



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



# UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,  
Canales y Puertos

Estudio geotécnico de la cimentación del Museo de la  
Guerra Civil, Batalla de Teruel, situado en la Avenida  
Zaragoza, 18 en la ciudad de Teruel.

Trabajo Fin de Grado

Grado en Ingeniería Civil

AUTOR/A: Aguado Martín, Maria de Belén

Tutor/a: Hidalgo Signes, Carlos

Cotutor/a: Martínez Ibáñez, Víctor

CURSO ACADÉMICO: 2022/2023



## AGRADECIMIENTOS

Aprovecho para agradecer a mi tutor, D. Carlos Hidalgo Signes, y a mi cotutor, D. Víctor Martínez Ibáñez, que aceptaron dirigir mi trabajo final de grado y, gracias a su confianza, apoyo y horas de dedicación, me han dado la oportunidad de aprender tanto.

Agradezco también a mis padres su apoyo incondicional y su inversión en mi formación.

*“Comienza haciendo lo que es necesario, después lo que es posible y, de repente, estarás haciendo lo imposible.” S. Francisco de Asís*



## INDICE

### MEMORIA

1. INTRODUCCIÓN
2. ESTUDIOS PREVIOS
3. CAMPAÑA DE INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA
4. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS
5. DISEÑO GEOTÉCNICO
6. VALORACIÓN ECONÓMICA
7. RESUMEN Y CONCLUSIONES

### ANEJOS

- I. PLANOS
- II. ANALISIS DE LA CAMPAÑA GEOTÉCNICA
- III. CÁLCULOS GEOTÉCNICOS
- IV. VALORACIÓN ECONÓMICA



# MEMORIA



## INDICE

## MEMORIA

1. INTRODUCCIÓN.....	1	4. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS.....	10
1.1. OBJETO.....	1	4.1. NIVELES GEOTÉCNICOS.....	10
1.2. LOCALIZACIÓN Y ANTECEDENTES.....	1	4.2. NIVEL FREÁTICO.....	13
1.3. DOCUMENTACIÓN DE PARTIDA.....	2	4.3. SISMICIDAD.....	13
2. ESTUDIOS PREVIOS.....	2	5. DISEÑO GEOTÉCNICO.....	15
2.1. GEOMORFOLOGÍA.....	2	5.1. PLAXIS 2D.....	15
2.2. HIDROGEOLOGÍA.....	3	5.2. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS.....	15
2.3. MARCO GEOLÓGICO.....	4	5.3. COMPROBACIONES TÉCNICAS.....	20
3. CAMPAÑA DE INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA.....	6	5.3.1. ELU: CARGA DE HUNDIMIENTO.....	21
3.1. PLANIFICACIÓN DE LA CAMPAÑA GEOTÉCNICA.....	6	5.3.2. ELS: DEFORMABILIDAD (ASIENTOS).....	21
3.2. DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS DE CAMPO REALIZADOS.....	7	5.3.3. ELS: FLOTABILIDAD.....	23
3.2.1. SONDEOS MECÁNICOS A ROTACIÓN.....	7	5.4. EXCAVACIÓN.....	24
3.2.2. ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA SUPERPESADA (DPSH).....	7	5.4.1. SISTEMAS DE CONTENCIÓN.....	24
3.2.3. ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT).....	8	5.4.2. LEYES DE ESFUERZOS.....	25
3.3. ENSAYOS DE LABORATORIO.....	10	5.4.3. ESTABILIDAD HIDRÁULICA EN EL FONDO DE LA EXCAVACIÓN.....	26
		5.4.4. ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO.....	26
		6. VALORACIÓN ECONÓMICA.....	27
		7. RESUMEN Y CONCLUSIONES.....	28

## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1. OBJETO

El presente Trabajo Final de Grado tiene como objetivo el estudio geotécnico de la cimentación del Museo de la Guerra Civil, Batalla de Teruel, situado en la Avenida Zaragoza, 18 en la ciudad de Teruel, considerando que, con ello, se logra el alcance exigido para la obtención del título académico de Grado en Ingeniería Civil.

El trabajo se estructura de la siguiente forma: en primer lugar, se explicarán los antecedentes y la documentación de partida, formada fundamentalmente por una campaña de investigación del terreno y una propuesta de cimentación realizada por el Grupo Tragsa. A continuación, se realizará un estudio de alternativas, para determinar la posibilidad de ejecutar otro tipo de cimentación más económica y eficaz según las características del terreno en el que nos encontramos, y finalmente se desarrollará el diseño geotécnico de la posible solución, efectuando las comprobaciones de seguridad pertinentes mediante los estados límite.

### 1.2. LOCALIZACIÓN Y ANTECEDENTES

El Departamento de Educación, Cultura y Deporte del Gobierno de Aragón, encarga a TRAGSA, empresa pública, la redacción del Proyecto Básico y Proyecto de Ejecución (incluyendo el Estudio de Seguridad y Salud y Proyecto de Actividad) para la construcción del Museo de la Guerra Civil, Batalla de Teruel situado en la Avenida Zaragoza, 18 de Teruel, a fecha de 5 de agosto de 2021.

Las obras proyectadas se sitúan en la zona oeste de la ciudad de Teruel entre la Avenida Zaragoza y la Calle del Carmen (Figura 1), muy próximas al cauce del río Turia. La parcela en estudio tiene una superficie de 7149 m<sup>2</sup> y se encuentra toda ella aproximadamente a la misma cota, con desniveles inferiores a 1 metro. La longitud de la parcela es de 150 m y su anchura oscila entre los 48 m y los 42 m.

La parcela se encuentra al NE de la ciudad de Teruel, en la margen izquierda del río Turia, con unas laderas muy tendidas y un entorno llano. La orientación del río es próxima a la W-E en las inmediaciones de la parcela. Además, la carretera N-420 de la Red de Carreteras del Estado, sigue una orientación NW-SE al sur de la parcela.

Dicha parcela es, prácticamente, rectangular y, aunque está alejada del casco urbano, toda ella está rodeada de edificaciones, ya que linda con una estación de servicio al noroeste, un hospital al sureste y viviendas al noreste, en la Calle del Carmen, y suroeste, en la Avenida Zaragoza.



