



ANEJO Nº 5. CÁLCULO DE ESTRUCTURAS



INDICE

1. Introducción.....1

2. Definición de la estructura.....1

3. Bases de Cálculo.....2

 3.1 Acciones a considerar.....2

 3.2 Niveles de Control de Calidad.....4

 3.3 Coeficientes de Seguridad.....5

 3.4 Combinación de Acciones.....5

 3.5 Características de los Materiales.....7

4. Cálculo de Marco.....7

 4.1 Modelización de la Estructura.....7

 4.2 Acciones Consideradas.....8

 4.3 Cálculo de Envolvertes.....11

5. Armado del Marco.....11

 5.1 Losa Superior.....11

 5.2 Losa Inferior.....15

 5.3 Hastiales.....18

 5.4 Columnas.....19

6. Cálculo de las Aletas.....22

 6.1 Introducción.....22

 6.2 Secciones Tipo.....22

 6.3 Acciones Consideradas.....23

 6.4 Comprobaciones a Realizar.....24

7. Armado de las Aletas.....28

 7.1 Esfuerzos.....28

 7.2 Dimensionamiento Armadura.....30

8. Comprobación del Asiento.....35

 8.1 Asiento Marco.....36

 8.2 Asiento Aletas.....36

9. Apéndices.....37



1. INTRODUCCIÓN

La finalidad del anejo es la de explicar el cálculo realizado para el diseño de la estructura para la ODT del tipo marco que requiere el presente proyecto.

La información que aportará el presente anejo se detalla a continuación:

- Se describirán las bases en las que nos apoyaremos para poder comenzar a calcular la estructura requerida por el proyecto.
- Se explicarán de forma concisa los materiales que se utilizarán para la ejecución del marco, detallando sus dimensiones y las características resistentes.
- Se detallarán los esfuerzos a las que someterá la estructura según las distintas situaciones frente a los ELU, partiendo de las combinaciones de acciones que afectan a la estructura.
- Justificación de las soluciones elegidas para cada elemento del marco tomando los cálculos obtenidos anteriormente.
- Aplicación de las instrucciones y normas de carácter obligatorio vigentes.

Mediante el programa informático SAP2000 se procederá a realizar los esfuerzos para cada una de las situaciones de carga que se consideren, al igual que las combinaciones para cada situación del proyecto.

Con el Prontuario informático EHE08 se dimensionarán las cuantías de acero exigidas para cada uno de los elementos que conforman el marco para que puedan soportar los esfuerzos calculados.

2. DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA

El presente proyecto consta de una estructura que tiene 5 elementos fundamentales, lo que es el propio marco y las aletas que se colocarán en las esquinas del marco.

La longitud de la estructura será de unos 39 metros de longitud, que son los requeridos por la infraestructura de LAV Madrid-Extremadura, para poder abarcar las dos vías y sus correspondientes espesores de tierras y balasto.

El marco cerrado constituye el elemento fundamental del paso inferior, el cual se divide en dos hastiales, treinta y dos columnas, dos losas (inferior y superior). Las dimensiones serán de 26,6 metros de ancho y 6,9 metros de alto, los espesores de las losas serán de 0,9 metros y los hastiales serán de 0,7, por último las columnas tendrán un diámetro de 0,6 metros.

El marco contará con cuatro aletas dispuestas en cada esquina, su función será de la contener al terraplén, se colocaran dos con un ángulo de 20° y las otras dos con un ángulo de 45°. La dimensión de las aletas será en su comienzo con una altura de 6,9 metros hasta finalizar con una altura de 1 metro. Las aletas se detallarán más a fondo en su correspondiente apartado.

La estructura se construirá en las siguientes fases determinadas:

- 1ª Excavación del terreno natural hasta la cota inferior de la cimentación superficial.
- 2ª Ejecución de las soleras del marco y las aletas.
- 3ª Ejecución de los hastiales y las columnas del marco.
- 4ª Ejecución de la losa superior del marco.



- 5ª Ejecución de las aletas.
- 6ª Terminaciones y acabados.

3. BASES DE CALCULO

Para la elaboración de este apartado se ha procedido a la consulta y aplicación de la normativa vigente:

Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08).

Instrucción de Acciones en Puentes de Ferrocarril (IAPF-07).

Guía de Cimentaciones en obras de Carreteras (3ª edición revisada 2009)

3.1 ACCIONES A CONSIDERAR

3.1.1 ACCIONES PERMANENTES (G)

En las distintas partes del puente existen pesos que provocan estas acciones, como lo son el peso propio y las cargas muertas, que son contantes en magnitud y posición además de actuar en todo momento.

- **Peso Propio:** Es la acción debida a los elementos estructurales. Se valora un peso específico del hormigón de 25 KN/m^3 . Calculado a partir de las dimensiones específicas de los planos.

- **Cargas Muertas:** Son las acciones debidas a los elementos no estructurales que gravitan sobre los estructurales, como: las cargas de las tierras, balasto , traviesas ,etc. Estas no afectan al cálculo de las aletas.

3.1.2 ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G*)

Son las cargas que no tienen un valor constante sin embargo sí que actúan en todo momento, son posibles acciones del terreno (natural o relleno) que están en contacto con elementos de la estructura: aletas, hastiales, losas y cimentación.

- **Empuje activo:** Es el mínimo valor de empuje al que están sometidos los hastiales. Lo calcularemos con el método de Rankine.
- **Empuje al reposo del terreno:** Es el máximo valor de empuje al que están sometidos los hastiales. Es el incremento que sufre el empuje activo hasta alcanzar el empuje al reposo.

3.1.3 ACCIONES VARIABLES (Q)

Están constituidas por un conjunto de acciones verticales, longitudinales y transversales al paso inferior, con sus efectos dinámicos correspondientes. En este grupo se incluyen:

- Las sobrecargas de uso ligadas a la explotación
- Las climáticas.
- Sobrecargas de agua o transitorias.

Dichas acciones se aplicarán individualmente o combinadas entre sí, en las posiciones y condiciones que resulten más desfavorables para el elemento y efecto en estudio. En consecuencia, podrán actuar sólo en una parte limitada de la estructura o incluso no actuar.



▪ Tren de cargas ferroviarias

La carga estática producida por el peso de los vehículos ferroviarios sobre una vía, se asimilará a la del tren UIC71, aplicada en el eje de la vía y a nivel de su plano de rodadura.

Dicho tren se define por las acciones siguientes, actuando simultáneamente:

a) Cuatro ejes de doscientos cincuenta kilonewton ($Q = 250 \text{ kN}$) cada uno, separados longitudinalmente entre sí 1,6 m, en la posición más desfavorable para el elemento y efecto en estudio.

En consecuencia, podrá eliminarse alguna de estas cargas, manteniendo las distancias entre las demás, si ello resultara más desfavorable.

b) Una sobrecarga uniformemente repartida de ochenta kilonewton por metro lineal ($q = 80 \text{ kN/m}$) extendida en la longitud y posición que sea más desfavorable para el elemento y efecto en estudio. Así, podrá situarse por tramos discontinuos, si ello resultara más desfavorable. Esta sobrecarga no se dispondrá en una longitud igual a 6,4 m centrada con los cuatro ejes definidos en a).

Los dos tipos de acciones anteriores irán multiplicadas por un coeficiente de clasificación, X , cuyo valor será:

$\alpha = 1,21$ para vías de ancho UIC o ibérico.

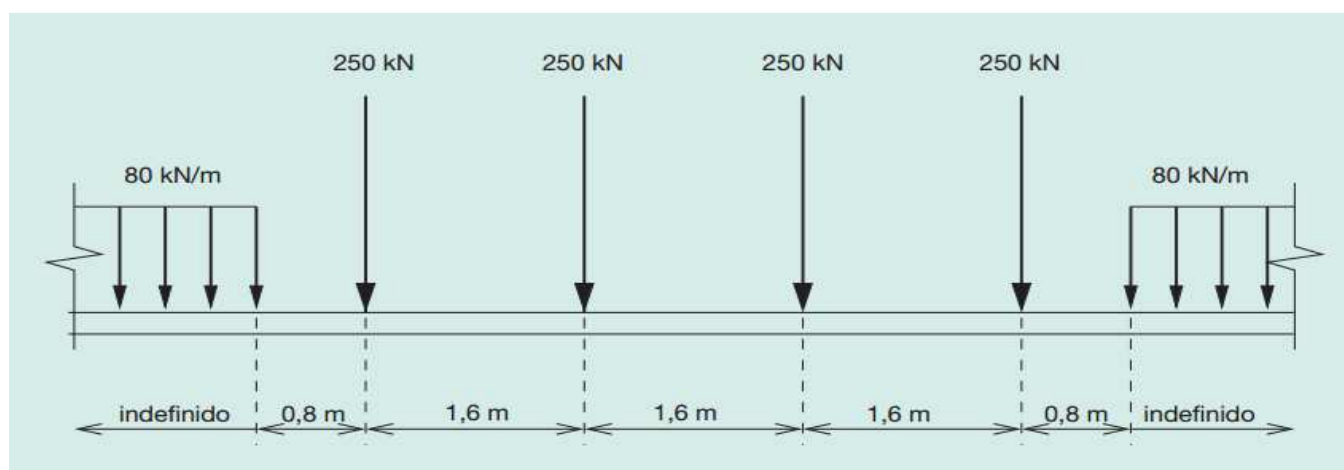


Figura: tren de carga UIC71

Tras los cálculos oportunos obtendremos:

- Sobrecarga repartida: Una sobrecarga uniforme de $35,3 \text{ kN/m}^2$ que actúa en toda la plataforma de la losa superior o en parte según el caso más desfavorable.
- Carro de cargas: Una sobrecarga de un vehículo de valor $441,3 \text{ kN/m}^2$.

▪ Cálculo estático y coeficiente de impacto envolvente

Para el análisis del coeficiente de impacto se tomará el siguiente caso:

(Φ_2) para $v > 220 \text{ Km/h}$.

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,82 \quad (\text{con } 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67)$$

Donde L_Φ es la longitud determinante en [m], definida en el siguiente cuadro.

CASO	ELEMENTO ESTRUCTURAL	LONGITUD DETERMINANTE (L_d)										
5.1	Vigas y losas simplemente apoyadas (incluyendo vigas metálicas amebidas en el hormigón)	Luz del vano en la dirección principal de la viga										
5.2	Vigas y losas continuas de n vanos, con $L_m = \frac{1}{n}(L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	$L_d = kL_m$, pero no menor que $\max L_i, i = 1 \dots n$ <table><tr><td>$n =$</td><td>2</td><td>3</td><td>4</td><td>≥ 5</td></tr><tr><td>$k =$</td><td>1,2</td><td>1,3</td><td>1,4</td><td>1,5</td></tr></table>	$n =$	2	3	4	≥ 5	$k =$	1,2	1,3	1,4	1,5
$n =$	2	3	4	≥ 5								
$k =$	1,2	1,3	1,4	1,5								
5.3	Estructuras porticadas —vano único	Se considera como una viga continua de tres vanos (se utiliza 5.2, con las longitudes del dintel y las de los pilares)										
	—múltiples vanos	Se considera como una viga continua de múltiples vanos (se utiliza 5.2, con las longitudes de los dinteles y de los pilares extremos)										



Se elegirá el caso 5.3, estructuras porticadas con múltiples vanos. Con lo cual obtenemos 5 vanos (6+8+8+8+6), por lo tanto las constantes que obtenemos son $k=1.5$, $n=5$.

▪ CARGAS NO FERROVIARIAS

Las cargas en aceras, paseos de servicio y zonas de la losa no afectadas directamente por el tráfico ferroviario, se asimilarán a una sobrecarga vertical uniforme de cinco kilonewton por metro cuadrado ($q_f=5\text{ kN/m}^2$), extendida en toda la superficie considerada o en parte de ella, según sea más desfavorable para el elemento y efecto en estudio.

3.1.4 CARGAS ACCIDENTALES (A)

Son las cargas que tienen una probabilidad muy baja de que sucedan pero si se producen, las consecuencias serían de gran magnitud.

Una de las principales sería la acción sísmica, pero como explicamos anteriormente en el anejo N° 3 de Geotecnia, la zona donde se localizará nuestra estructura no necesita estudio ni considerar la carga por sismo, dado que: $a_b < 0,04\text{ g}$, donde g es la aceleración de la gravedad.

3.2 NIVELES DE CONTROL DE CALIDAD

3.2.1 Control de ejecución

Teniendo en cuenta la instrucción EHE, se podría ejecutar la obra un los siguientes posibles niveles:

- Control de ejecución a nivel normal
- Control de ejecución a nivel intenso

En el presente proyecto, las distintas partes que conforman la estructura de paso inferior, como son: las cimentaciones, el marco y las aletas. Se realizarán con el nivel de ejecución intenso.

Este nivel necesita que el constructor tenga un sistema de calidad certificado conforme a la UNE-EN-ISO 9001.

Tanto la elaboración de la ferralla y las centrales de hormigón preparado que sean ajenas a la obra deberán implantar un control de producción en sus procesos. Realizándose en instalaciones industriales fijas

3.2.2 Control de materiales

▪ Hormigón

Con este control podemos comprobar la resistencia del hormigón que es suministrado cumpla con la resistencia característica contemplada en el proyecto.

Existen diversas modalidades de control, nosotros tomaremos el de control a nivel estadístico, que es de aplicación generalizada para las obras de hormigón estructural-

▪ Acero

Cuando el acero disponga de marcado CE se comprobará verificando la documentación donde se han declarado los valores.

Para los aceros corrugados para hormigón armado al carecer de certificado, se podrá verificar el cumplimiento de las especificaciones mediante ensayos o un distintivo de calidad.

Para el presente proyecto se elige el nivel normal para los controles de calidad para el acero.



3.3 COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Atendiendo a los niveles de control explicados anteriormente y consultando la instrucción EHE, se comentarán a continuación los coeficientes de seguridad que aplicaremos para el cálculo de la estructura.

3.3.1 Estados límites últimos (ELU).

Para las acciones de situación persistente o transitoria aplicaremos los siguientes coeficientes parciales de seguridad para la comprobación de ELU.

TIPO DE ACCIÓN	Situación persistente o transitoria		Situación accidental	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1$	$\gamma_G = 1$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1$	$\gamma_{G^*} = 1,5$	$\gamma_{G^*} = 1$	$\gamma_{G^*} = 1$
Variable	$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1,5$	$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1$
Accidental	-	-	$\gamma_A = 1$	$\gamma_A = 1$

Para los materiales los coeficientes parciales de seguridad en situación persistente o transitoria para ELU son:

- Hormigón: $\gamma_c = 1.50$
- Acero: $\gamma_s = 1.15$

3.3.2 Estados límite de servicio (ELS).

Para las acciones de situación persistente o transitoria aplicaremos los siguientes coeficientes parciales de seguridad para la comprobación de ELS.

TIPO DE ACCIÓN	Situación persistente o transitoria	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$Y=1$	$Y=1$
Permanente de valor no constante	$Y=1$	$Y=1$
Variable	$Y=0$	$Y=1$

Para los materiales los coeficientes de seguridad en situación persistente o transitoria para ELS son:

- Hormigón: $Y_c=1$.
- Acero: $Y_s= 1$.

3.4 COMBINACIÓN DE ACCIONES

Para cada una de las situaciones estudiadas se establecerán las posibles combinaciones de acciones. Una combinación de acciones consiste en un conjunto de acciones compatibles que se considerarán actuando simultáneamente para una comprobación determinada.

Cada combinación, en general, estará formada por las acciones permanentes, una acción variable determinante y una o varias acciones variables concomitantes. Cualquiera de las acciones variables puede ser determinante.



En el presente proyecto al no tener actividad sísmica, para las situación de ELU solo definiremos dos combinaciones y para ELS definiremos 3. El valor del característico de pretensado será despreciable en este proyecto al carecer del mismo.

