

## **ANEJO Nº 09**

### **Cálculos Estructurales**



## INDICE:

<b>1</b>	<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVAS APLICADAS</b>	<b>2</b>
<b>3</b>	<b>CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES EMPLEADOS. DURABILIDAD</b>	<b>3</b>
<b>4</b>	<b>COEFICIENTES DE SEGURIDAD ADOPTADOS</b>	<b>7</b>
<b>5</b>	<b>ACCIONES CONSIDERADAS</b>	<b>9</b>
5.1	PESO PROPIO	9
5.2	EMPUJE DE TIERRAS	9
5.3	EMPUJE HIDROSTÁTICO	10
5.4	EMPUJE DE GATOS HIDRÁULICOS	10
<b>6</b>	<b>COMBINACIÓN DE ACCIONES</b>	<b>11</b>
6.1	ESTADO LÍMITE ÚLTIMO	11
6.2	ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO	11
6.3	COMPROBACIÓN SISMICA	12
6.3.1	ACELERACIÓN SÍSMICA DE CÁLCULO	12
6.3.2	INTRODUCCIÓN	12
6.3.3	CRITERIOS DE APLICACIÓN	12
<b>7</b>	<b>ESTRUCTURAS DEL PROYECTO</b>	<b>14</b>
<b>8</b>	<b>ALIVIADERO</b>	<b>15</b>
8.1	DEFINICIÓN GEOMÉTRICA	15
8.2	CARGAS ACTUANTES	15
8.3	COMPROBACIÓN ESTRUCTURAL	16
8.3.1	MODELO DE CÁLCULO	16
8.3.2	INTRODUCCIÓN DE CARGAS	16
8.3.3	COMBINACIÓN DE ACCIONES	19
8.3.4	RESULTADOS OBTENIDOS	19
<b>9</b>	<b>POZOS DE REGISTRO</b>	<b>24</b>
9.1	DEFINICIÓN GEOMÉTRICA	24
9.2	CARGAS ACTUANTES	24
9.3	COMPROBACIÓN ESTRUCTURAL	24
9.3.1	MODELO DE CÁLCULO POZO UNO h = 4,17 m	24
9.3.2	INTRODUCCIÓN DE CARGAS	25
9.3.3	COMBINACIÓN DE ACCIONES	27
9.3.4	RESULTADOS OBTENIDOS	28



---

9.3.5	MODELO DE CÁLCULO POZO DOS $h = 2,50$ m	32
9.3.6	INTRODUCCIÓN DE CARGAS	32
9.3.7	COMBINACIÓN DE ACCIONES	35
9.3.8	RESULTADOS OBTENIDOS	35
9.4	COMPROBACIÓN ARQUETA ESPECIAL P10	38
<b>10</b>	<b>POZOS DE HINCA</b>	<b>40</b>
10.1	DEFINICIÓN GEOMÉTRICA	40
10.2	CARGAS ACTUANTES	40
10.3	COMPROBACIÓN ESTRUCTURAL	41
10.3.1	COMPROBACIÓN DE LOS MUROS PANTALLA	41
10.3.2	MODELO DE CÁLCULO	45
10.3.3	INTRODUCCIÓN DE CARGAS	46
10.3.4	COMBINACIÓN DE ACCIONES	49
10.3.5	RESULTADOS OBTENIDOS MURO DE CONTENCIÓN	49
10.3.6	RESULTADOS OBTENIDOS MURO DE REACCIÓN	53



## 1 INTRODUCCIÓN

El objeto del presente anejo es la definición y diseño de todas las estructuras que componen el proyecto de construcción del tramo del colector B-5 entre los términos municipales de Alpedrete y Collado Villalba. En este caso las estructuras más significativas son:

- ✓ Pozos de hinca (tres)
- ✓ Estructuras menores: Aliviadero y Pozos de registro



## **2 NORMATIVAS APLICADAS**

La normativa utilizada se lista a continuación:

- ✓ Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08).
- ✓ Eurocódigo 2: Proyectos de estructuras de hormigón.
- ✓ Eurocódigo 3: Proyectos de estructuras de acero.
- ✓ Eurocódigo 8: Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes.
- ✓ Instrucción de acero estructural EAE aprobado por el RD 751/2011.



### **3 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES EMPLEADOS. DURABILIDAD**

En primer lugar se debe identificar el tipo de ambiente que define la agresividad a la que va a estar sometido cada elemento estructural.

La EHE en su artículo 8.2.1. Definición del tipo de ambiente indica:

El tipo de ambiente al que está sometido un elemento estructural viene definido por el conjunto de condiciones físicas y químicas a las que está expuesto, y que puede llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a los de las cargas y sollicitaciones consideradas en el análisis estructural.

El tipo de ambiente viene definido por la combinación de:

- ✓ Una de las clases generales de exposición frente a la corrosión de las armaduras, de acuerdo al punto 8.2.2. de la EHE-08.
- ✓ Las clases específicas de exposición relativas a los otros procesos de degradación que procedan en cada caso, de entre las definidas en la tabla 8.2.3.

En el caso de que un elemento estructural esté sometido a alguna clase específica de exposición, en la designación del tipo de ambiente se deberán reflejar todas las clases, unidas mediante el signo de adición "+".

A continuación se recogen las dos tablas que corresponden a cada uno de los tipos de exposición comentados anteriormente.



CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
no agresiva		I	ninguno	-interiores de edificios, no sometidos a condensaciones -elementos de hormigón en masa	-interiores de edificios, protegidos de la intemperie
normal	Humedad alta	Ila	corrosión de origen diferente de los cloruros	-interiores sometidos a humedades relativas medias altas (>65%) o a condensaciones -exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm -elementos enterrados o sumergidos	-sótanos no ventilados -cimentaciones -tableros y pilas de puentes en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm -elementos de hormigón en cubiertas de edificios
	humedad media	Ilb	corrosión de origen diferente de los cloruros	-exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm	-construcciones exteriores protegidas de la lluvia -tableros y pilas de puentes, en zonas de precipitación media anual inferior a 600 mm
marina	aérea	IIla	corrosión por cloruros	-elementos de estructuras marinas, por encima del nivel de pleamar -elementos exteriores de estructuras situadas en las proximidades de la línea costera (a menos de 5 km)	-edificaciones en las proximidades de la costa -puentes en las proximidades de la costa -zonas aéreas de diques, pantolanes y otras obras de defensa litoral -instalaciones portuarias
	sumergida	IIlb	corrosión por cloruros	-elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajamar	-zonas sumergidas de diques, pantolanes y otras obras de defensa litoral -cimentaciones y zonas sumergidas de pilas de puentes en el mar
	en zona de mareas	IIlc	corrosión por cloruros	-elementos de estructuras marinas situadas en la zona de carrera de mareas	-zonas situadas en el recorrido de marea de diques, pantolanes y otras obras de defensa litoral -zonas de pilas de puentes sobre el mar, situadas en el recorrido de marea
Con cloruros de origen diferente del medio marino		IV	corrosión por cloruros	-instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presente un contenido elevado de cloruros, no relacionados con el ambiente marino -superficies expuestas a sales de deshielo no impermeabilizadas	-piscinas -pilas de pasos superiores o pasarelas en zonas de nieve -estaciones de tratamiento de agua

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
Química agresiva	débil	Qa	ataque químico	-elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad lenta (ver Tabla 8.2.3.b)	-instalaciones industriales, con sustancias débilmente agresivas según tabla 8.2.3.b. -construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad débil según tabla 8.2.3.b.
	media	Qb	ataque químico	-elementos en contacto con agua de mar -elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad media (ver Tabla 8.2.3.b)	-dolos, bloques y otros elementos para diques -estructuras marinas, en general -instalaciones industriales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b. -construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad media según tabla 8.2.3b -instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b.
	fuerte	Qc	ataque químico	-elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad rápida (ver Tabla 8.2.3.b)	-instalaciones industriales, con sustancias de agresividad alta de acuerdo con tabla 8.2.3b -instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales, con sustancias de agresividad alta de acuerdo con tabla 8.2.3.b.
Con heladas	sin sales fundentes	H	ataque hielo-deshielo	-elementos situados en contacto frecuente con agua, o zonas con humedad relativa media ambiental en invierno superior al 75%, y que tengan una probabilidad anual superior al 50% de alcanzar al menos una vez temperaturas por debajo de -5°C	-construcciones en zonas de alta montaña -estaciones invernales
	con sales fundentes	F	ataque por sales fundentes	-elementos destinados al tráfico de vehículos o peatones en zonas con más de 5 nevadas anuales o con valor medio de la temperatura mínima en los meses de invierno inferior a 0°C	-tableros de puentes o pasarelas en zonas de alta montaña
erosión		E	Abrasión Cavitación	-elementos sometidos a desgaste superficial -elementos de estructuras hidráulicas en los que la cota piezométrica pueda descender por debajo de la presión de vapor del agua	-pilas de puente en cauces muy torrenciales -elementos de diques, pantolanes y otras obras de defensa litoral que se encuentren sometidos a fuertes oleajes -pavimentos de hormigón -tuberías de alta presión

Además se deben garantizar para dichos ambientes las siguientes resistencias mínimas.

Parametro de dosificación	Tipo de hormigón	CLASE DE EXPOSICIÓN													
		I	Ila	IIb	IIIa	IIIb	IIIc	IV	Qa	Qb	Qc	H	F	E	
Resistencia mínima (N/mm²)	Masa	20	-	-	-	-	-	-	30	30	35	30	30	30	
	Armado	25	25	30	30	30	35	30	30	30	35	30	30	30	
	Pretensado	25	25	30	30	35	35	35	30	35	35	30	30	30	

En elementos de hormigón armado, en ausencia de requerimientos específicos (estanqueidad, etc.) y bajo la combinación de acciones cuasi permanentes, las máximas aperturas de fisura para los distintos ambientes, definidos en la tabla 2, se muestran en la tabla 4.



Clase de exposición	$w_{\max}$ (mm)	
	Hormigón armado	Hormigón pretensado
I	0,4	0,2
IIa, IIb, H	0,3	0,2 <sup>1</sup>
IIIa, IIIb, IV, F	0,2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0,1	

Se muestran en la siguiente tabla los recubrimientos mínimos para cada caso.

Resistencia característica del hormigón ( $N/mm^2$ )	Tipo de elemento	RECUBRIMIENTO MINIMO (mm) SEGUN LA CLASE DE EXPOSICION (**)									
		I	IIa	IIb	IIIa	IIIb	IIIc	IV	Qa	Qb	Qc
$25 \leq f_{ck} < 40$	general	20	25	30	35	35	40	35	40	(*)	(*)
	elementos prefabricados y láminas	15	20	25	30	30	35	30	35	(*)	(*)
$f_{ck} \geq 40$	general	15	20	25	30	30	35	30	35	(*)	(*)
	elementos prefabricados y láminas	15	20	25	25	25	30	25	30	(*)	(*)

(\*) El proyectista fijará el recubrimiento al objeto de que se garantice adecuadamente la protección de las armaduras frente a la corrosión agresiva ambiental.

(\*\*) En el caso de las clases H, F o E, el espesor del recubrimiento no se verá afectado.

En la página web del ministerio (CPH – Comisión Permanente del Hormigón) se pueden consultar las clases de exposición del hormigón para cualquier punto de la península referentes a criterios medio ambientales y geográficos.

Para esta obra en el municipio de Collado Villalba perteneciente a la Comunidad de Madrid, tenemos los siguientes tipos de exposición de acuerdo a la información del ministerio:

- ✓ IIa + H
- ✓ IIa + F

#### Resistencias mínimas compatibles con los requisitos de durabilidad

Parámetro de dosificación	Tipo de Hormigón	Clase de Exposición		
		IIa	H	F
resistencia mínima [ $N/mm^2$ ]	masa	-	30	30
	armado	25	30	30
	pretensado	25	30	30



A la clase de exposición ambiental hay que añadir la exposición referente a la ubicación de cada estructura y sus condicionantes particulares. En este caso al tratarse de estructuras en contacto con aguas residuales, nos encontraremos con un hormigón tipo IV + Qc expuesto a química agresiva con ataque fuerte.

Para el caso de los muros de los pozos de hincia, al tratarse de estructuras temporales y que no están en contacto con aguas residuales se ha considerado el tipo IIa + H.



#### 4 COEFICIENTES DE SEGURIDAD ADOPTADOS

- ✓ Mayoración de acciones (Estados Límites Últimos):
  - Permanentes:  $\gamma_G = 1.35$
  - Variables:  $\gamma_Q = 1.50$
- ✓ Minoración de resistencia del hormigón:  $\gamma_c = 1.5$
- ✓ Minoración de la resistencia acero activo/pasivo:  $\gamma_s = 1.15$

VALORES DE LOS COEF. $\gamma_F$ ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS				
TIPO DE ACCIÓN	SITUACIONES PERSISTENTES Y TRANSITORIAS		SITUACIONES ACCIDENTALES	
	Efecto Favorable	Efecto Desfavorable	Efecto Favorable	Efecto Desfavorable
PERMANENTE	$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_G = 1,50$	$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_G = 1,0$
PRETENSADO	$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_G = 1,50$	$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_G = 1,0$
PERMANENTE DE VALOR NO CONSTANTE	$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_G = 1,50$	$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_G = 1,0$
VARIABLE	$\gamma_Q = 0,0$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,0$	$\gamma_G = 1,0$
ACCIDENTAL			$\gamma_A = 1,0$	$\gamma_A = 1,0$

VALORES DE LOS COEF. $\gamma_F$ ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO		
TIPO DE ACCIÓN	SITUACIONES PERSISTENTES Y TRANSITORIAS	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable
PERMANENTE	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
PRETENSADO (ARM. PRETESA)	$\gamma_G = 0,95$	$\gamma_G = 1,05$
PERMANENTE DE VALOR NO CONSTANTE	$\gamma_{G'} = 1,00$	$\gamma_{G'} = 1,00$
VARIABLE	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

Cada una de las acciones variables, podrá considerarse con los siguientes valores representativos:

- Valor característico,  $Q_k$ : Será el valor de la acción cuando actúe aisladamente.
- $Q_k$ : Valor de combinación, será el valor de la acción cuando actúe junto con otra variable para tener en cuenta la pequeña probabilidad de que actúen los valores más desfavorables de varias acciones independientes.



- Qk: Será valor frecuente, el valor de una acción que sea sobrepasado durante un tiempo de corta duración respecto a la vida útil de la estructura (5% del tiempo). Corresponde a un periodo de retorno de una semana.
- Qk: Cuasi-permanente, será el valor de la acción sobrepasado durante una gran parte de la vida útil de la estructura (50% del tiempo o más), o bien el valor medio.



## 5 ACCIONES CONSIDERADAS

Las acciones consideradas en el cálculo estructural han sido

- Peso propio
- Empuje de tierras
- Empuje hidrostático
- Sobrecargas sobre cubiertas y puntuales
- Empuje de Gatos Hidráulicos (hincas).

### 5.1 PESO PROPIO

Se considera un peso propio del hormigón de 25 kN/ m<sup>3</sup>

### 5.2 EMPUJE DE TIERRAS

En la interacción entre el muro y el terreno sobre el que cimenta puede ocurrir que las deformaciones sean prácticamente nulas, diciéndose que la masa de suelo se encuentra en estado de reposo y se está en el caso de empuje al reposo

Si el muro se desplaza, permitiendo la expansión lateral del suelo, se produce un fallo por corte del suelo, y la cuña de rotura avanza hacia el muro y desciende. El empuje se reduce desde el valor del empuje al reposo hasta el denominado valor de empuje activo, que es el mínimo valor posible del empuje.

Por el contrario, si se aplican fuerzas al muro de forma que éste empuje al relleno, el fallo se produce mediante una cuña mucho más amplia, que experimenta un ascenso. Este valor recibe el nombre de empuje pasivo y es el mayor valor que puede alcanzar el empuje. Por tanto, el empuje al reposo es de valor intermedio entre el empuje activo y el empuje pasivo.

Aplicando la teoría de Coulomb, el empuje activo en terrenos no cohesivos se define como:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K$$

Siendo:

$\gamma$  = peso específico del material contenido

H = altura del muro

K = coeficiente de empuje activo o pasivo y que se calcula como:

Coeficiente activo

$$K_a = \left[ \frac{\operatorname{cosec}(\beta) \cdot \operatorname{sen}(\beta - \phi)}{\sqrt{\operatorname{sen}(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\delta + \phi) \operatorname{sen}(\phi - \alpha)}{\operatorname{sen}(\beta - \alpha)}}} \right]^2$$

Coeficiente pasivo



$$Kp = \left[ \frac{\operatorname{cosec}(\beta) \cdot \operatorname{sen}(\beta + \phi)}{\sqrt{\operatorname{sen}(\beta - \delta)} - \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\delta + \phi) \operatorname{sen}(\phi + \alpha)}{\operatorname{sen}(\beta - \alpha)}}} \right]^2$$

Siendo

$\alpha$  = ángulo del talud que contiene el muro.

$\phi$  = ángulo de rozamiento interno del terreno:

$\beta$  = inclinación del trasdós del muro:

$\delta$  = ángulo de rozamiento terreno – muro. Siguiendo las recomendaciones del DB-SE-C considerando un empuje activo y muro poco rugoso:

$$\delta < \frac{\phi}{3}$$

En el caso de terrenos cohesivos, la ecuación anterior sufre una serie de modificaciones:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K - K_{ac} c \cdot H$$

Siendo

$K_{ac}$  = coeficiente de empuje activo o pasivo

$$K_{ac} = 2 \sqrt{1 + \frac{a}{c}} \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

$C$  = cohesión del terreno kN/m<sup>2</sup>

### 5.3 EMPUJE HIDROSTÁTICO

Para la estimación del empuje hidrostático del agua tanto en el interior como en el exterior del recinto se aplica el principio de Arquímedes, que de forma resumida es:

$$E_w = \frac{1}{2} \gamma H^2$$

Siendo

$\gamma$  = peso específico del agua

$H$  = altura de la lámina de agua

### 5.4 EMPUJE DE GATOS HIDRÁULICOS

Se considera un empuje de los gatos de 6000 kN distribuidos en cuatro apoyos que conectan con una placa de 1,00 x 1,00 metros



## 6 COMBINACIÓN DE ACCIONES

### 6.1 ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

Para las distintas acciones del 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:

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

- Situaciones sísmicas:

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

Dónde:

$G_{k,j}$  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.

$\psi_{0,1} Q_{k,i}$  Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes.

$\psi_{1,1} Q_{k,1}$  Valor representativo frecuente de la acción variable determinante.

$\psi_{2,i} Q_{k,i}$  Valores representativos cuasipermanentes de las acciones variables con la acción determinante o con la acción accidental.

$A_k$  Valor característico de la acción accidental.

$A_{E,k}$  Valor característico de la acción sísmica.

### 6.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Para los estados límite de servicio se consideran únicamente las situaciones de proyecto persistentes o transitorias. En estos casos, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo a los siguientes criterios.

- Combinaciones poco probables o característica



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

- Combinación frecuente

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

- Combinación cuasipermanente

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

## 6.3 COMPROBACIÓN SISMICA

### 6.3.1 ACELERACIÓN SÍSMICA DE CÁLCULO

La normativa utilizada para el cálculo o no de los valores de aceleración sísmica sobre las obras proyectadas, ha sido la "NORMA DE CONSTRUCCIÓN SISMORESISTENTE". NCSR-02. Real Decreto 997/2002 de 27 de Septiembre.

### 6.3.2 INTRODUCCIÓN

Atendiendo a esa normativa las características de las obras proyectadas y de las zonas de estudio son las siguientes:

#### Tipos de Obra

1. De importancia moderada

"Aquellas con probabilidad despreciable de que su destrucción por el terremoto pueda víctimas, interrumpir un servicio primario o producir daños económicos a terceros".

2. De importancia normal.

"Aquellas cuya destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni puedan dar lugar a efectos catastróficos".

3. De importancia especial.

"Aquellas cuya destrucción por el terremoto pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos."

### 6.3.3 CRITERIOS DE APLICACIÓN

Según la norma NCSR-02 la aplicación de la Norma será obligatoria en todos los casos expuestos en el punto 5.3.2 excepto:

- En las construcciones de importancia moderada.



- En las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica  $a_b$  sea inferior a  $0,04g$ , siendo  $g$  la aceleración de la gravedad.
- En las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica  $a_b$  sea inferior a  $0,08g$ . No obstante, la norma será de aplicación en los edificios de más de siete plantas si la aceleración sísmica de cálculo,  $a_c$ , es igual o mayor de  $0,08g$ .



Como se puede observar del mapa sísmico de la NCSE-02, toda la Comunidad de Madrid se encuentra en la zona con aceleración sísmica básica es menor de  $0,04g$  por lo que de acuerdo a la norma, no es necesario contemplar en el proyecto los efectos sísmicos.



## 7 ESTRUCTURAS DEL PROYECTO

En este proyecto constructivo nos encontramos únicamente con dos tipos de estructuras menores, serán los pozos de registro fabricados “in situ” y el aliviadero.

En cuanto a los condicionantes particulares de estas estructuras nos encontramos con la exposición ambiental a la que se encuentran sometidas, la IV+Qc, debido al contacto con el agua de saneamiento, esto influye directamente en el tipo de hormigón a disponer, elevando su resistencia a un HA-35 y a controlar la fisuración a una apertura de fisura mínima de  $w_k < 0,10\text{mm}$ .

Se ha estudiado pormenorizadamente en cada estructura la influencia del terreno, tanto desde el punto de vista de características geotécnicas en el empuje sobre los muros de estas estructuras, como en aquellas características del apoyo en las losas de fondo, aplicando el coeficiente de balasto vertical más desfavorable.

Así mismo se ha considerado el efecto de empuje del nivel freático asumiendo también aquel escenario más desfavorable en el que se encuentre en el nivel más alto.