**Figura 1.** Ubicación de la parcela de estudio (Fuente: Google Earth modificado)

La edificación proyectada consta de dos edificios dispuestos de manera perpendicular entre sí, conformando una superficie edificada de 703 m<sup>2</sup>, con la nave principal de 53.01x10.86 m en planta baja y la nave perpendicular de 12.08x10.51 m. El edificio se conforma por una planta baja, una primera planta y una planta de cubierta. Además, se ha proyectado un aparcamiento con una superficie de 613 m<sup>2</sup>, dotándole de una plaza por cada 100 m<sup>2</sup> de edificación (16 plazas).

En la Figura 2 se muestra la distribución del edificio proyectado en Planta y, en la Figura 3, el Alzado:





Figura 4. Vista aérea de la confluencia de los ríos Alfambra y Guadalaviar (Fuente: Google Earth modificado)

## 2.2. HIDROGEOLOGÍA

Según los datos de la Hoja de Teruel, N.º 47, del Mapa Hidrogeológico de España del IGME, al noreste de la ciudad se encuentran materiales aluviales, propios de la confluencia de los ríos, como gravas, arenas, arcillas y limos del Cuaternario, con algún tramo al suroeste. Al este destaca una zona con calizas margosas, margas y yesos del Terciario (ver Figura 7). Además, se representan total o parcialmente cuatro acuíferos.

La ciudad de Teruel se encuentra en el acuífero N.º 54 “Alto Turia” (Figura 5), que abarca una superficie de 6000 km<sup>2</sup> entre las provincias de Teruel, Valencia, Cuenca y Guadalajara. En este sistema tienen su nacimiento los ríos Tajo, Júcar y Turia, junto con alguno de sus afluentes como El Gallo, Ebrón, Gabriel y Jiloca. El acuífero está constituido por calizas y dolomías jurásicas afectadas por una carstificación y fracturación intensas que le confieren una elevada permeabilidad.

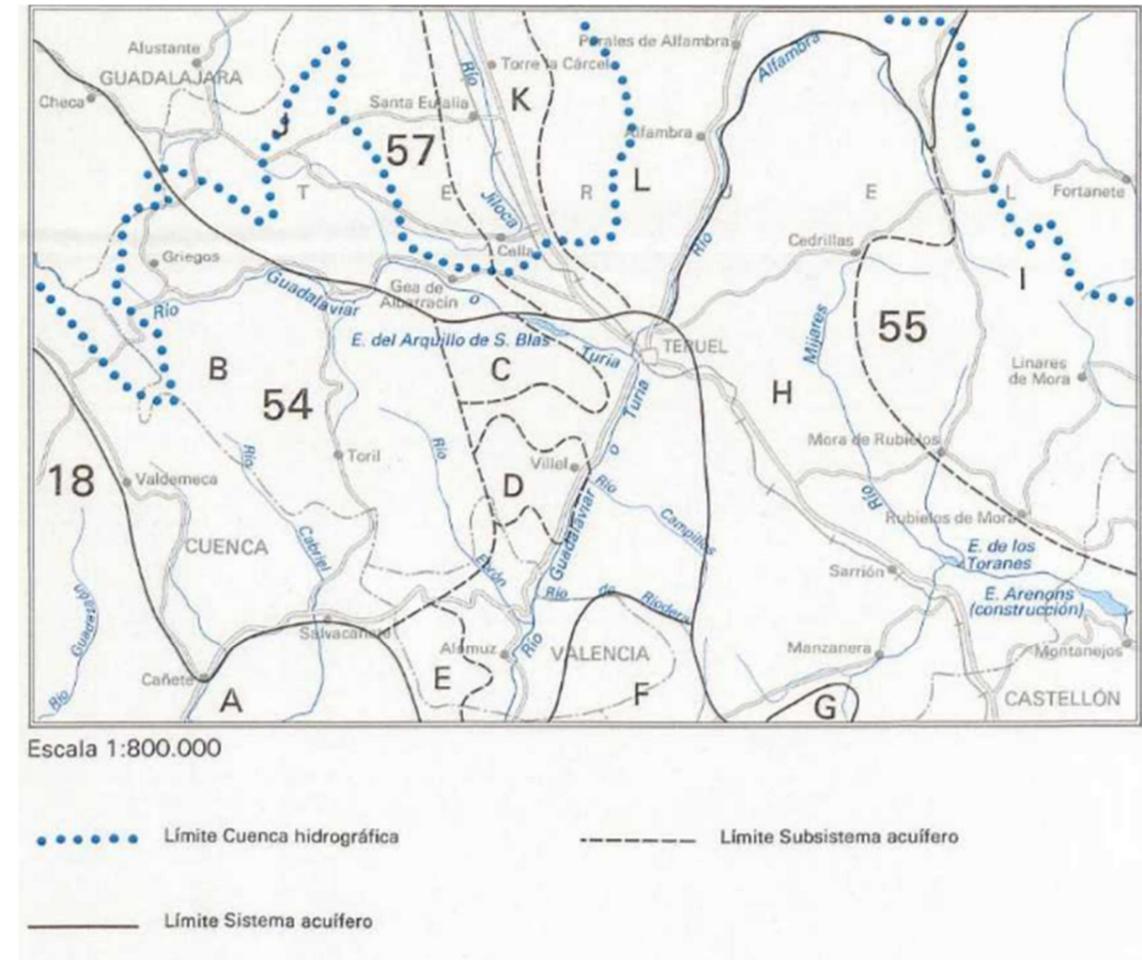


Figura 5. Esquema hidrogeológico regional del Mapa Hidrogeológico de España a escala 1:800.000 (Fuente: IGME)

En este sistema predomina el clima continental, con una temperatura media anual de 11°C y amplia oscilación anual. La precipitación media se sitúa en torno a los 600 mm/año. Esta zona se encuentra escasamente poblada (15 hab/km<sup>2</sup>), las actividades humanas más importantes son la agricultura y la ganadería, ésta última basada en la trashumancia.

La ciudad de Teruel constituye una zona de escasa precipitación, 500 mm/año (Figura 6), y se encuentra, prácticamente, sin acuíferos de importancia, si bien se haya en la confluencia de los ríos Alfambra y Guadalaviar. Al este de la ciudad se encuentra el subsistema acuífero de Arguillo cuyos recursos son de escasa cuantía. Éste corresponde por completo a la hoja de Teruel y drena directamente a los valles fluviales.