3.4.1 Estados límite últimos.

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Situaciones permanentes o transitorias:

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

- Situaciones accidentales:

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

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

3.4.2 Estados límites de servicio

Para estos Estados Límite se consideran únicamente las situaciones de proyecto persistentes y transitorias. En estos casos, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Combinación característica o poco probable:

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

- Combinación frecuente:

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

- Combinación cuasipermanente:

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

Los distintos valores para el coeficiente Ψ según cada combinación son:

$$\Psi_0 = 0,6$$

$$\Psi_1 = 0,5$$

$$\Psi_2 = 0,2$$



3.5 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

3.5.1 Hormigón

Se procederá a describir las características de los distintos tipos de hormigón que se utilizará para cada elemento de las distintas partes de la estructura:

- HM-15 Como hormigón de limpieza.
- Hormigón en masa, no estructural.
- Resistencia característica en compresión 15 Mpa.
 - HA-30/P/20/Ila en las cimentaciones.
- Hormigón Armado.
- Resistencia característica en compresión 30 Mpa.
- Consistencia Plástica.
- Tamaño máximo del Árido 20 mm.
- Con ambiente Ila, de exposición normal y humedad alta.
 - HA-30/P/20/Ila en el Marco y alzado de Aletas.
- Hormigón Armado.
- Resistencia característica en compresión 30 Mpa.
- Consistencia Plástica.
- Tamaño máximo del Árido 20 m

3.5.2 Acero

Se utilizará para las armaduras pasivas de los elementos de la estructura el acero de tipo B-500S con las siguientes características:

- Resistencia característica de la armadura: 51000.00 T/m²
- Coeficiente de seguridad en rotura: 1.15
- Resistencia de cálculo de la armadura: 44347.83 T/m²
- Módulo de elasticidad Es: 2100000 T/m²

4. CÁLCULO DEL MARCO

Para el cálculo de la estructura se procederá a modelizarlo en el programa informático SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2013, de esta manera tendremos como resultado los esfuerzos para cada situación de carga así como las envolventes de dichos esfuerzos

Es un programa que permite el cálculo de las estructuras a través del método de elementos finitos que nos ayuda a realizar el análisis estático y dinámico en 2D y 3D de los elementos.

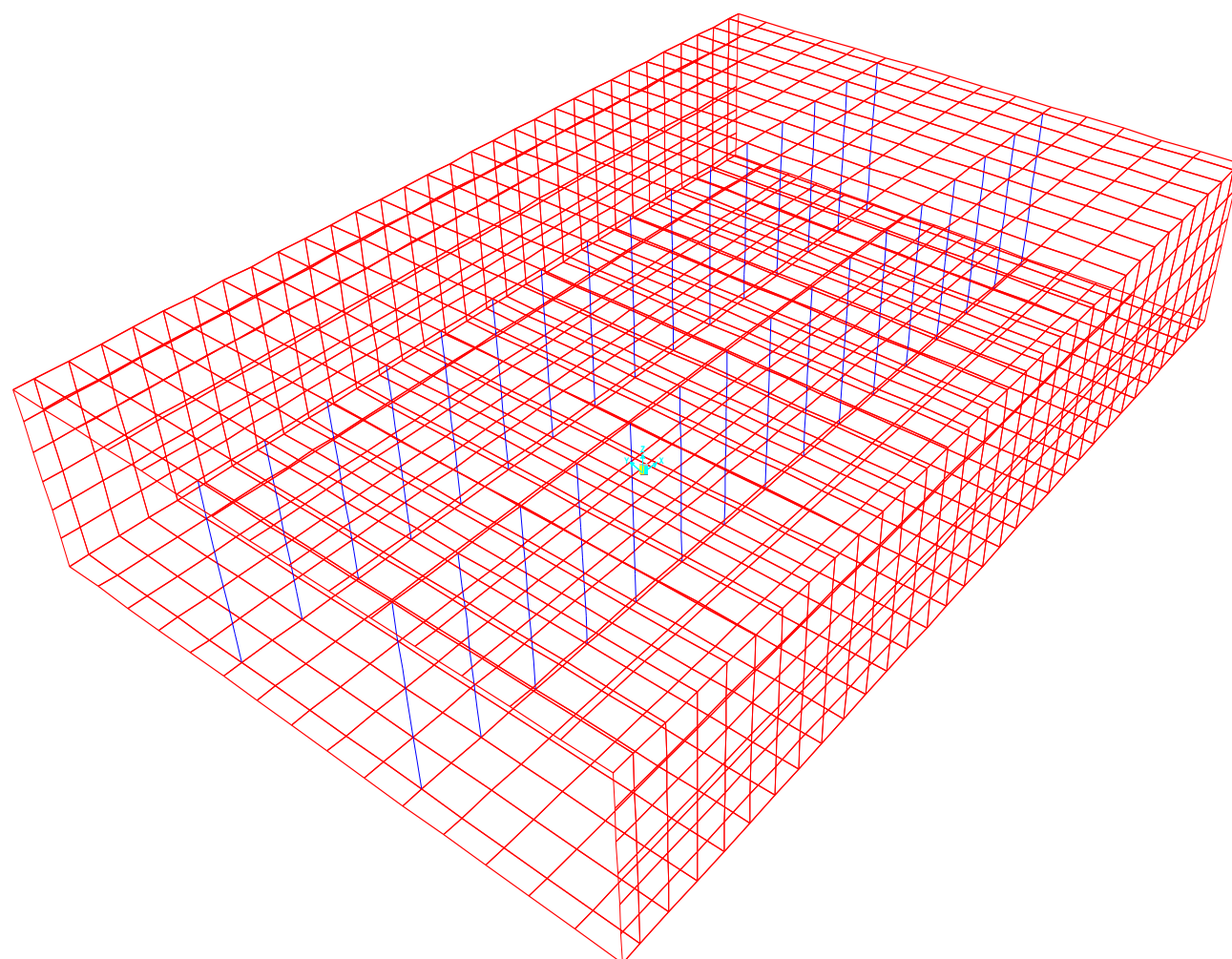
En este caso se realiza el cálculo mediante un modelo bidimensional de la sección tipo del marco formado por barras rectas y nudos.

4.1 MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Con la ayuda del programa anteriormente citado se modelizará el marco mediante una rebanada transversal de un metro de espesor. Con esta rebanada sintetizamos las características que intervendrán en la definición del marco. Las dimensiones de la sección serán los de los gálidos tanto horizontal como vertical interiores más la mitad de los espesores de los hastiales y las losas respectivamente.

Teniendo en cuenta lo explicado, las dimensiones para la modelización serán las siguientes 25,90 metro de ancho (0,35+8,00+0,60+8,00+0,60+8,00+0,35, ancho de cada cajón más los diámetros de las columnas y la mitad de los espesores de los hastiales) y 6,90 de alto (0,45+6,00+0,45, la altura del cajón más la mitad de los espesores del dintel y la solera).

Posteriormente dividiremos la sección para obtener el número de barras y nudos.



4.2 ACCIONES CONSIDERADAS

4.2.1 Acciones permanentes (G)

- Peso Propio

Esta acción es debida al peso de los elementos de la estructura. Se obtendrá mediante las dimensiones especificadas. El programa informático se encarga de calcular esta acción, multiplica el volumen del elemento por el peso específico del hormigón.

Peso específico del hormigón: 25 KN/m^3

- Cargas muertas

Esta acción se debe a los elementos no estructurales. Lo conformaría lo que son el balasto y las tierras o material granular.

El balasto tendrá un espesor de 0,50 metro que multiplicado por su densidad 18 KN/m^3 obtendremos una acción de 9 KN/m .

En cuanto al resto de muertas serán de un espesor de 0,90 metro multiplicado por una densidad de 20 KN/m^3 obtendremos una acción de 18 KN/m .

4.2.2 Cargas permanentes de valor no constante (G*)

Se tratan de las cargas que están actuando continuamente pero su valor no es constante.

- Empuje activo

Es el mínimo empuje que las tierras ejercen en los hastiales del marco. Para el cálculo utilizaremos el método de Rankine, considerando un ángulo de rozamiento 30° y la cohesión sea nula y una fricción del hastial con el terreno nula, un peso específico del terreno de 20 KN/m^3 .



Utilizando la teoría de Coulomb obtenemos K_a :

$$K_a = \frac{1 - \operatorname{sen}(\phi)}{1 + \operatorname{sen}(\phi)} = \frac{1 - \operatorname{sen}(30)}{1 + \operatorname{sen}(30)} = 0,3333$$

El empuje sobre los hastiales se calcula mediante la siguiente expresión:

$$E_a = K_a(C_m + z * \gamma)$$

Dónde:

- E_a es el empuje activo de las tierras
- K_a es el coeficiente de empuje activo
- γ es el peso específico del terreno
- C_m es la carga muerta del balasto
- z es la profundidad tomando como origen el nudo inferior de la solera

La expresión final será: $E_a = 0,33(9 + z * 20)$

Por lo tanto obtendremos los valores con los siguientes cálculos:

$$z = 6,90 \text{ m} \quad (0,5 \times 18 + 1,35 \times 20) \times 0,33 = 11,88 \text{ KN/m}^2$$

$$z = 0 \text{ m} \quad (0,5 \times 18 + 8,25 \times 20) \times 0,33 = 57,42 \text{ KN/m}^2$$

- Empuje al reposo

Es el máximo empuje que las tierras ejercen en los hastiales del marco, se trata del incremento que sufrirá el empuje activo hasta alcanzar el empuje al reposo.

En este caso, tomando como el ángulo de rozamiento interno del terreno $\phi = 30^\circ$, el coeficiente K_0 lo calcularemos de la siguiente manera:

$$K_0 = 1 - \operatorname{sen}(\phi) = 1 - \operatorname{sen}(30) = 0,5$$

De manera similar al cálculo del empuje activo calcularemos el del reposo con la siguiente expresión:

$$E_o = k_o (C_m + z * \gamma)$$

Por lo tanto obtendremos los siguientes valores:

$$Z = 6,90 \text{ m} \quad E_o = 18 \text{ KN/m}^2$$

$$Z = 0 \text{ m} \quad E_o = 87 \text{ KN/m}^2$$

4.2.3 Acciones variables (Q)

Este tipo de acciones las provocan las cargas que pueden o no actuar sobre la estructura.

Para la modelización de estas acciones utilizaremos una sobrecarga de uso de un tren de cargas como lo explicamos anteriormente atendiendo a la IAPF-10, por lo tanto lo calcularemos mediante el supuesto de un tren UIC71 que es a lo que se asimila, sobre el que actúan dos tipos de acciones.

- Cuatro ejes de 250 KN cada uno, repartidos longitudinalmente y separados 1,60m entre sí, actuando en la posición más desfavorable.
- Una carga uniformemente repartida de 80 KN/m extendida longitudinalmente y en la posición más desfavorable.

Los dos tipos de acciones anteriores irán multiplicadas por un coeficiente de clasificación (α), además de tener en cuenta los efectos dinámicos debidos al tráfico mediante el coeficiente de impacto (Φ), como indica la norma.

Para aplicar este tren de cargas se tendrá en cuenta el área de influencia de las cargas con respecto al cajón.



Esta área de influencia de talud 3V:1H respecto a la horizontal del marco hasta alcanzar las traviesas, con una longitud en vertical de 1,2 m.

Por tanto, el área de influencia de una traviesa de 2,6 metros, bajando 1,2 metros hasta la losa superior es de 3,40 metros.

- Coeficiente de clasificación α

Al tratarse de vías de ancho ibérico se tomará como valor $\alpha = 1,21$.

- Coeficiente de impacto Φ

Como lo explicamos anteriormente atendiendo a la norma utilizaremos la siguiente expresión para calcular este coeficiente.

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,82 \quad (\text{con } 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67)$$

Para calcular L_Φ , partiremos de la expresión $L_\Phi = K * L_m$

Donde, $L_m = \frac{1}{n} (L_1 + L_2 \dots + L_n)$

Al tener 5 vanos, $K = 1,5$ y $n = 5$

Por lo tanto $L_m = (6+8+8+8+6) * 1/5 = 7,2$ y $L_\Phi = 1,5 * 7,2 = 10,80$

Finalmente:

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{10,80} - 0,2} + 0,82 = 1,24$$

- Cargas estáticas q

Considerando las 4 cargas puntuales de 250 KN cada una y el área de influencia de 3,40 metros calcularemos la carga estática q_{250} con la siguiente expresión:

$$q_{250} = \frac{4 * 250 * 1,21 * 1,24}{3,40} = 441,3 \text{ KN/m}^2$$

Con la carga uniforme de 80 KN que actúa en los dos bordes finales y que tiene un área de influencia 3,40 metros, calcularemos la carga estática q_{80} con la siguiente expresión:

$$q_{80} = \frac{80 * 1,21 * 1,24}{3,40} = 35,3 \text{ KN/m}^2$$

Introduciremos las cargas estáticas en el programa informático SAP2000 para que representen un tren de cargas, que tiene la parte central más cargada, y simule los diferentes estados de carga que produciría el avance del tren por encima del marco.

- Sobrecarga en terraplenes

Atendiendo a la norma IAPF-10, se considerará actuando en la parte superior del terraplén, en la zona por donde pueda discurrir el tráfico, una sobrecarga uniforme de 30 kN/m².

Esta sobrecarga solo la tendremos en cuenta cuando las sobrecargas producidas por el tráfico actúen a una distancia, medida en horizontal desde la parte superior de la estructura, menor o igual a la mitad de la altura del elemento de la estructura sobre el cual actúe el empuje.

Para realizar el cálculo se han seguido los mismos pasos que en el apartado de Acciones



permanentes de valor no constante (G^*) por tratarse del mismo terreno, por lo tanto con la siguiente expresión calcularemos la sobrecarga que en este caso será uniformemente distribuida.

$$E_{qsc} = Ka * qsc = 0,5 * (30 * 1,21) = 18,50 \text{ KN/m}^2$$

- Cargas no ferroviarias

Las cargas en aceras, paseos de servicio y zonas del tablero no afectadas directamente por el tráfico ferroviario, se asimilarán a una sobrecarga vertical uniforme de cinco kilonewton por metro cuadrado ($qfk = 5 \text{ kN/m}^2$), extendida en toda la superficie considerada o en parte de ella, según sea más desfavorable para el elemento y efecto en estudio.

4.3 CÁLCULO DE ENVOLVENTES

Tras el cálculo de todas las cargas que ejercen alguna acción en la estructura, el programa informático SAP2000 establecerá las posibles combinaciones de acciones que se indicó en el apartado 3.4 de este anejo optando por las más desfavorables para el cálculo de las envolventes.

Las acciones consideradas para estas combinaciones son: cargas muertas, empuje de tierras, sobrecargas de uso, sobrecarga en los hastiales, todas las acciones serán multiplicadas por sus respectivos coeficientes de seguridad.

Tras estos cálculos obtenemos las envolventes para cada combinación y a partir de estas los valores máximos y mínimos de axiles, cortantes y flectores. Estos valores serán los que utilizaremos para el cálculo de las armaduras para cada uno de los elementos del marco.

5. ARMADO DEL MARCO

Para el cálculo de la armadura a disponer que necesita el marco para resistir las solicitaciones de flexión en el caso de las losas y flexocompresión en el caso los hastiales y columnas.

Se utilizará los valores máximos y mínimos de la envolvente de ELU que se calculó anteriormente.

Con los valores más desfavorables de la envolvente y el Prontuario Informático del hormigón se procederá a calcular la armadura para el marco en estudio.

5.1 LOSA SUPERIOR

Para el cálculo de este elemento se considera un porción de 1 metro de ancho ($b=1$) y un canto de 0,90 metros ($h=0,90$) que corresponde con el espesor de la losa.

5.1.1 ELU Flexión

Aramdura Inferior.

