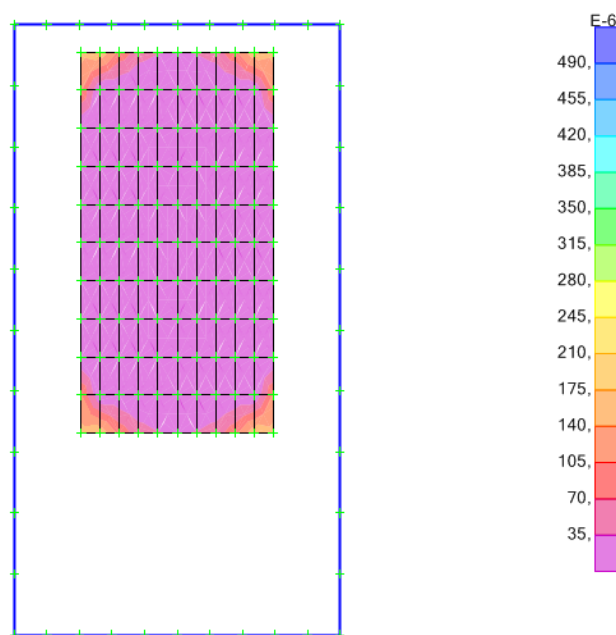
Bottomface Ast1



Topface Ast2



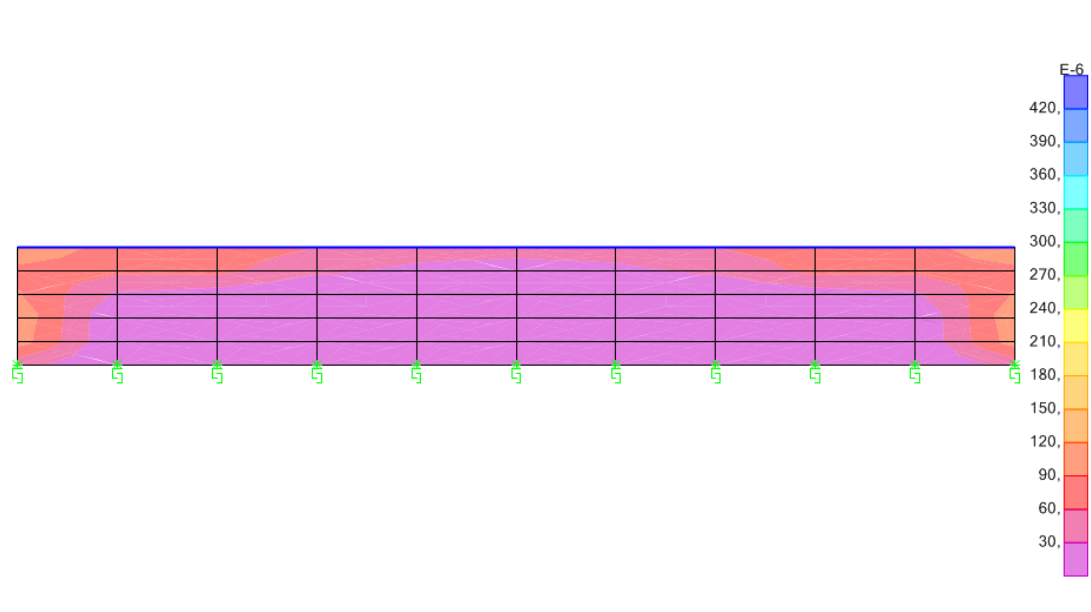
Bottomface Ast2



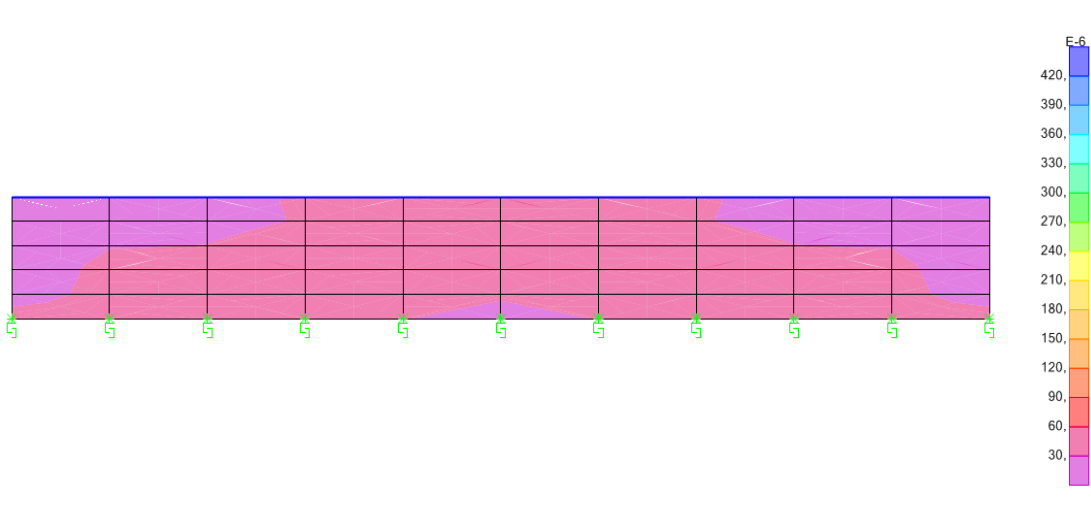
6.4.3.- Piscina E1

Lado largo 12,5 metros

Topface Ast1