## 8 ALIVIADERO

### 8.1 DEFINICIÓN GEOMÉTRICA

El aliviadero del Tramo B-5. Sistema El Endrinal está formado por dos cámaras a diferente cota, la más profunda a 869,85 msnm y la segunda a 871,47 msnm. La primera de las cámaras corresponde a la de llegada de agua residual y está conectada a la cámara de alivio de exceso de caudal a través de un vertedero lateral. En planta, el aliviadero tiene unas dimensiones de 8,55 metros de longitud y 5,85 metros de ancho, siendo el ancho interior de la cámara de entrada de 2,40 m y el de la cámara de alivio de 2,55 metros. Todos los muros de la estructura, incluido el labio del aliviadero tienen un espesor de 0,30 metros y la solera de cimentación de 0,50 metros. La altura de la primera cámara es de 4,26 metros y la segunda mide 2,63 metros.

El labio del aliviadero tiene una longitud de 6 metros y una altura desde la solera de la cámara de alivio de 0,75 metros.

La cubierta de ambas cámaras está formada por losas prefabricadas que apoyan directamente sobre las paredes del aliviadero y que no soportan ninguna carga adicional de cubierta.

### 8.2 CARGAS ACTUANTES

Las cargas que actúan sobre el aliviadero son:

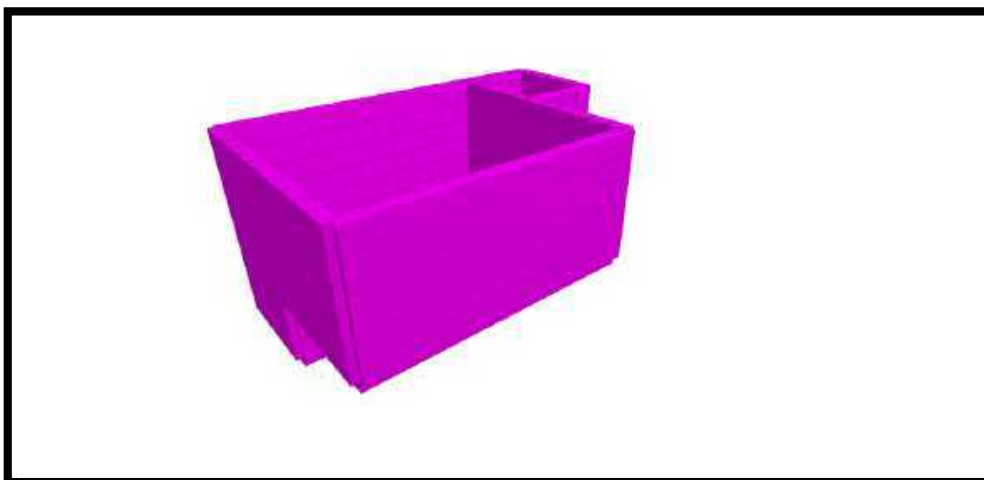
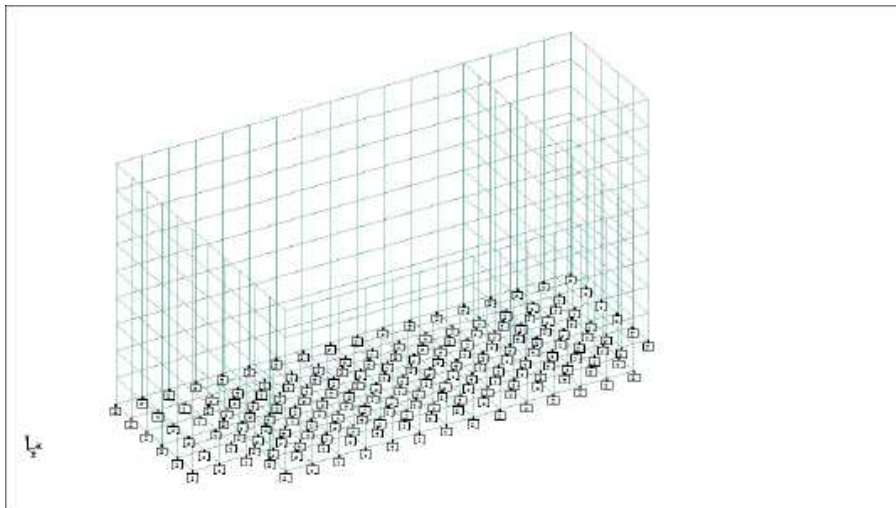
- Peso propio. Considerando un peso propio del hormigón de  $25 \text{ kN/m}^3$
- Empuje hidrostático. Considerando un peso propio del agua de  $10 \text{ kN/m}^3$
- Empuje de tierras. Para la caracterización del empuje se consideran los datos incluidos en el Anejo Nº 03 Geología y Geotecnia
  - Relleno antrópico
    - Profundidad: 0,00 – 1,00 m
    - Cohesión:  $0,00 \text{ kp/cm}^2$
    - Ángulo de rozamiento:  $25-28^\circ$
  - Arenas cuaternarias:
    - Profundidad: 1,00 – 3,00 m
    - Cohesión:  $0,02 \text{ kp/cm}^2$
    - Ángulo de rozamiento:  $27-30^\circ$
  - Arenas con jabre
    - Profundidad: 3,00 – 10,00 m
    - Cohesión:  $0,05 \text{ kp/cm}^2$
    - Ángulo de rozamiento:  $35^\circ$
    - Módulo de balasto:  $5.000 \text{ tn/m}^3$



## 8.3 COMPROBACIÓN ESTRUCTURAL

### 8.3.1 MODELO DE CÁLCULO

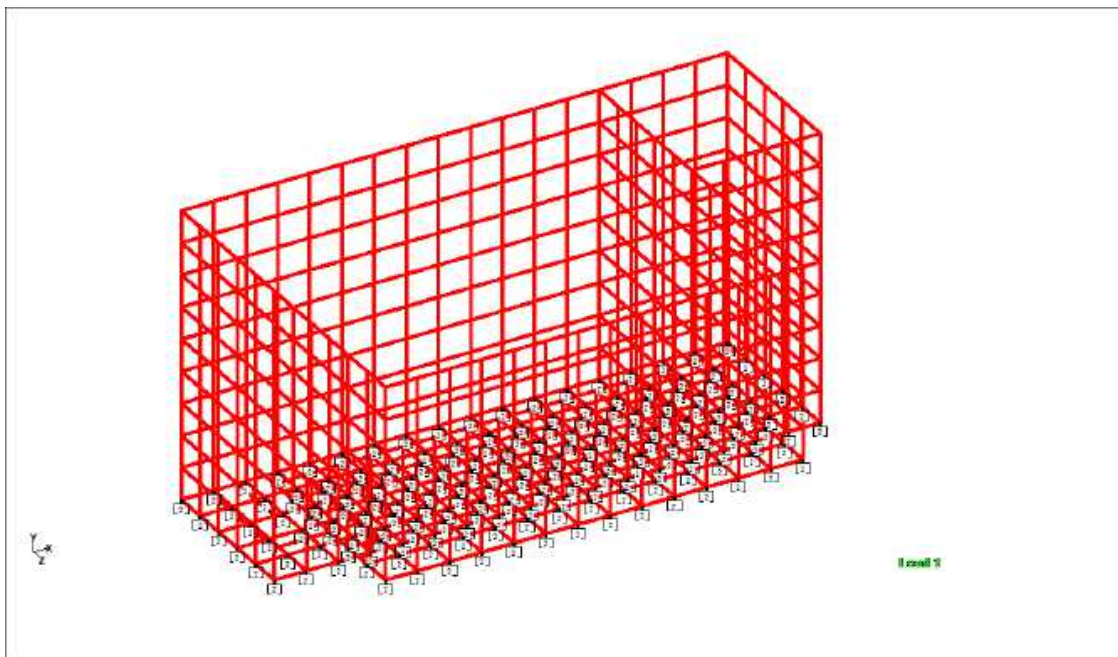
Se ha modelizado el aliviadero empleando el programa de elementos finitos STAAD Pro



### 8.3.2 INTRODUCCIÓN DE CARGAS

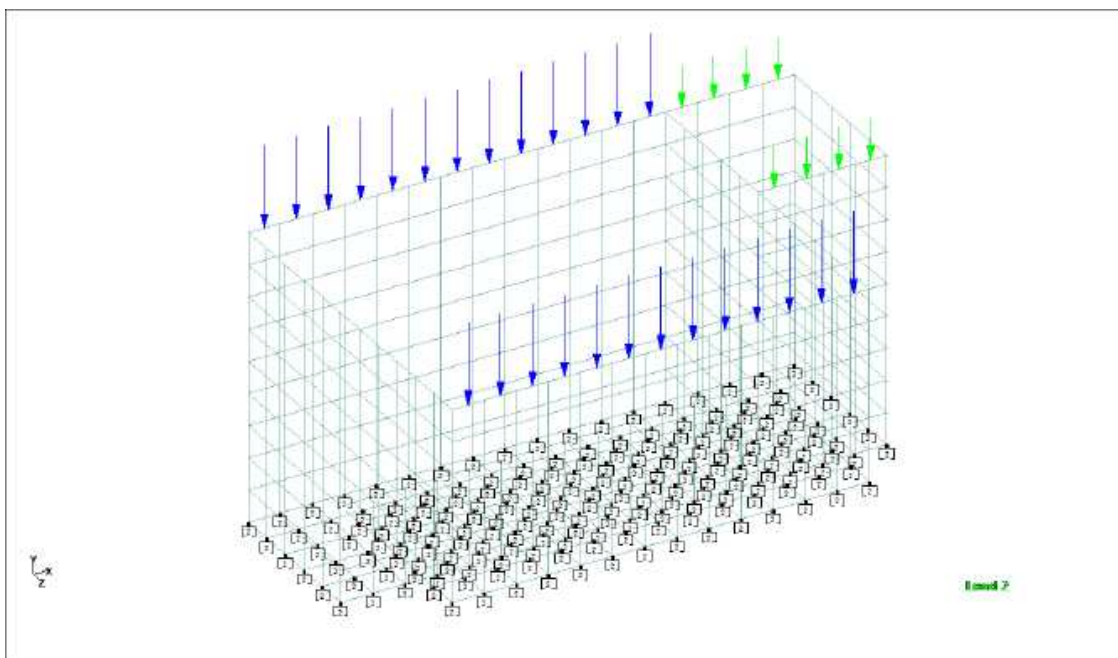
- *Peso propio*





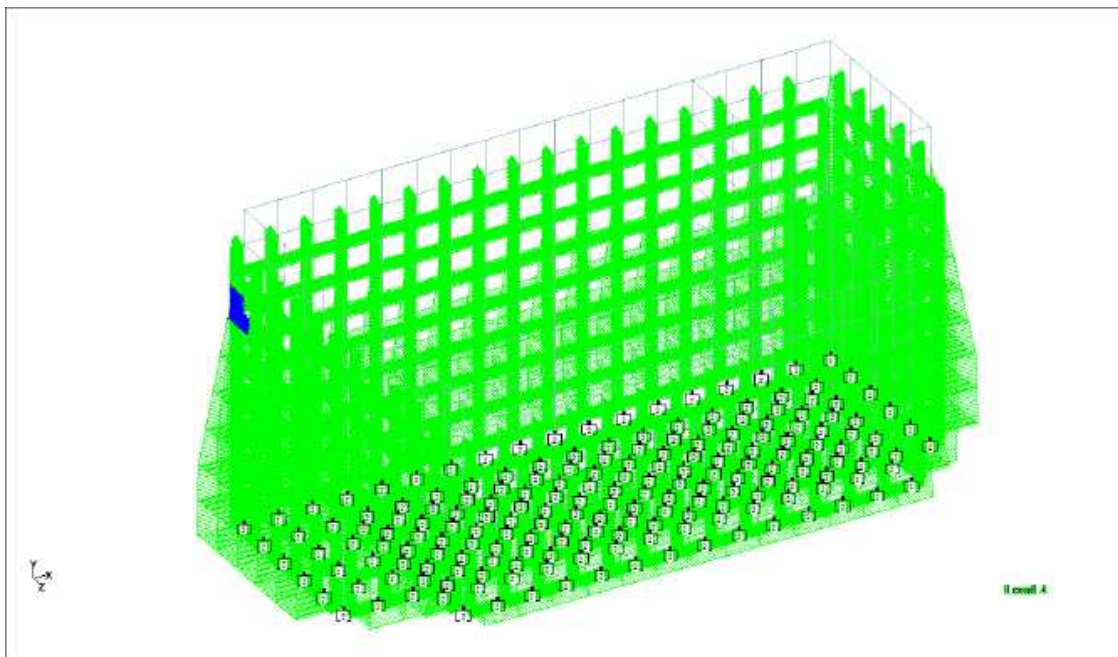
- **Peso de cubierta**

Se considera que la cubierta del aliviadero apoya sobre los muros de mayor longitud. Considerando un espesor de 15 cm y un peso del hormigón de  $25 \text{ kN/m}^3$  se obtienen una fuerza continua de  $9,28 \text{ kN/m}$  en la cámara más ancha y de  $4,70 \text{ kN/m}$  en la menor.



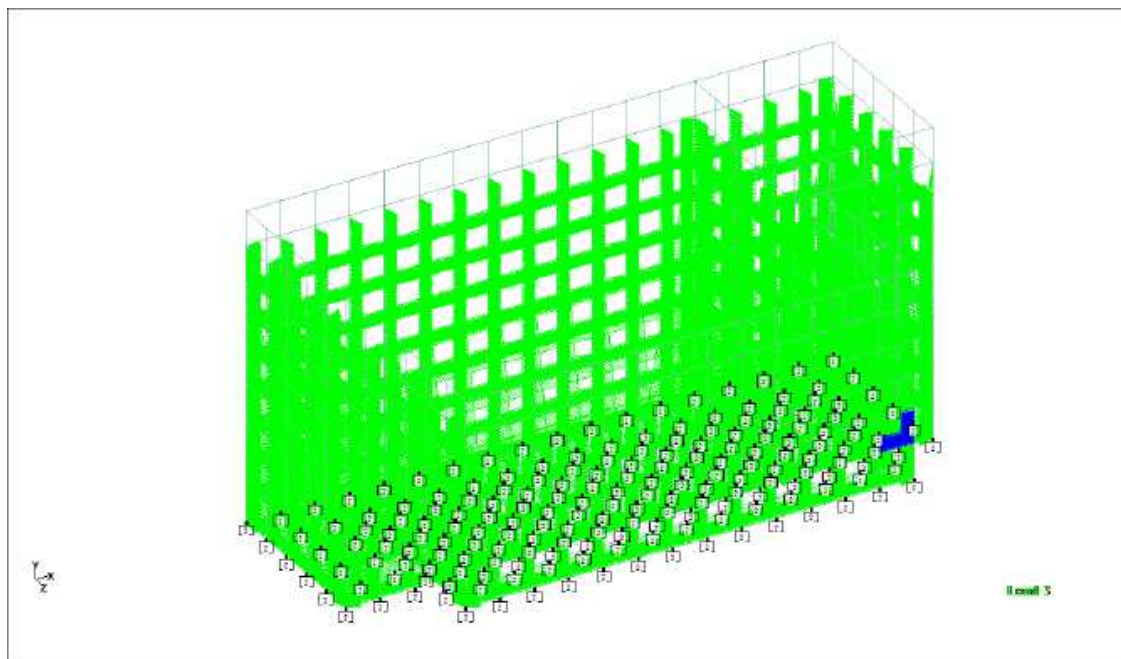


- **Empuje de tierras**

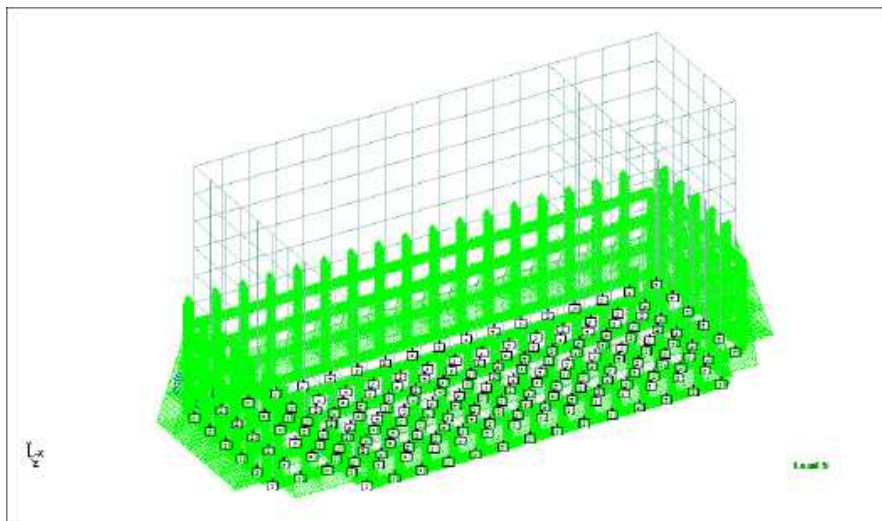


- **Empuje hidrostático**

Se ha considerado que el aliviadero puede llenarse de agua hasta 0,5 m. de altura y que el nivel freático será variable y se encuentra a 2 m. de profundidad.







### 8.3.3 COMBINACIÓN DE ACCIONES

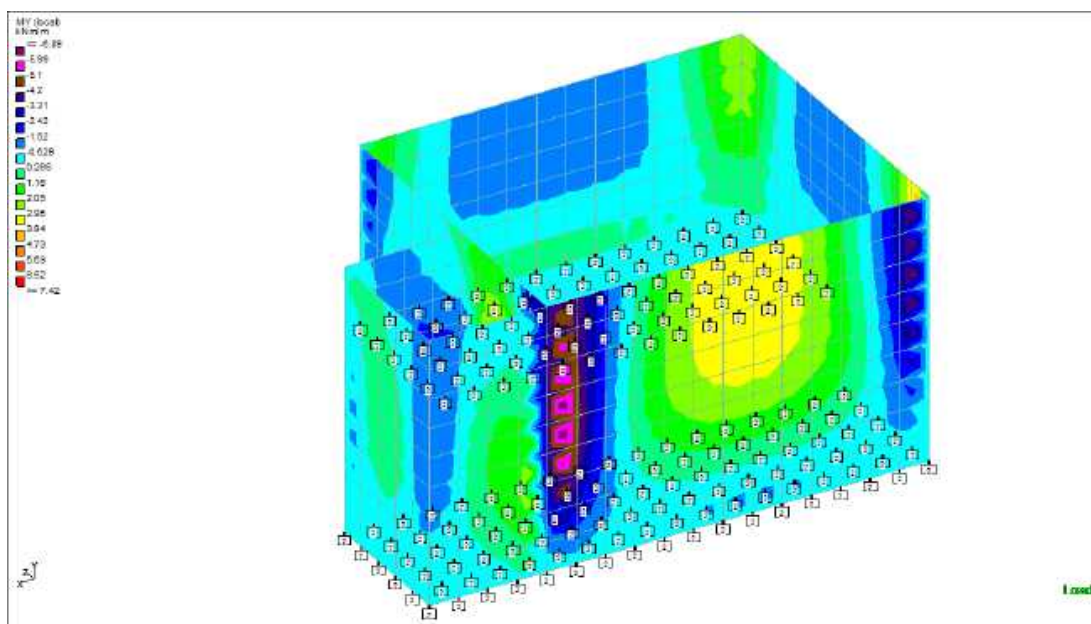
Se han analizado dos combinaciones de acciones:

- Hipótesis 1: Aliviadero lleno: Peso propio + Empuje de Tierras + Empuje hidrostático + Empuje Freático
- Hipótesis 2: Aliviadero vacío: Peso propio + Empuje de Tierras + Empuje Freático

Ambas hipótesis se evalúan en ELU y ELS

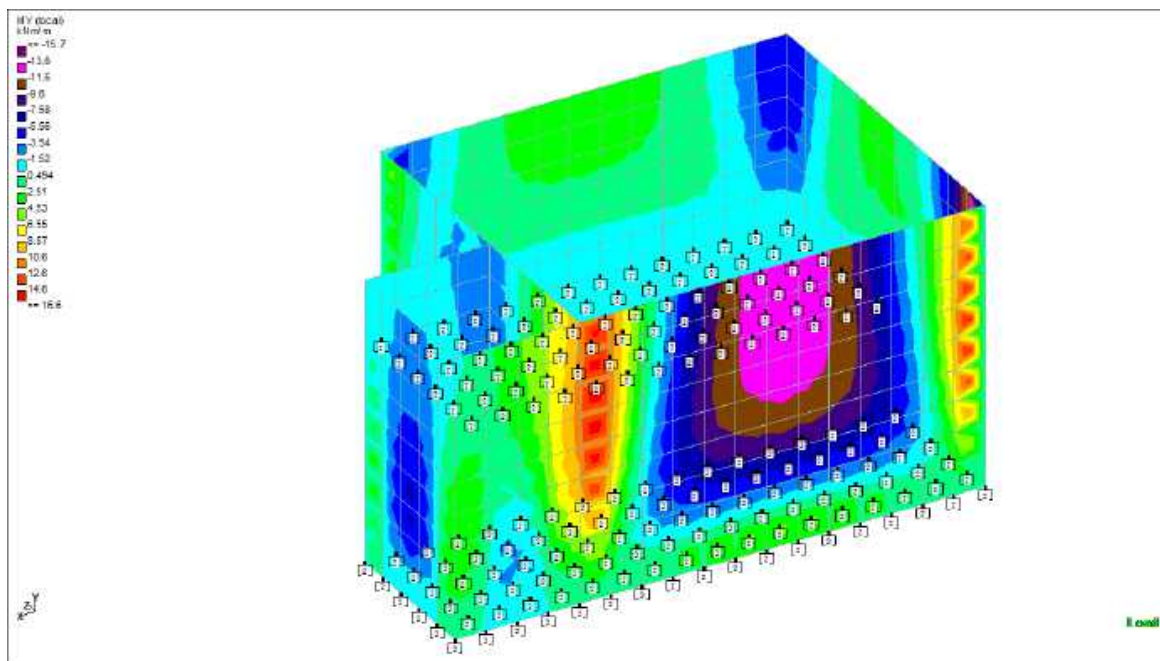
### 8.3.4 RESULTADOS OBTENIDOS

ELU. Hipótesis 1. Momento Vertical:

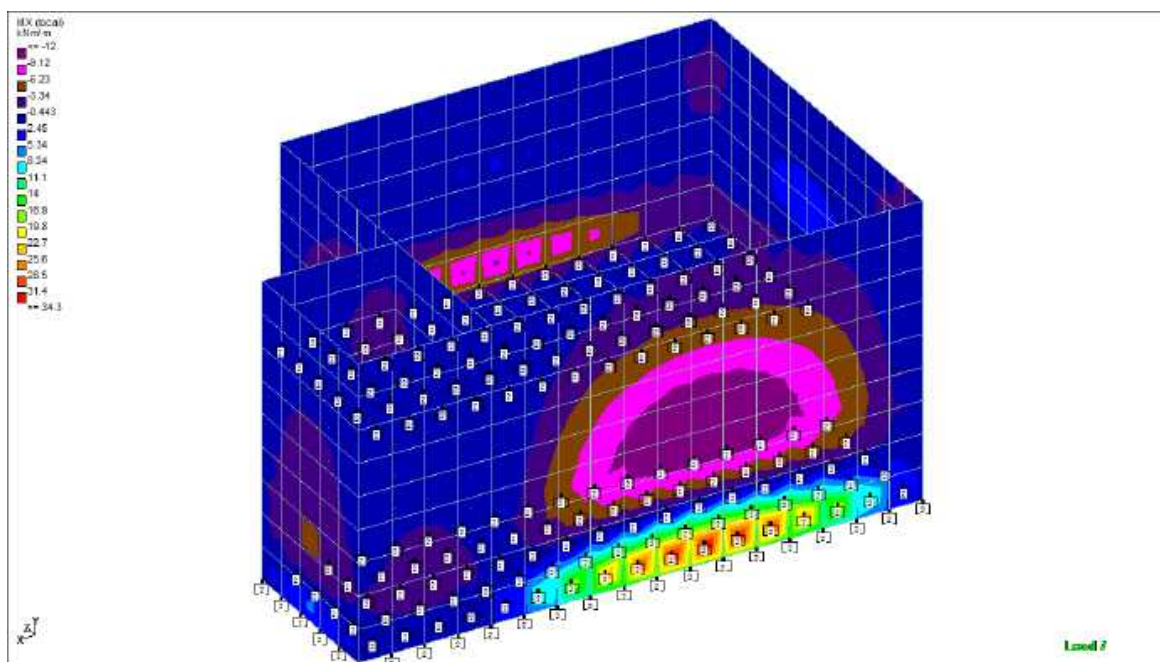




ELU. Hipótesis 2. Momento Vertical:

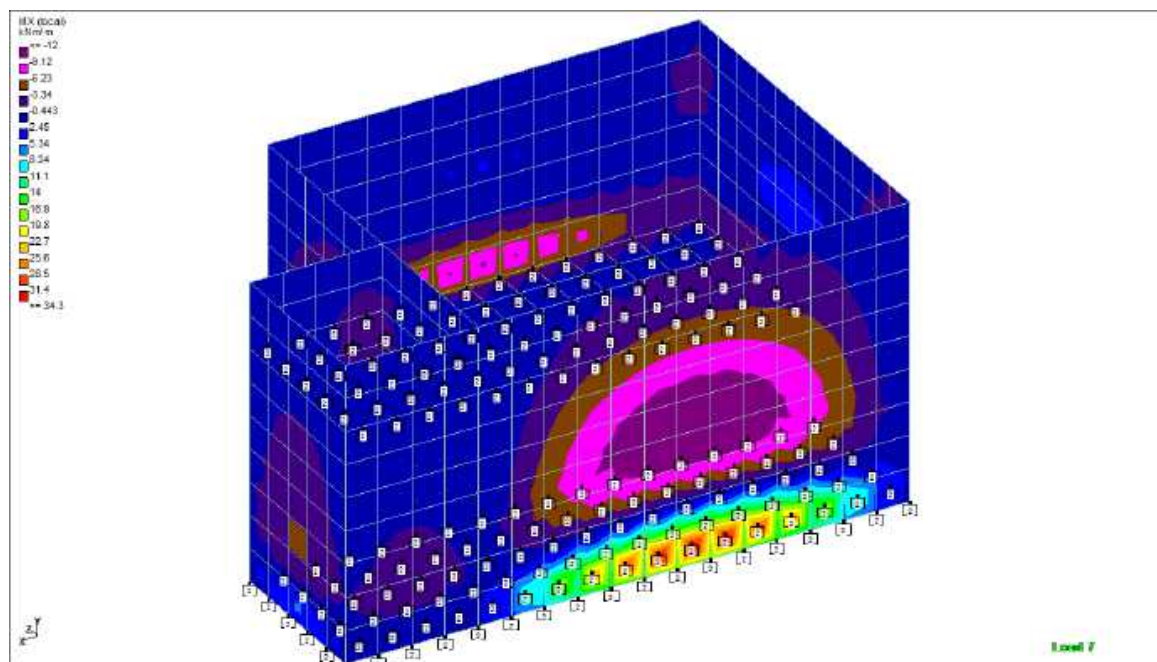


ELU. Hipótesis 1. Momento Horizontal:

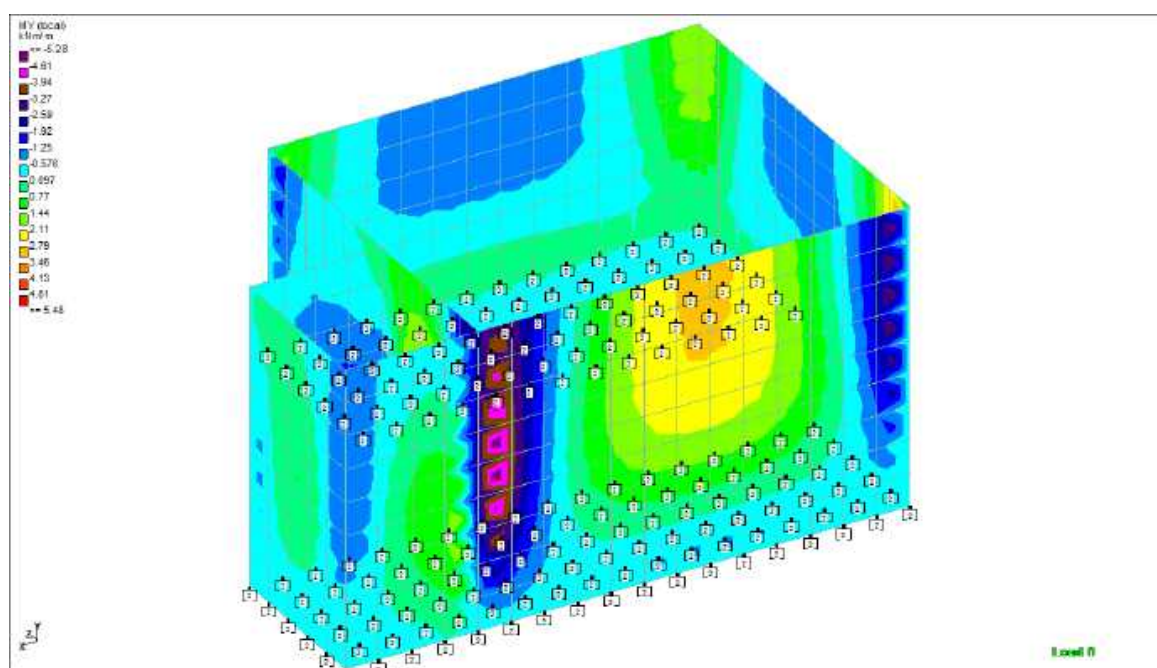




## ELU. Hipótesis 2. Momento Horizontal

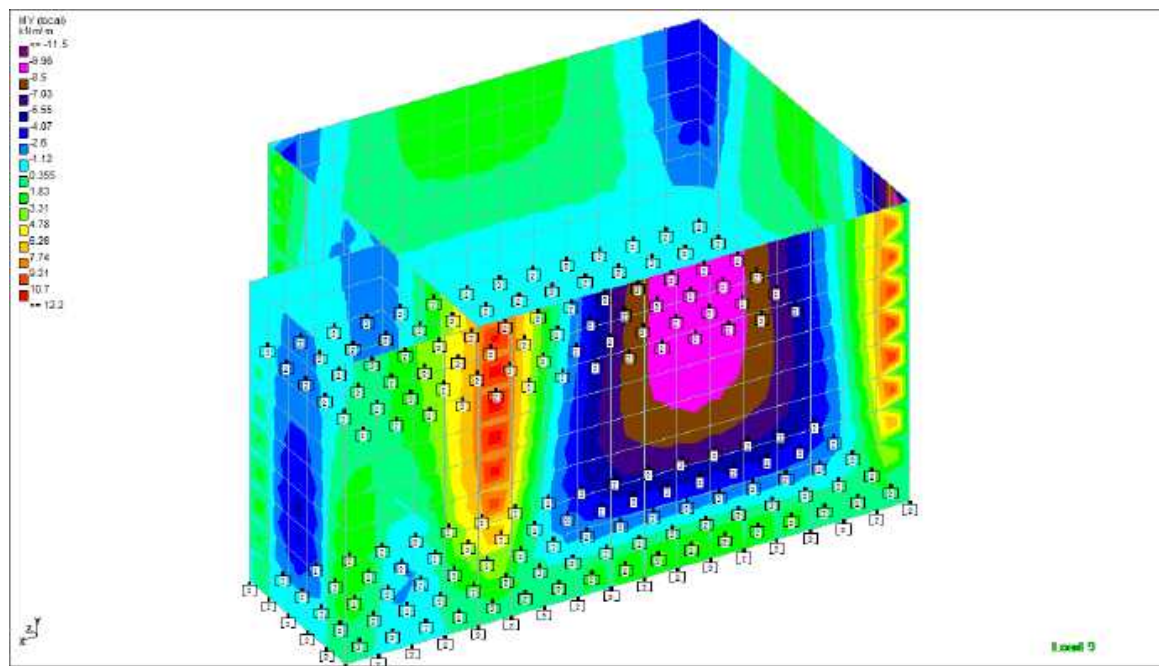


## ELS. Hipótesis 1. Momento Vertical:

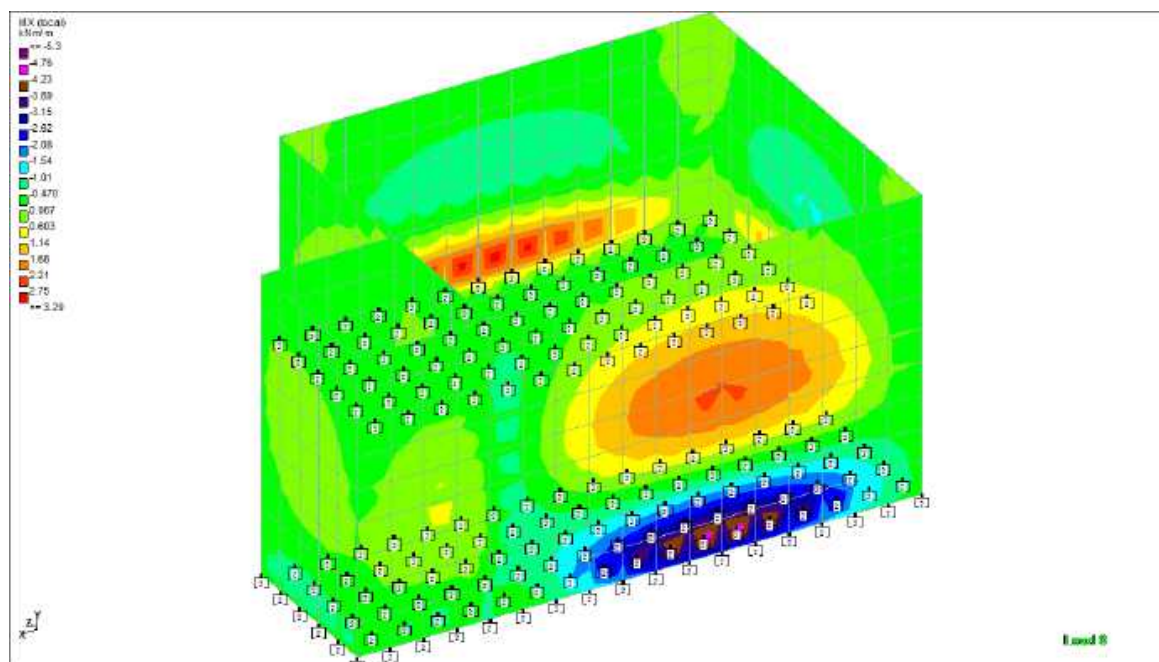




ELS. Hipótesis 2. Momento Vertical:

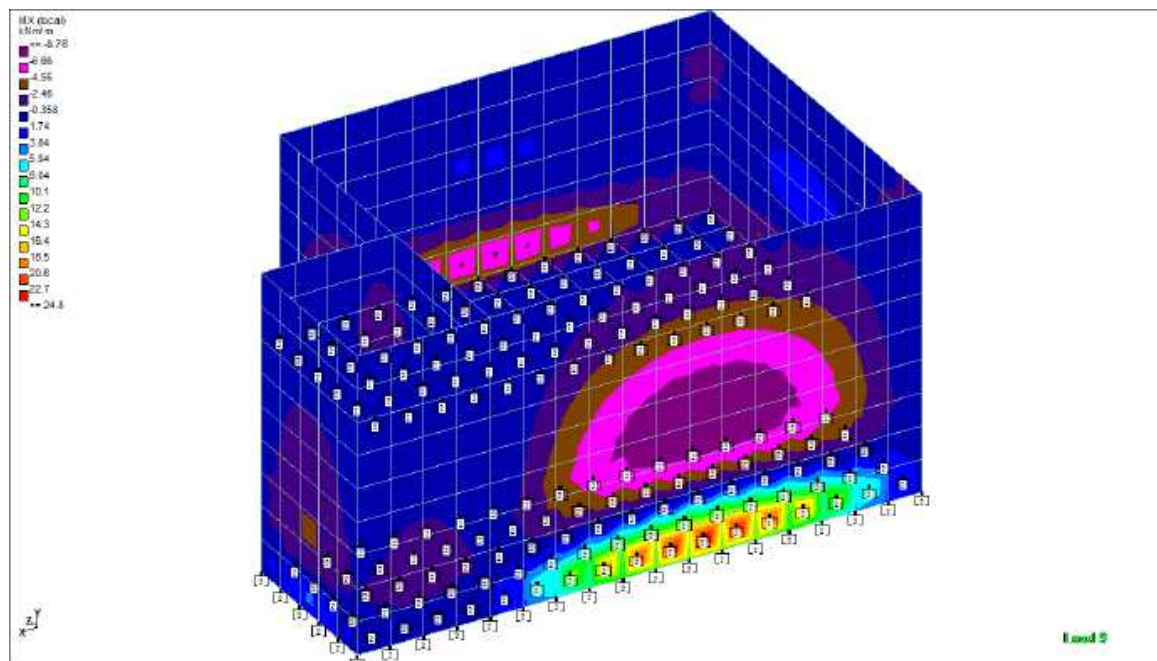


ELS. Hipótesis 1. Momento Horizontal





## ELS. Hipótesis 2. Momento Horizontal



ELU	Muros	Losa
Flector (m-kN) vertical positivo	30,97	8.33
Flector (m-kN) vertical negativo	-29,62	-19.86
Flector (m-kN) horizontal positivo	31,00	19.35
Flector (m-kN) horizontal negativo	-12,81	-35.36
ELS	Muros	Losa
Flector (m-kN) vertical positivo	25,62	6,16
Flector (m-kN) vertical negativo	-24,50	-14,74
Flector (m-kN) horizontal positivo	22,54	14,76
Flector (m-kN) horizontal negativo	9,24	-25,49

Armadura muros trasdós	# ø16 a 20
Armadura muros intradós	# ø16 a 20
Armadura superior losa	# ø16 a 13
Armadura inferior losa	# ø16 a 13



## 9 POZOS DE REGISTRO

### 9.1 DEFINICIÓN GEOMÉTRICA

Se han definido dos tipos de pozos, diferenciados únicamente por su altura. Su sección en planta es idéntica, cuadrangular de 2,90 metros de lado, teniendo uno de ellos alabeado para facilitar la instalación del tubo.

La altura del pozo uno es de 4,17 metros hasta la clave del colector y la del pozo dos 2,50 metros. La profundidad máxima es de 6,00 metros para el pozo uno y 4,00 metros para el pozo dos.

Ambos tipos de pozos se encuentran enterrados en su totalidad, no soportando cargas de tráfico sobre su cubierta.

### 9.2 CARGAS ACTUANTES

Las cargas que actúan sobre los pozos son:

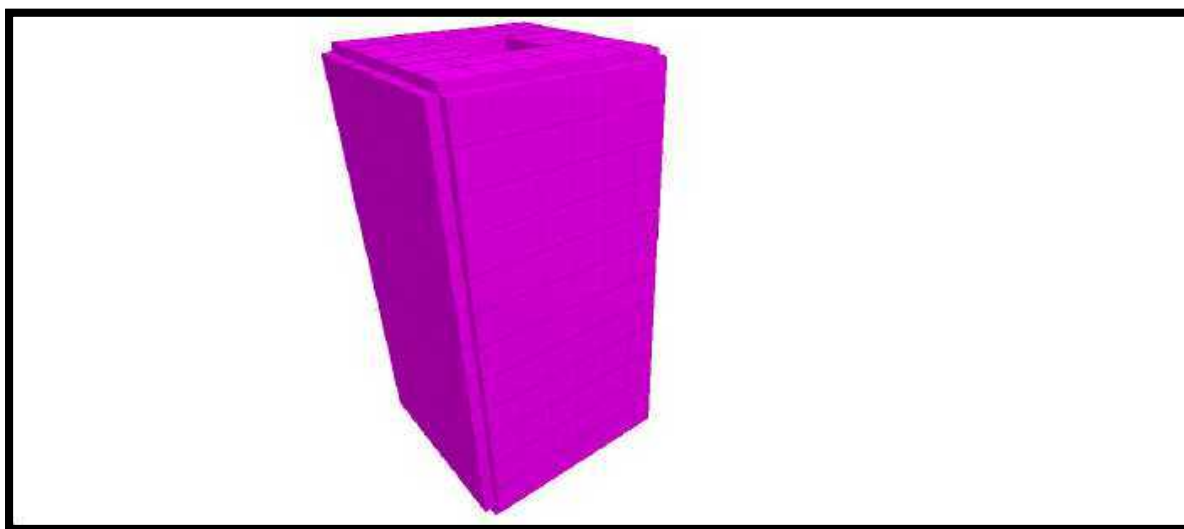
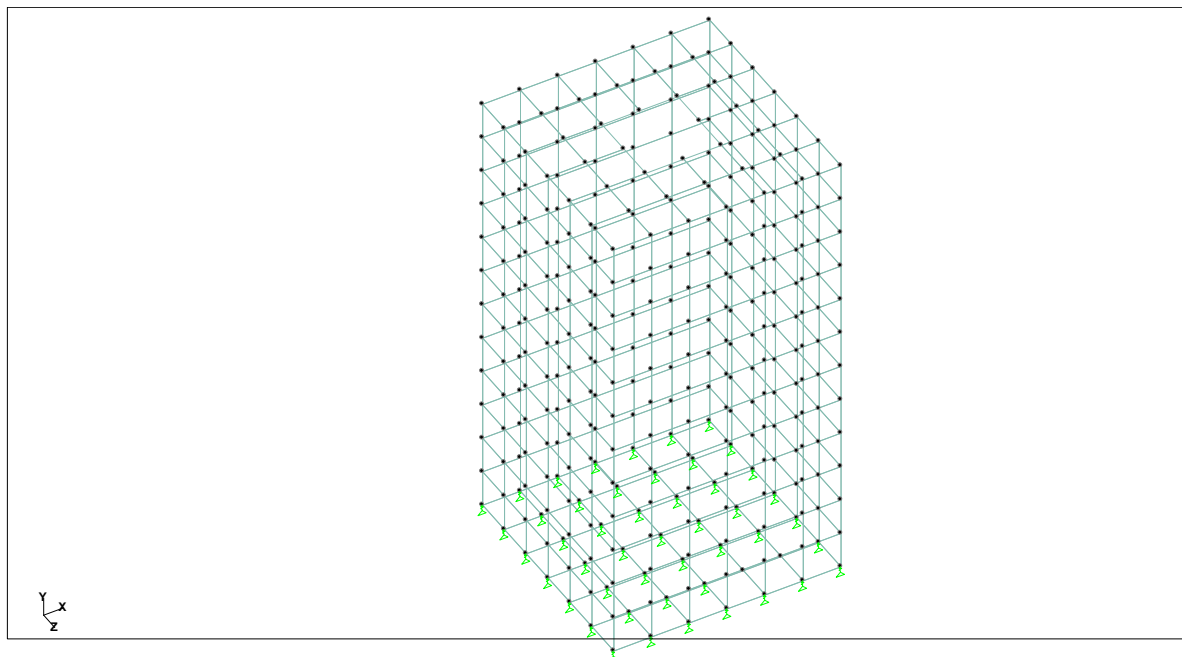
- Peso propio. Considerando un peso propio del hormigón de  $25 \text{ kN/m}^3$
- Empuje hidrostático. Considerando un peso propio del agua de  $10 \text{ kN/m}^3$
- Empuje de tierras. Para la caracterización del empuje se adoptan una caracterización genérica, de acuerdo al Anejo de Geología y Geotecnia, eligiendo una columna estratigráfica pesimista, a fin de dotar de mayor seguridad a la estructura
  - o Relleno antrópico:
    - Profundidad: 0,00 – 2,00 m
    - Cohesión:  $0,00 \text{ kp/cm}^2$
    - Ángulo de rozamiento:  $25\text{-}28^\circ$
  - o Arenas cuaternarias:
    - Profundidad: 2,00 – 6,00 m
    - Cohesión:  $0,02 \text{ kp/cm}^2$
    - Ángulo de rozamiento:  $27\text{-}30^\circ$
- Sobrecarga de cubierta: aunque a priori no se espera acciones sobre la cubierta, se considera una sobrecarga de  $10 \text{ kN/m}^2$