- Armadura transversal base inferior

Se dispondrá a lo largo de toda la luz del marco en la cara inferior. Su momento de dimensionamiento se corresponderá a un momento base que contenga las solicitaciones más básicas para no sobredimensionar la estructura.

$$M_{base} = 1500 \text{ KN}$$

$$\text{Área} = 43.3 \text{ cm}^2$$



Por lo tanto se dispondrá una armadura base de $\phi 25/10$.

- Longitud de anclaje mínima

$$L_{bl} = \left[m * \phi^2 > \frac{f_{yk} * \phi}{20} \right] = 1.3 * 25^2 = 812.5mm > \frac{500 * 25}{20} = 325mm \rightarrow L_{bl} = 81.25cm$$

$$L_n = L_b * \beta * \frac{A_s}{A_{sreal}} = 81.25 * 1 * \frac{43.3}{49.08} = 71.68 cm$$

- Armadura transversal refuerzo inferior

Se dispondrá en las zonas con los momentos máximos de la losa , se localizan tres cada uno en el centro vano. Se utiliza el momento máximo de los tres para el dimensionamiento de la armadura de refuerzo.

$$M_{refuerzo} = 3492,64 \text{ KN} \quad \text{Área} = 110.16 \text{ cm}^2 \quad \text{Área}_{refuerzo} = 58.6 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se dispondrá una armadura de refuerzo de $\phi 32/10$ que acompañará a la armadura base.

- Longitud de anclaje mínima

$$L_{bl} = \left[m * \phi^2 > \frac{f_{yk} * \phi}{20} \right] = 1.3 * 32^2 = 1331.2mm > \frac{500 * 32}{20} = 800mm \rightarrow L_{bl} = 133.12cm$$

$$L_n = L_b * \beta * \frac{A_s}{A_{sreal}} = 133.12 * 1 * \frac{58.6}{74.6} = 104.56 cm$$

Armadura Superior

- Armadura transversal base superior

De manera similar se procede a armar la parte superior de la losa. El momento de dimensionamiento será uno por encima del momento de armadura mínima.

$$M_{base} = 800 \text{ KN} \quad \text{Área} = 22.6 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto la armadura base superior de la losa será $\phi 25/20$

- Longitud de anclaje mínima

$$L_{bl} = \left[m * \phi^2 > \frac{f_{yk} * \phi}{20} \right] = 1.3 * 25^2 = 812.5mm > \frac{500 * 25}{20} = 325 \rightarrow L_{bl} = 81.25cm$$

$$L_n = L_b * \beta * \frac{A_s}{A_{sreal}} = 81.25 * 1 * \frac{22.6}{24.54} = 74.82 cm$$

- Armadura transversal refuerzo superior

Esta armadura se dispondrá en la zona de las columnas que es donde se producen los momentos más desfavorables.

$$M_{refuerzo} = 1625,09 \text{ KN} \quad \text{Área} = 47.1 \quad \text{Área}_{refuerzo} = 23.3 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto la armadura de refuerzo a disponer en la zona de las columnas será $\phi 25/20$ que acompañará a la base para resistir las solicitaciones actuantes.



- Longitud de anclaje mínima

$$L_{bl} = \left[m * \phi^2 > \frac{f_{yk} * \phi}{20} \right] = 1.3 * 25^2 = 812.5mm > \frac{500 * 25}{20} = 325 \rightarrow L_{bl} = 81.25cm$$

$$L_n = L_b * \beta * \frac{A_s}{A_{sreal}} = 81.25 * 1 * \frac{23.3}{24.54} = 77.14 cm$$

- Armadura longitudinal

La armadura longitudinal que se dispondrá en la losa será en dirección perpendicular a la transversa y paralela a los apoyos. Se calculará según los mínimos mecánicos y geométricos.

La restricción que debe cumplir la armadura longitudinal inferior es que sea mayor que un 30% de la armadura transversal.

Para la armadura inferior se cumplirá con la de mínimos mecánicos al ser la más restrictiva teniendo un área de 18,4 cm².

Por lo tanto dispondremos de $\phi 20/15$

Para la armadura superior se dimensionará con la restricción de mínimos geométricos.

Se dispondrá de $\phi 16/15$

5.1.2 ELU Cortante

Se deben realizar las siguientes comprobaciones:

- Bielas comprimidas ($V_{rd} \leq V_{u1}$)
- Montantes traccionados ($V_{rd} \leq V_{u2}$)

Bielas comprimidas:

$$V_{rd}=1983.71 \text{ KN}$$

$$V_{u1} = 0,3 * F_{cd} * b_0 * d = 0,3 * (30 * 10^3 / 1,5) * 1 * 0,85 = 5100 \text{ KN}$$

$$V_{rd} \leq V_{u1} \rightarrow 1983.71 \leq 5100 \rightarrow \text{Cumple}$$

Montantes Traccionados:

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

$$V_{rd}=1787.94 \text{ KN}$$

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

$$V_{cu} = [0,15 * \gamma_c * \xi * (100 * \rho_1 * f_{cv})^{1/3} + 0,15 * \sigma'_{cd}] * \beta * b_0 * d$$

$$\xi = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/850)^{1/2} = 1,48$$

$$\rho_1 = A_s / (b_0 * d) = 47.7 / (100 * 85) = 5.61 * 10^{-3}$$

$$f_{cv} = f_{ck} = 30$$

$$\sigma'_{cd} = 0$$

$$\beta = 1$$



$$V_{cu} = \left[\frac{0,15}{1,5} * 1.48 * (100 * 0.00561 * 30)^{\frac{1}{3}} \right] * 1 * 1000 * 850 = 322.38 \text{ KN}$$

$$f_{Y\alpha,d} = f_{Y,d} \leq 400 \text{ Mpa}$$

$$f_{Y,d} = 500/1,15 = 434,8 \rightarrow f_{Y\alpha,d} = 400 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Como } V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \geq V_{rd} \rightarrow V_{su \text{ necesario}} = V_{rd} - V_{cu}$$

$$A_{90} = \frac{V_{rd} - V_{cu}}{f_{Y\alpha,d} * 0,9 * d} = \frac{1787.94 - 322.38}{400 * 10^3 * 0,9 * 0.85} = 4.18 * 10^{-3}$$

Armadura mínima:

$$A_{\alpha, \min} = \frac{f_{ctm} * b_0 * \sin \alpha}{f_{Y\alpha,d} * 7,5}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 * (f_{ck}^2)^{1/3} = 2.89 \text{ MPa}$$

$$A_{\alpha, \min} = 0,3 * (30^2)^{1/3} / (400 * 7,5) * 1 = 9,65 * 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} < A_{90}$$

Separación mínima:

$$\text{Como } 1/5 * V_{u1} \leq V_{rd} \leq 2/3 * V_{u1} \quad (1020 < 1787.94 < 3400)$$

$$St = \min[0,6 * d, 450] \text{ mm}$$

$$St = \min [0,6 * 0,85 * 300] = \min[510, 450] \text{ mm}$$

$$St = 0,45 \text{ m}$$

Distribución de la armadura

$$A_{90} \leq \frac{2 * A_0}{St} ; \quad St \leq \frac{2 * \pi * \emptyset^2}{4 * A_{90}} = \frac{2 * \pi * (0.012)^2}{4 * 4.18 * 10^{-3}} = 15.03 \text{ cm}$$

Se dispondrá una armadura de $\emptyset 20/15$

V_{u2} sin armadura de cortante

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} * \xi * (100 * \rho_1 * f_{cv})^{\frac{1}{3}} + 0.15 * \sigma'_{cd} \right] * \beta * b_0 * d$$

$$\xi = 1.48 \quad \rho_1 = A_s / (b_0 * d) = 110.16 / (100 * 85) = 0.0129$$

$$V_{u2} = 510.62 \text{ KN}$$

Por lo tanto, no se dispondrá de armadura de cortante cuando $V_{rd} \leq V_{u2}$ dado que la armadura de flexión resistirá un cortante máximo de 510.62 Kn. La armadura de cortante se dispondrá en el centro de los bordes de la losa superior del marco donde actúan los cortantes máximos debidos al tren de cargas. En lo que se refiere al centro del marco donde también se necesita también armadura de cortante lo resolvemos con la armadura de punzonamiento que se detallará más adelante en el apartado 5.4.2 del presente anejo.



5.2 LOSA INFERIOR

Para el cálculo de este elemento se considera un porción de 1 metro de ancho (b=1) y un canto de 0,90 metros (h=0,90) que corresponde con el espesor de la losa.

5.2.1 ELU Flexión

Armatura Superior

- Armadura transversal base superior

Se dispondrá a lo largo de toda la luz del marco. Su momento de dimensionamiento se corresponderá a un momento base que contenga las solicitaciones más básicas para no sobredimensionar la estructura.

$$M_{base} = 800 \text{ KN} \quad \text{Área} = 22.6 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se dispondrá una armadura base de $\phi 20/10$.

- Longitud de anclaje mínima

$$L_{bl} = \left[m * \phi^2 > \frac{f_{yk} * \phi}{20} \right] = 1.3 * 20^2 = 520 \text{ mm} > \frac{500 * 20}{20} = 500 \text{ mm} \rightarrow L_{bl} = 52 \text{ cm}$$

$$L_n = L_b * \beta * \frac{A_s}{A_{sreal}} = 52 * 1 * \frac{22.6}{31.41} = 37.41 \text{ cm}$$

- Armadura transversal refuerzo superior

Se localizan los momentos más desfavorables en la zona de los centros de los vanos de los

tres marcos donde necesitan refuerzo. Se utiliza el momento máximo de las zonas para el dimensionamiento de la armadura de refuerzo.

$$M_{refuerzo} = 2496,69 \text{ KN} \quad \text{Área} = 75 \text{ cm}^2 \quad \text{Área}_{refuerzo} = 49.3 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se dispondrá una armadura de refuerzo de $\phi 25/10$ que acompañará a la armadura base.

- Longitud de anclaje mínima

$$L_{bl} = \left[m * \phi^2 > \frac{f_{yk} * \phi}{20} \right] = 1.3 * 25^2 = 812.5 \text{ mm} > \frac{500 * 25}{20} = 325 \rightarrow L_{bl} = 81.25 \text{ cm}$$

$$L_n = L_b * \beta * \frac{A_s}{A_{sreal}} = 81.25 * 1 * \frac{49.3}{51.2} = 78.23 \text{ cm}$$

Armadura Inferior

- Armadura transversal base inferior

De manera similar se procede a armar la parte inferior de la losa. El momento de dimensionamiento será uno por encima del momento de armadura mínima.

$$M_{base} = 700 \text{ KN} \quad \text{Área} = 19.7 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto la armadura base inferior de la losa será $\phi 25/20$

- Longitud de anclaje mínima

$$L_{bl} = \left[m * \phi^2 > \frac{f_{yk} * \phi}{20} \right] = 1.3 * 25^2 = 812.5 \text{ mm} > \frac{500 * 25}{20} = 325 \rightarrow L_{bl} = 81.25 \text{ cm}$$

$$L_n = L_b * \beta * \frac{A_s}{A_{sreal}} = 81.25 * 1 * \frac{19.7}{24.54} = 65.22 \text{ cm}$$



- Armadura transversal refuerzo inferior

Esta armadura se dispondrá en la zona de las columnas existentes que es donde se producen los momentos más desfavorables.

$$M_{\text{refuerzo}} = 1317,54 \text{ KN} \quad \text{Área} = 37.8 \text{ cm}^2 \quad \text{Área}_{\text{refuerzo}} = 17.3 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto la armadura de refuerzo a disponer en la zona de las columnas será $\phi 25/20$ que acompañará a la base para resistir las solicitaciones actuantes.

- Longitud de anclaje mínima

$$L_{bl} = \left[m * \phi^2 > \frac{f_{yk} * \phi}{20} \right] = 1.3 * 25^2 = 812.5 \text{ mm} > \frac{500 * 25}{20} = 325 \rightarrow L_{bl} = 81.25 \text{ cm}$$
$$L_n = L_b * \beta * \frac{A_s}{A_{sreal}} = 81.25 * 1 * \frac{17.3}{24.54} = 57.27 \text{ cm}$$

- Armadura longitudinal

La armadura longitudinal que se dispondrá en la losa será en dirección perpendicular a la transversa y paralela a los apoyos. Se calculará según los mínimos mecánicos y geométricos.

La restricción que debe cumplir la armadura longitudinal inferior es que sea mayor que un 30% de la armadura transversal.

Para la armadura inferior se cumplirá con la de mínimos mecánicos al ser la más restrictiva teniendo un área de $18,4 \text{ cm}^2$.

Por lo tanto dispondremos de $\phi 20/15$

Para la armadura superior se dimensionará con la restricción de mínimos geométricos.

Se dispondrá de $\phi 16/15$

5.2.2 ELU Cortante

Se deben realizar las siguientes comprobaciones:

- Bielas comprimidas ($V_{rd} \leq V_{u1}$)
- Montantes traccionados ($V_{rd} \leq V_{u2}$)

Bielas comprimidas:

$$V_{rd} = 633.20 \text{ KN}$$

$$V_{u1} = 0,3 * F_{cd} * b_o * d = 0,3 * (30 * 10^3 / 1,5) * 1 * 0,95 = 5100 \text{ KN}$$

$$V_{rd} \leq V_{u1} \rightarrow 633.20 \leq 5100 \rightarrow \text{Cumple}$$

Montantes Traccionados:

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

$$V_{rd} = 569.02 \text{ KN}$$

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$



$$V_{cu} = [0,15/\gamma_c \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cv})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma'_{cd}] \cdot \beta \cdot b_0 \cdot d$$

Separación mínima:

$$\xi = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/850)^{1/2} = 1,48$$

$$\rho_1 = A_s / (b_0 \cdot d) = 37,8 / (100 \cdot 85) = 4,44 \cdot 10^{-3}$$

$$f_{cv} = f_{ck} = 30$$

$$\sigma'_{cd} = 0$$

$$\beta = 1$$

$$V_{cu} = \left[\frac{0,15}{1,5} \cdot 1,48 \cdot (100 \cdot 0,00444 \cdot 30)^{1/3} \right] \cdot 1 \cdot 1000 \cdot 850 = 298,20 \text{ KN}$$

$$f_{Y\alpha,d} = f_{Y,d} \leq 400 \text{ Mpa}$$

$$f_{Y,d} = 500/1,15 = 434,8 \rightarrow f_{Y\alpha,d} = 400 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Como } V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \geq V_{rd} \rightarrow V_{su \text{ necesario}} = V_{rd} - V_{cu}$$

$$A_{90} = \frac{V_{rd} - V_{cu}}{f_{Y\alpha,d} \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{569,02 - 298,20}{400 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,85} = 8,85 \cdot 10^{-4}$$

Armatura mínima:

$$A_{\alpha, \min} = \frac{f_{ctm} \cdot b_0 \cdot \sin \alpha}{f_{Y\alpha,d} \cdot 7,5}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot (f_{ck}^2)^{1/3} = 2,89 \text{ MPa}$$

$$A_{\alpha, \min} = 0,3 \cdot (30^2)^{1/3} / (400 \cdot 7,5) \cdot 1 = 9,65 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} > A_{90} \text{ No cumple}$$

$$\text{Como } V_{rd} \leq 1/5 \cdot V_{u1} \quad (569,02 < 1020)$$

$$St = \min [0,75 \cdot d, 600] \text{ mm}$$

$$St = \min [0,75 \cdot 0,85 \cdot 300] = \min [637, 600] \text{ mm}$$

$$St = 0,60 \text{ m}$$

Distribución de la armadura

$$A_{90} \leq \frac{2 \cdot A_0}{St} ; \quad St \leq \frac{2 \cdot \pi \cdot \emptyset^2}{4 \cdot A_{90}} = \frac{2 \cdot \pi \cdot (0,012)^2}{4 \cdot 9,65 \cdot 10^{-4}} = 23,4 \text{ cm}$$

Se dispondrá una armadura de $\phi 12/20$

V_{u2} sin armadura de cortante

$$V_{u2} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cv})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot \beta \cdot b_0 \cdot d$$

$$\xi = 1,48 \quad \rho_1 = A_s / (b_0 \cdot d) = 75 / (100 \cdot 85) = 8,82 \cdot 10^{-3}$$

$$V_{u2} = 449,84 \text{ KN}$$

Por lo tanto, no se dispondrá de armadura de cortante cuando $V_{rd} \leq V_{u2}$ dado que la armadura de flexión resistirá un cortante máximo de 449.84 KN. La armadura de cortante se dispondrá en el centro de los bordes de la losa inferior del marco donde actúan los cortantes máximos.