### 2.3. MARCO GEOLÓGICO

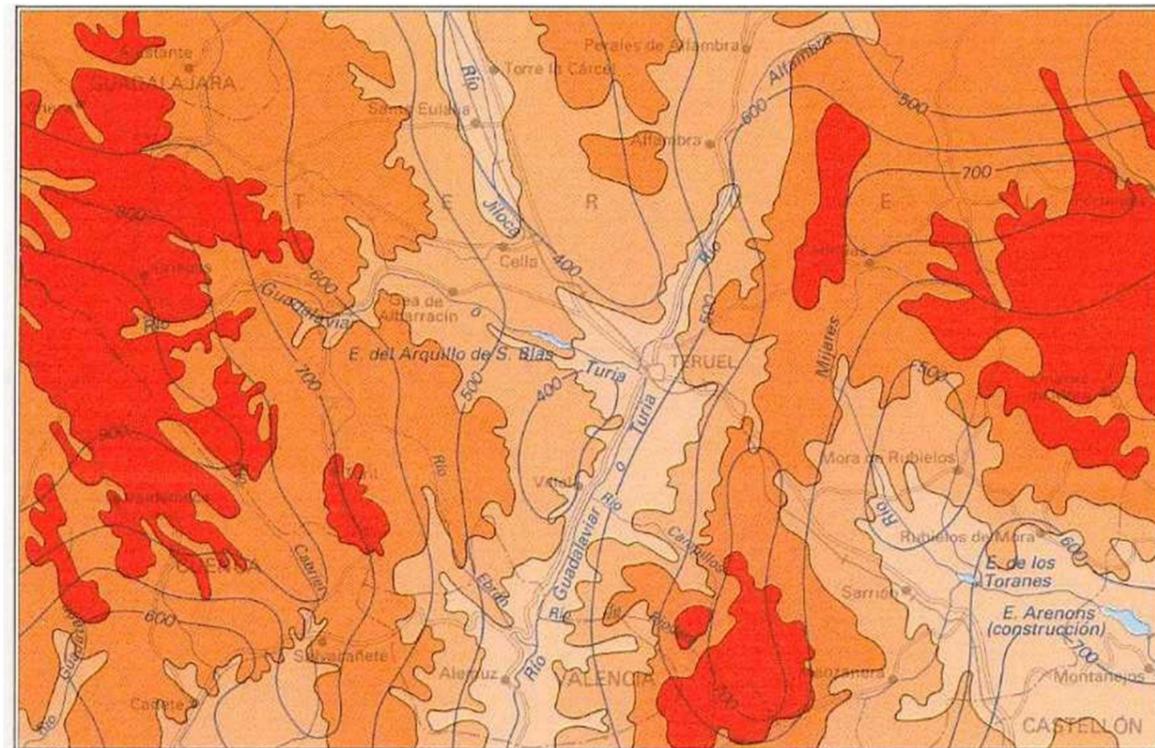
Según la Hoja de Teruel, N.º 567 (27-22), del Mapa Geológico de España del IGME (Figura 7), en la ciudad de Teruel afloran materiales del Terciario formados por sedimentos detríticos, carbonatados y evaporíticos en régimen continental, que constituyen el relleno de la Fosa de Alfambra-Teruel. Estas unidades fueron depositadas por un mecanismo de abanicos aluviales dirigidos hacia el interior de la cuenca. A continuación, para realizar un estudio en profundidad de los materiales que afloran en la zona, se expone un extracto de la Memoria que acompaña a la Hoja de Teruel.

En la zona de estudio aflora un conjunto de formaciones detríticas y, en ocasiones, carbonatadas y yesíferas. Tienen una potencia máxima mayor a 200 m y, según su naturaleza litológica dominante, presenta una morfología en lomas, cuando dominan los conglomerados, y en cárcavas, cuando la litología se hace más fina. Se trata de un conjunto de limolitas, areniscas y arcillas rojas del Mioceno-Plioceno inferior (Terciario) más desarrolladas hacia las zonas internas de la cuenca. Las areniscas son de grano medio a grueso, subangulosas o subredondeadas, formadas por cuarzo (50%), feldespato potásico (10%) y fragmentos de rocas calizas (15%) con cemento de calcita, dejando porosidad. Presentan, a su vez, fragmentos de rocas cuarcíticas y turmalina. La presencia de fauna en estas unidades detríticas no es notable.

Además, se encuentran ampliamente en la zona calizas y margas del Rusciniense (Terciario), con morfologías de relieves estructurales planos, tipo mesa, con escarpes bien marcados. Su potencia puede alcanzar los 80 m, disminuyendo hacia los bordes y llegando a desaparecer. Se trata de un tramo predominantemente calizo compuesto por niveles de 0.5 a 1 m de calizas y calizas arcillosas y con intercalaciones de arcillas y margas grises. Esporádicamente se localizan biomicritas (10-35% de fósiles), con vacuolas de disolución de bioclastos, y dimicritas, con granos de cuarzo (15%) tamaño arena. También, son frecuentes los niveles con restos de cañas, raíces, gasterópodos fragmentados, restos vegetales, Ostrácodos y Characeas. A su vez, corresponde a una zona de encharcamiento generalizado, con aparición de ambientes palustres y lacustres con un notable desarrollo de vida animal y vegetal.

Finalmente, se hallan en la zona terrazas de gravas del Pleistoceno (Cuaternario) de poca extensión, diferenciando tres niveles, a + 80 m, + 40 m y + 10-15 m sobre el actual cauce y que corresponden a los depósitos de los ríos Alfambra, Guadalaviar y Turia. Se trata de depósitos que no superan los 10 m de potencia, siendo los provenientes del Alfambra predominantemente calizos y los del Guadalaviar fundamentalmente silíceos, mientras que los del Túria son una mezcla de ambos con dominio del elemento silíceo, al ser más resistente. Estos depósitos se encuentran afectados por neotectónica, lo que produce ondulaciones y fractura en los mismos. Además, también se encuentran gravas, arenas y arcillas de origen aluvial del Holoceno (Cuaternario) de poca extensión, acumulados en los valles de los ríos y arroyos existentes.