### 9.3 COMPROBACIÓN ESTRUCTURAL

#### 9.3.1 MODELO DE CÁLCULO POZO UNO $h = 4,17 \text{ m}$

Se ha modelizado el pozo empleando el programa de elementos finitos STAAD Pro

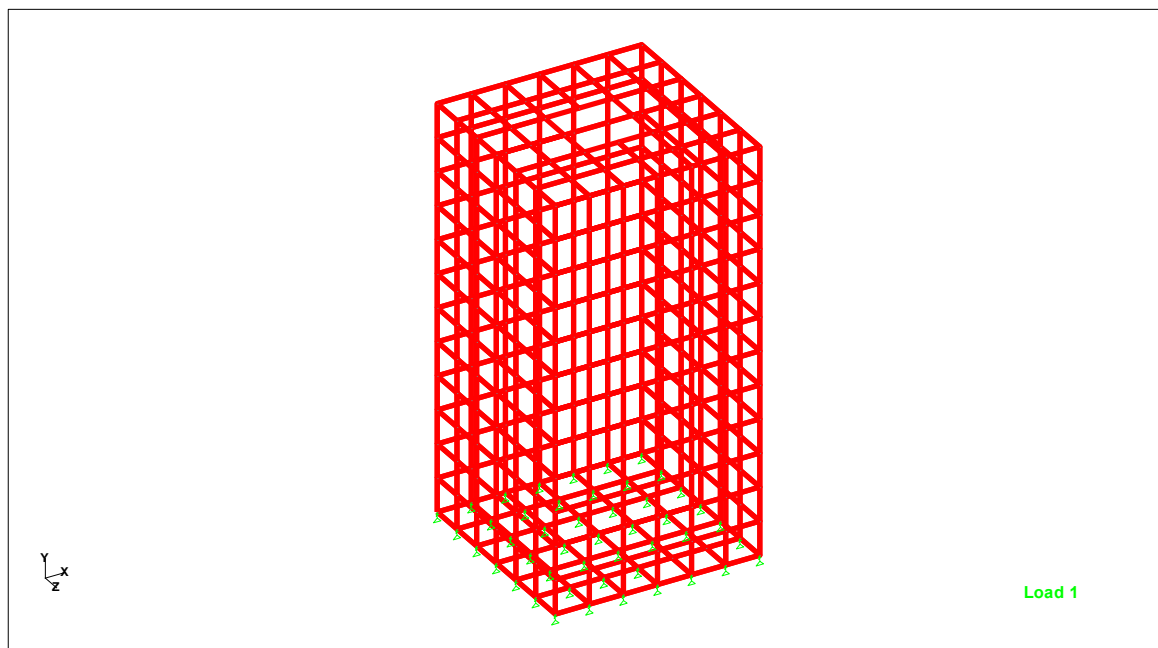




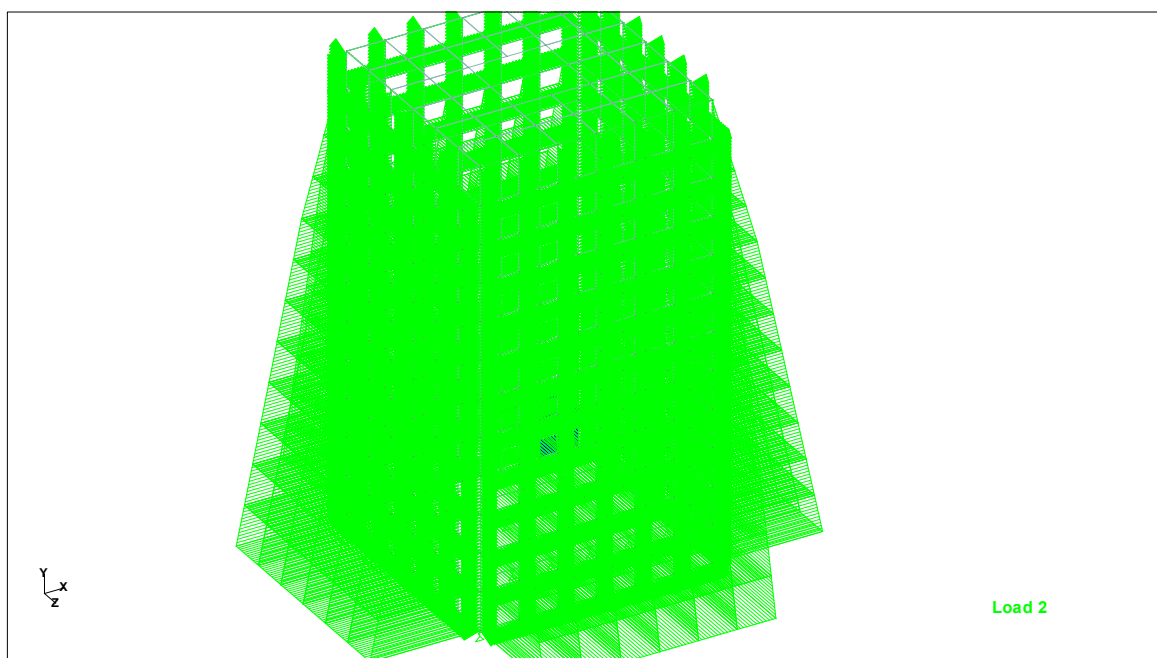
### 9.3.2 INTRODUCCIÓN DE CARGAS

- *Peso propio*





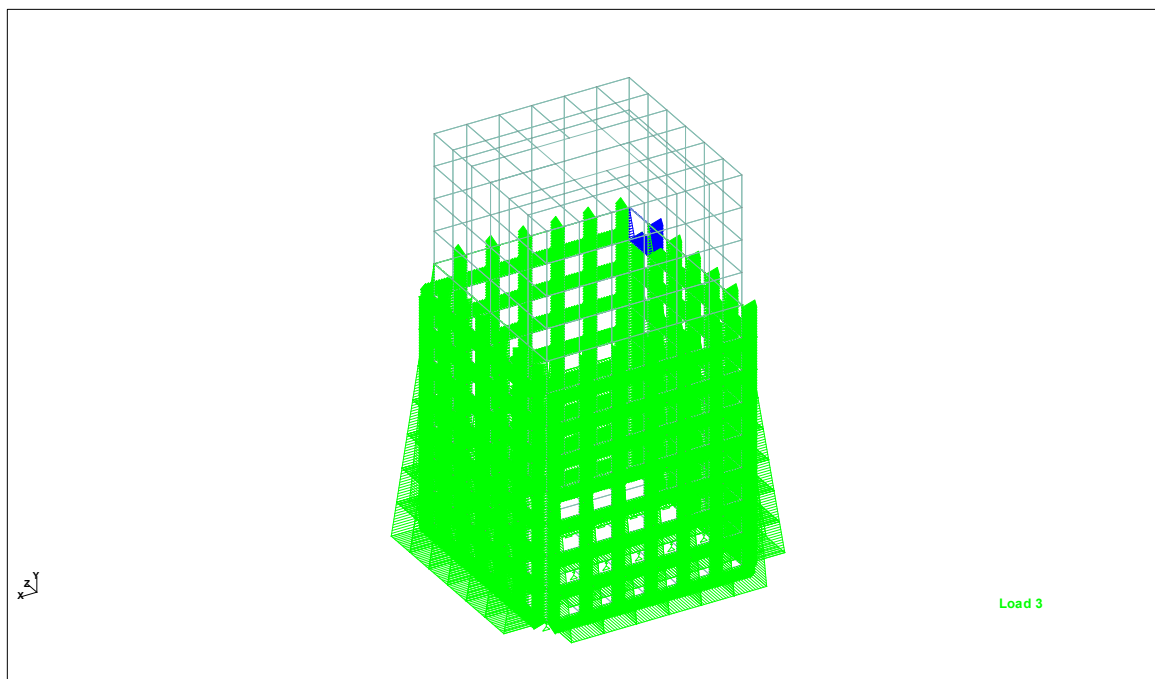
- ***Empuje de tierras***



- ***Empuje hidrostático***

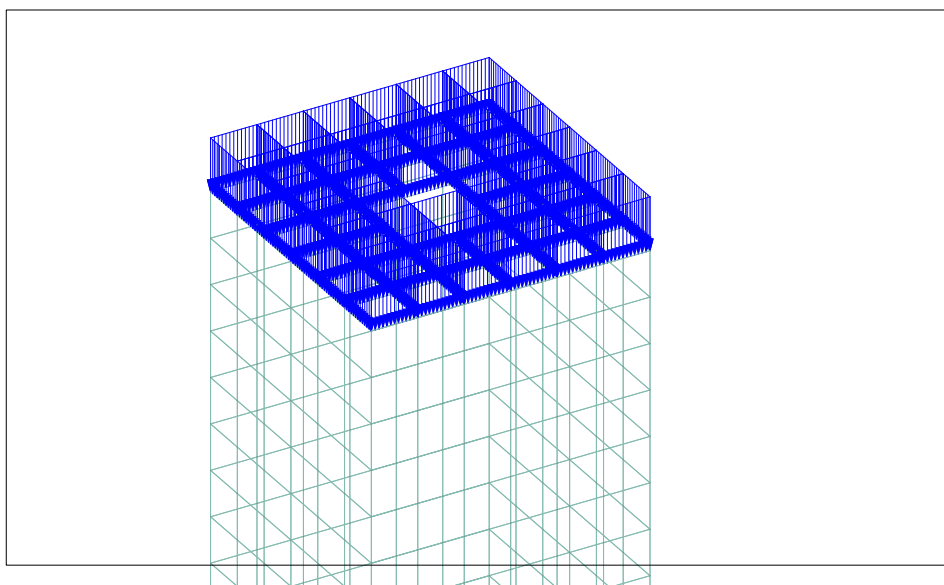
La lámina de agua en el interior del pozo se considera despreciable a efectos de cálculo. El nivel freático se considera a dos metros de profundidad





- **Sobrecarga de cubierta**

Aunque no se esperan acciones, se supone una sobrecarga de  $10 \text{ kN/m}^2$  aplicada en la cubierta del pozo



### 9.3.3 COMBINACIÓN DE ACCIONES

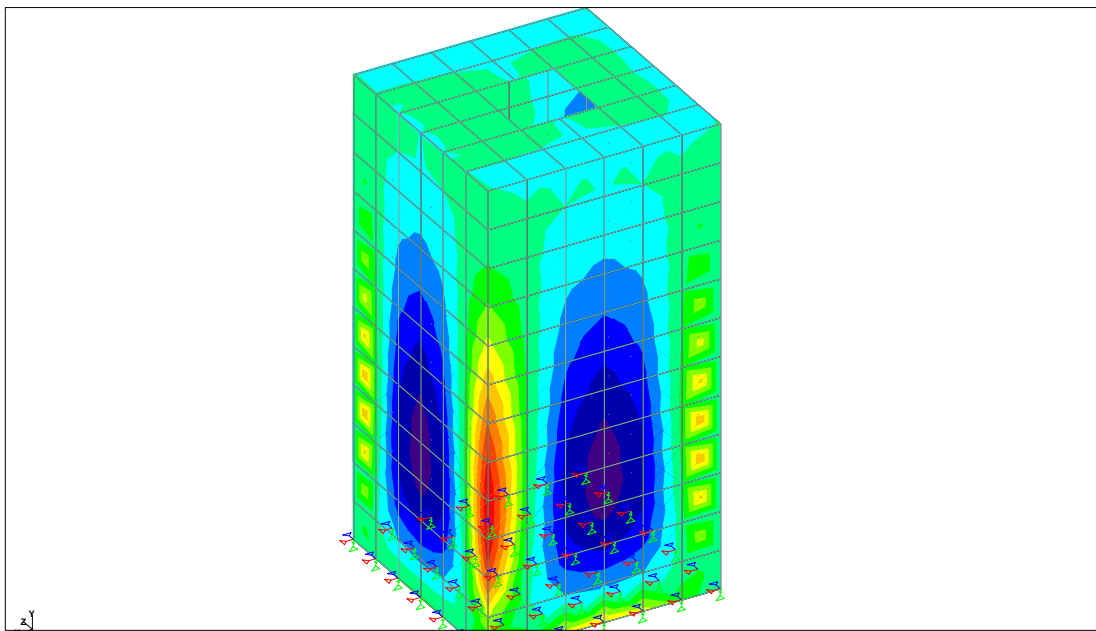
Se han analizado una combinación posible en ELU y ELS

- Hipótesis 1: Peso propio + Empuje de Tierras + Empuje Freático + Sobrecarga de cubierta

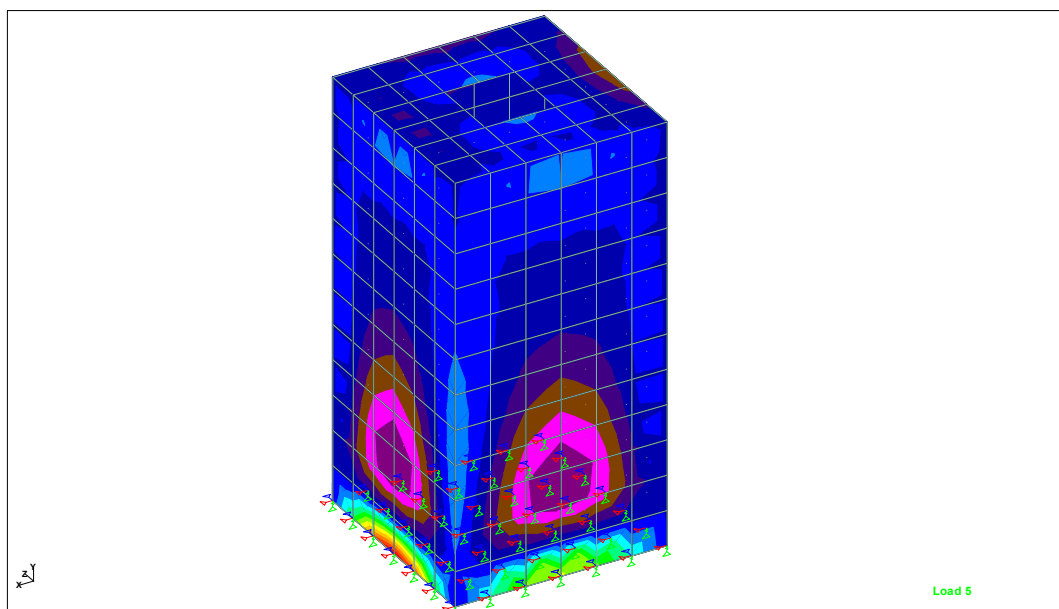


### 9.3.4 RESULTADOS OBTENIDOS

ELU. Hipótesis 1. Momento Vertical:

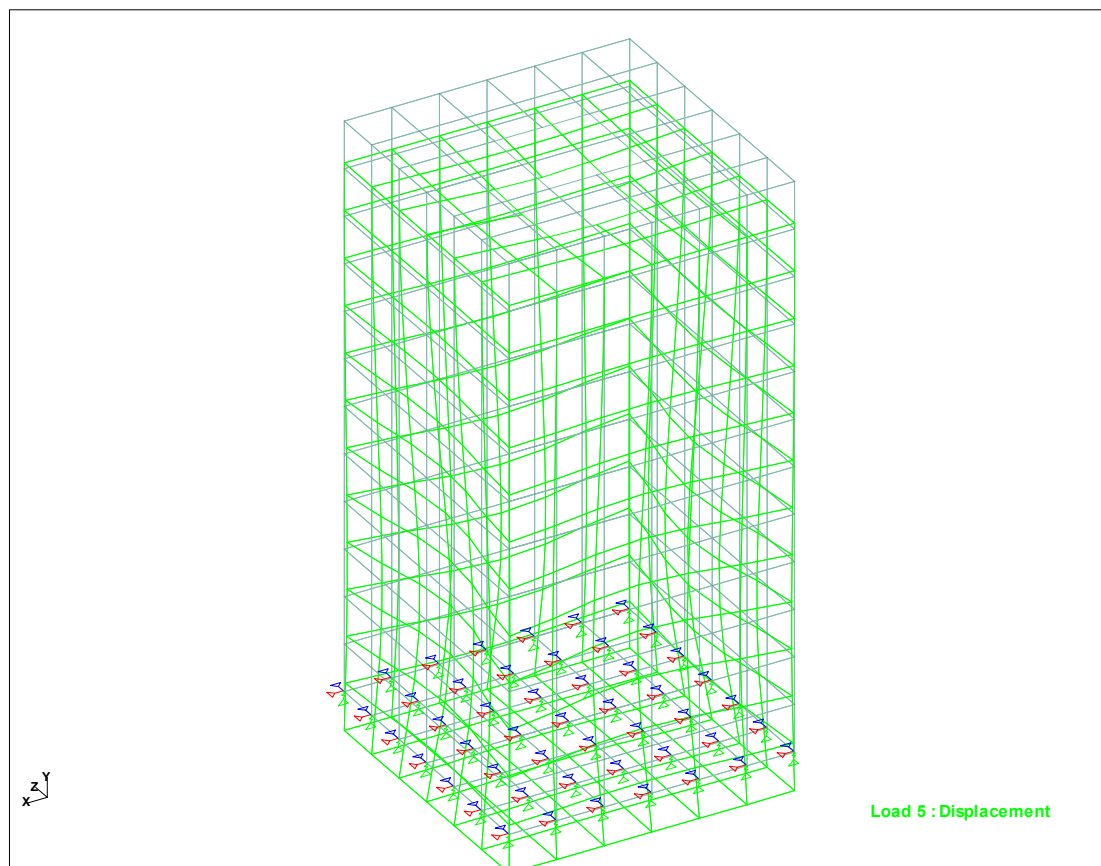


ELU. Hipótesis 1. Momento Horizontal:

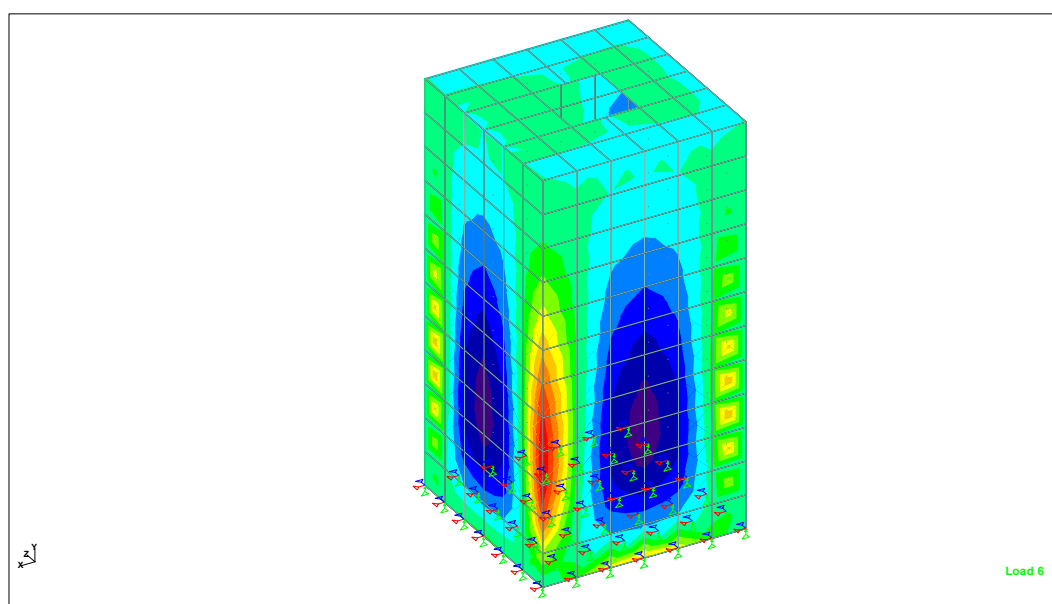




ELU. Hipótesis 1. Desplazamientos:

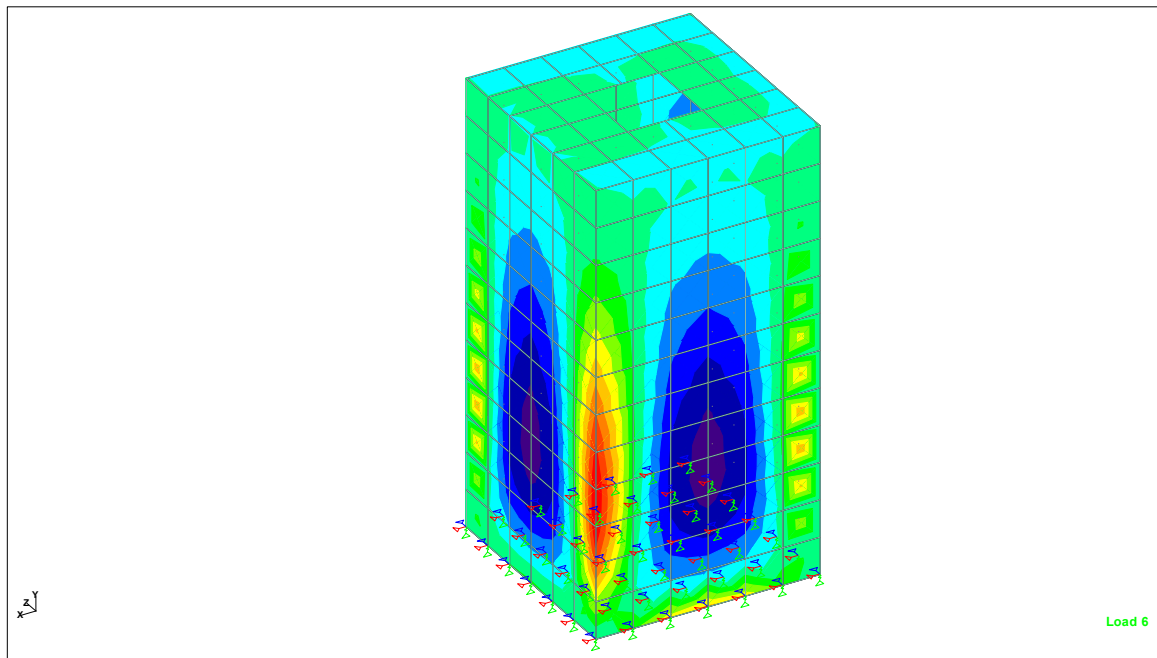


ELS. Hipótesis 1. Momento Vertical:

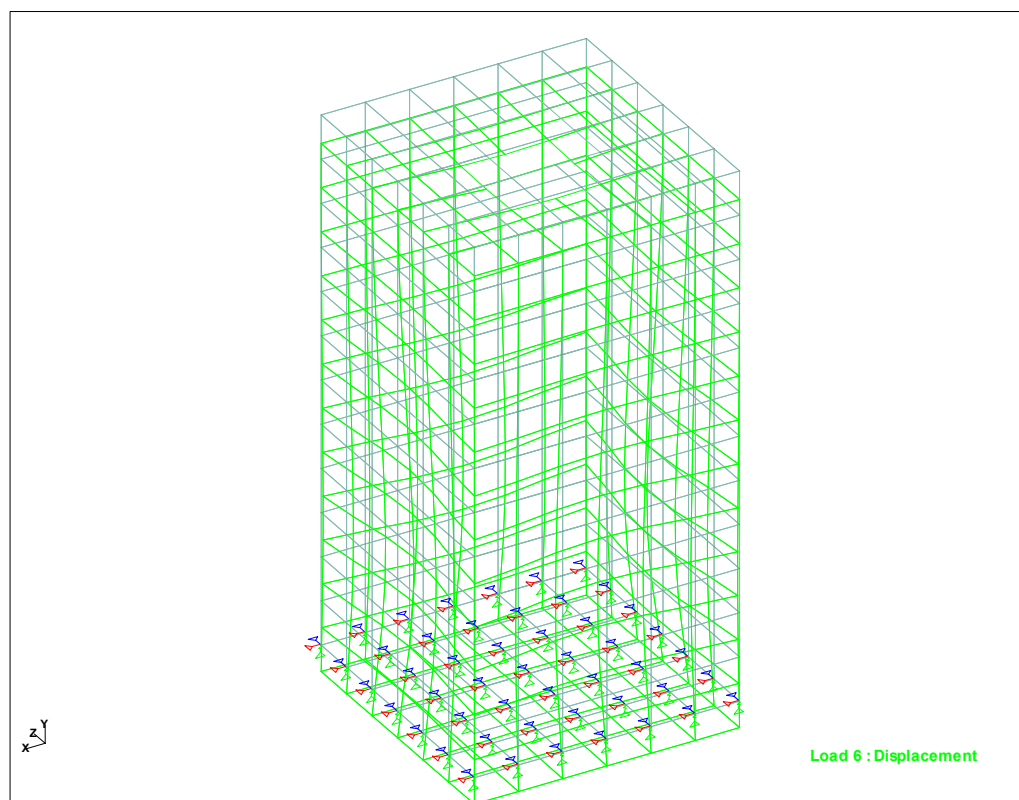




ELS. Hipótesis 1. Momento Horizontal:



ELS. Hipótesis 1.Desplazamientos:





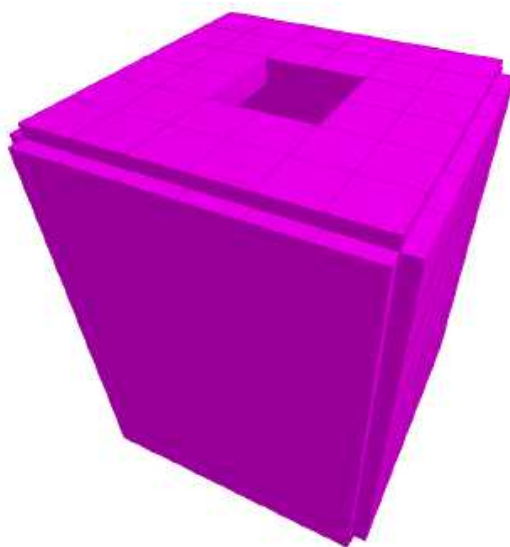
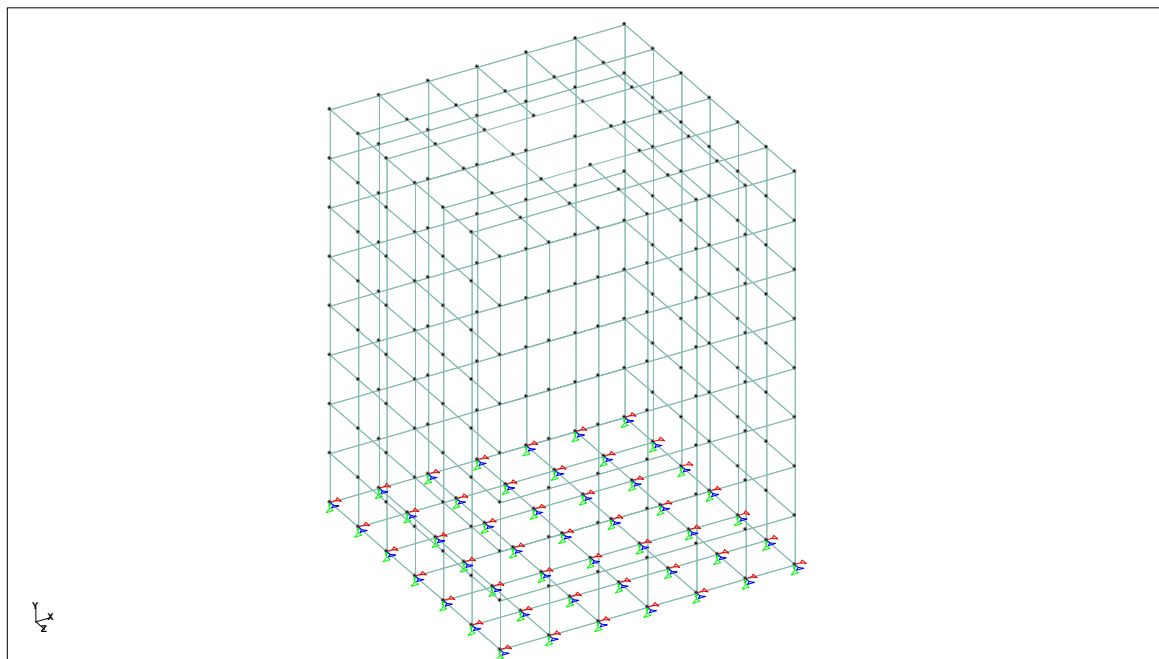
<b>ELU</b>	<b>Muros</b>	<b>Losa</b>
Flector (m-kN) vertical positivo	21.77	17.96
Flector (m-kN) vertical negativo	-21.77	-7.46
Flector (m-kN) horizontal positivo	14.47	17.96
Flector (m-kN) horizontal negativo	-14.47	-7.46
Desplazamiento solera (mm)		0.410
Desplazamiento cubierta (mm)		0.524
<b>ELS</b>	<b>Muros</b>	<b>Losa</b>
Flector (m-kN) vertical positivo	15.33	12.62
Flector (m-kN) vertical negativo	-15.33	-5.68
Flector (m-kN) horizontal positivo	10.40	12.62
Flector (m-kN) horizontal negativo	-10.40	-5.69
Desplazamiento solera (mm)		0.30
Desplazamiento cubierta (mm)		0.38

Armadura muros trasdós	# ø16 a 15
Armadura muros intradós	# ø16 a 15
Armadura superior losa	# ø16 a 10
Armadura inferior losa	# ø16 a 10



### 9.3.5 MODELO DE CÁLCULO POZO DOS h = 2,50 m

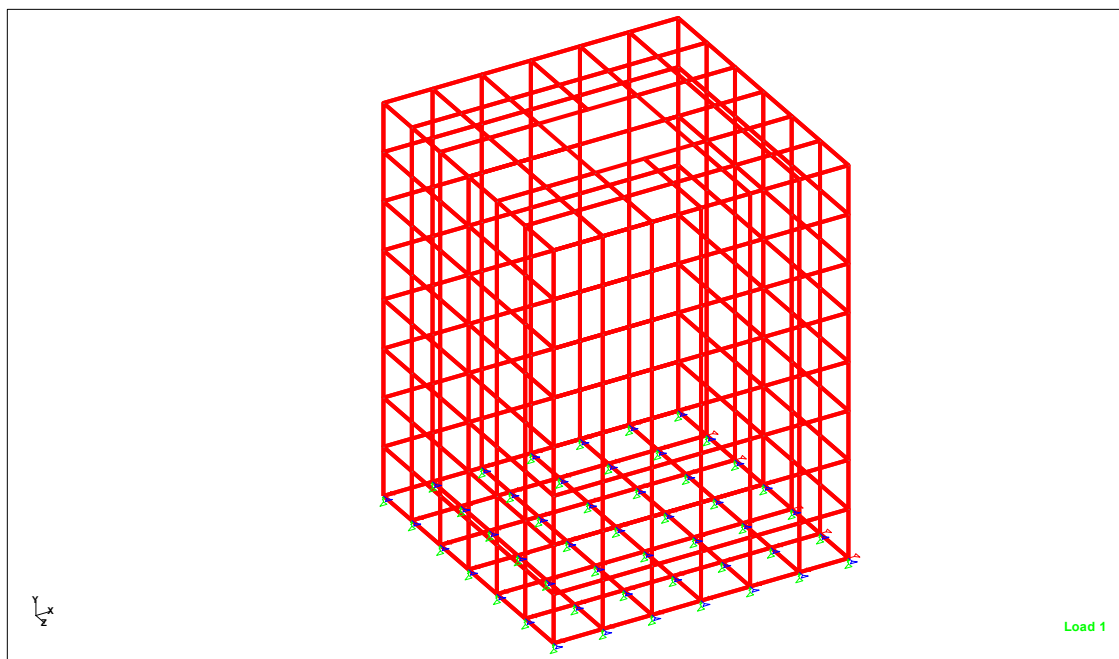
Se ha modelizado el aliviadero empleando el programa de elementos finitos STAAD Pro



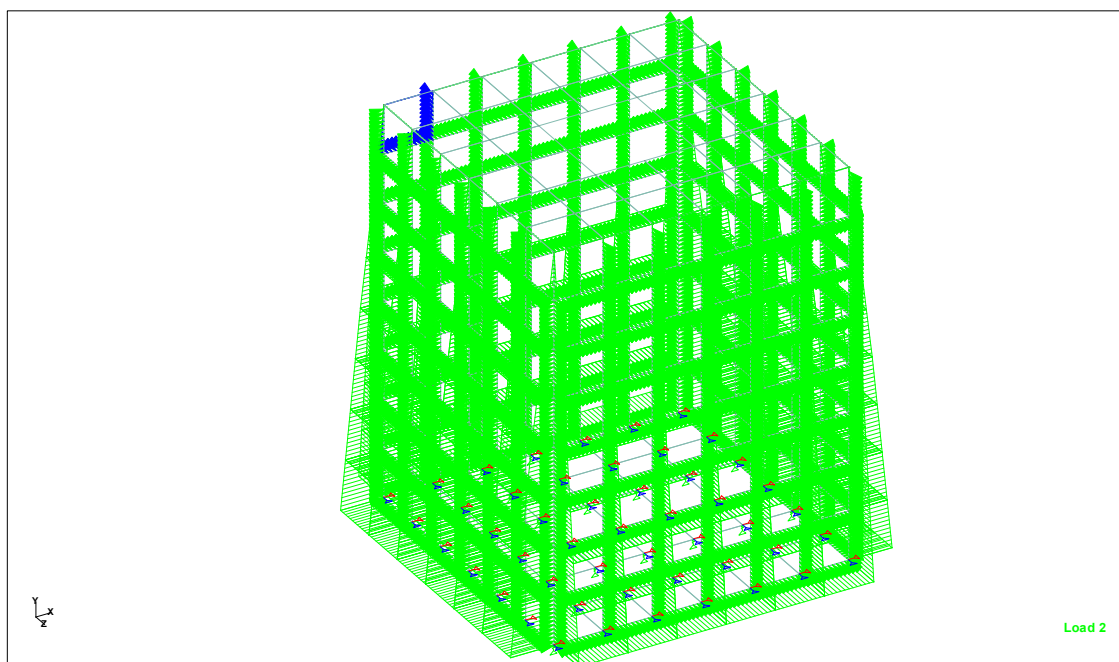
### 9.3.6 INTRODUCCIÓN DE CARGAS

- *Peso propio*





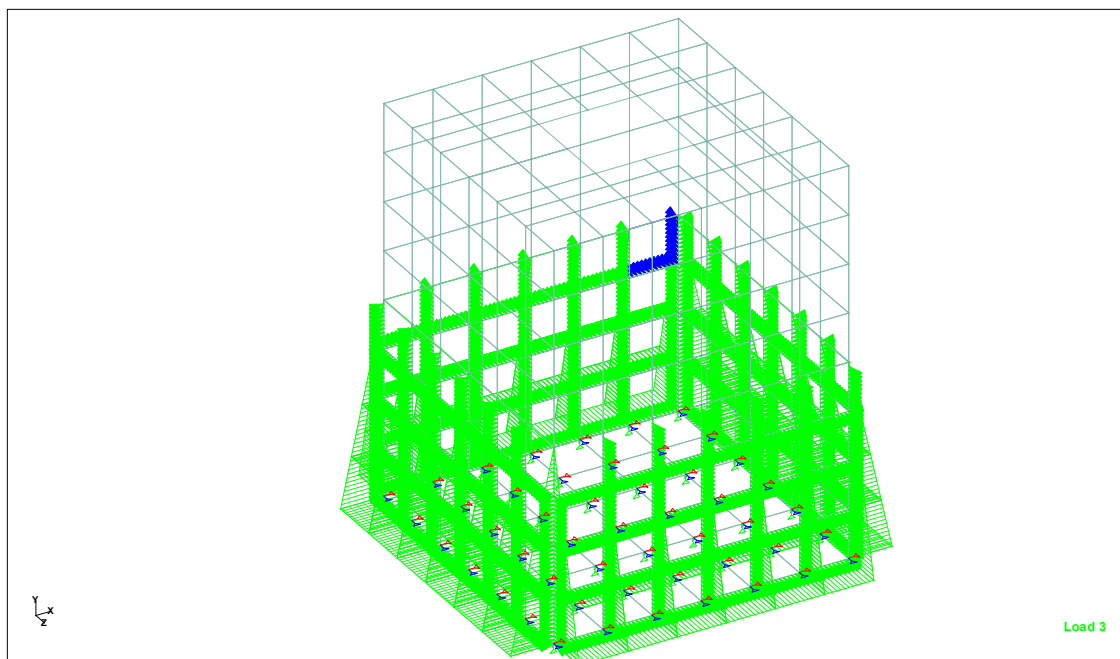
- ***Empuje de tierras***



- ***Empuje hidrostático***

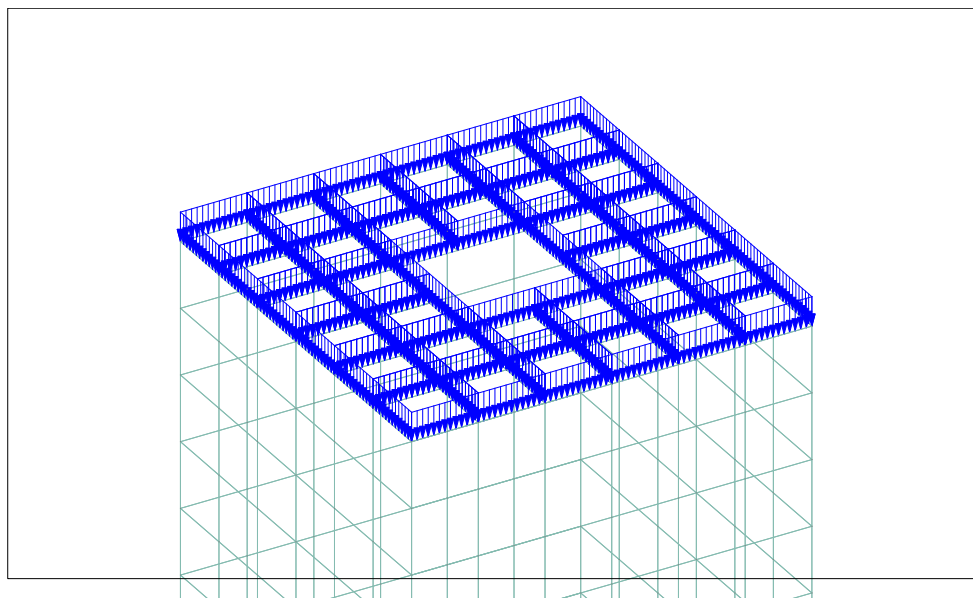
La lámina de agua en el interior del pozo se considera despreciable a efectos de cálculo. El nivel freático se considera a dos metros de profundidad





- **Sobrecarga de cubierta**

Aunque no se esperan acciones, se supone una sobrecarga de  $10 \text{ kN/m}^2$  aplicada en la cubierta del pozo





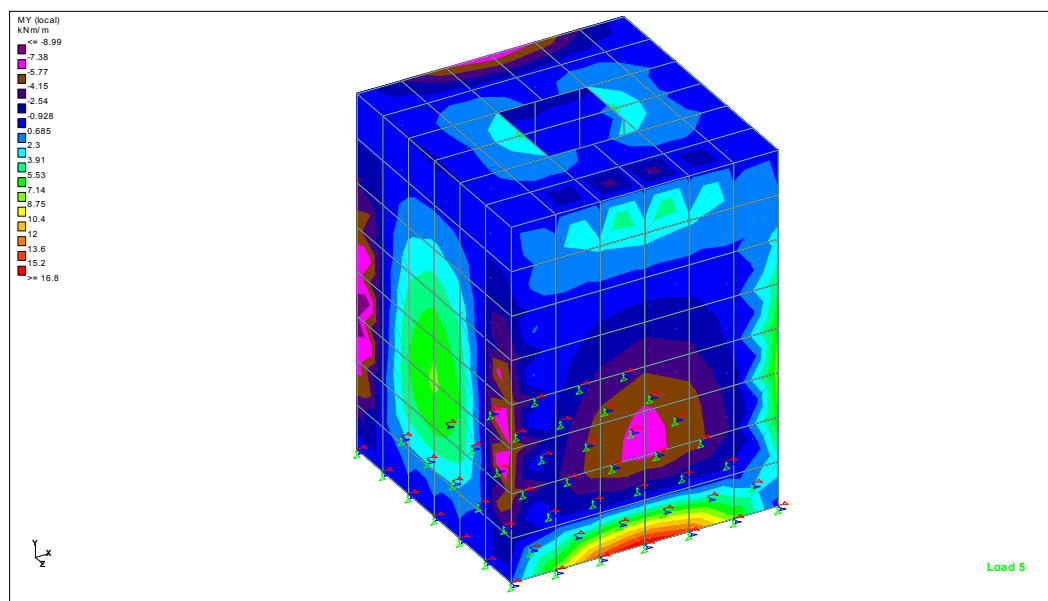
### 9.3.7 COMBINACIÓN DE ACCIONES

Se han analizado una combinación posible en ELU y ELS

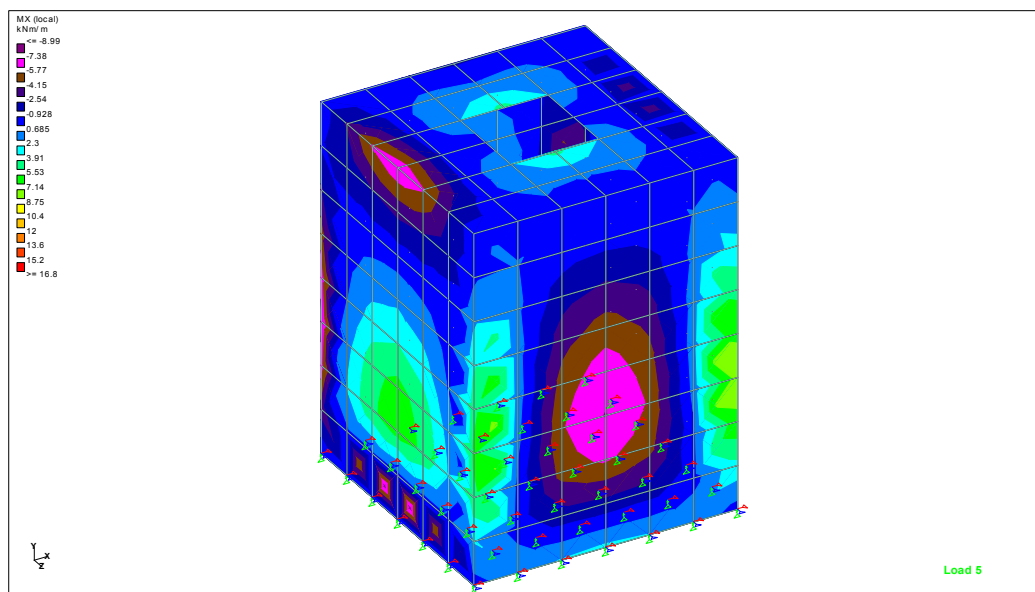
- Hipótesis 1: Peso propio + Empuje de Tierras + Empuje Freático + Sobrecarga de cubierta