5.3 HASTIALES

Para el cálculo de este elemento se considera un porción de 1 metro de ancho (b=1) y un canto de 0,70 metros (h=0,70) que corresponde con el espesor de los hastiales.

5.3.1 ELU Flexocompresión

Para calcular la armadura necesaria para resistir las solicitaciones de flexocompresión en los muros, se consideraran las envolventes ELU de flexión y axil de este elemento.

De estos tomaremos los valores máximos y mínimos correspondientes a los momentos y sus axiles. Se tomarán los valores de los extremos y centro del muro en estudio.

De esta manera tendremos diversos casos a analizar para calcular la armadura necesaria, se supondrá que habrá 5 barras por metro en ambas caras del muro tanto en el intradós como en el trasdós.

Los casos a estudiar serán los siguientes:

Momento máximo (cada extremo del muro)

- Axil mínimo
- Axil máximo

Momento mínimo (centro del muro)

- Axil mínimo
- Axil máximo

Se resumirán en la siguiente tabla con los respectivos valores y consiguiente armadura.

Momento	Axil	Valor	φ estimado	φ real
-563,34	Máximo	-202,25	φ21.7	φ25
	Mínimo	-2769,49	φ20	φ20
240,24	Máximo	-213,75	φ18.9	φ20
	Mínimo	-1812,71	φ20	φ20
-627,96	Máximo	-209,20	φ23.1	φ25
	Mínimo	-1038,12	φ20	φ20

Del análisis se puede observar que las combinaciones más desfavorables corresponden a los momentos máximos y axil mínimo. Además se puede observar que la parte que soporta unas solicitaciones más altas son los extremos del hastial donde se deberá colocar armadura de refuerzo mientras que en el centro solo basta con una armadura base.

Mínimos mecánicos

$$A_s > 0,04 \cdot (30/1,5) \cdot 100 \cdot 70 / (500/1,15) = 12,88 \text{ cm}$$

- Armadura transversal base

Se dispondrá tanto en el intradós como en el trasdós del muro una armadura base que la dimensionaremos con la existencia de 5 redondos por metro.

Por lo tanto el armado será φ20/20

- Longitud de anclaje mínima

$$L_{bl} = \left[m \cdot \phi^2 > \frac{f_{yk} \cdot \phi}{20} \right] = 1.3 \cdot 20^2 = 520mm > \frac{500 \cdot 20}{20} = 500 \rightarrow L_{bl} = 52cm$$



$$L_n = L_b * \beta * \frac{A_s}{A_{sreal}} = 52 * 1 * \frac{14.02}{15.70} = 46.43 \text{ cm}$$

- Armadura transversal refuerzo

La armadura de refuerzo se colocará en los extremos superior e inferior del trasdós del hastial, consistirá en 5 redondos por metro.

Por tanto, el armado será $\phi 16/20$

- Longitud de anclaje mínima

$$L_{bl} = \left[m * \phi^2 > \frac{f_{yk} * \phi}{20} \right] = 1.3 * 16^2 = 332.8 \text{ mm} > \frac{500 * 16}{20} = 400 \rightarrow L_{bl} = 40 \text{ cm}$$

$$L_n = L_b * \beta * \frac{A_s}{A_{sreal}} = 40 * 1 * \frac{14.02}{15.70} = 46.43 \text{ cm}$$

- Armadura longitudinal

La armadura longitudinal que se dispondrá en los hastiales será en dirección perpendicular a la transversa y paralela a los apoyos. Se calculará según los mínimos mecánicos y geométricos, que se han calculado anteriormente.

Por tanto, la armadura longitudinal en el trasdós será $\phi 16/15$.

Y el armado en el intradós será $\phi 10/15$.

5.3.2 ELU Cortante

Al tratarse de un muro por lo general no suelen necesitar armadura de cortante, dado que la compresión aumenta la resistencia a corte.

Por lo tanto, realizaremos la comprobación sin armadura de cortante, con el axil máximo a una distancia de un canto útil del borde del poyo.

V_{u2} sin armadura de cortante

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} * \xi * (100 * \rho_1 * f_{cv})^{\frac{1}{3}} + 0.15 * \sigma'_{cd} \right] * \beta * b_0 * d$$

$$\xi = 1.55 \quad \rho_1 = A_s / (b_0 * d) = 25.75 / (100 * 85) = 3.02 * 10^{-3}$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{2679360}{700 * 1000} = 3.82$$

$$V_{u2} = 624.48 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = 406.11 \text{ KN}$$

$$V_{rd} < V_{u2} \quad 406.11 < 624.48$$

Por lo tanto, no se necesita armadura de cortante.

5.4 COLUMNAS

Para el cálculo de este elemento las dimensiones a tomar en cuenta son el diámetro que son 60cm ($d = 0,60\text{m}$) y la altura de las columnas que son de 6,00 metro ($h = 6,00\text{m}$)



5.4.1 ELU Flexocompresión

Para calcular la armadura necesaria para resistir las solicitaciones de flexocompresión en las columnas, se consideraran las envolventes ELU de flexión y axil de este elemento.

De estos tomaremos los valores máximos y mínimos correspondientes a los momentos y sus axiles. Se tomarán los valores de ambos extremos.

De esta manera tendremos diversos casos a analizar para calcular la armadura necesaria, escogiendo las combinaciones entre axil y momentos más desfavorables.

Para ello se ha calculado un momento resultante $M_d = \sqrt{M_{11}^2 + M_{22}^2}$ que corresponden a los dos momentos actuantes en las columnas en las dos direcciones existentes.

Los casos a estudiar serán los siguientes:

Momento máximo M_d

- Axil mínimo
- Axil máximo

A continuación exponemos el armado para cada una de las columnas:

columna	Md	Axil	A cm	fi	nº barras
1	404,95	258,69	39,3	25	8
		1165,43	25,1	20	
2	400,39	-486,84	39,3	25	8
		-1637,97	25,1	20	
3	415,76	-621,51	39,3	25	8

		-1880,97	16,1	16	
4	464,73	720,91	39,3	25	8
		2118,05	25,1	20	
5	540,67	787,08	64,3	32	8
		2730,04	39,3	25	
6	627,99	833,17	80,4	32	10
		3978,97	64,3	32	
11	598,75	863,04	80,4	32	10
		4269,11	80,4	32	
12	679,09	822,88	64,3	32	8
		3004,92	64,3	32	
13	499,79	785,15	64,3	32	8
		2329,82	39,3	25	
14	483,72	722,49	64,3	32	8
		1968,3	39,3	25	
15	492,07	640,74	64,3	32	8
		1683,82	39,3	25	
16	507,04	462,77	64,3	32	8
		1313,72	39,3	25	

Las columnas 7, 8, 9 y 10 al ser las que están justo debajo de las vías del AVE son las que más esfuerzo soportan por lo tanto estas tendrán unas dimensiones diferentes para poder soportarlos.



El los esfuerzos y armado calculado es el siguiente.

Columna	M ₂₂	M ₁₁	Axil	A cm	f _i	Nº Barras
7	642,65	281,19	872,68	80,4	32	
	-510,51	-16,33	5773,46	105,3	25	18
	409,85	16,44				
	-531,19	-234,64				
8	689,33	140,56	894,93	80,4	32	
	-584,24	-85,26	7246,18		25	26
	443,19	70,27				
	-559,36	-115,46				
9	649,55	61,29	900,39	80,4	32	
	-616,93	-177,93	7243,43		25	26
	459,41	153,35				
	-533,69	-46,1				
10	545,98	2,74	889,62	80,4	32	
	-589,35	-296,64	6058,29		25	18
	450,51	254,85				
	-468,74	-2,43				

5.4.2 ELU Cortante

Al tratarse de un pilar sometido a compresión no será necesario armadura de cortante dado que el axil de compresión ayuda resistir el esfuerzo a corte.

Sin embargo, se calculará los estribos necesarios y recomendados al tratarse de armadura pasiva sometida a compresión, según el art. 42.3 de la EHE08.

$$St \leq 15 \cdot \phi_{\min} (\phi_{\min} \text{ diámetro de la barra comprimida más delgada})$$

$$\Phi t \leq 1/4 \phi_{\max} (\phi_{\max} \text{ diámetro de la armadura comprimida más gruesa})$$

Por lo tanto, se dispondrá unos estribos de $\phi 8$ con una separación de $st=0.10m$

5.4.3 Punzonamineto

Al tratarse de columnas y estar la losa apoyada en ellas se comprobará si se necesita armadura por punzonamiento, esto lo comprobaremos con la ayuda del prontuario informático del hormigón.

Las columnas que necesitan armadura para resistir el punzonamiento son las cuatro columnas que más solicitaciones resisten que son las columnas 7, 8, 9 y 10.

Por tanto, el armado por punzonamiento necesario será el siguiente:

En la columna nº7: $A_{sw} = 16.1 \text{ cm}^2$ que se dispondrán en $2 \times 3 \phi 16$ con una inclinación de 45° .

En la columna nº8: $A_{sw} = 62.8 \text{ cm}^2$ que se dispondrán en $5 \times 3 \phi 20$ con una inclinación de 45° .

En la columna nº9: $A_{sw} = 62.8 \text{ cm}^2$ que se dispondrán en $5 \times 3 \phi 20$ con una inclinación de 45° .



En la columna nº10: $A_{sw} = 16.1 \text{ cm}^2$ que se dispondrán en $2 \times 3 \phi 16$ con una inclinación de 45° .

5.4.4 Pandeo

Se debe hacer esta comprobación en los elementos simples que están sometidos a compresión como es el caso de las columnas.

Por lo tanto, debemos comprobar que la tensión crítica de Euler no supere la de las columnas para que no se produzca pandeo.

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I_{min}}{L_k^2 * A} = \frac{\pi^2 * E}{\lambda^2}$$

Dónde:

$$\lambda = \frac{L_k}{i}$$

Según la norma para que nuestro elemento no pandee λ no debe ser mayor que 35.

Dónde:

$$L_k = \alpha * l$$

α en nuestro caso tiene el valor de 0,5 al tratarse de una columna o elemento biempotrado.

l es la longitud de la columna que son 6,00 metro.

$$i = \frac{\phi}{4}$$

$$\lambda = \frac{0,5 * 6}{0,6 / 4} = 20 < 35$$

Dado que λ es menor ,cumple lo expuesto en la norma y las columnas no pandean.

6. CALCULO DE LAS ALETAS

6.1 INTRODUCCIÓN

Tras la ejecución de la estructura del marco, se procederá a la construcción de las aletas, cuyo cometido es la contención de las tierras del terraplén, de un talud 3H:2V, con una ubicación que permita la visibilidad para el tráfico y no sea un obstáculo para el curso de las aguas del arroyo. Las aletas tendrán una ejecución in-situ que irán adosadas a los hastiales del marco e irán separadas por una junta.

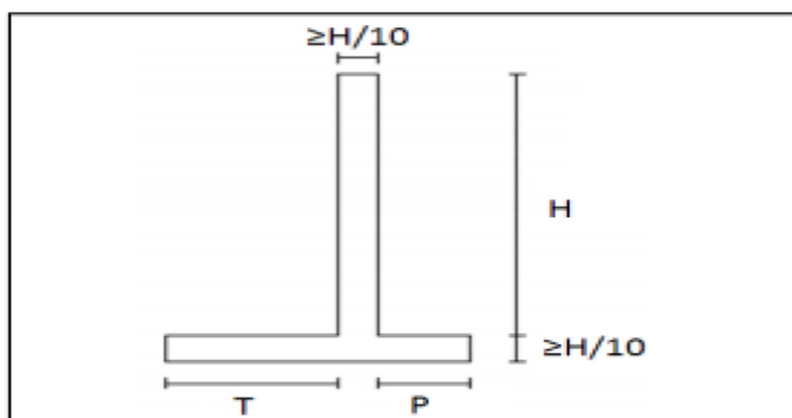
6.2 SECCIONES TIPO

Las aletas se han calculado como muros en ménsula sometidos en su trasdós a la acción del terreno.



Se definirá la sección transversal de las aletas de la siguiente manera:

- El muro tendrá una altura H y su ancho será igual o un poco superior a $H/10$
- La zapata tendrá un canto igual o un poco superior a $H/10$. La puntera tiene una longitud P y el talón una longitud T , que se calcularán a partir de las comprobaciones de vuelco y deslizamiento.



Se tendrán cuatro aletas, cada una de ellas situadas en las esquinas del marco, con una altura de 6,90 metro en coronación, dos de las aletas tendrán una longitud de 14,00 metros con un ángulo de 25° y las otras dos con una longitud de 18,00 metro con un ángulo de 45° .

Todas ellas irán divididas en dos tramos, las dos primeras contarán con un tramo inicial de 7 metros de longitud y que decrecerá su altura desde los 6,90 metros hasta los 4 metros de altura y el tramo final con una longitud igual de 7 metros y altura que decrecerá desde los 4 metros hasta 1 metro. Las dos últimas contarán con un tramo inicial de 9 metros de longitud y que decrecerá su altura desde los 6,90 metros hasta los 4 metros de altura y el tramo final con una longitud igual de 9 metros y altura que decrecerá desde los 4 metros hasta 1 metro.

6.3 ACCIONES CONSIDERADAS

Para calcular las aletas se consideran tres acciones:

- Peso propio del elemento (W)
- Empuje del terreno (E_T)
- Empuje de la sobrecarga del ferrocarril según la IAPF (E_F)

Para calcular el peso del elemento se considera un peso específico del hormigón de $\gamma_h=25$ KN/m³. En el caso del empuje del terreno sobre el elemento se toma un peso específico del terreno de $\gamma_t=20$ KN/m³.

El empuje del terreno se obtiene con la siguiente ecuación:

$$E_T = z * k_a * \gamma$$

Dónde:

- K_a es el coeficiente de empuje activo del terreno, con un valor de 0,333 que se calculó anteriormente en el apartado 4.2.2 de este mismo anejo.
- Z es la cota

El valor de la acción producida por la sobrecarga del ferrocarril la calculamos con la siguiente ecuación:

$$E_F = q_{SC} * K_a$$

Dónde:

- q_{SC} se calcula mediante la sobrecarga de 30 KN/m² y el coeficiente $\alpha=1,21$ obteniendo un valor de $q_{SC} = 36,3$ KN/m².
- $K_a = 0,33333$



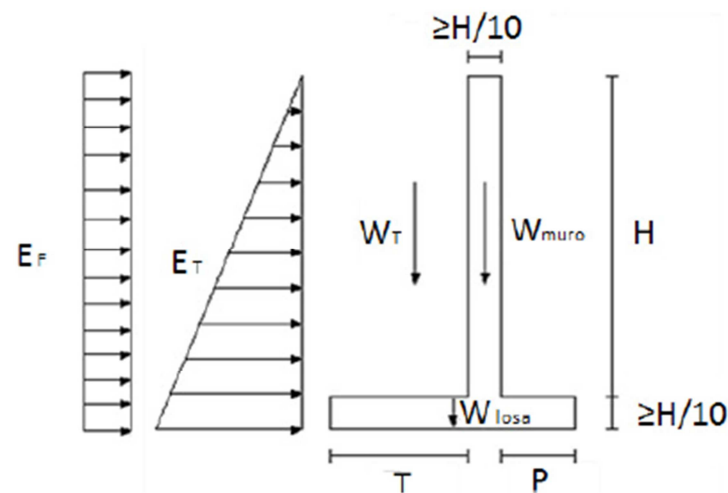
Por lo tanto, el empuje de la sobrecarga tendrá un valor de $E_F = 12,10 \text{ KN/m}^2$.