En toda la zona comprendida entre el norte y el oeste de la zona de estudio se encuentran materiales aluviales del Cuaternario de los ríos Guadalaviar y Alfambra, principalmente gravas, con poca extensión de calizas y margas del Terciario, cuya presencia predomina en la zona este, donde se ubica un potente

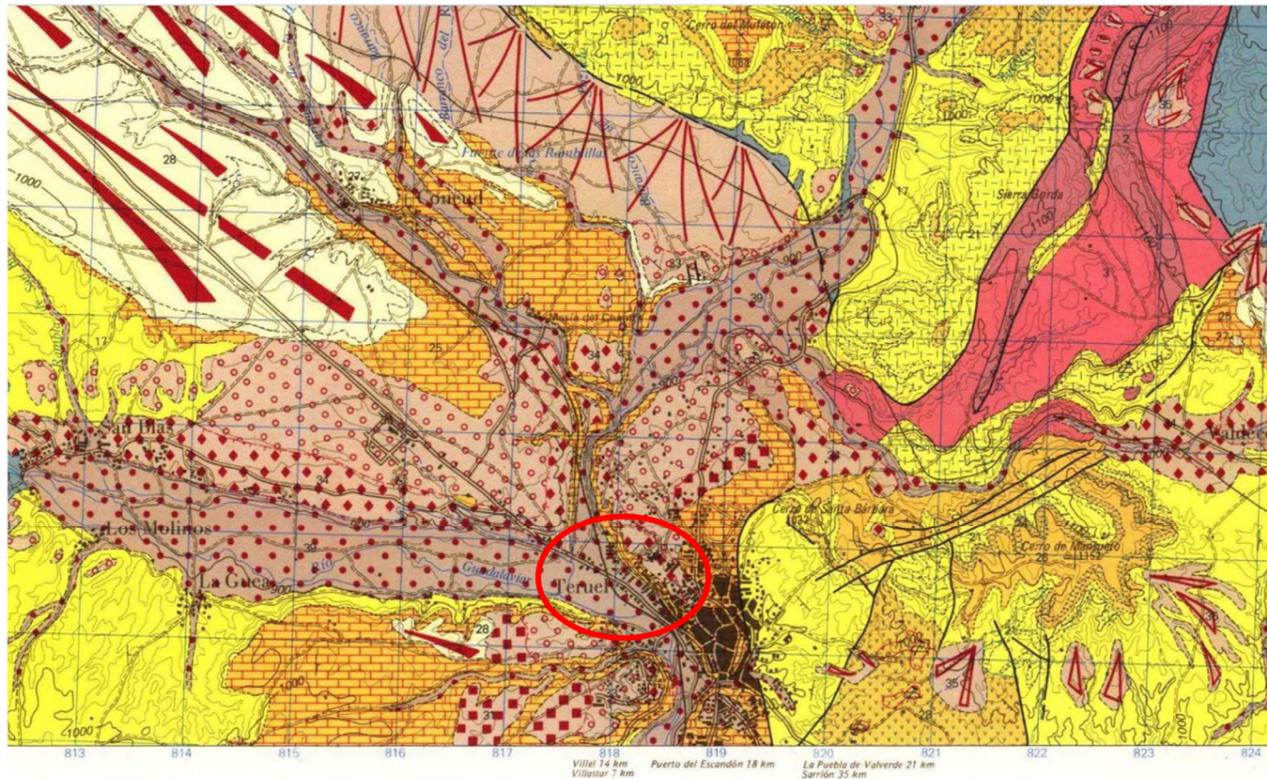


Escala 1:800.000

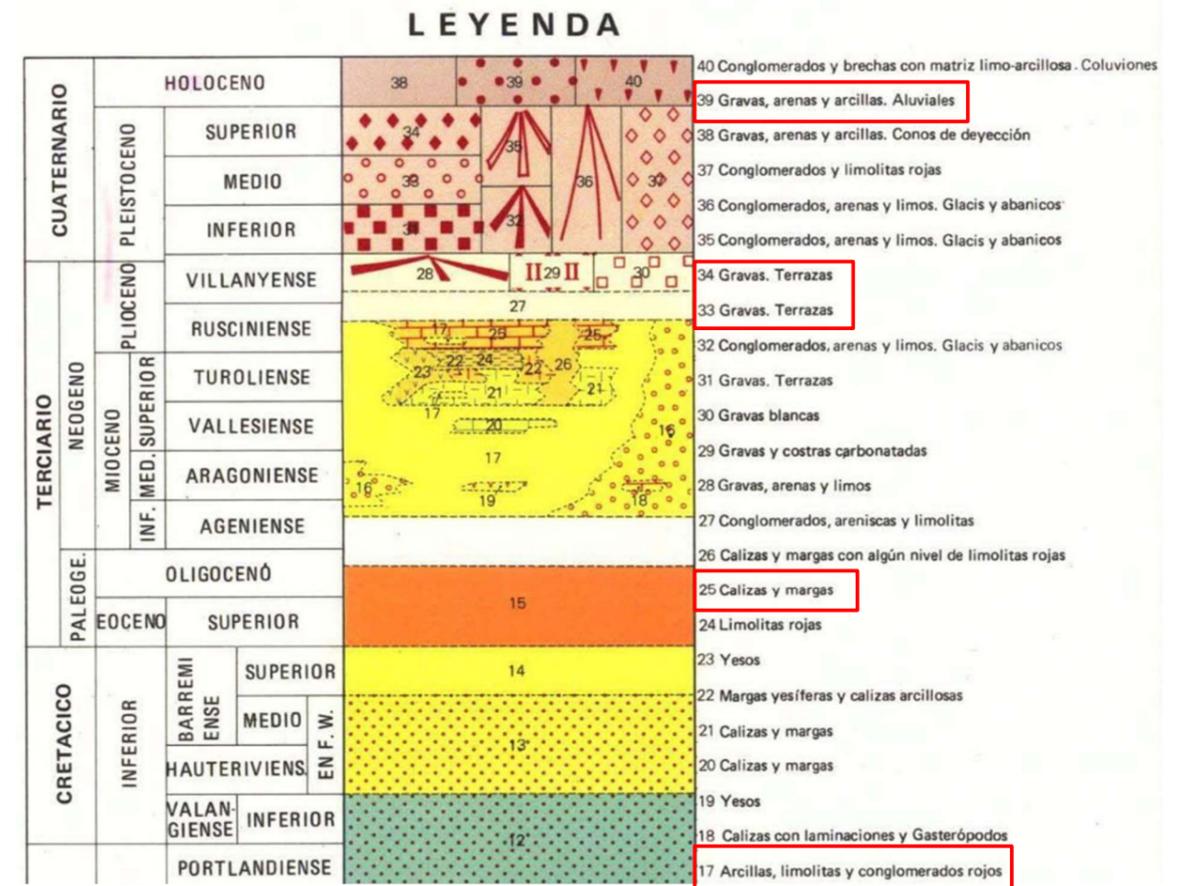


**Figura 6.** Mapa hipsométrico, isoyetas medias del Mapa hidrogeológico de España a escala 1:800.000 (Fuente: IGME)

estrato. Al sur se halla una pequeña extensión de materiales del cuaternario: arcillas, limolitas y conglomerados rojos, junto con calizas y margas, además de terrazas de gravas del Terciario. Todo el material citado se asienta sobre un profundo estrato de arcillas, limolitas y conglomerados rojos del Terciario.



**Figura 7.** Ubicación de la parcela sobre la Hoja de Teruel del Mapa Geológico de España a escala 1:50.000 (Fuente: IGME).



**Figura 8.** Columna estratigráfica de la Hoja de Teruel del Mapa Geológico de España a escala 1:50.000 (Fuente: IGME)

### 3. CAMPAÑA DE INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA

Una vez llevado a cabo el estudio de la geología e hidrogeología de la zona, se procede a realizar una descripción de los trabajos realizados por Geotecnia, Desarrollo y Servicios, S.A., que consisten en reconocimientos del terreno en la zona de actuación para su correcta caracterización. Éstos deben ser lo