### 9.3.8 RESULTADOS OBTENIDOS

ELU. Hipótesis 1. Momento Vertical:

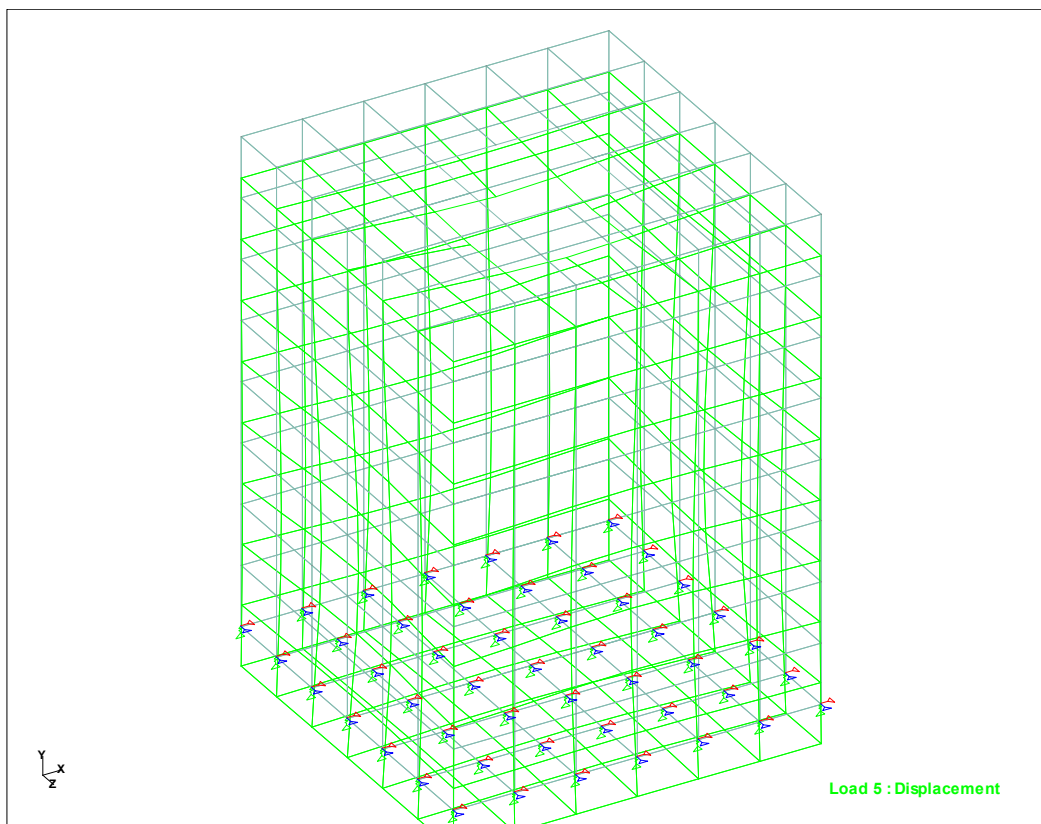


ELU. Hipótesis 1. Momento Horizontal:

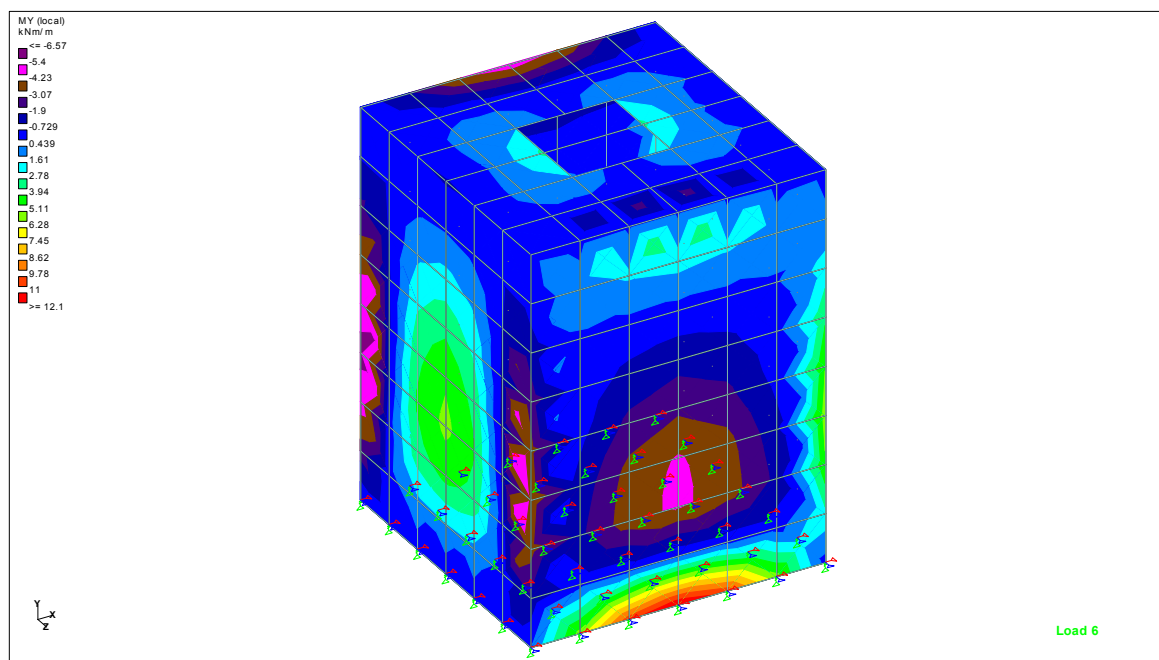


ELU. Hipótesis 1. Desplazamientos



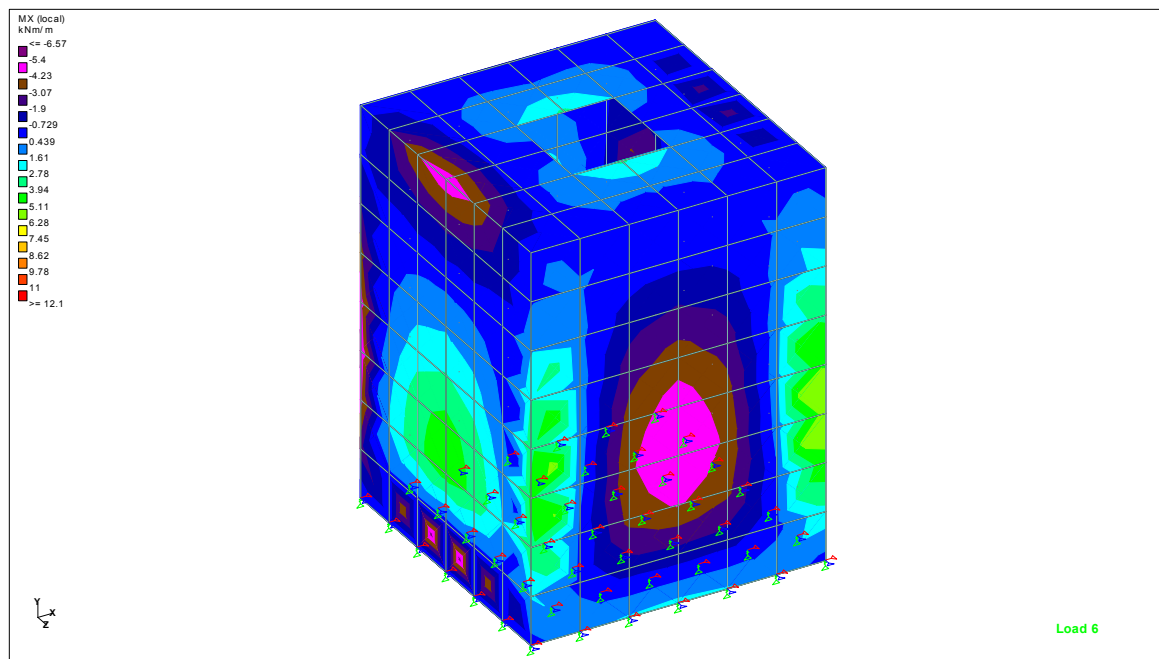


ELS. Hipótesis 1. Momento Vertical:

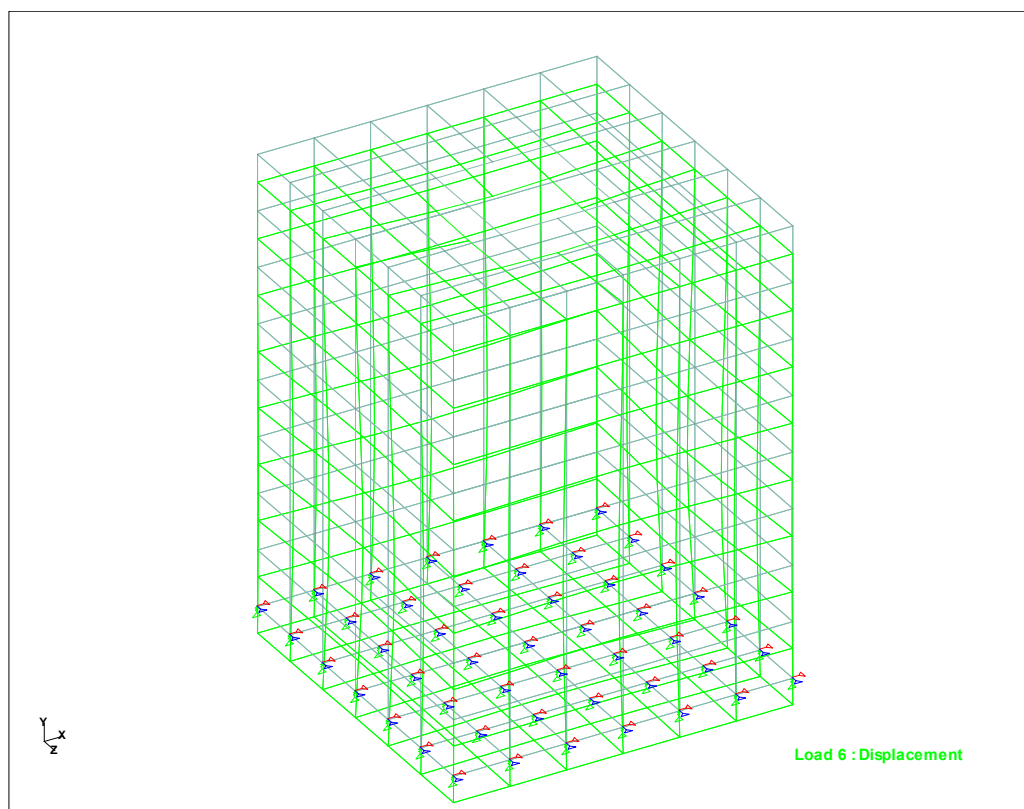


ELS. Hipótesis 1. Momento Horizontal





### ELS. Hipótesis 1.Desplazamientos





<b>ELU</b>	<b>Muros</b>	<b>Losa</b>
Flector (m-kN) vertical positivo	8.14	8.67
Flector (m-kN) vertical negativo	-8.14	-7.48
Flector (m-kN) horizontal positivo	8.14	8.67
Flector (m-kN) horizontal negativo	-8.14	-7.48
Desplazamiento solera (mm)		0.322
Desplazamiento cubierta (mm)		0.421
<b>ELS</b>	<b>Muros</b>	<b>Losa</b>
Flector (m-kN) vertical positivo	5.91	6.21
Flector (m-kN) vertical negativo	-5.91	-5.47
Flector (m-kN) horizontal positivo	5.91	6.21
Flector (m-kN) horizontal negativo	-5.91	-5.47
Desplazamiento solera (mm)		0.235
Desplazamiento cubierta (mm)		0.303

Armadura muros trasdós	# ø16 a 15
Armadura muros intradós	# ø16 a 15
Armadura superior losa	# ø16 a 10
Armadura inferior losa	# ø16 a 10

#### 9.4 COMPROBACIÓN ARQUETA ESPECIAL P10

Para el caso de la arqueta P10 cuya geometría (arqueta de 3 metros x 3 metros aproximadamente) es ligeramente diferente a los pozos definidos en el apartado 9 se ha utilizado el mismo modelo de cálculo pero verificando que el momento flector es inferior al momento límite de la sección.

$$E = \frac{1}{2} K a . \gamma . H^2$$

Donde:

Ka = empuje pasivo

γ = peso específico del suelo

H = altura de tierras



El empuje resultante es de 20.68 kN/m actuando a 0,95 de la base de la arqueta, resultando un momento total de 19.56 kN.m/m y mayorado de 26.41 kN.m/m. Ese esfuerzo es inferior al límite de la sección, por lo que se adopta la cuantía mínima de cálculo, como en el caso anterior.

En el apéndice 9.1. de este anejo se incluye esta comprobación y los armados necesarios.



## 10 POZOS DE HINCA

### 10.1 DEFINICIÓN GEOMÉTRICA

Es necesaria la construcción de tres pozos de hinca de 12 metros de longitud y 5 metros de ancho. Sus profundidades son:

- Cota rasante Hinca I: 868.77;  $h = 5.370$  m
- Cota rasante Hinca II: 868.575;  $h = 4.825$  m
- Cota rasante Hinca III: 868.511;  $h = 4.689$  m

Dada su similitud, se comprobarán el pozo de dimensiones pésimas, de 5.370 metros de profundidad.

Cada uno de estos pozos contará con un refuerzo en forma de dado de tacón de hormigón de 2 metros de ancho por 1,5 metros de alto sobre el que se apoyarán los gatos de empuje, actuando como muro de reacción. El espesor de este muro es de 0,70 metros.

### 10.2 CARGAS ACTUANTES

Las cargas que actúan sobre los pozos de hinca son:

- Peso propio. Considerando un peso propio del hormigón de  $25 \text{ kN/m}^3$
- Empuje de tierras. Para la caracterización del empuje se adoptan una caracterización genérica, de acuerdo al Anejo de Geología y Geotecnia, eligiendo una columna estratigráfica pesimista, a fin de dotar de mayor seguridad a la estructura
  - Relleno antrópico:
    - Profundidad: 0,00 – 1,00 m
    - Cohesión:  $0,00 \text{ kp/cm}^2$
    - Ángulo de rozamiento:  $25-28^\circ$
  - Depósitos aluviales
    - Profundidad: 1,00 – 3,00 m
    - Cohesión:  $0,02 \text{ kp/cm}^2$
    - Ángulo de rozamiento:  $27-30^\circ$
  - Jabre de alteración
    - Profundidad: 3,00 – 6,00 m
    - Cohesión:  $0,05 \text{ kp/cm}^2$
    - Ángulo de rozamiento:  $35^\circ$
- Empuje freático. Se considera que el nivel freático se encuentra a 3,00 metros de profundidad



- Empuje de hinca. Se considera que los gatos ejercen una fuerza de 6000 kN distribuidos en una superficie de 2,00 de ancho x 1,00 metro de altura..

### 10.3 COMPROBACIÓN ESTRUCTURAL

#### 10.3.1 COMPROBACIÓN DE LOS MUROS PANTALLA

- **Longitud de empotramiento**

Como recomendación general, se establece que la longitud de empotramiento debe ser mayor que las siguientes longitudes:

- 3 metros
- $1/3$  de la altura de excavación total = 1,79 metros
- 2 veces la altura de excavación en muros autoportantes:
- $3/2$  veces la diferencia entre el nivel piezométrico en el trasdós del muro, previa a la excavación y la máxima cota de excavación = 4.00 metros
- 2 metros más el cociente de dividir la sobrecarga representativa en el trasdós del muro por  $4 \text{ Tn/m}^2 = 2,25$  metros

Se adopta un valor de 4 metros de empotramiento

- **Espesor del muro**

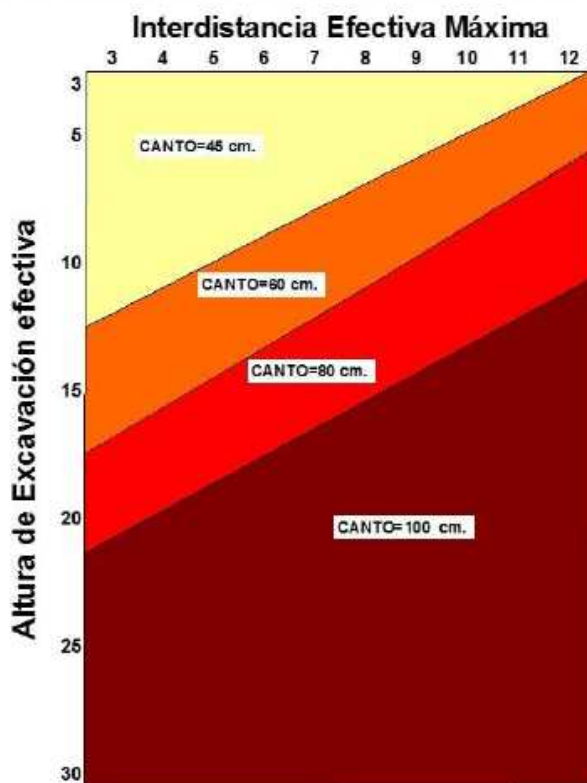
Se define la altura de excavación ficticia como la suma de la excavación total más una excavación ficticia que valora la existencia de sobrecargas que puedan generar empuje sobre el muro pantalla.

La excavación ficticia tendrá el valor de un metro por cada  $2 \text{ T/m}^2$  de sobrecarga en el trasdós. Si la sobrecarga está alejada del trasdós, este valor se afectará por un coeficiente que variará linealmente entre 1 y 0,5 en función de la distancia del inicio de la sobrecarga al muro pantalla, teniendo un valor de 1 para una sobrecarga en todo el trasdós del muro pantalla y 0,5 para una sobrecarga situada a  $0,75$  la altura de excavación, para distancia mayor el valor será nulo.

La interdistancia efectiva máxima es la distancia máxima entre apoyos y por tanto el canto de los muros se puede estimar de acuerdo al siguiente gráfico:



**con nivel freático  
sobre cota máxima de excavación**



Se ha adoptado un canto total de 60 cm

- **Estabilidad del muro**

Se ha evaluado la estabilidad del muro al deslizamiento y al vuelco considerando que son provisionales y adoptando un coeficiente de seguridad al vuelco de 1,50 y al deslizamiento de 1,20.

**Dimensiones muro**

Altura excavación	5.37 m
Altura empotramiento	4.00 m
Altura total	9.37 m
Espeor	1.00 m
Densidad	25.00 kN/m <sup>3</sup>

Peso muro 234.25 kN/m a 0.50 m

**Empuje tierras**

Estrato 1	Relleno antrópico
Densidad	19.00 kN/m <sup>3</sup>
Ángulo de rozamiento	27 °



Cohesión	0.00		
Coeficiente activo	0.376		
Coeficiente pasivo	3.489		
Profundidad mínima	0 m		
Profundidad máxima	1 m		
Distancia a eje	8.37 m		
Empuje 1	0 kN/m <sup>2</sup>		
Empuje 2	7.14 kN/m <sup>2</sup>		
Empuje rectangular	0.00 kN/m	a	8.87 m
Empuje triangular	3.57 kN/m	a	8.70 m
Estrato 2	Depósitos aluviales		
Densidad	19.00 kN/m <sup>3</sup>		
Ángulo de rozamiento	29 °		
Cohesión	0.02 kp/cm <sup>2</sup>		
Coeficiente activo	0.321		
Coeficiente pasivo	3.910		
Profundidad mínima	1 m		
Profundidad máxima	3 m		
Distancia a eje	6.37 m		
Empuje 1	7.14 kN/m <sup>2</sup>		
Empuje 2	18.30 kN/m <sup>2</sup>		
Empuje rectangular	14.29 kN/m	a	7.37 m
Empuje triangular	11.15 kN/m	a	7.04 m
Estrato 3	Jabre de alteración		
Densidad	19.00 kN/m <sup>3</sup>		
Ángulo de rozamiento	35 °		
Cohesión	0.05 kp/cm <sup>2</sup>		
Coeficiente activo	0.246		
Coeficiente pasivo	7.163		
Profundidad mínima	3 m		
Profundidad máxima	9.37 m		
Distancia a eje	0.00 m		
Empuje 1	18.30 kN/m <sup>2</sup>		
Empuje 2	43.80 kN/m <sup>2</sup>		
Empuje rectangular	116.55 kN/m	a	3.19 m
Empuje triangular	81.21 kN/m	a	2.12 m
Empuje pasivo	1088.776 kN/m	a	1.33 m



### Empuje freático

Profundidad NF	3 m		
Densidad	10 kN/m <sup>2</sup>		
Empuje freático	28.08 kN/m	a	2.12 m

### Sobrecarga

Valor sobrecarga	10 kN/m <sup>2</sup>		
Empuje	23.05 kN/m	a	4.69 m

<b>Vuelco</b>	Momentos estabilizantes	988.15	1.07	>1.50
	Momentos desestabilizantes	926.15		

Anclaje	sí
Valor momento anclaje	410.34 kN/m
Profundidad anclaje	2.5 m
Carga nominal anclaje	59.73 kN
F1	1.50
Carga mayorada anclaje	89.59 kN

### Comprobación tensión admisible del acero

Diámetro tirante	26.5 mm
Sección tirante	552 mm <sup>2</sup>
F2	1.30
F3	1.15
Carga límite elástico	950 N/mm <sup>2</sup>
Carga límite rotura	1050 N/mm <sup>2</sup>

Lím elástico	162.31	730.77 N/mm <sup>2</sup>	ok
Lím rotura	162.31	913.04 N/mm <sup>2</sup>	ok

### Deslizamiento del tirante en la lechada

Longitud del bulbo	0.18	m	
Resistencia lechada	25	Mpa	
Adherencia límite	7.40	Mpa	
Adherencia	6.05	MPa	ok

### Comprobación de la seguridad frente al arrancamiento del bulbo

F4	1.65		
Adherencia límite	0.606	Mpa	
Adherencia	0.179	Mpa	ok
Longitud anclaje	6	m	



<b>Vuelco</b>	Momentos estabilizantes	1398.49	1.51	>1.50
	Momentos desestabilizantes	926.15		

#### Deslizamiento

Coeficiente rozamiento suelo hormigón	0.55
Cohesión	0.05 kN/m2

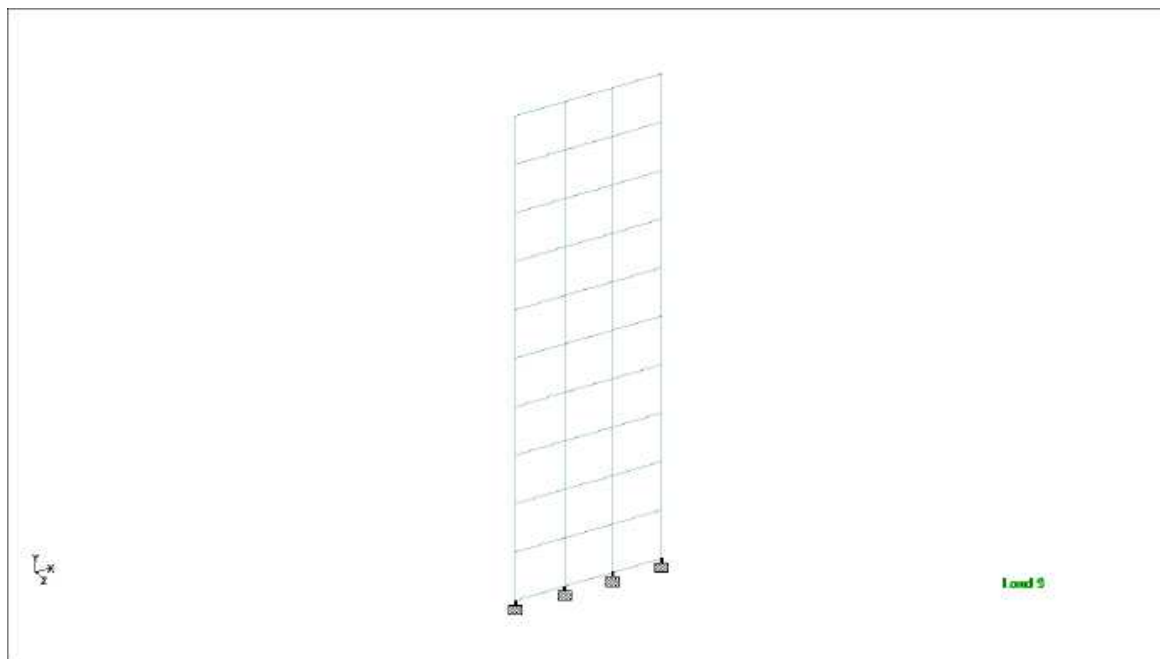
Deslizamiento	Fuerzas estabilizantes	841.88	3.03	>1.20
	Fuerzas desestabilizantes	277.91		

De acuerdo a los cálculos realizados es necesario ejecutar un anclaje de los muros cuando se alcance la profundidad de 2,5 metros mediante tirantes de 26,5 mm con un ángulo de 30° y con una longitud de 6 metros de longitud o al menos hasta profundizar un metro en el estrato de jabre.