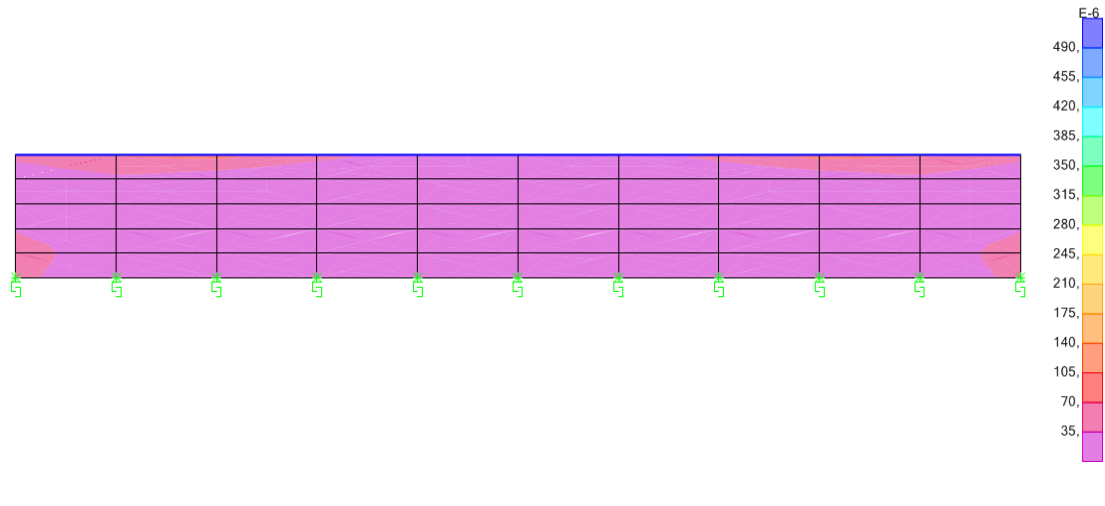


Bottomface Ast1

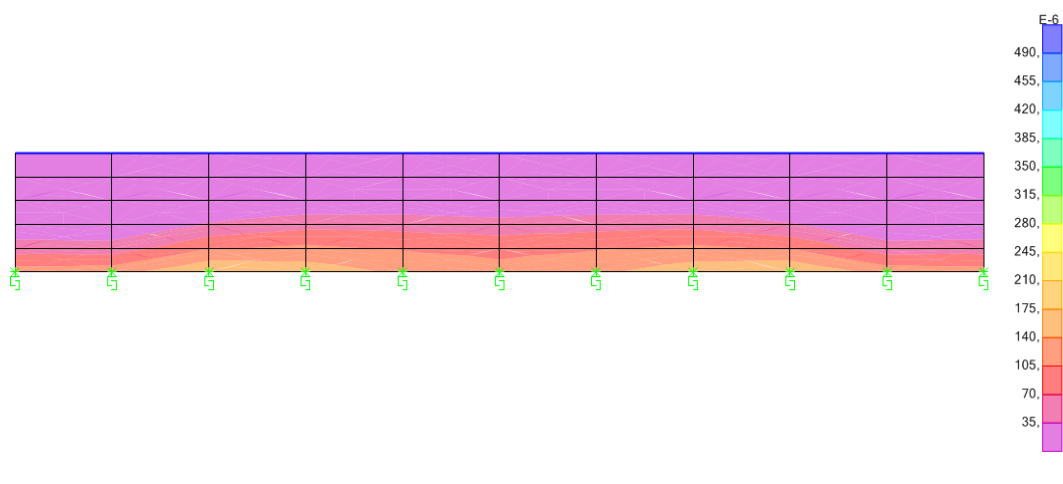




Topface Ast2



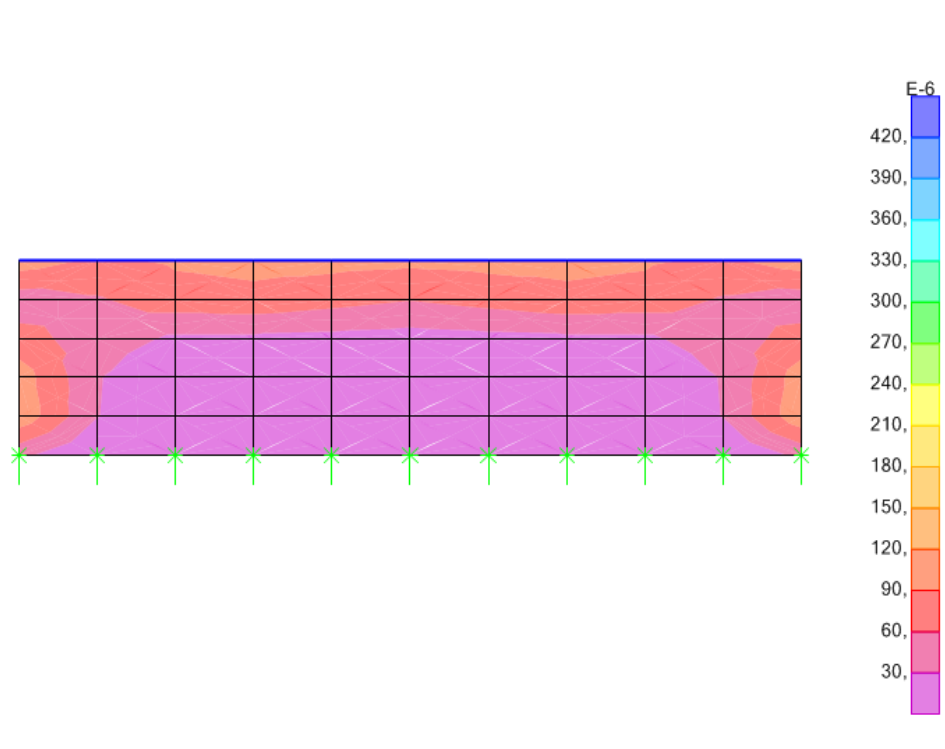
Bottomface Ast2



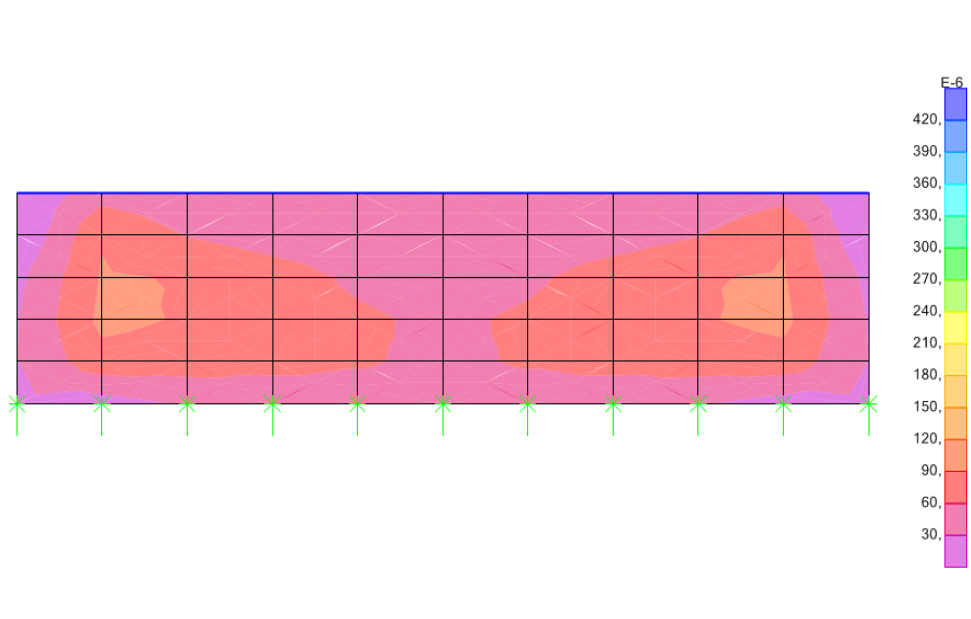


Lado corto 6 metros