6.4 COMPROBACIONES A REALIZAR

Se realizarán las siguientes comprobaciones en las aletas:

- Seguridad frente al vuelco
- Seguridad frente al deslizamiento
- Tensión admisible de cimentación

Las acciones que actúan son las siguientes:



6.4.1 Sección 1

En esta sección la altura del muro será de $H=6,90$ metros. Por lo tanto, los espesores de la zapata y del propio muro serán de $b=0,7$.

$$W_{\text{muro}} = H \cdot b \cdot \gamma_h = 6,9 \cdot 0,7 \cdot 25 = 120,75 \text{ KN/m}$$

$$W_{\text{losa}} = c \cdot (T + b + P) \cdot Y_h = 0,7 \cdot (T + P + 0,7) \cdot 25 = 17,5 \cdot (T + P + 0,7)$$

$$E_{\text{tierras}} = 0,5 \cdot (H+c)^2 \cdot K_a \cdot Y_t = 0,5 \cdot (6,9+0,7)^2 \cdot 0,3333 \cdot 20 = 192,51 \text{ KN/m}$$

$$W_T = Y_t \cdot T \cdot H = 20 \cdot T \cdot 6,9 = 138 \cdot T \text{ KN/m}$$

$$E_{\text{ferrocarril}} = (H+c) \cdot E_F = (6,9+0,7) \cdot 12,10 = 91,96 \text{ KN/m}$$

Lo siguiente será realizar los cálculos para verificar las comprobaciones necesarias y de ello obtener los valores de P y T.

- Comprobación frente al deslizamiento

$$\frac{F_v \cdot 0,577}{E} \geq 1,5$$

Donde F_v es el sumatorio de fuerzas verticales actuantes en la sección y E es el sumatorio de empujes horizontales. Por lo tanto:

$$F_v = W_{\text{muro}} + W_{\text{losa}} + W_{\text{tierras}} + Q_{SC} = 120,75 + 17,5 \cdot (T + P + 0,7) + 138 \cdot T + 36,3 = 169,3 + 155,5T + 17,5P \text{ KN/m}$$

$$E = E_{\text{tierras}} + E_{\text{ferrocarril}} = 284,47 \text{ KN/m}$$

- Comprobación frente al vuelco

$$\frac{M_{\text{estabilizador}}}{M_{\text{volcador}}} \geq 2$$

Dónde:

$M_{\text{estabilizador}}$ es el sumatorio de todos los momentos estabilizadores: peso muro, peso losa y peso tierras.

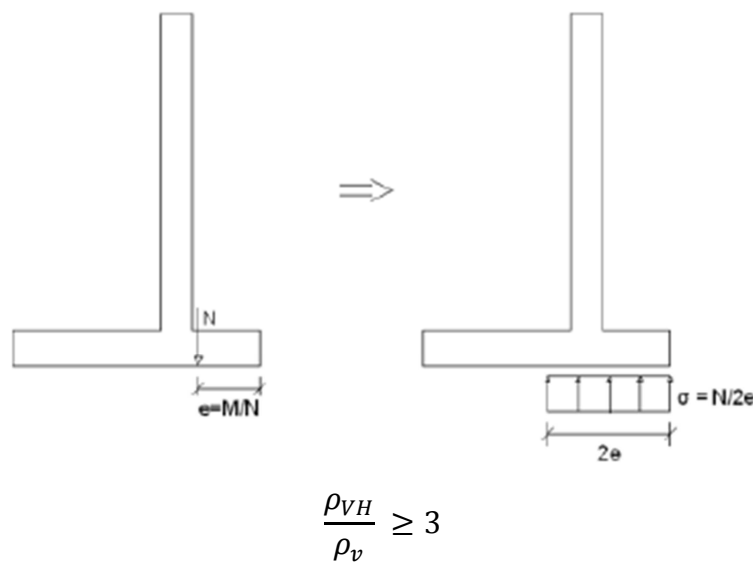
M_{volcador} es el sumatorio de los momentos que producen vuelco: empuje tierras y empuje ferrocarril.



$$M_{est}=M_{Wmuro}+M_{Wlosa}+M_{Wtierras}+M_{qsc}$$

$$M_{volcador}= M_{Etierras}+M_{Eferrocarril}= 487,05 + 349,44 =836,49 \text{ KN*m}$$

- Comprobación frente al hundimiento



Donde:

ρ_{vH} = Presión vertical de hundimiento, calculada mediante el método de Brinch-Hansen

ρ_v = Presión transmitida al terreno por el cimiento.

$$\dot{p}_{vh} = q_h = q * N_q * d_q * i_q * s_q + c * N_c * d_c * i_c * s_c + \frac{1}{2} * \gamma * B' * N_\gamma * d_\gamma * i_\gamma * s_\gamma$$

$$q= Y_t * h = 20 * 0,9 = 18 \text{ KN/m}^2$$

h= altura de tierras por encima de la base de cimentación en la punta (P) de la aleta.

Coeficiente del terreno es igual a 10 (c=10).

El ángulo de rozamiento interno es 30º, consultando la Guia de Cimentaciones, los factores de capacidad de carga son los siguientes:

$$N_q= 18,4 \quad N_c=30,1 \quad N_\gamma=20,1$$

Los coeficientes de forma son relativamente iguales a la unidad, por tanto optamos por el valor de 1:

$$S_q=1 \quad S_c= 1 \quad S_\gamma=1$$

Despreciando el empotramiento de la zapata adoptamos los factores de profundidad iguales a la unidad, de esta forma estaremos del lado dela seguridad:

$$d_q=1 \quad d_c=1 \quad d_\gamma=1$$

Se toman las cargas como si fuesen verticales, de esta forma los factores de inclinación serán iguales a la unidad:

$$i_q=1 \quad i_c=1 \quad i_\gamma=1$$

Tras calcular estos valores procedemos a sustituirlos en la ecuación quedando de la siguiente manera:

$$q_h = 18 * 18,40 + 10 * 30,1 + \frac{1}{2} * 20 * B'$$



Dónde:

$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

$$e_B = M_T / F_V \quad \text{y} \quad M_T = M_{est} + M_{vol}$$

La presión transmitida por el terreno existente al cimiento se calculará con la siguiente expresión:

$$\rho_V = \sigma = \frac{F_V}{2 \cdot e} = \frac{F_V^2}{2 \cdot M}$$

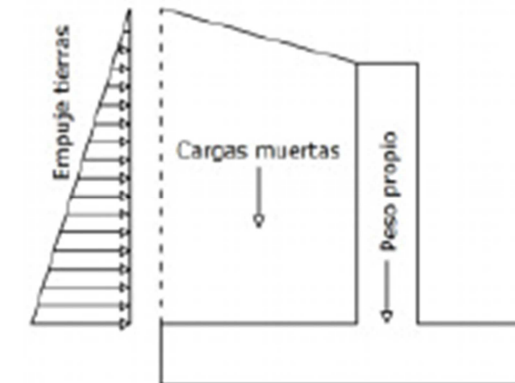
Seguidamente procedemos a calcular los posibles valores del talón y la punta de nuestras aletas a partir de la iteración de las tres comprobaciones a realizar, eligiendo la más adecuada tanto en nivel de cumplimiento como de dimensiones para la posterior construcción.

Por lo tanto, las medidas serán:

- Talón: 3,20 metros
- Punta: 1,20 metros

6.4.2 Sección 2

Para el cálculo de esta sección, se procederá de forma similar pero con alguna diferencia añadida dado que la sobrecarga ya no actúa y consideraremos el empuje de tierras con una superficie inclinada. De esta manera en la expresión del empuje, la profundidad estará en función del talón de la zapata; $z = H + t \cdot \tan \beta$.



$$W_{muro} = H \cdot b \cdot \gamma_h = 4 \cdot 0,4 \cdot 25 = 40 \text{ KN/m}$$

$$W_{losa} = c \cdot (T + b + P) \cdot \gamma_h = 0,5 \cdot (T + P + 0,4) \cdot 25 = 12,5 \cdot (T + P + 0,4)$$

$$E_{tierras} = 0,5 \cdot (H + c)^2 \cdot K_a \cdot \gamma_t = 0,5 \cdot (4 + 0,5)^2 \cdot 0,3333 \cdot 20 = 67,49 \text{ KN/m}$$

$$W_T = \gamma_t \cdot T \cdot H = 20 \cdot T \cdot 4 = 80 \cdot T \text{ KN/m}$$

Lo siguiente será realizar los cálculos para verificar las comprobaciones necesarias y de ello obtener los valores de P y T.

- Comprobación frente al deslizamiento

$$F_v = W_{muro} + W_{losa} + W_{tierras} = 40 + 12,5 \cdot (T + P + 0,4) + 80 \cdot T = \text{KN/m}$$

$$E = E_{tierras} = 67,49 \text{ KN/m}$$

- Comprobación frente al vuelco

$$M_{est} = M_{W_{muro}} + M_{W_{losa}} + M_{W_{tierras}}$$



$$M_{\text{volcador}} = M_{\text{tierras}} = 89,98 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

- Comprobación frente al hundimiento

$$p_{vh} = q_h = q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma$$

$$q = Y_t \cdot h = 20 \cdot 0,9 = 18 \text{ KN/m}^2$$

h= altura de tierras por encima de la base de cimentación en la punta (P) de la aleta.

Coeficiente del terreno es igual a 10 (c=0).

El ángulo de rozamiento interno es 30º, consultando la Guía de Cimentaciones, los factores de capacidad de carga son los siguientes:

$$N_q = 18,4 \quad N_c = 30,1 \quad N_\gamma = 20,1$$

Los coeficientes de forma son relativamente iguales a la unidad, por tanto optamos por el valor de 1:

$$S_q = 1 \quad S_c = 1 \quad S_\gamma = 1$$

Despreciando el empotramiento de la zapata adoptamos los factores de profundidad iguales a la unidad, de esta forma estaremos del lado de la seguridad:

$$d_q = 1 \quad d_c = 1 \quad d_\gamma = 1$$

Se toman las cargas como si fuesen verticales, de esta forma los factores de inclinación serán iguales a la unidad:

$$i_q = 1 \quad i_c = 1 \quad i_\gamma = 1$$

Tras calcular estos valores procedemos a sustituirlos en la ecuación quedando de la siguiente manera:

$$q_h = ? \cdot 18,40 + 10 \cdot 30,1 + \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot B'$$

Dónde:

$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

$$e_B = M_T / F_V \quad \text{y} \quad M_T = M_{\text{est}} + M_{\text{vol}}$$

La presión transmitida por el terreno existente al cimiento se calculará con la siguiente expresión:

$$\rho_V = \sigma = \frac{F_V}{2 \cdot e} = \frac{F_V^2}{2 \cdot M}$$

Seguidamente procedemos a calcular los posibles valores del talón y la punta de nuestras aletas a partir de la iteración de las tres comprobaciones a realizar, eligiendo la más adecuada tanto en nivel de cumplimiento como de dimensiones para la posterior construcción.

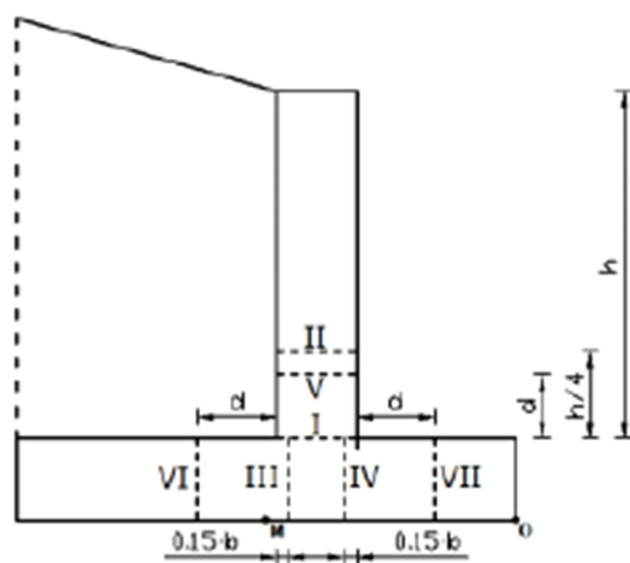
Por lo tanto, las medidas serán:

- Talón: 1,75 metros
- Punta: 0,75 metros



7. ARMADO DE LAS ALETAS

Para proceder a este cálculo primeramente debemos obtener algunos esfuerzos en puntos estratégicos de las secciones expuestas anteriormente, que representamos en la siguiente figura. En los puntos I, II, III, IV se ha procedido a evaluar los momentos flectores, mientras que en V, VI, VII se han calculado los cortantes.



Tras esta breve explicación, se procederá a realizar los cálculos de los esfuerzos en cada sección representativa y en los puntos estratégicos mencionados anteriormente.

Los esfuerzos correspondientes a cada sección que utilizaremos para el dimensionamiento de la armadura irán multiplicados por 1,5 con respecto los obtenidos directamente del valor de cálculo de las acciones del terreno, dado que no se encuentran mayorados por ningún coeficiente. También se han despreciado los axiles para estar del lado de la seguridad.

La armadura necesaria se calculará con la ayuda del Prontuario Informático del Hormigón de la misma manera que se utilizó para el cálculo de la armadura del marco.

7.1 ESFUERZOS

7.1.1 Sección 1

- Flectores en muro y zapata

Base muro (punto I)

$$M_1 = \left(\frac{1}{2} * 6,9^2 * 0,333 * 20 \right) * \left(\frac{1}{3} * 6,9 \right) + (6,9 * 0,333 * 36,3) * \left(\frac{6,9}{2} \right) = 523,32$$

$$M_{Mld} = 1,5 * 523,32 = 784,98 \text{ KN} * m$$

$$M_{II} = \left(\frac{1}{2} * \left(\frac{3}{4} * 6,9 \right)^2 * 0,333 * 20 \right) * \left(\frac{1}{3} * 6,9 * \frac{3}{4} \right) + \left(\frac{3}{4} * 6,9 * 0,333 * 36,3 \right) * \left(\frac{1}{2} * \frac{3}{4} * 6,9 \right) = 313,77$$

$$M_{IId} = 1,5 * 313,77 = 470,65 \text{ KN} * m$$



Zapata (puntos III y IV)

$$M_{III} = 174,3 * 3,2 * \left(\frac{3,2}{2} + 0,15 * 0,7 \right) - 192,58 * (3,98 - 1,2 - 0,7 + 0,15 * 0,7) * \left(\frac{3,98 - 1,2 - 0,7 + 0,15 * 0,7}{2} \right) = 491,27 \text{ KN} * m$$

$$M_{III d} = 1,5 * 491,27 = 736,90 \text{ KN} * m$$

$$M_{IV} = 192,58 * (1,2 + 0,15 * 0,7) * \left(\frac{1,2 + 0,7 * 0,15}{2} \right) = 163,98 \text{ KN} * m$$

$$M_{IV d} = 1,5 * 163,98 = 245,97 \text{ KN} * m$$

- Cortantes en muro y zapata

A un canto útil de la base del muro (punto V)

$$V_V = \frac{1}{2} * (6,9 - 0,75)^2 * 20 * 0,3333 + (6,9 - 0,75) * 36,3 * 0,3333 = 200,28 \text{ KN}$$

$$V_{V d} = 1,5 * 200,28 = 300,43 \text{ KN}$$

A un canto útil del extremo izquierdo del muro (punto VI)

$$V_{VI} = 174,3 * (3,2 - 0,85) - 192,58 * (3,98 - 1,2 - 0,7 - 0,85) = 172,73 \text{ KN}$$

$$V_{VI d} = 1,5 * 172,73 = 259,09 \text{ KN}$$

A un canto útil del extremo derecho del muro (punto VII)