suficientemente extensos como para conocer el terreno en el área de influencia de la cimentación, tanto en planta como en profundidad, es decir, para caracterizar el subsuelo y la situación de la capa freática en el terreno. Tras ello, se analizará críticamente si la campaña planteada es suficiente para cubrir el alcance normativo que marca el DB SE-C. Y, en caso de no ser suficiente, proponer una campaña complementaria.

La campaña geotécnica llevada a cabo se ha basado en la realización de trabajos *in situ* y de laboratorio. Las prospecciones realizadas consisten en sondeos rotativos y ensayos de penetración dinámica DPSH, situados en el interior de la parcela de estudio, como se puede observar en la Figura 9. De ellas se han realizado ensayos para la correcta caracterización del terreno.

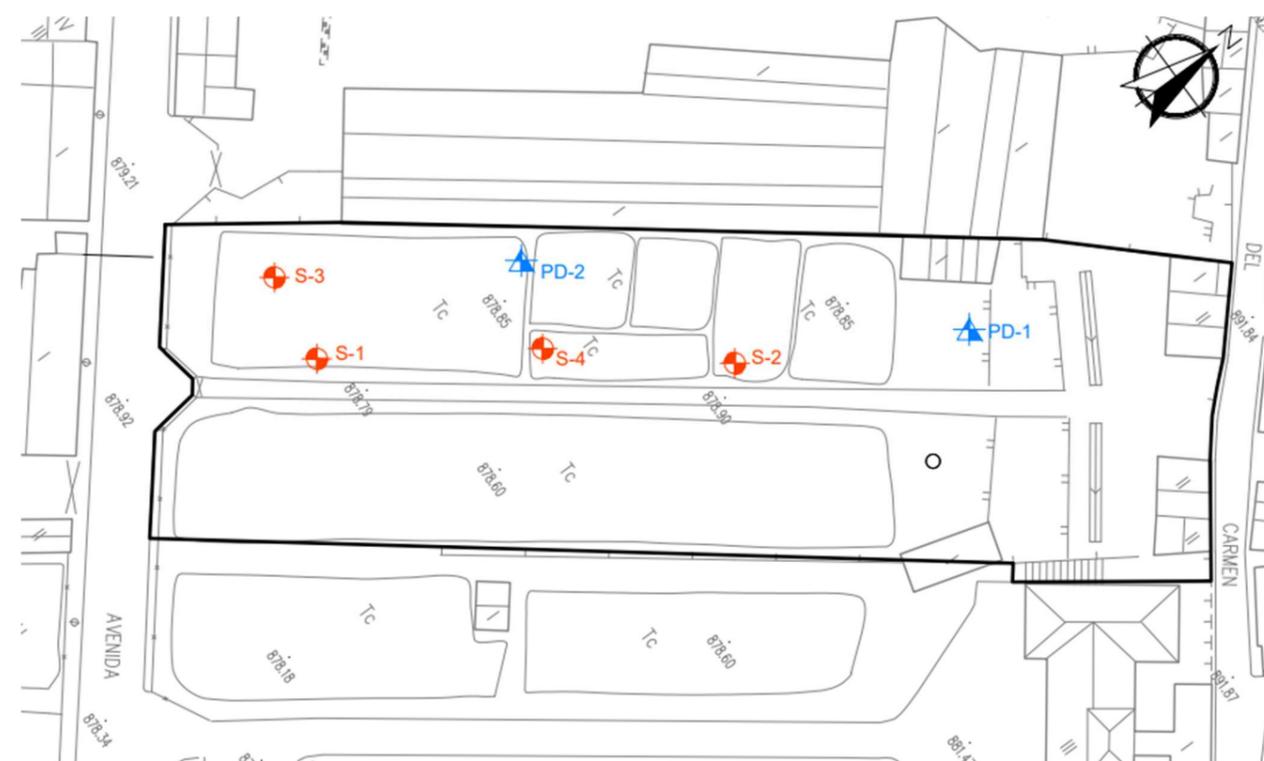


Figura 9. Plano de planta de los reconocimientos (Fuente: Elaboración propia)

En los apartados siguientes se detalla la metodología seguida en cada caso, así como el resumen de los principales resultados obtenidos.

#### 3.1. PLANIFICACIÓN DE LA CAMPAÑA GEOTÉCNICA

En el estudio geotécnico de partida se proporcionan dos campañas geotécnicas realizadas con dos años de diferencia, por lo que, se procederá a exponer la necesidad y alcance de cada una de ellas. Finalmente, se explicará el alcance exigido para este tipo de edificación según el DB SE-C y se discutirá si es necesaria la realización de un número mayor de puntos de investigación.