Topface Ast1

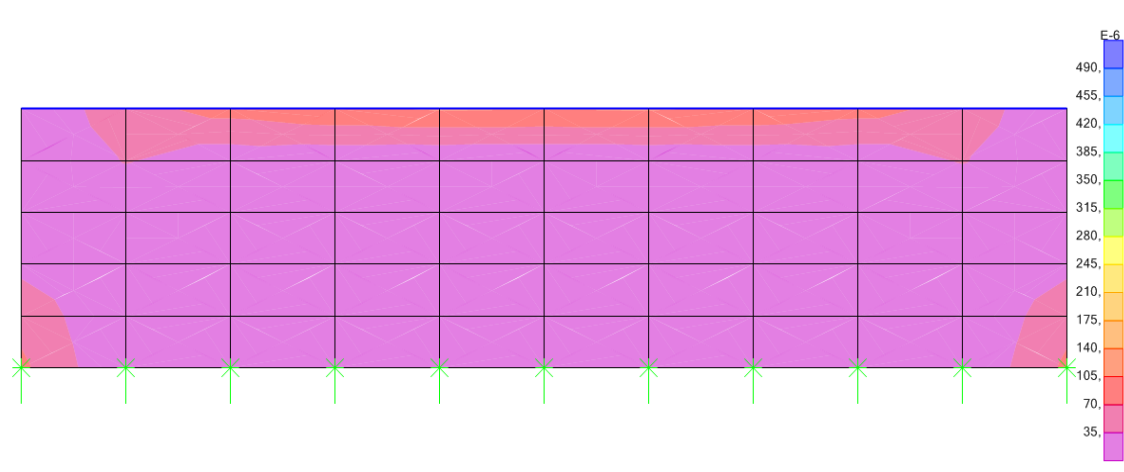


Bottomface Ast1

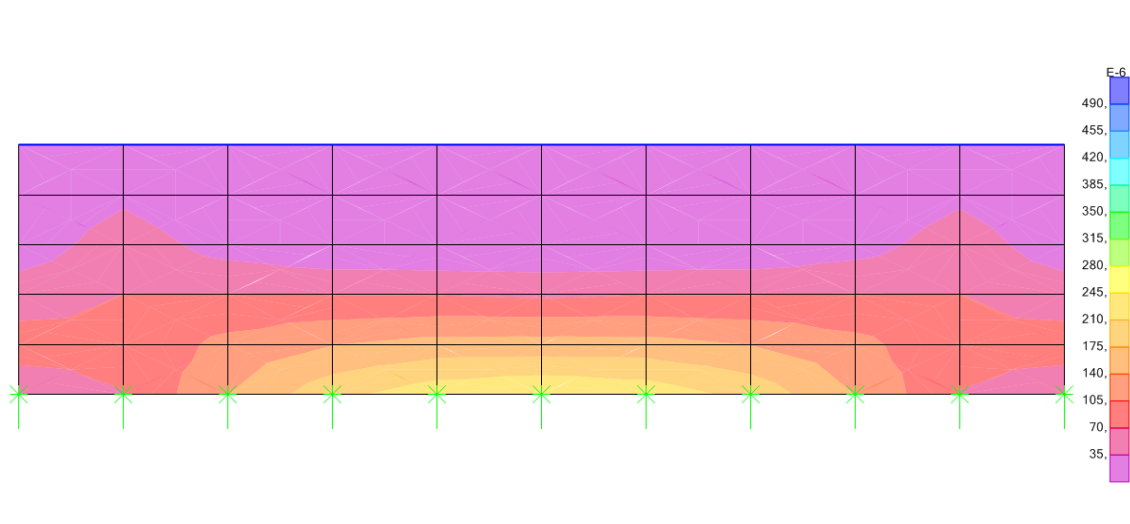




Topface Ast2

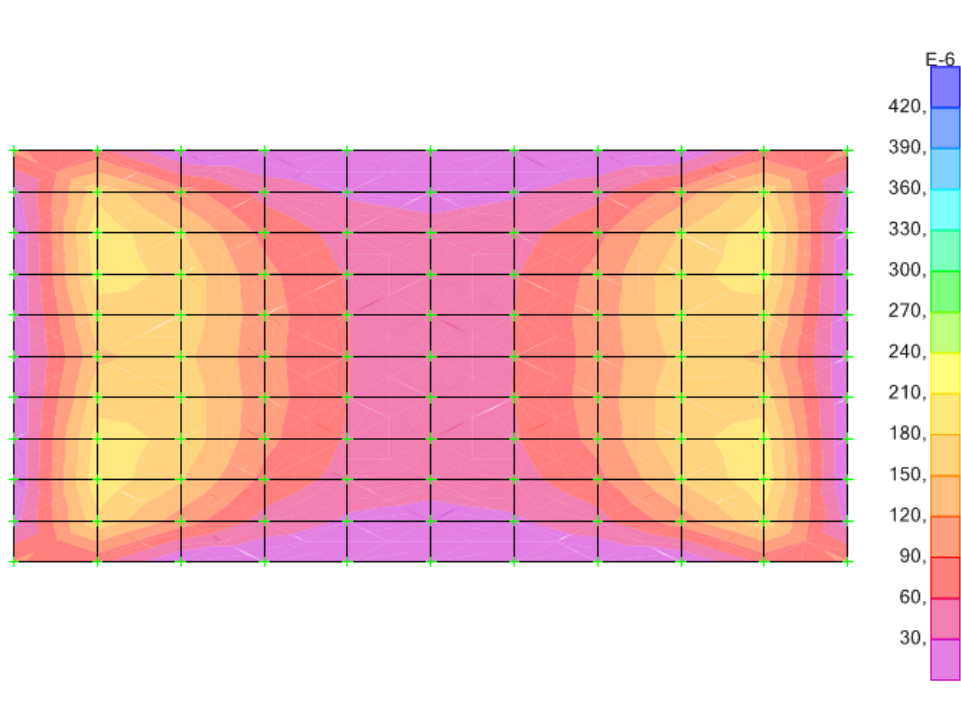


Bottomface Ast2

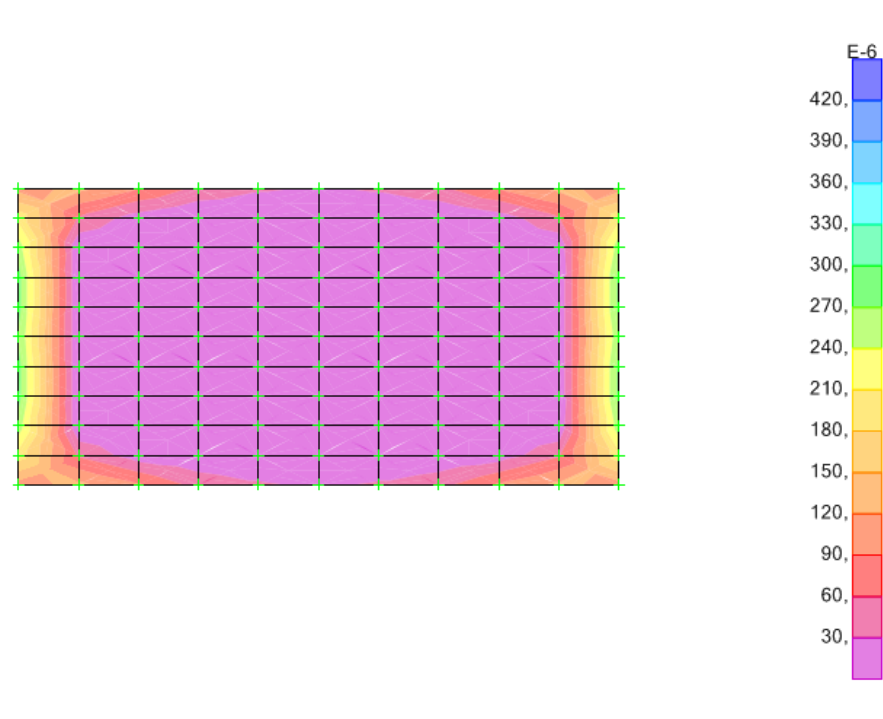