$$V_{VII} = 192,58 * (1,2 - 0,85) = 67,40 \text{ KN}$$

$$V_{VII d} = 1,5 * 67,40 = 101,10 \text{ KN}$$

7.1.2 Sección 2

- Flectores en muro y zapata

Base muro (punto I)

$$M_I = \frac{1}{2} (4 + 3,5 * tg25)^2 * 20 * 0,333 * \left(\frac{1}{3} * (4 + 3,5 * tg25) \right) = 198,30 \text{ KN} * m$$

$$M_{I d} = 1,5 * 198,30 = 297,45 \text{ KN} * m$$

A (3H/4) de la parte superior del muro (punto II)

$$M_{II} = \frac{1}{2} \left(\frac{3}{4} * 4 + 3,5 * tg25 \right)^2 * 20 * 0,333 * \left(\frac{1}{3} * \left(\frac{3}{4} * 4 + 3,5 * tg25 \right) \right) = 109,23 \text{ KN} * m$$

$$M_{II d} = 1,5 * 109,23 = 163,98 \text{ KN} * m$$

Zapata (puntos III y IV)

$$M_{III} = 80 * 1,75 * \left(\frac{1,75}{2} + 0,15 * 0,4 \right) - 89,37 * (1,75 - 0,75 + 0,15 * 0,4 - 0,4) * \left(\frac{1,75 - 0,75 - 0,4 + 0,15 * 0,4}{2} \right) = 111,43 \text{ KN} * m$$



$$M_{III d} = 1,5 * 111,43 = 167,15 \text{ KN} * m$$

$$M_{IV} = 89,37 * (0,5 + 0,15 * 0,4) * \left(\frac{0,5 + 0,15 * 0,4}{2} \right) = 14,01 \text{ KN} * m$$

$$M_{IV d} = 1,5 * 14,01 = 21,01 \text{ KN} * m$$

- Cortantes en muro y zapata

A un canto útil de la base del muro (punto V)

$$V_V = \frac{1}{2} * (4 - 0,4)^2 * 20 * 0,75 = 97,2 \text{ KN}$$

$$V_{V d} = 1,5 * 97,2 = 145,8 \text{ KN}$$

A un canto útil del extremo izquierdo del muro (punto VI)

$$V_{VI} = 80 * (1,75 - 0,75) - 89,37(2,4 - 0,75 - 0,4 - 0,5) = 12,97 \text{ KN}$$

$$V_{VI d} = 1,5 * 12,97 = 19,45 \text{ KN}$$

A un canto útil del extremo derecho del muro (punto VII)

$$V_{VII} = 89,37 * (0,75 - 0,5) = 22,34 \text{ KN}$$

$$V_{VII d} = 1,5 * 22,34 = 33,51 \text{ KN}$$

7.2 DIMENSIONAMIENTO ARMADURA

Para el dimensionamiento de la armadura necesario se seguirá adoptando un metro de profundidad para la sección. Los recubrimientos mecánicos serán del orden de 5 cm tanto para el alzado como para la zapata.

7.2.1 Sección 1

7.2.1.1 Armado a flexión

- Muro

Zona trasdós

Armadura base

$$M_{II d} = 470.65 \text{ KN} \quad \text{Área: } 17.7 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá de una armadura de $\phi 25/20$

- Longitud de anclaje mínima

$$L_{bl} = \left[m * \phi^2 > \frac{f_{yk} * \phi}{20} \right] = 1.3 * 25^2 = 812.5 \text{ mm} > \frac{500 * 25}{20} = 625 \rightarrow L_{bl} = 81.2 \text{ cm}$$

$$L_n = L_b * \beta * \frac{A_s}{A_{sreal}} = 81.2 * 1 * \frac{17.7}{24.5} = 58.66 \text{ cm}$$



Armatura de refuerzo

$$M_{ld}=784.98 \text{ KN} \quad \text{Área: } 32.7 \text{ cm}^2 \quad \text{Área}_{\text{refuerzo}}=15 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá de una armadura de $\phi 20/20$

- Longitud de anclaje mínima

$$L_{bl} = \left[m * \phi^2 > \frac{f_{yk} * \phi}{20} \right] = 1.3 * 20^2 = 520 \text{ mm} > \frac{500 * 20}{20} = 500 \rightarrow L_{bl} = 52 \text{ cm}$$

$$L_n = L_b * \beta * \frac{A_s}{A_{sreal}} = 52 * 1 * \frac{15}{15.70} = 49.68 \text{ cm}$$

Zona intradós

Se dispondrá de un 30% de la armadura de tracción $A_{\text{tracción}} = 30 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{compresión}} = 0.3 * 30 = 9 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá de una armadura de $\phi 16/20$

- Longitud de anclaje mínima

$$L_{bl} = \left[m * \phi^2 > \frac{f_{yk} * \phi}{20} \right] = 1.3 * 16^2 = 332.8 \text{ mm} > \frac{500 * 16}{20} = 400 \rightarrow L_{bl} = 40 \text{ cm}$$

$$L_n = L_b * \beta * \frac{A_s}{A_{sreal}} = 40 * 1 * \frac{9}{10.05} = 35.82 \text{ cm}$$

Armatura de reparto

Mínimos geométricos

$$A_s \geq \left(\frac{3,2}{1000} \right) * A_{\text{sección}} = \left(\frac{3,2}{1000} \right) * 100 * 70 = 22,4 \text{ cm}^2$$

Armatura que se reparte al 50% en cada cara, que se distribuirá de la siguiente forma:

$$A'_s = 11,2 \text{ cm}^2 \quad \text{y} \quad A_s = 11,2 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá de una armadura de $\phi 20/20$

- Zapata

Zona superior

$$M_{lId}=736.90 \text{ KN} \quad \text{Área: } 27.6 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá de una armadura de $\phi 20 / 10$

- Longitud de anclaje mínima

$$L_{bl} = \left[m * \phi^2 > \frac{f_{yk} * \phi}{20} \right] = 1.3 * 20^2 = 520 \text{ mm} > \frac{500 * 20}{20} = 500 \rightarrow L_{bl} = 52 \text{ cm}$$

$$L_n = L_b * \beta * \frac{A_s}{A_{sreal}} = 52 * 1 * \frac{27.6}{31.41} = 45.69 \text{ cm}$$



Zona inferior

$$M_{IVd}=245.97 \text{ KN } \text{Área: } 13.4 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá de una armadura de $\phi 20/20$

- Longitud de anclaje mínima

$$L_{bl} = \left[m * \phi^2 > \frac{f_{yk} * \phi}{20} \right] = 1.3 * 20^2 = 520 \text{ mm} > \frac{500 * 20}{20} = 500 \rightarrow L_{bl} = 52 \text{ cm}$$

$$L_n = L_b * \beta * \frac{A_s}{A_{sreal}} = 52 * 1 * \frac{13.4}{15.70} = 44.38 \text{ cm}$$

Armadura de reparto

Mínimos geométricos

$$A_s \geq \left(\frac{1.8}{1000} \right) * A_{sección} = \left(\frac{1.8}{1000} \right) * 100 * 70 = 12.6 \text{ cm}^2$$

Armadura que se reparte al 50% en cada cara, que se distribuirá de la siguiente forma:

$$A'_s=6,3 \text{ cm}^2 \text{ y } A_s=6,3 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá de una armadura de $\phi 16/25$

7.2.1.2 Armado a cortante

- Muro

$$V_{vd}= 300,43 \text{ KN}$$

V_{u2} sin armadura de cortante

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} * \xi * (100 * \rho_1 * f_{cv})^{\frac{1}{3}} + 0.15 * \sigma'_{cd} \right] * \beta * b_0 * d$$

$$\xi=1.55 \quad \rho_I = A_s/(b_0*d) = 32.7/(100*65) = 5.03 * 10^{-3}$$

$$V_{u2}=304.01 \text{ KN}$$

$$V_{vd} < V_{u2} \quad 300.43 < 304.01$$

Por lo tanto, no se necesita colocar armadura de cortante.

- Zapata

$$V_{VId}= 259.09 \text{ KN}$$

V_{u2} sin armadura de cortante

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} * \xi * (100 * \rho_1 * f_{cv})^{\frac{1}{3}} + 0.15 * \sigma_{cd} \right] * \beta * b_o * d$$

$$\xi=1.55 \quad \rho_I = A_s/(b_0*d) = 27.6/(100*65) = 4.24 * 10^{-3}$$



$$V_{u2}=282.22 \text{ KN}$$

$$V_{Vld}<V_{u2} \quad 259.09<282.22$$

Por lo tanto, no se necesita colocar armadura de cortante.

7.2.2 Sección 2

7.2.2.1 Armado a flexión

- Muro

Zona trasdós

Armadura base

$$M_{Ild}=163.8 \text{ KN} \quad \text{Área: } 11.3 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá de una armadura de $\phi 20 / 25$

- Longitud de anclaje mínima

$$L_{bl} = \left[m * \phi^2 > \frac{f_{yk} * \phi}{20} \right] = 1.3 * 20^2 = 520 \text{ mm} > \frac{500 * 20}{20} = 500 \rightarrow L_{bl} = 52 \text{ cm}$$

$$L_n = L_b * \beta * \frac{A_s}{A_{sreal}} = 52 * 1 * \frac{11.3}{15.70} = 37.42 \text{ cm}$$

Armadura de refuerzo

$$M_{ld}=297.45 \text{ KN} \quad \text{Área: } 21 \text{ cm}^2 \quad \text{Área}_{\text{refuerzo}}=9.7 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá de una armadura de $\phi 16 / 20$

- Longitud de anclaje mínima

$$L_{bl} = \left[m * \phi^2 > \frac{f_{yk} * \phi}{20} \right] = 1.3 * 16^2 = 332.8 \text{ mm} > \frac{500 * 16}{20} = 400 \rightarrow L_{bl} = 40 \text{ cm}$$

$$L_n = L_b * \beta * \frac{A_s}{A_{sreal}} = 40 * 1 * \frac{9.7}{10.05} = 38.60 \text{ cm}$$

Zona intradós

Se dispondrá de un 30% de la armadura de tracción $A_{\text{tracción}}=21 \text{ cm}$

$$A_{\text{compresión}}=0.3*21= 6.3 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá de una armadura de $\phi 16/25$

- Longitud de anclaje mínima

$$L_{bl} = \left[m * \phi^2 > \frac{f_{yk} * \phi}{20} \right] = 1.3 * 16^2 = 332.8 \text{ mm} > \frac{500 * 16}{20} = 400 \rightarrow L_{bl} = 40 \text{ cm}$$

$$L_n = L_b * \beta * \frac{A_s}{A_{sreal}} = 40 * 1 * \frac{6.3}{8.04} = 31.34 \text{ cm}$$

Armadura de reparto

Mínimos geométricos

$$A_s \geq \left(\frac{3,2}{1000} \right) * A_{\text{sección}} = \left(\frac{3,2}{1000} \right) * 100 * 40 = 12,8 \text{ cm}^2$$



Armadura que se reparte al 50% en cada cara, que se distribuirá de la siguiente forma:

$$A'_s=6,4 \text{ cm}^2 \text{ y } A_s=6,4 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá de una armadura de $\phi 16/25$

- Zapata

Zona superior

Armadura base

$$M_{IId}=167.15 \text{ KN } \text{Área: } 9.6 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá de una armadura de $\phi 16/20$

- Longitud de anclaje mínima

$$L_{bl} = \left[m * \phi^2 > \frac{f_{yk} * \phi}{20} \right] = 1.3 * 16^2 = 332.8 \text{ mm} > \frac{500 * 16}{20} = 400 \rightarrow L_{bl} = 40 \text{ cm}$$

$$L_n = L_b * \beta * \frac{A_s}{A_{sreal}} = 40 * 1 * \frac{9.6}{10.05} = 38.20 \text{ cm}$$

Zona inferior

$$M_{IVd}=21.01 \text{ KN } \text{Área: } 9.6 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá de una armadura de $\phi 16/20$

- Longitud de anclaje mínima

$$L_{bl} = \left[m * \phi^2 > \frac{f_{yk} * \phi}{20} \right] = 1.3 * 16^2 = 332.8 \text{ mm} > \frac{500 * 16}{20} = 400 \rightarrow L_{bl} = 40 \text{ cm}$$

$$L_n = L_b * \beta * \frac{A_s}{A_{sreal}} = 40 * 1 * \frac{9.6}{10.05} = 38.20 \text{ cm}$$

Armadura de reparto

Mínimos geométricos

$$A_s \geq \left(\frac{1,8}{1000} \right) * A_{sección} = \left(\frac{1,8}{1000} \right) * 100 * 50 = 9 \text{ cm}^2$$

Armadura que se reparte al 50% en cada cara, que se distribuirá de la siguiente forma:

$$A'_s=4,5 \text{ cm}^2 \text{ y } A_s=4,5 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá de una armadura de $\phi 12/20$

7.2.2.2 Armado a cortante

- Muro

$$V_{Vd}= 145.8 \text{ KN}$$

V_{U2} sin armadura de cortante:

$$V_{U2} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} * \xi * (100 * \rho_1 * f_{cv})^{\frac{1}{3}} + 0,15 * \sigma_{cd} \right] * \beta * b_o * d$$



$$\xi=1.75 \quad \rho_1=21/(b_0*d)=27.6/(100*35)=7.88*10^{-3}$$

$$V_{u2}=210.94 \text{ KN}$$

$$V_{Vd}<V_{u2} \quad 145.8<210.94$$

Por lo tanto, no se necesita colocar armadura de cortante.

- Zapata

$$V_{u2} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} * \xi * (100 * \rho_1 * f_{cv})^{\frac{1}{3}} + 0,15 * \sigma_{cd} \right] * \beta * b_o * d$$

$$\xi=1.66 \quad \rho_1=As/(b_0*d)=9.6/(100*45)=2.13*10^{-3}$$

$$V_{u2}=166.34 \text{ KN}$$

$$V_{Vd}<V_{u2} \quad 19.45<166.34$$

Por lo tanto, no se necesita colocar armadura de cortante.

7.2.3 ELS fisuración

Los puntos donde se debería comprobar si existe fisuración son los siguientes:

- En la base del muro donde existen los flectores de mayor valor y se podría dar el caso de aparecer fisuras en el trasdós del muro
- En el muro contando desde su base una altura de $\frac{1}{4}$ de la altura del muro.

Dado que los momentos existentes no son lo suficientemente elevados como para proceder a la comprobación de la posible aparición de fisuras.

La norma dicta que la abertura de fisura no debe ser mayor a 0,3mm dado que la abertura máxima tenida en cuenta, en los casos en el que el momento de cálculo es mayor que el momento de fisuración, no supera este valor se cumple con la norma y no supondrá ningún problema en la utilización de la estructura.

8. COMPROBACIÓN DEL ASIENTO

Aplicando la normativa de la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera y los límites admisibles que en ella se recomienda, procederemos a realizar la comprobación del asiento en las estructuras.

Al tratarse de cimentaciones rígidas de área rectangular se utilizara la siguiente expresión:

Área rectangular Asiento		$s = \frac{V(1-\nu^2)}{1,25 E \sqrt{BL}}$ $L/B \leq 5$
---	--	--

Los límites que se recomiendan a continuación son los asientos máximos que pueden experimentar las estructuras sin provocar ningún daño relevante, estos límites vienen sujetos a la tipología de cimentación.

Los siguientes valores tienen una amplia extensión en su uso:

- Zapatas aisladas: asiento máximo 2,5 cm.



- Losas de cimentación: asiento máximo 5 cm.

8.1 ASIENTO MARCO

Calcularemos primeramente este asiento dado que sabemos por casos anteriores que este asiento será menor que el de las aletas debido a que se posee un margen mayor y una superficie de apoyo más grande.

Tanto el módulo de deformación como el coeficiente de Poisson lo consultamos en el anejo del estudio geotécnico.