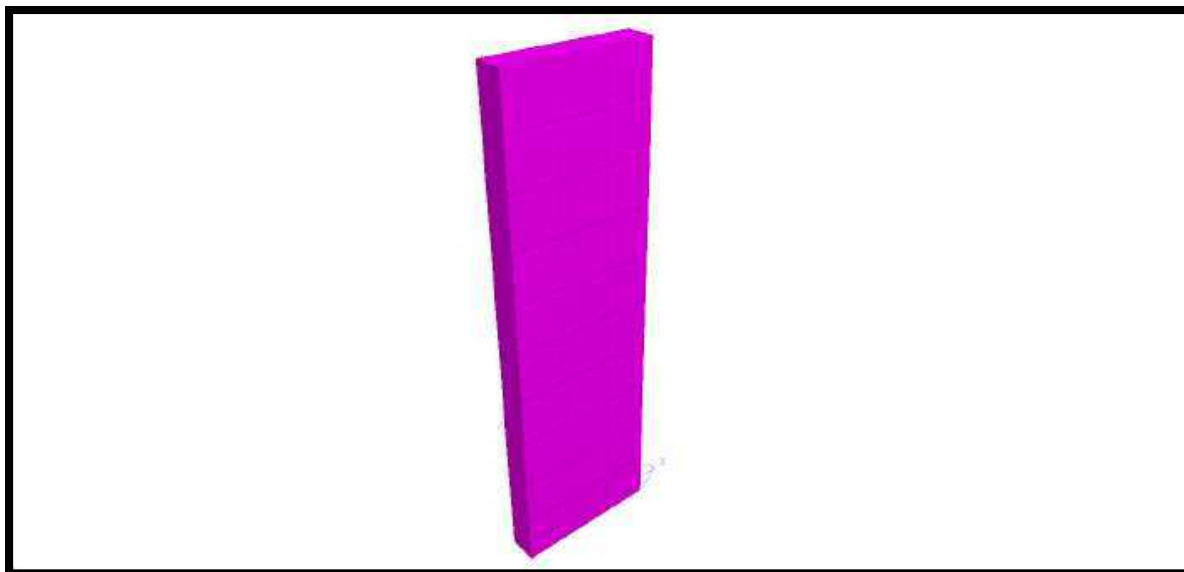
En fase provisional, a la profundidad de 2,5 metros se ha obtenido un coeficiente de seguridad al vuelco de 1,61 y al deslizamiento de 2,75, valores recomendables para este tipo de infraestructuras.

#### 10.3.2 MODELO DE CÁLCULO

Se ha modelizado dos tipos de muros empleando el programa de elementos finitos STAAD Pro, el muro de carga y el de contención genérico del pozo.

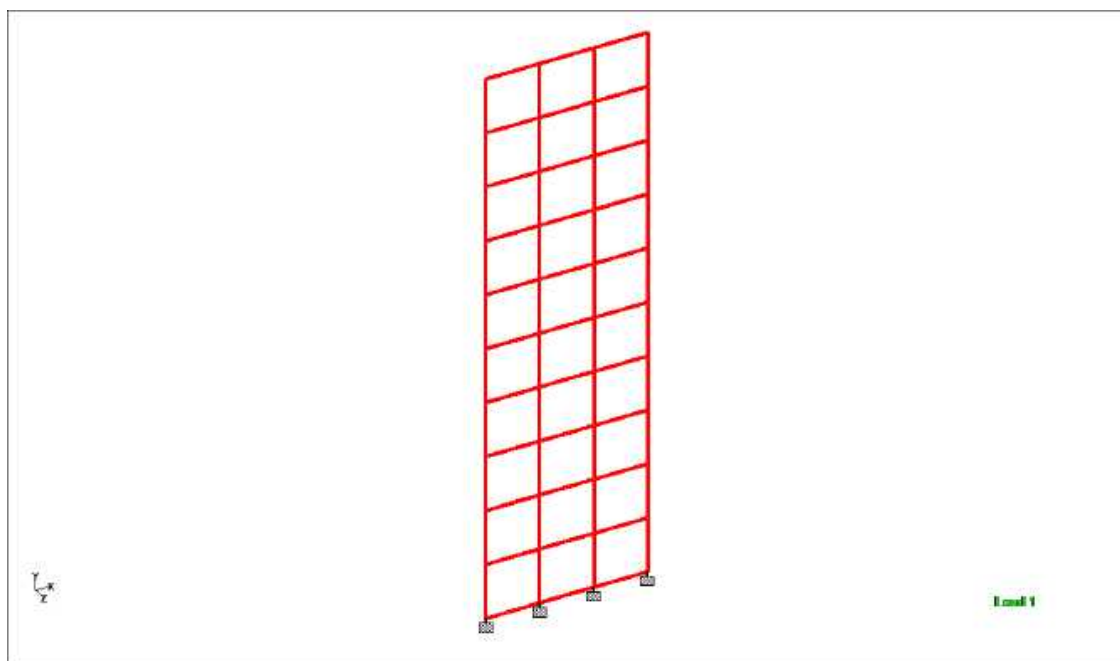






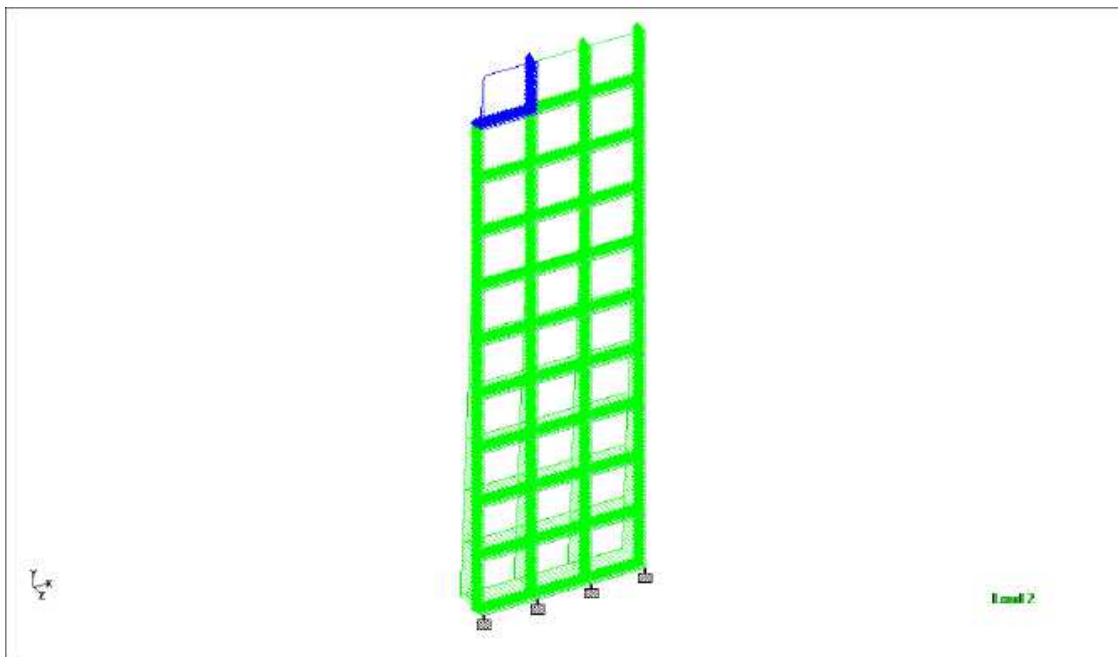
### 10.3.3 INTRODUCCIÓN DE CARGAS

- *Peso propio*

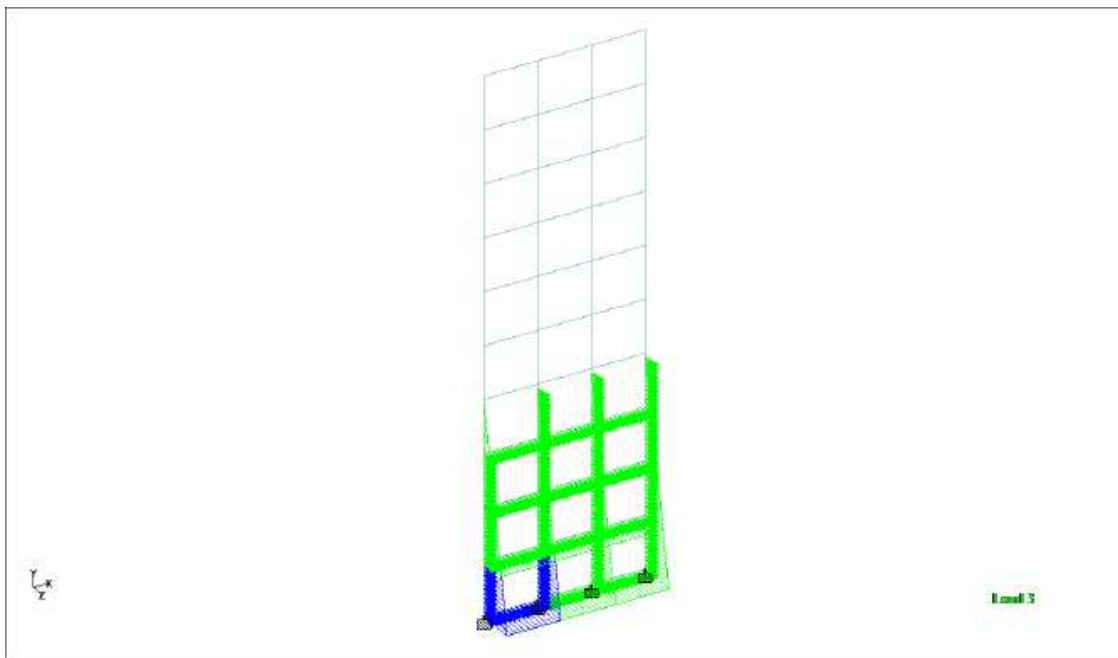




- ***Empuje de tierras trasdós (activo)***



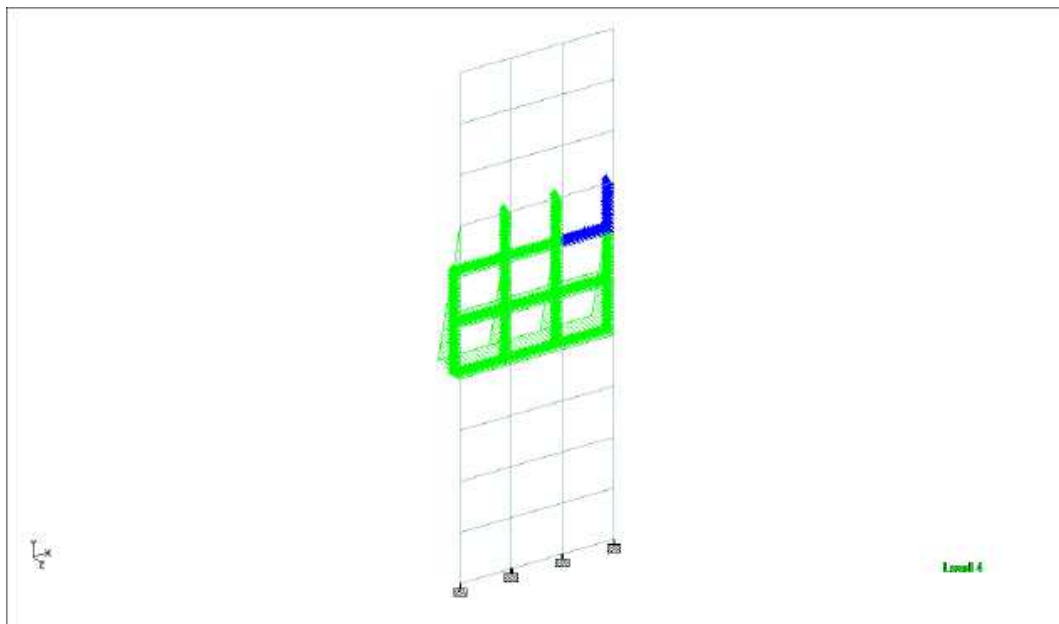
- ***Empuje de tierras intradós (pasivo)***



- ***Empuje hidrostático***

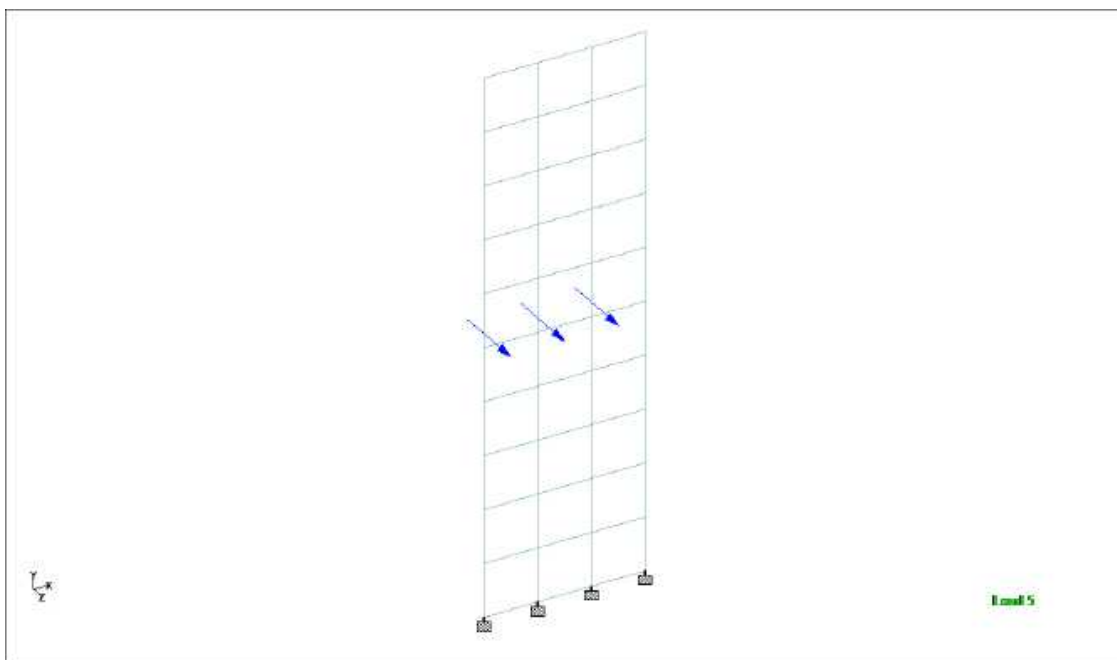
La lámina de agua en el interior del pozo se considera despreciable a efectos de cálculo. El nivel freático se considera a tres metros de profundidad actuando en el muro hasta la profundidad de la solera





- **Sobrecarga**

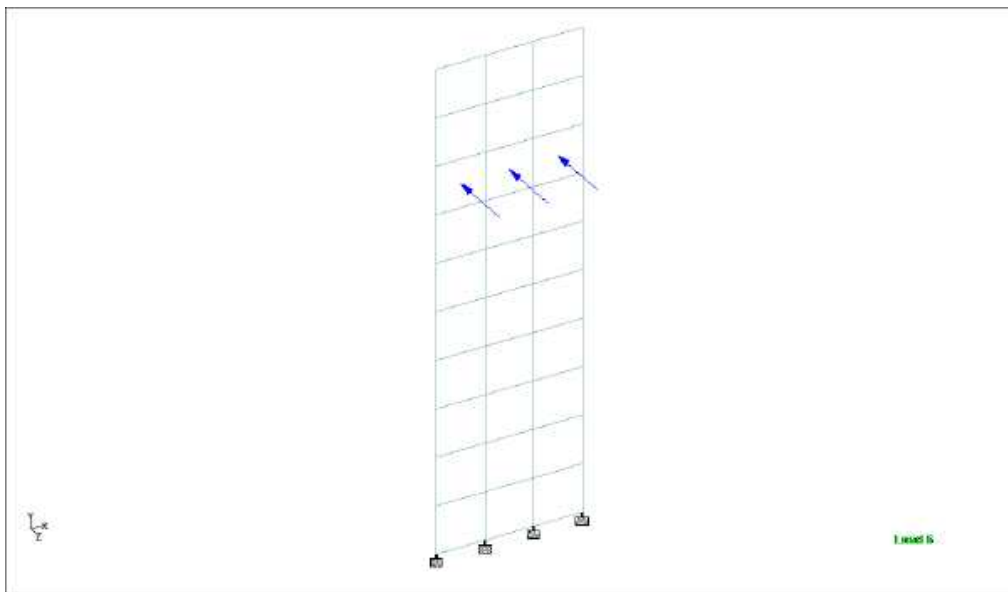
Aunque no se esperan acciones, se supone una sobrecarga de  $10 \text{ kN/m}^2$  aplicada en el trasdós del muro y que se traduce en un esfuerzo vertical adicional



- **Anclajes**

Se considera el esfuerzo estabilizante de los cables de anclaje situados a 2,50 metros de profundidad.