Se dispone de una primera campaña, con fecha de enero de 2019, donde se plantearon los siguientes trabajos:

- 2 sondeos a rotación de 18 m de profundidad con recuperación de testigo continuo.
- Realización de ensayos de penetración estándar SPT y toma de muestras inalteradas de forma simultánea a la perforación.
- Dos ensayos de penetración dinámica tipo DPSH hasta rechazo.
- Realización de ensayos de laboratorio de las muestras obtenidas.

Además, se realizó una segunda campaña complementaria, con fecha de noviembre de 2021, debido a la presencia de suelos blandos y muy blandos y, en consecuencia, a cambios realizados en el anteproyecto. Esta campaña se solicitó con el objetivo de validar la estratigrafía obtenida en los sondeos ejecutados anteriormente para el diseño de cimentaciones profundas, aumentando la profundidad de investigación y el número de ensayos realizados. En ésta se plantearon los siguientes trabajos:

- 2 sondeos de 28 m de profundidad con recuperación de testigo continuo.
- Realización de ensayos de penetración estándar SPT y toma de muestras (inalteradas y plastificadas) simultáneamente a la perforación.
- Realización de ensayos de laboratorio a las muestras extraídas.
- Análisis de información existente, cálculo y redacción del informe.

Esta edificación, según el DB SE-C, ha sido clasificada como una C-1 (menos de 4 plantas), ubicada sobre un terreno tipo T-2 (terrenos intermedios), por tener rellenos antrópicos de cierta relevancia con una potencia inferior a 3 m. Por tanto, se debería realizar un mínimo de 3 puntos de reconocimiento, ya que se debe guardar una distancia mínima de 30 m, y con una profundidad orientativa de 18 m. Dichos puntos de reconocimiento deben ser de un mínimo de 2 sondeos mecánicos y pueden ser sustituidos en un 50% por pruebas continuas de penetración (tablas 3.1, 3.2, 3.3 y 3.4 del punto 3.2.1 del DB SE-C).

Se observa que las exigencias del CTE se cumplen en la primera campaña, donde se han realizado 2 sondeos mecánicos y dos pruebas continuas de penetración, excediendo los mínimos exigidos. Además, con la ampliación de la campaña, se descarta la necesidad de un mayor número de puntos de investigación.

### 3.2. DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS DE CAMPO REALIZADOS

Este tipo de ensayos se deben realizar con anterioridad al desarrollo del proyecto, puesto que, el estudio de los resultados obtenidos de ellos es determinante para la estimación de las condiciones de cimentación, el plano de apoyo, el proceso constructivo y la tipología de la estructura, además de permitir tener en cuenta ciertos imprevistos que no podrían ser previsibles de otra forma.

Los ensayos de campo son complementados por los ensayos de laboratorio realizados a las muestras obtenidas de ellos. La interpretación de ambos permite obtener la base para el cálculo de los parámetros geomecánicos que caracterizan los distintos estratos del subsuelo, además de permitir contrastar sus características resistentes y de deformabilidad.

#### 3.2.1. SONDEOS MECÁNICOS A ROTACIÓN

Se dispone de dos sondeos a rotación (S-1 y S-2) con recuperación de testigo continuo de 18 metros de profundidad, ubicados en la parcela de emplazamiento del museo, con el objetivo de realizar el reconocimiento del terreno y obtener muestras inalteradas del mismo. El estudio geotécnico se amplió con dos sondeos más, a rotación y con recuperación de testigo continuo de 28 metros de profundidad (S-3 y S-4), con la realización de pruebas de penetración estándar y toma de muestras (inalteradas y plastificadas) simultáneamente a la perforación.

El equipo empleado en la perforación es una máquina Tecoinsa TP50-D montada sobre orugas. Para la extracción del testigo continuo se ha utilizado una batería hueca con corona de widia. El testigo de terreno perforado es extraído y conservado en cajas parafinadas que evitan su desecación a la vez que permiten una ordenación apropiada en tramos.

La definición de la situación de los sondeos en coordenadas UTM se refleja en la Tabla 1. Su ubicación coincide con la posición en planta del edificio, en el caso de los sondeos S-1, S-3 y S-4, mientras que el sondeo S-2 se encuentra en la zona destinada a urbanización.

**Tabla 1.** Sondeos mecánicos (Fuente: Estudio geotécnico)

Sondeo	X	Y	Z	Profundidad
S-1	659954	4467997	877.6	18.0
S-2	659990	4468045	877.9	17.8
S-3	659941	4467999	877.6	28.0
S-4	659972	4468024	877.8	28.0

Durante la realización de los sondeos se ha realizado la extracción de distintos tipos de muestras: muestras inalteradas (MI), mediante toma muestras de pared gruesa de 60 cm de longitud, hincado a golpeo, o mediante un tubo Shelby (TS), hincado por presión; testigos parafinados (TP); muestras alteradas (MA) de diversos tramos litológicos para identificar el suelo; y ensayos de penetración estándar (SPT).

#### 3.2.2. ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA SUPERPESADA (DPSH)

Se dispone de dos ensayos de penetración dinámica superpesada, tipo DPSH, para la determinación de la resistencia del terreno en profundidad, según la norma UNE-EN ISO 22476-2:2008/A1:2014. Este ensayo consiste en clavar en el terreno una puntaza perdida de hierro macizo por medio de golpes, contabilizando los necesarios para penetrar tramos de 20 cm, este valor es designado como  $N_{20}$ . El ensayo finaliza cuando la puntaza penetra una profundidad igual o inferior a 5 cm con 100 golpes en dos andadas consecutivas, situación denominada "rechazo".

En la campaña geotécnica realizada se han llevado a cabo dos ensayos de penetración dinámica, cuyas coordenadas UTM e información relevante se hallan en la Tabla 2. La segunda de ellas coincide con la posición en planta del edificio, mientras que la primera se encuentra en la zona destinada a urbanización.

**Tabla 2.** Ensayos de penetración dinámica superpesada (Fuente: Estudio geotécnico)

Ensayo	X	Y	Z	Rechazo (m)
PD-1	660006	4468075	878.3	7.8
PD-2	659960	4468029	877.7	17.2

En la Figura 10 se muestra una gráfica realizada a partir de los valores de  $N_{20}$  obtenidos de las penetraciones realizadas.