La comprobación se realizará con la siguiente expresión:

$$V = W_{\text{peso propio}} + W_{\text{tierras}} + W_{\text{balasto}} + W_{\text{vias}} = 1436.515 \text{ KN/m}$$

$$L=26.6 \text{ m} \quad B= 39 \text{ m} \quad E=79000 \text{ KN/m}^2 \quad v=0.3$$

$$s = \frac{V * (1 - v^2)}{1.25 * E * \sqrt{L * B}} = \frac{1436.515 * (1 - 0.3^2)}{1.25 * 79000 * \sqrt{26.6 * 39}} = 0.041 \text{ cm}$$

Como el asiento es menor que el que recomienda la Guía de Cimentaciones, damos por admisible este valor dado que no producirá ningún tipo de inestabilidad.

8.2 ASIENTO ALETAS

El asiento de las aletas lo comprobaremos para la sección 1 dado que es la que más asiento puede producir, si el asiento producido cumple con lo recomendado por la Guía de Cimentaciones, no será necesario comprobar el de la sección 2 puesto que el asiento producido será menor que el de la sección 1.

La comprobación se calculara de forma similar que la del marco con la siguiente expresión:

$$V = W_{\text{muro}} + W_{\text{tierras}} + W_{\text{losa}} + Q_{\text{ferrocarril}} = 687.9 \text{ KN/m}$$

$$L=7.7 \text{ m} \quad B= 5.1 \text{ m} \quad E=79000 \text{ KN/m}^2 \quad v=0.3$$

$$s = \frac{V * (1 - v^2)}{1.25 * E * \sqrt{L * B}} = \frac{687.9 * (1 - 0.3^2)}{1.25 * 79000 * \sqrt{7.7 * 5.1}} = 0.10 \text{ cm}$$

Como el asiento es menor que el que recomienda la Guía de Cimentaciones, damos por admisible este valor dado que no producirá ningún tipo de inestabilidad.

Por lo tanto, tampoco habrá que comprobar para la sección 2.