- **Hinca**

En los muros de reacción se considera un esfuerzo de los gatos de hinca de 6000 kN distribuidos en una placa de 1,00 x 1,00 metros

#### 10.3.4 COMBINACIÓN DE ACCIONES

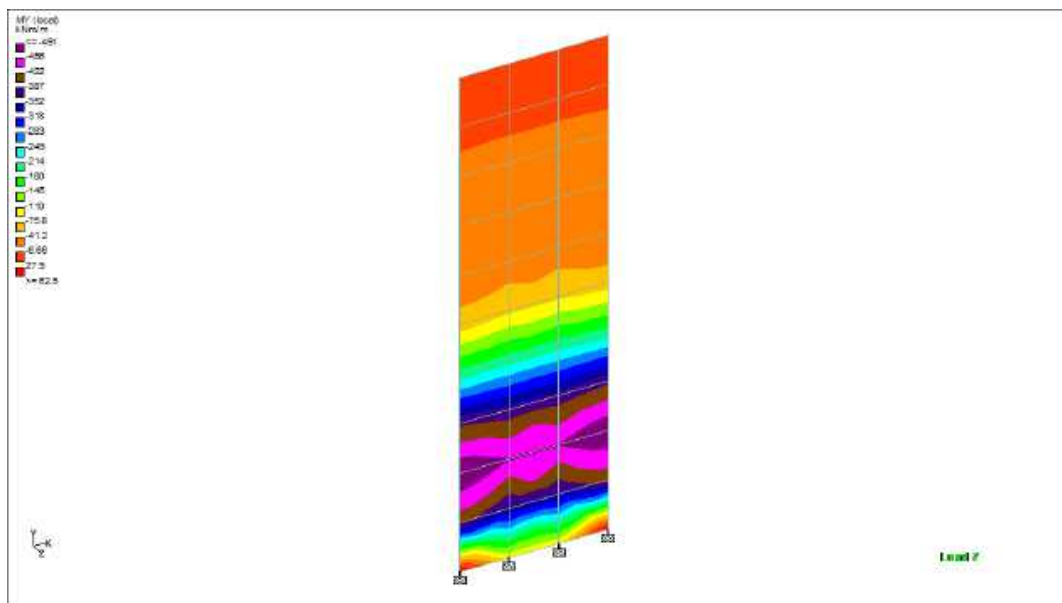
Se han analizado una combinación posible en ELU y ELS

- Hipótesis 1: Peso propio + Empuje de Tierras + Empuje Freático + Sobrecarga de cubierta

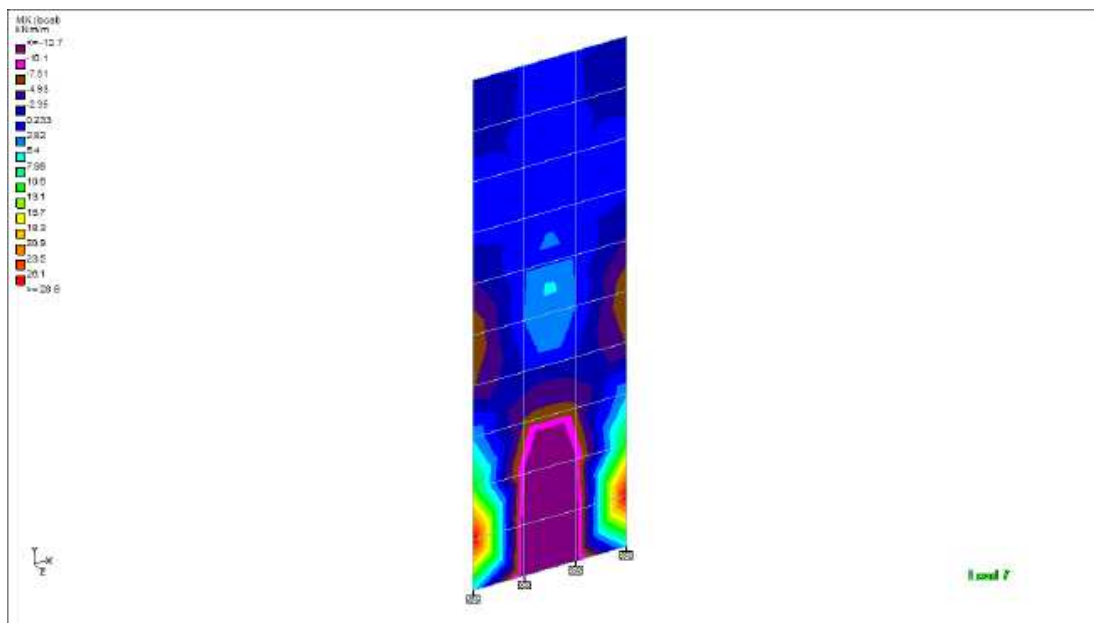
#### 10.3.5 RESULTADOS OBTENIDOS MURO DE CONTENCIÓN

ELU. Hipótesis 1. Momento Vertical:



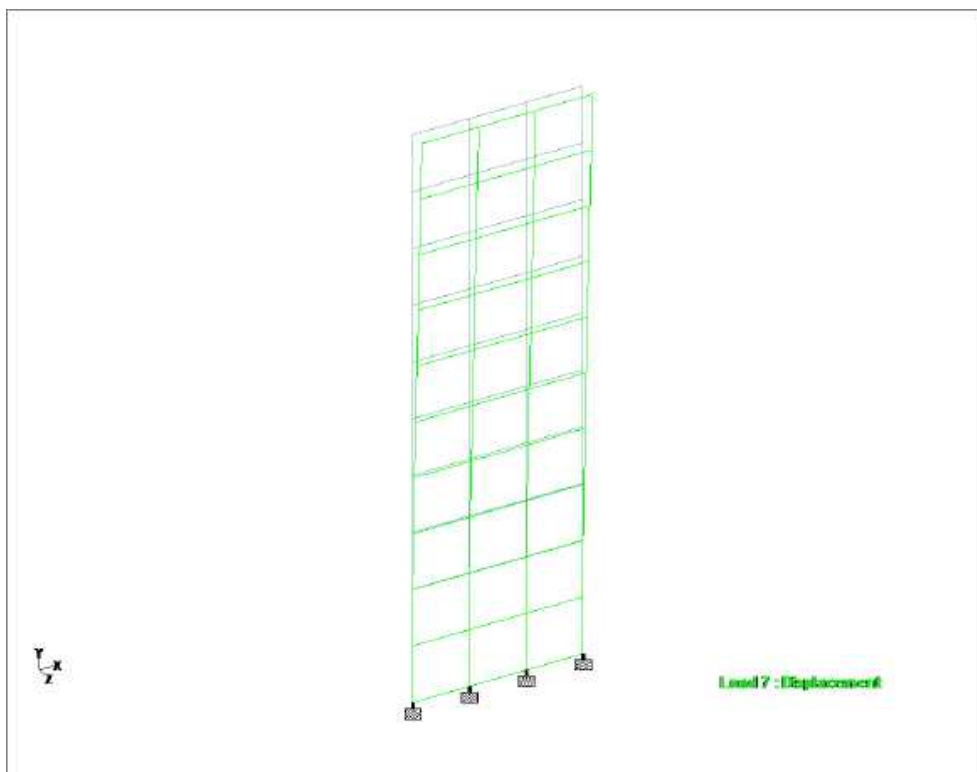


ELU. Hipótesis 1. Momento Horizontal:

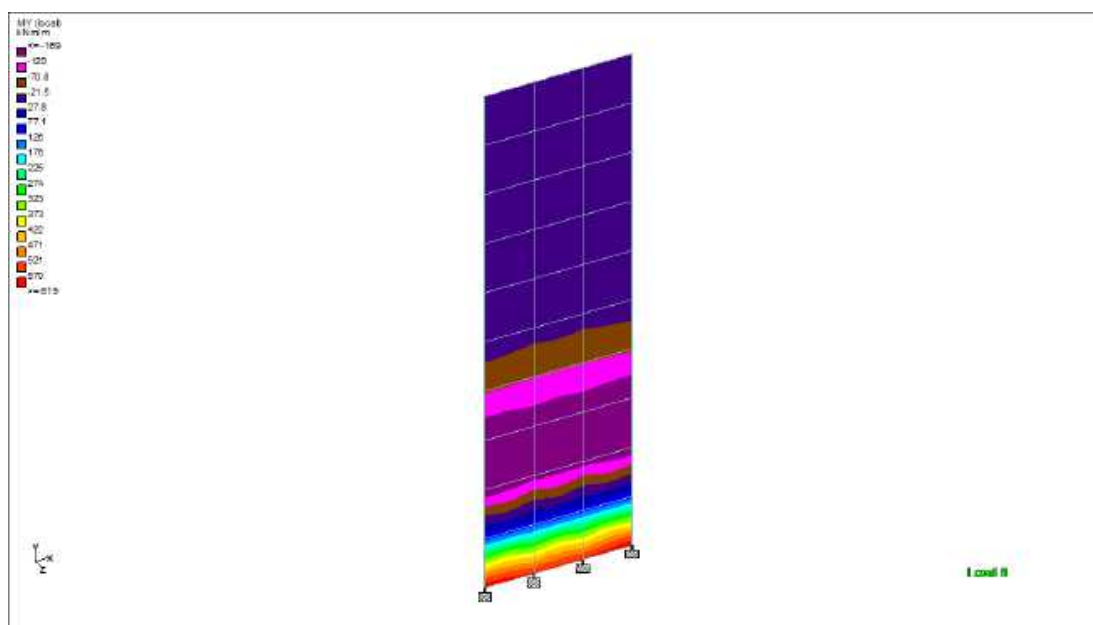




## ELU. Hipótesis 1. Desplazamientos

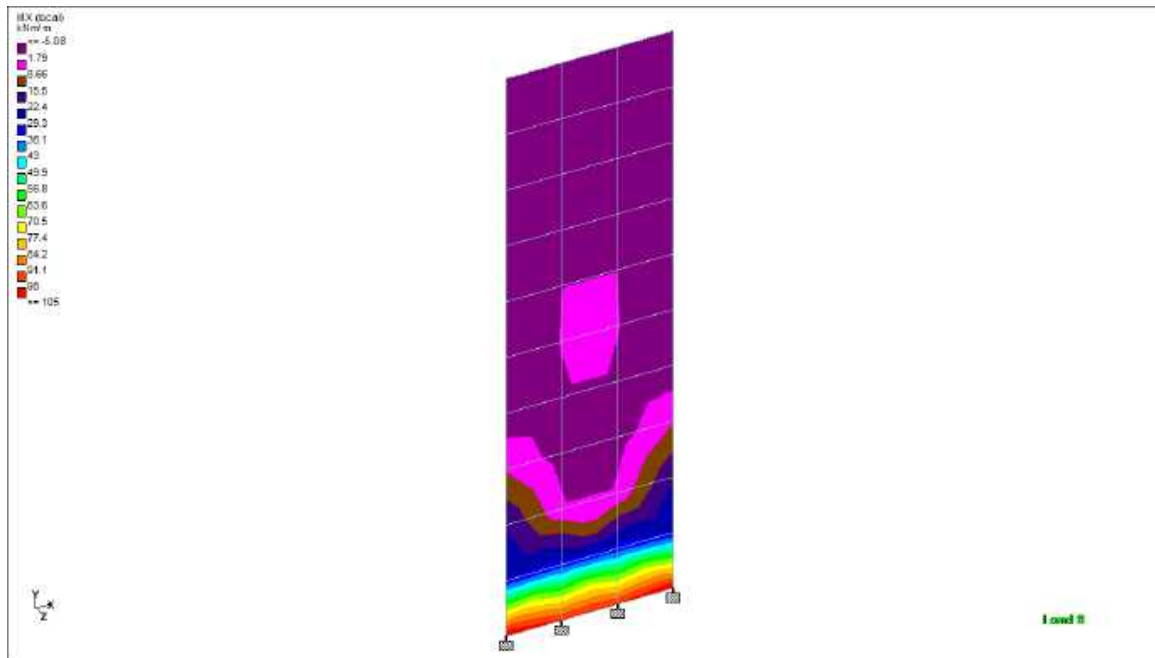


## ELS. Hipótesis 1. Momento Vertical:

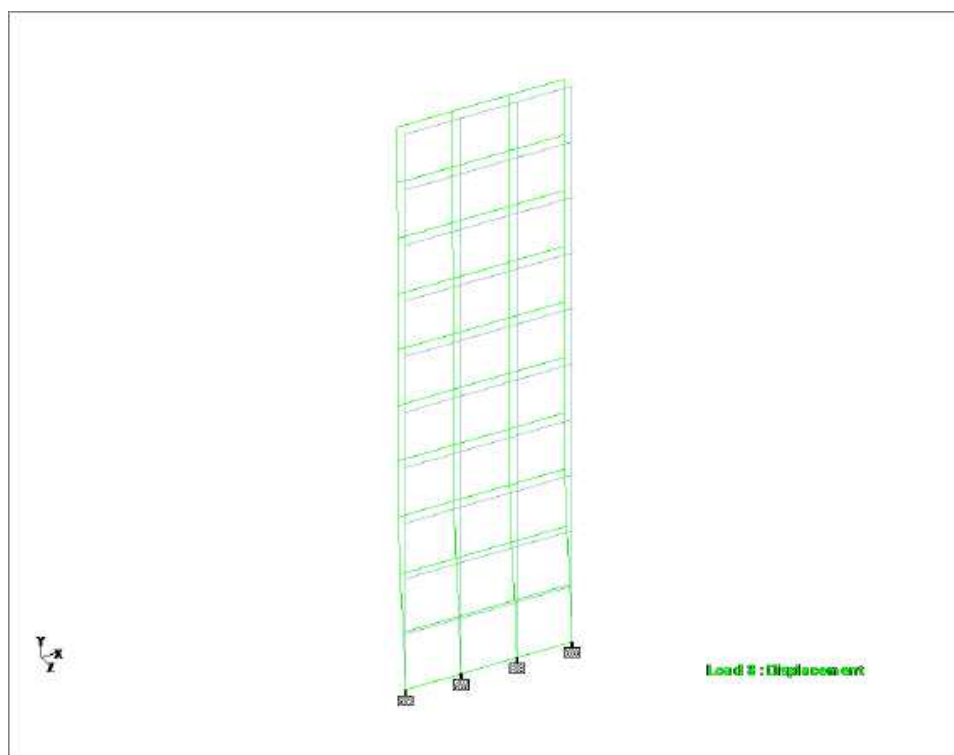




## ELS. Hipótesis 1. Momento Horizontal



## ELS. Hipótesis 1.Desplazamientos





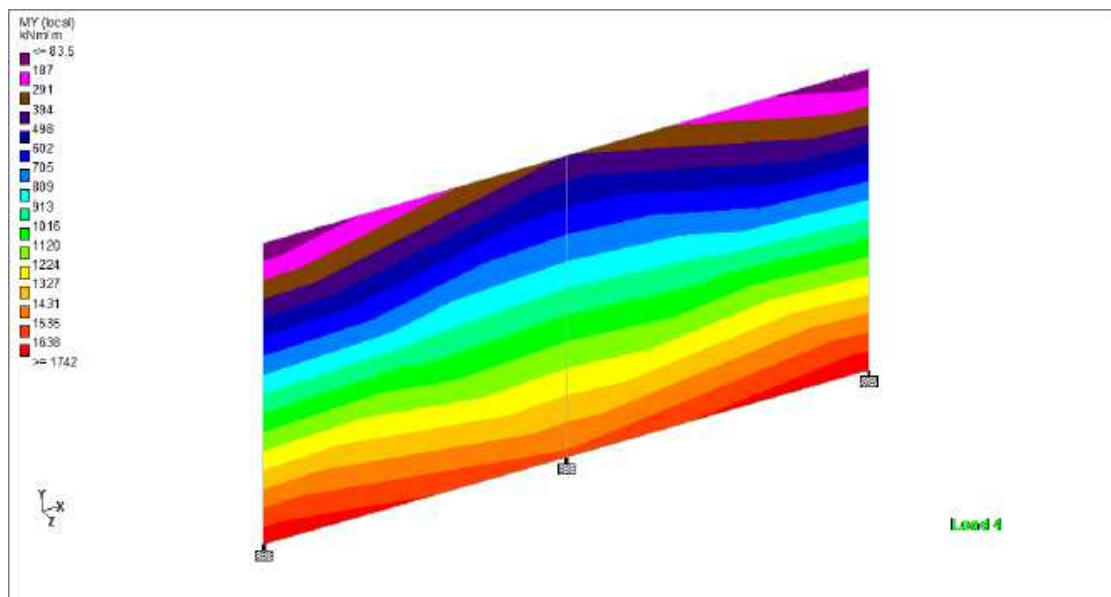
<b>ELU</b>	<b>Muros</b>
Flector (m-kN) vertical positivo	437.51
Flector (m-kN) vertical negativo	0.00
Flector (m-kN) horizontal positivo	7.92
Flector (m-kN) horizontal negativo	-26.10
Cortante máximo (kN)	744.00
Desplazamiento cabeza muro(mm)	29.50
<b>ELS</b>	<b>Muros</b>
Flector (m-kN) vertical positivo	377.66
Flector (m-kN) vertical negativo	-166.79
Flector (m-kN) horizontal positivo	70.88
Flector (m-kN) horizontal negativo	-5.61
Cortante máximo (kN)	1.033
Desplazamiento cabeza muro(mm)	2.62

Armadura vertical muros trasdós	ø20 a 10
Refuerzo	ø20 a 10 (100 cm)
Armadura horizontal muro intradós	ø20 a 15
Armadura muros intradós	#ø20 a 15
Armadura cortante	3 ø 10 cada 5 cm en longitud empotrada

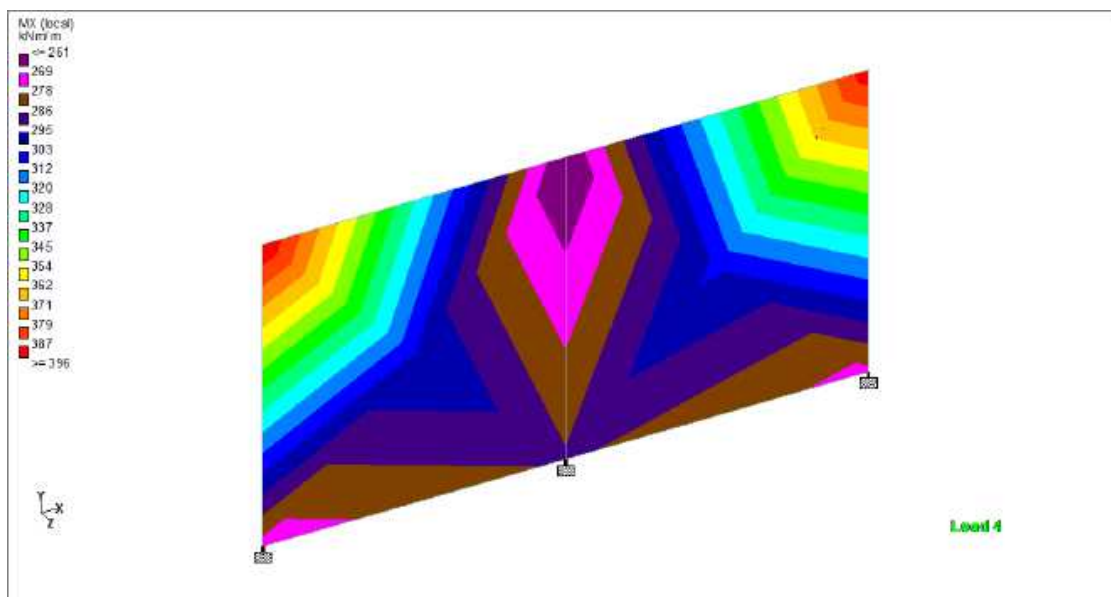
### 10.3.6 RESULTADOS OBTENIDOS MURO DE REACCIÓN

Momento Vertical:



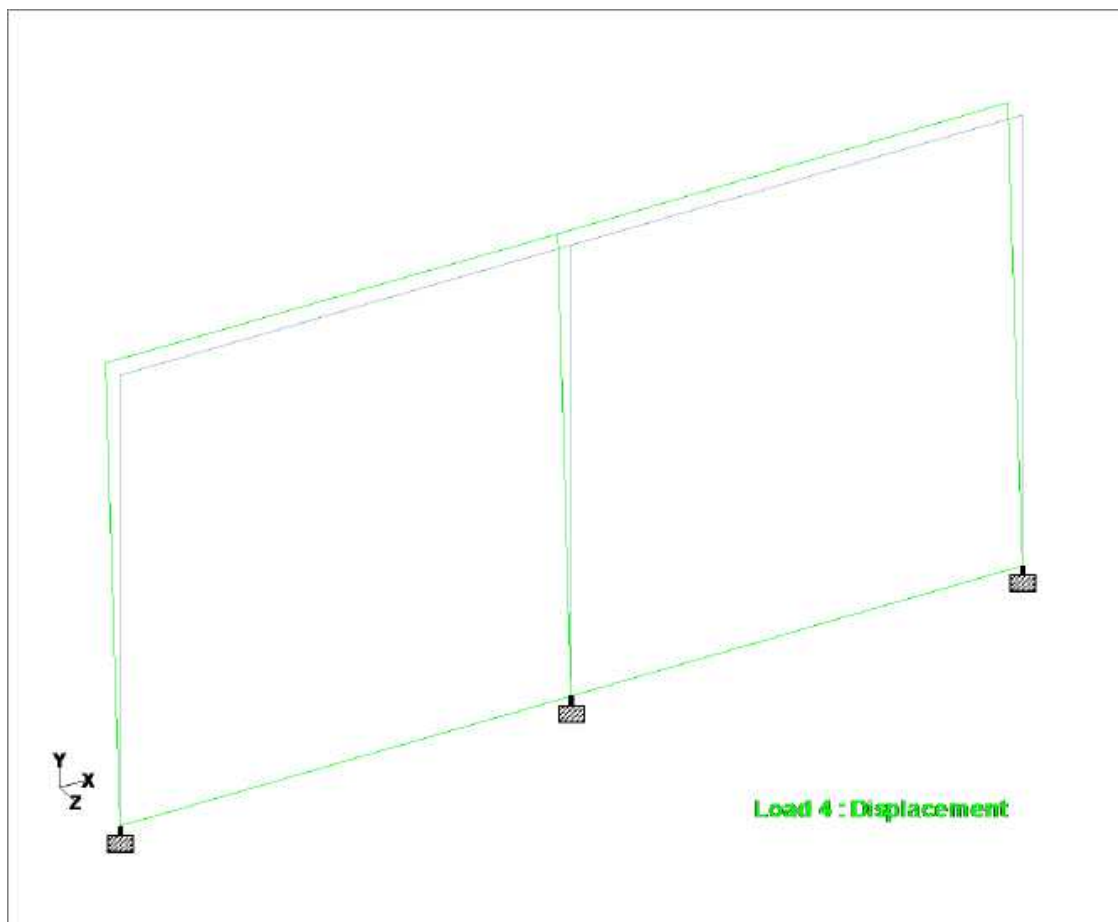


Momento Horizontal:



Desplazamientos





ELS HINCA TUBERÍA	Muros
Flector (m-kN) vertical positivo	1800.00
Flector (m-kN) vertical negativo	0.00
Flector (m-kN) horizontal positivo	380.00
Flector (m-kN) horizontal negativo	0.00
Cortante máximo (kN)	3185.00
Desplazamiento cabeza muro(mm)	1.32

Armadura vertical muros trasdós	ø25 a 12
Refuerzo	ø25 a 12 (50 cm)
Armadura horizontal muro trasdós	ø20 a 10
Armadura muros intradós	# ø12 a 15
Armadura cortante	Cercos 5 ramas ø 10 cada 5 cm



## **APÉNDICES**

### **APÉNDICE 9.1. CÁLCULO POZO P10**