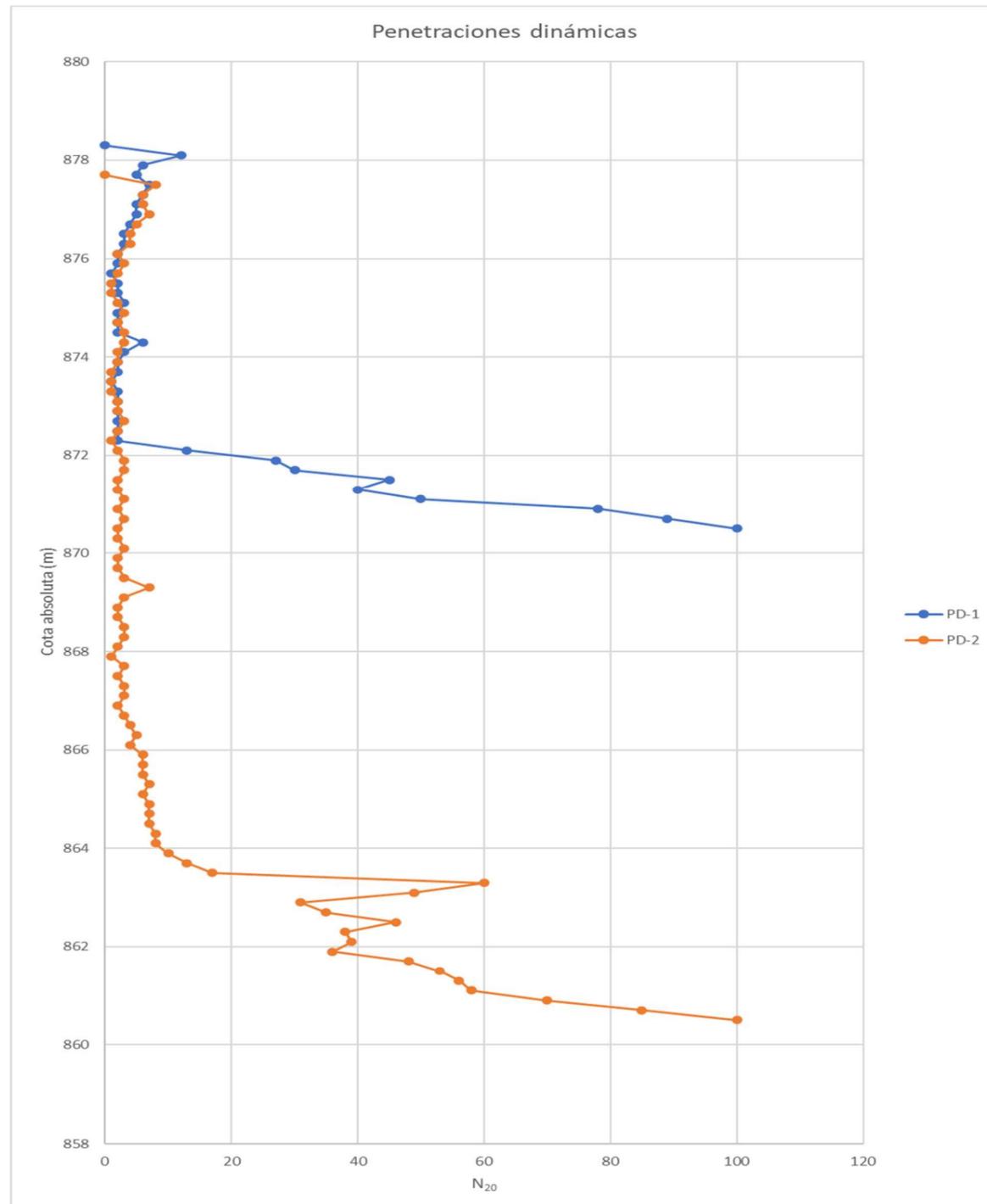


Figura 10. Valores de  $N_{20}$  (Fuente: Elaboración propia)

### 3.2.3. ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

Estos ensayos se realizan *in situ* para conocer la capacidad portante del terreno. En la UNE-EN ISO 22476-3:2006 se detalla el útil empleado y el procedimiento de ensayo. En resumen, consiste en hincar un toma muestras estandarizado mediante golpeo, los golpes se contabilizan en cuatro tramos de 15 cm cada uno, registrando el número de golpes necesarios para realizar una penetración de 60 cm en el interior del sondeo. Si se alcanzan los 50 golpes en uno de los tramos, se considera una situación de rechazo (R).

Se calcula el  $N_{30}$  o  $N_{SPT}$  sumando los valores de los tramos centrales. En función del golpeo obtenido se puede establecer una clasificación de suelos granulares y cohesivos (Tabla 3).

Tabla 3. Clasificación de la compacidad/consistencia de los suelos en función del SPT. (Fuente: Estudio geotécnico)

SUELOS GRANULARES (según Sanglerat, 1967)		SUELOS COHESIVOS (según Hunt, 1984)		
N SPT	Compacidad	N SPT	Consistencia	Resistencia a compresión simple (kg/cm <sup>2</sup> )
0 – 4	Muy floja	< 2	Muy blanda	0 – 0,25
5 – 10	Floja	2 – 4	Blanda	0,25 – 0,5
11 – 30	Media	4 – 8	Media	0,5 – 1,0
31 – 50	Densa	8 – 15	Firme	1,0 – 2,0
> 50	Muy densa	15 – 30	Muy firme	2,0 – 4,0
		> 30	Dura	> 4,0

Además, la suma de los golpes centrales, obtenidos en la hincada de las muestras para la obtención de muestras inalteradas, se pueden corregir para obtener un  $N^*_{30}$ , equiparable al del SPT, mediante una relación de áreas igual a 0.60. En la Tabla 4 se muestran los valores de  $N_{30}$  tanto del SPT como de las muestras inalteradas corregidos.