Losa 12,5 x 6 metros

Topface Ast1

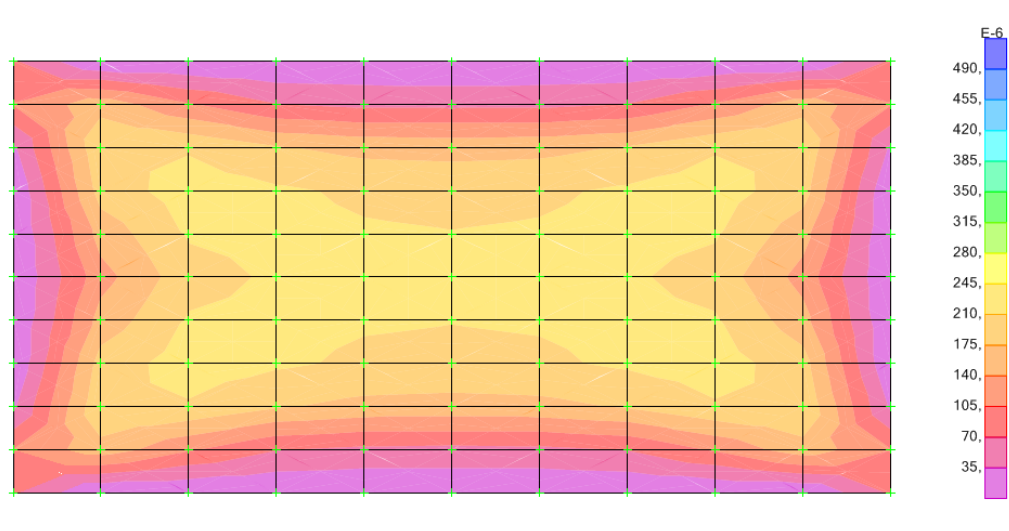


Bottomface Ast1

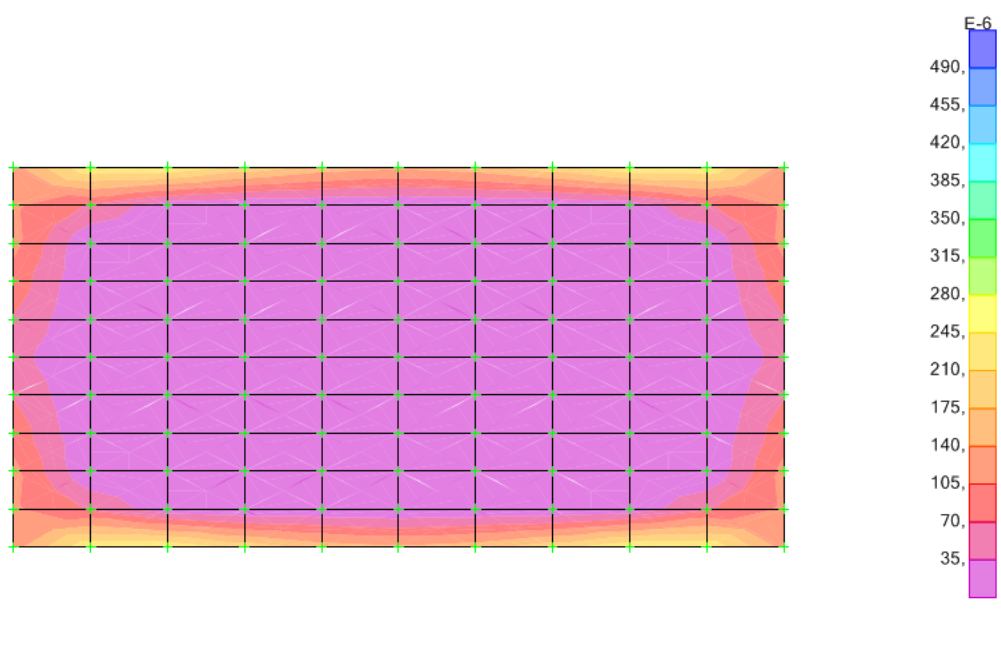




Topface Ast2

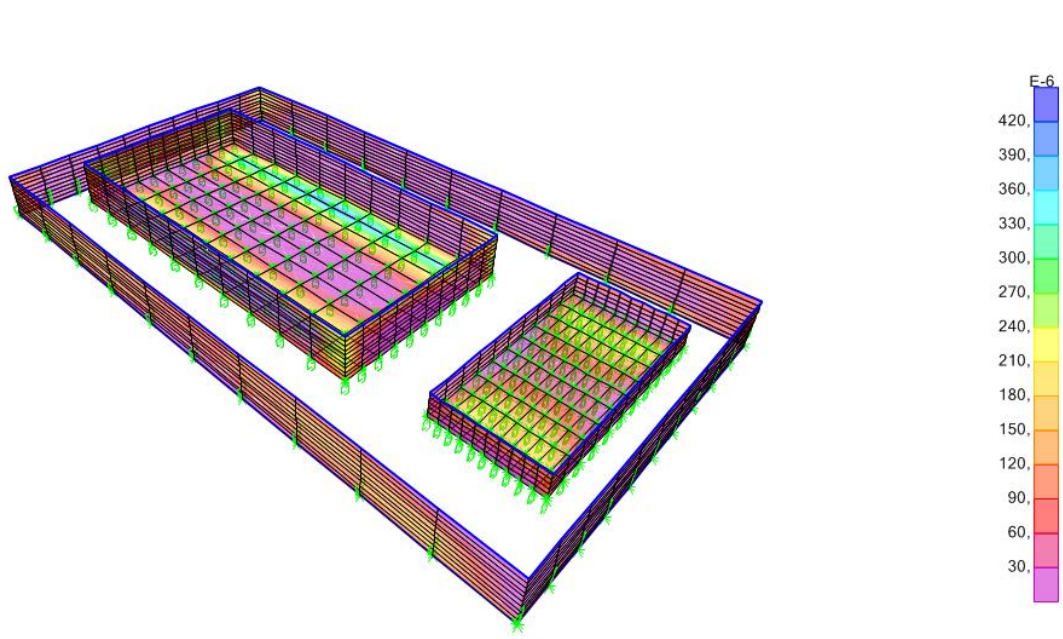


Bottomface Ast2

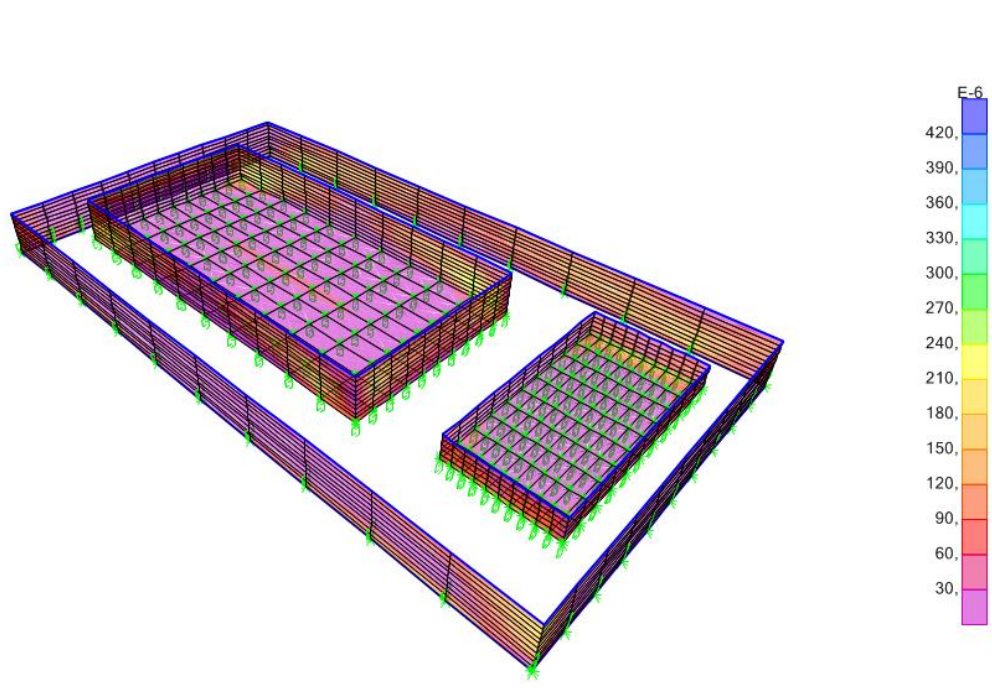