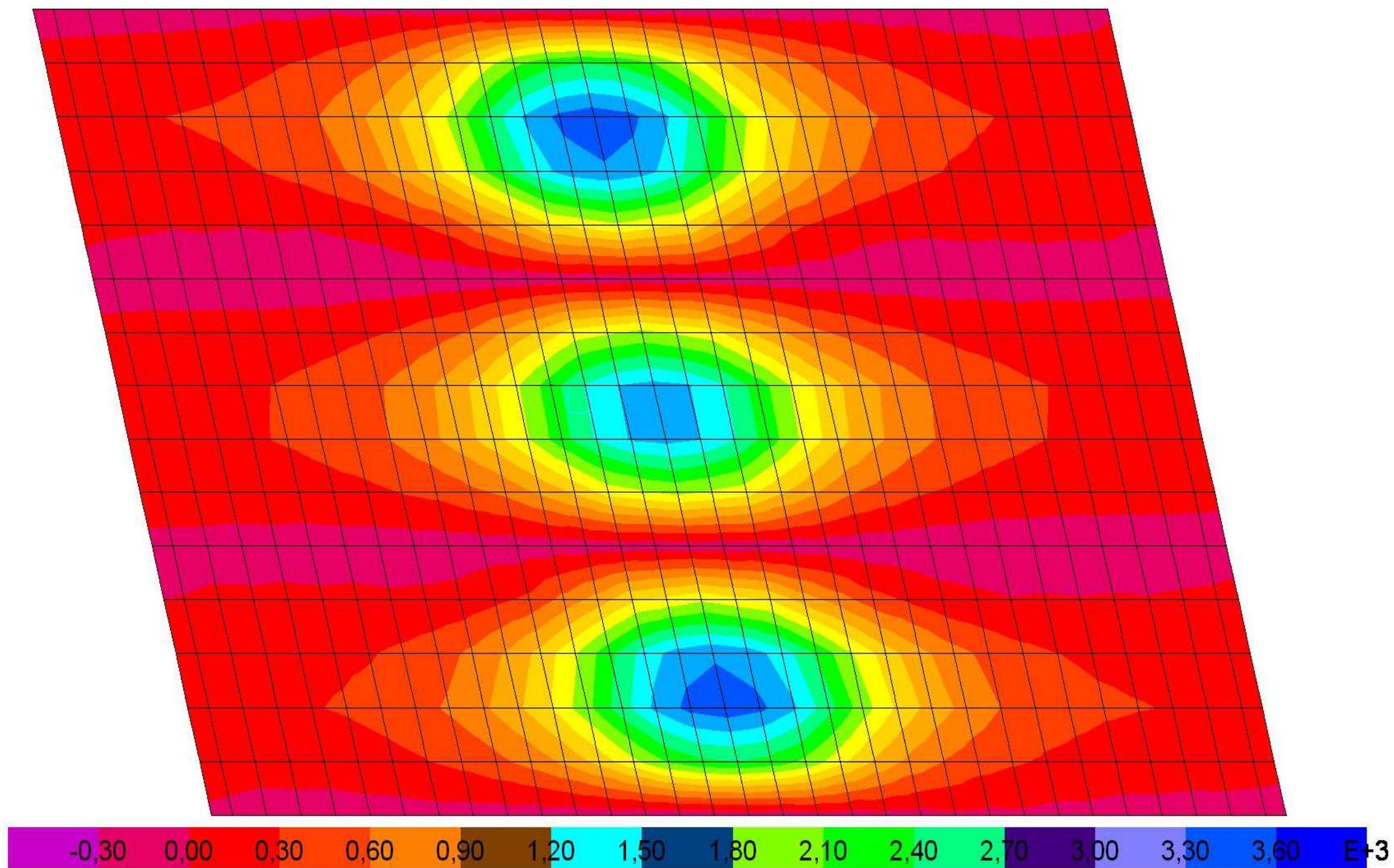


APENDICE



Losa Superior

- Envoltente ELU Flexión maximos

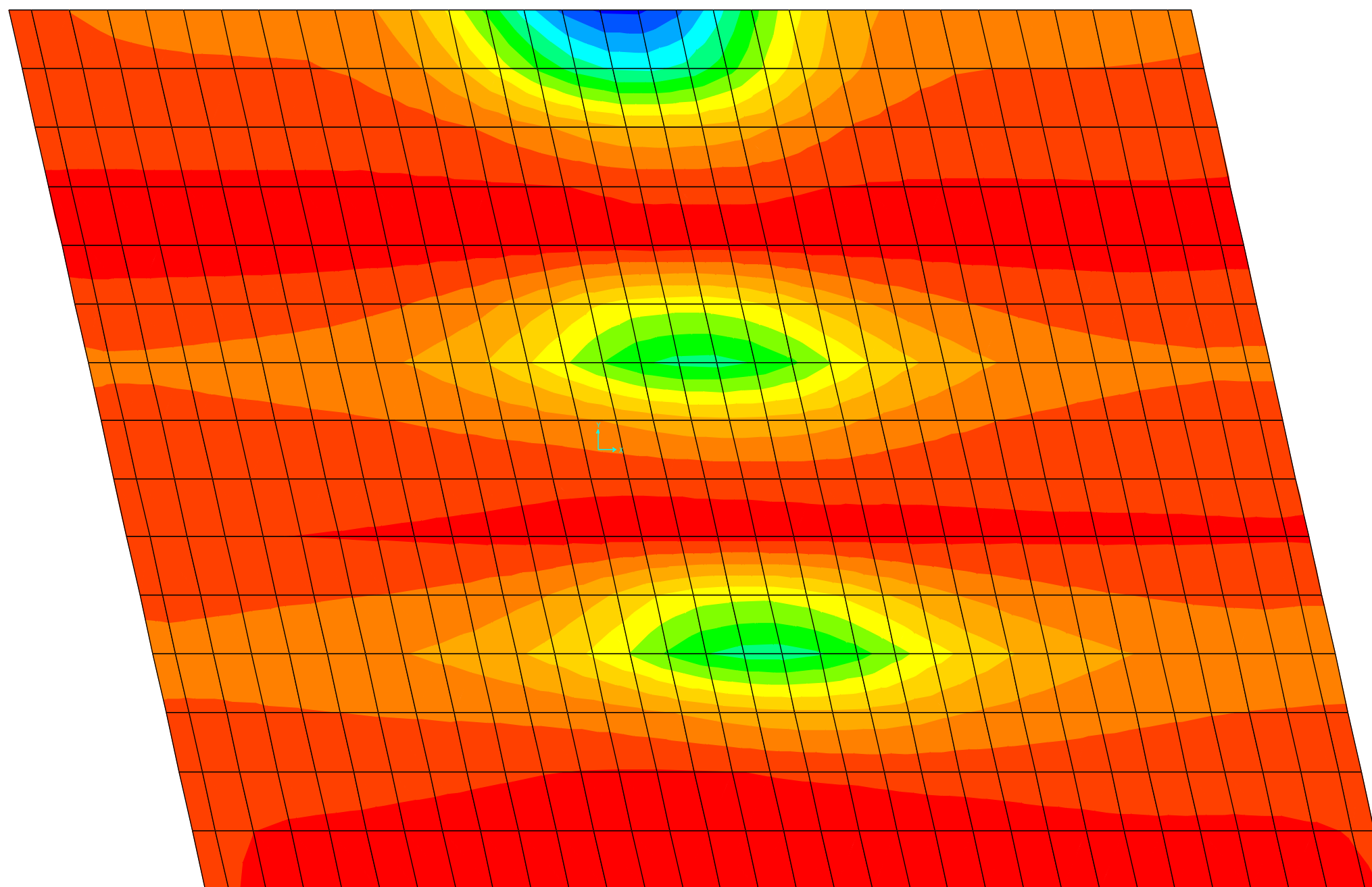




-



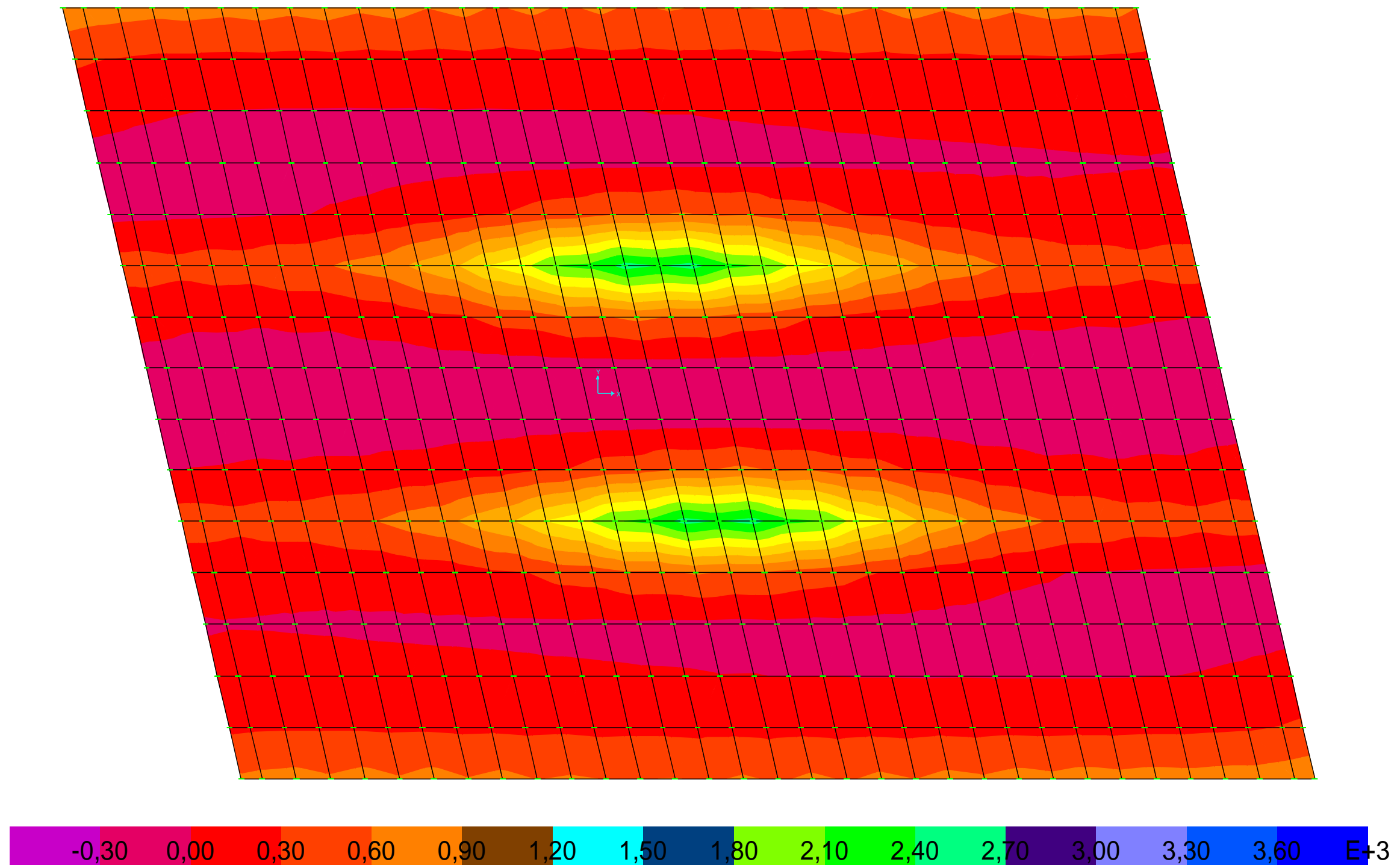
- Envolvente de Cortante





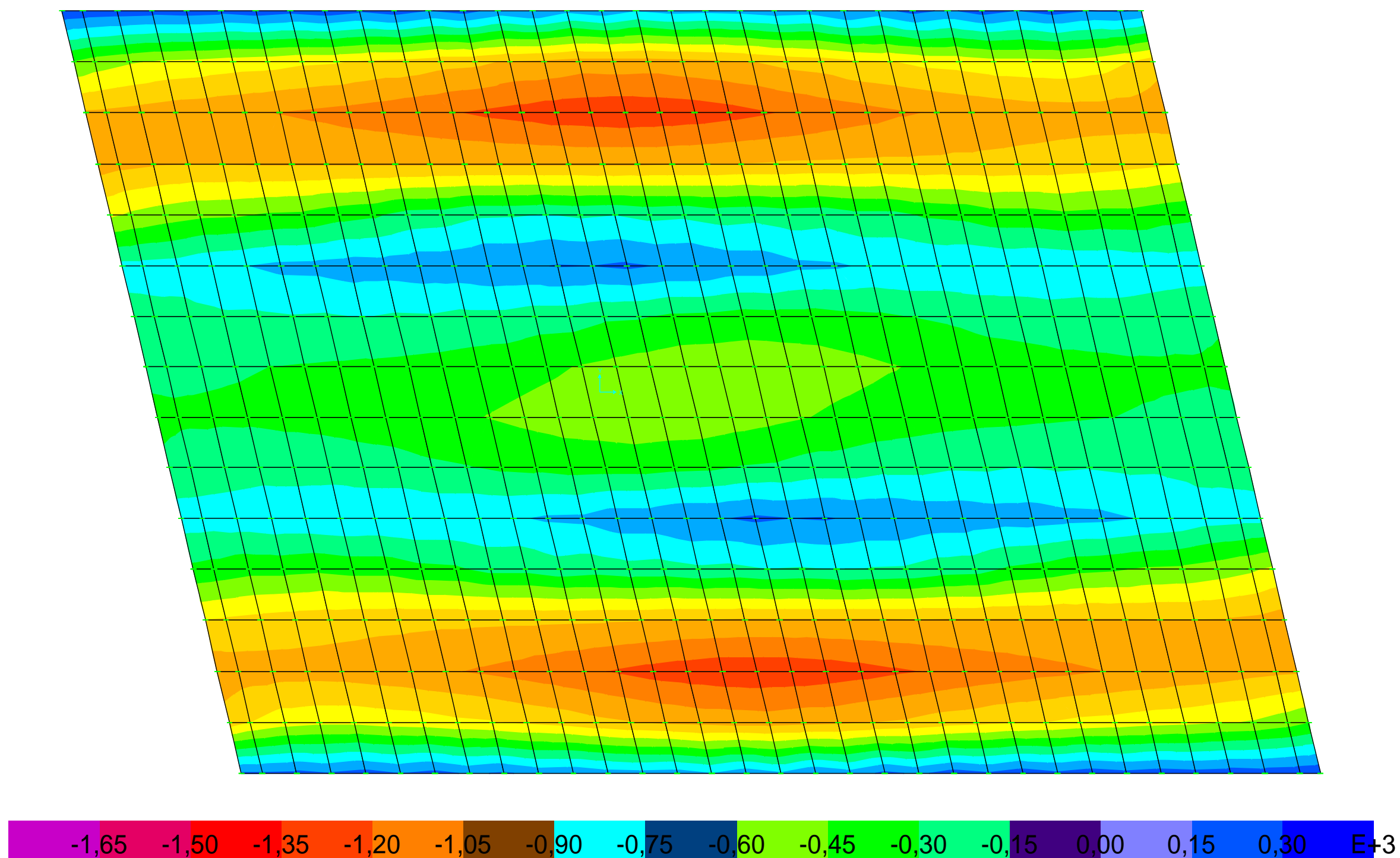
Losa Inferior

- Envolverte ELU Flexión máximos



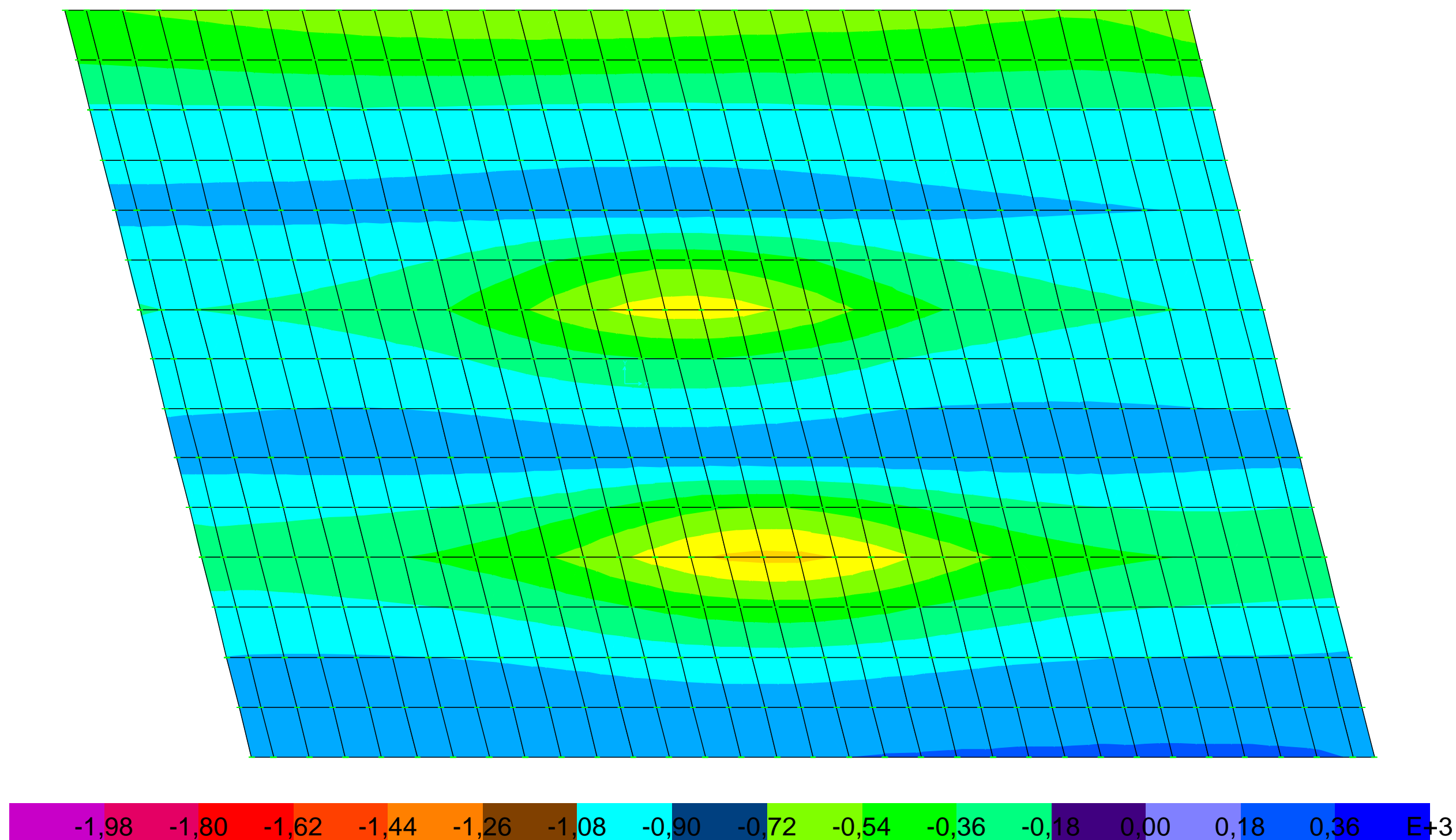


- Envolvente ELU Flexión mínimos





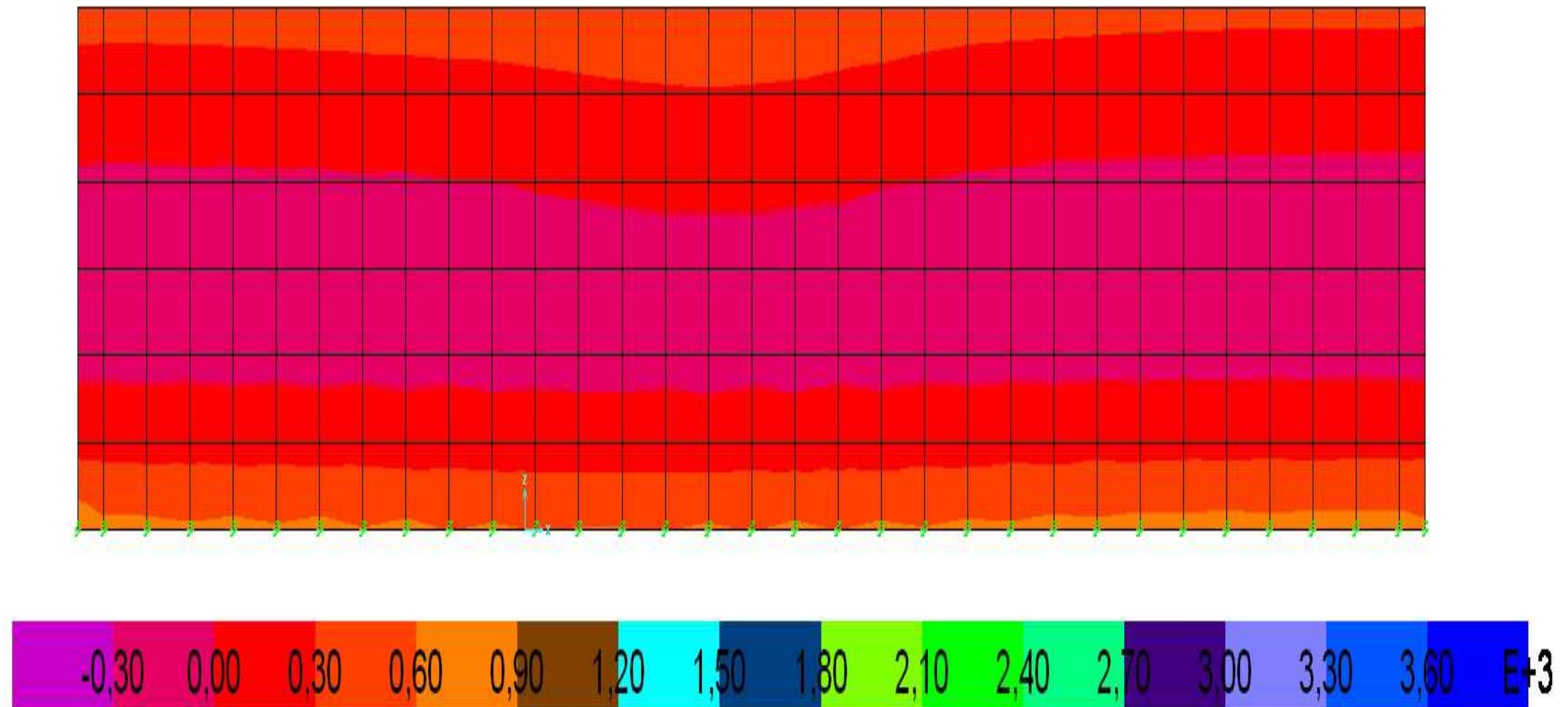
- Envolvente de Cortante





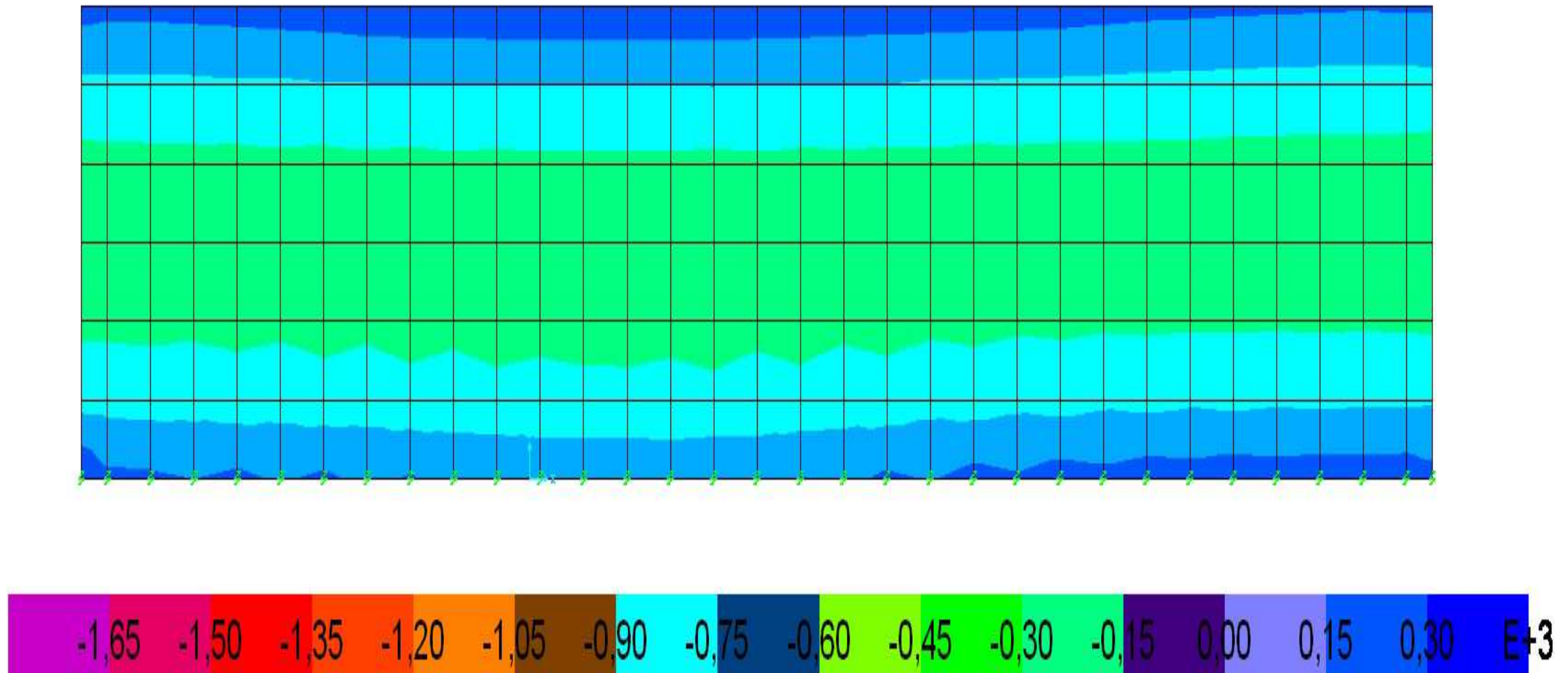
Hastial

- Envolverte ELU Flexión máximo



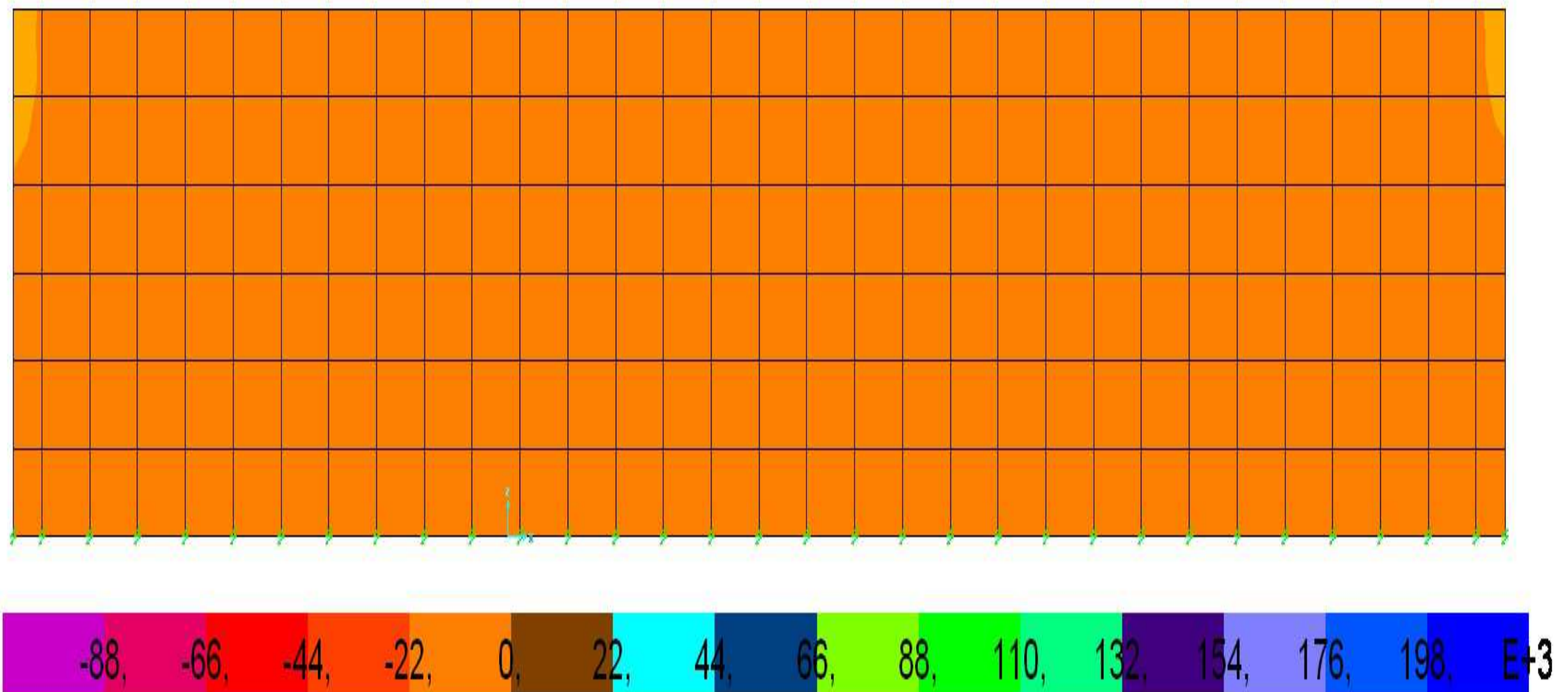


- Envolvente ELU Flexión mínimo





- Envoltente Axil





- Envolverte Cortante