6.4.4.- 3D

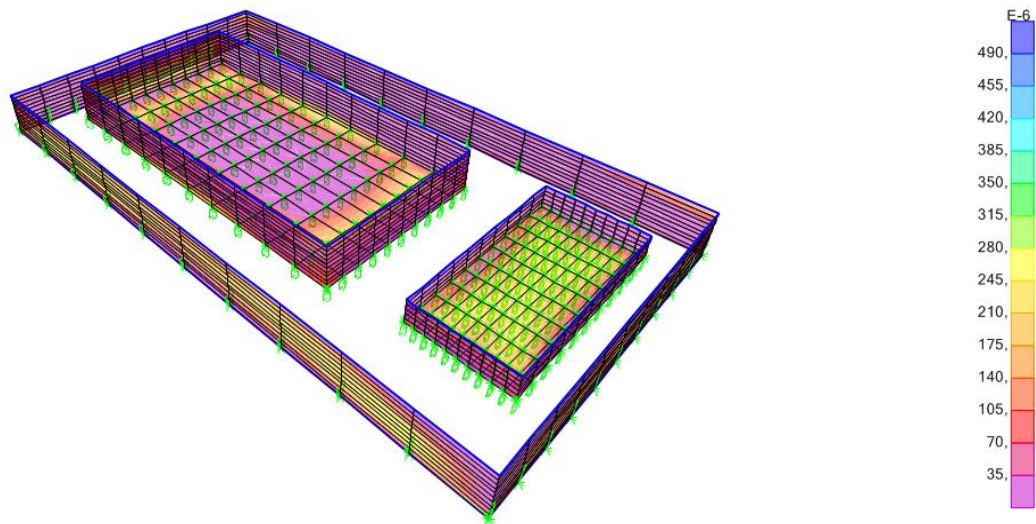
Topface Ast1



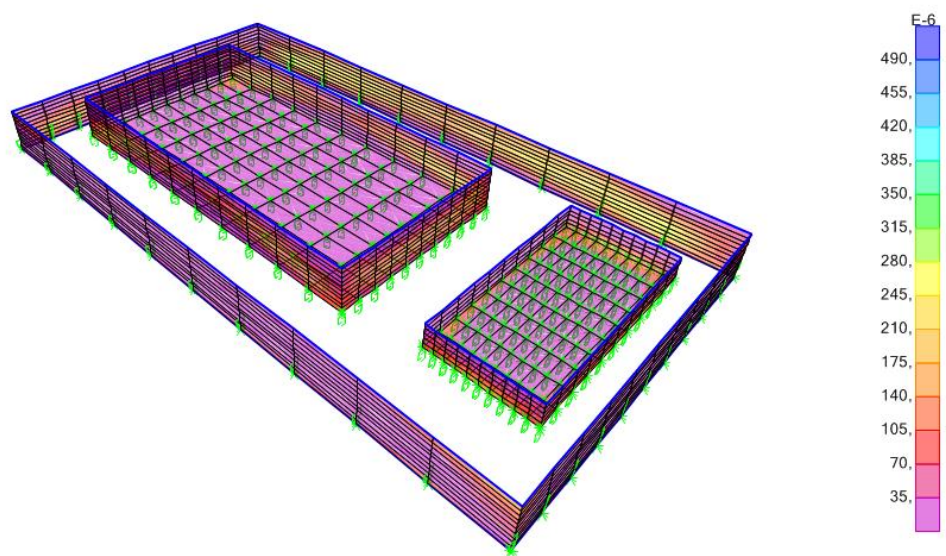
Bottomface Ast1



Topface Ast2



Bottomface Ast2





7.- Análisis Resultados

Como se puede observar en los resultados mostrados en las capturas de pantalla realizadas al modelo estructural de las piscinas N1 (25 x 12,5 m) y E1 (12,5 x 6 m) junto con el muro perimetral de contención de tierras, la armadura máxima que muestra es del valor siguiente:

$$A_s = 490 * 10^{-6} \text{ m}^2/\text{m}$$

Pasando este resultado a cm^2/m se obtiene:

$$A_s = 4,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Mediante los modelos de cálculo se han obtenido armaduras superiores excepto en aquellos casos en los que se arma por mínimos mecánicos, por tanto se ha considerado reducir ligeramente la distancia entre armaduras para aumentar la cuantía mínima dispuesta para quedarnos del lado de la seguridad y garantizar la estanqueidad de ambas piscinas.