**Tabla 4. Valores de N\*<sub>30</sub> (Fuente: Estudio geotécnico)**

Sondeo	Profundidad relativa (m)	Profundidad absoluta (m)	Tipo	Golpeos				N* <sub>30</sub>
				I	II	III	IV	
S-1	1	876.6	SPT	3	3	3	2	6
	3	874.6	MI	3	4	3	4	4
	3.6	874	SPT	0	0	0	0	0
	5	872.6	MI	0	3	3	2	4
	5.6	872	SPT	0	1	1	1	2
	7.2	870.4	MI	4	4	2	2	4
	7.8	869.8	SPT	0	1	0	2	1
	9	868.6	MI	3	1	1	1	1
	9.6	868	SPT	0	0	0	0	0
	11.4	866.2	MI	3	3	2	3	3
	12	865.6	SPT	0	2	1	2	3
	13.2	864.4	MI	1	3	6	6	5
	13.8	863.8	SPT	8	14	12	12	26
	15	862.6	MI	16	21	6	17	16
	15.6	862	MI	15	30	49	R	R
	16.1	861.5	SPT	19	23	28	52	51
	18	859.6	SPT	25	32	R		R
	S-2	1.6	876.3	SPT	0	0	0	0
3.6		874.3	MI	3	3	3	1	4
4.2		873.7	SPT	0	0	0	1	0
5.4		872.5	MI	0	1	1	3	1
6		871.9	SPT	1	1	1	1	2
7.4		870.5	MI	2	2	3	3	3
8		869.9	SPT	1	2	1	3	3
9.6		868.3	MI	3	3	3	3	4
10.2		867.7	SPT	0	0	0	1	0
11.5		866.4	MI	4	6	6	7	7
12.1		865.8	SPT	1	2	2	4	4

Sondeo	Profundidad relativa (m)	Profundidad absoluta (m)	Tipo	Golpeos				N* <sub>30</sub>
				I	II	III	IV	
	13.4	864.5	MI	3	4	7	6	7
	14	863.9	SPT	0	0	0	2	0
	15.6	862.3	MI	11	12	12	7	14
	16.2	861.7	SPT	0	1	2	2	3
	17.8	860.1	SPT	14	22	24	27	46
S-3	2	875.6	MI	1	1	1	1	1
	2.6	875	SPT	0	0	0	0	0
	5	872.6	MI	1	2	2	3	2
	5.6	872	SPT	0	0	0	0	0
	8.4	869.2	SPT	0	1	0	1	1
	11.4	866.2	SPT	0	3	2	2	5
	13.8	863.8	MI	22	22	16	16	23
	14.4	863.2	SPT	3	7	9	12	16
	15.6	862	MI	47	R			R
	15.8	861.8	SPT	13	22	28	34	50
	18.9	858.7	SPT	18	31	44	44	75
	22.7	854.9	SPT	22	39	45	43	84
	26.6	851	SPT	21	31	38	45	69
S-4	3.6	874.2	SPT	1	1	2	1	3
	6.6	871.2	SPT	0	1	1	1	2
	9.6	868.2	SPT	0	0	0	0	0
	12	865.8	MI	8	8	9	8	10
	12.6	865.2	SPT	1	1	2	2	3
	14.8	863	SPT	10	13	18	20	31
	18	859.8	SPT	19	24	32	40	56
	23	854.8	SPT	23	34	46	44	80
	26	851.8	SPT	17	28	35	44	63

### 3.3. ENSAYOS DE LABORATORIO

Las muestras, obtenidas previamente en los sondeos a distintas profundidades, son sometidas a ensayos de laboratorio con el objeto de determinar distintas propiedades geotécnicas de los diversos materiales y clasificarlos. Existen una amplia variedad de ellos.

En la Tabla 5 se incluye la relación de ensayos llevados a cabo y las normas que regulan el procedimiento de ejecución de los mismos.

**Tabla 5.** Ensayos de laboratorio (Fuente: Estudio geotécnico)

Descripción	Normativa
Preparación de muestras para ensayos de suelos	UNE 7373:1975
Granulometría por tamizado	UNE EN ISO 17892-4:2019
Determinación del límite líquido del suelo	UNE EN ISO 17892-12:2020
Determinación del límite plástico del suelo	UNE EN ISO 17892-12:2020
Determinación de la humedad de un suelo mediante secado en estufa	UNE EN ISO 17892-1:2015
Densidad aparente. Método de la balanza hidrostática	UNE EN ISO 17892-2:2015
Contenido en sulfatos solubles	UNE 103201:2019
Ensayo de resistencia a compresión simple	UNE EN ISO 1782-7:2019

### 4. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Los trabajos de campo y de laboratorio realizados han permitido diferenciar tres niveles estratigráficos en función de sus características y su comportamiento, esta división se justifica en el Anejo II. Análisis de la campaña geotécnica. A continuación, se muestran los parámetros geotécnicos obtenidos de cada nivel, excepto de los rellenos antrópicos, donde no se han tomado muestras para ensayar. Además, se ha analizado la posición y agresividad del agua freática y se ha evaluado la sismicidad en la zona de estudio.

#### 4.1. NIVELES GEOTÉCNICOS

##### Nivel 1: Rellenos antrópicos

**Tabla 6.** Potencias del nivel 1 (Fuente: Estudio geotécnico)

Punto investigado	Cota techo (m)	Cota muro (m)	Potencia (m)
S-1	877.6	875.6	2.0
S-2	877.9	876.3	1.6
S-3	877.6	875.8	1.8
S-4	877.8	876.0	1.8
PD-1	878.3	876.7	1.6
PD-2	877.7	875.9	1.8

Los rellenos antrópicos conforman la capa superficial con una potencia media de 1.80 metros, siendo su espesor máximo de 2 m en el sondeo S-1. Consiste en una arcilla limosa algo arenosa de tono marrón (Figura 11) con cantos de pequeño tamaño, azulejos y ladrillos, restos de raíces y ceniza. En los primeros centímetros presenta una consistencia media y su plasticidad depende del contenido en arena y limo, siendo ésta de reducida a media. El ensayo SPT realizado a este nivel da un valor de  $N_{30}$  de 6 golpes y los valores de  $N_{20}$  en los ensayos de penetración dinámica DPSH varían entre 2 y 12 golpes.



Figura 11. Caja portatestigos. Material a profundidad 0.00 – 2.40 m del S-1 (Fuente: Estudio geotécnico)

Nivel 2: Arcillas limosas

Constituye el nivel inferior al de los rellenos antrópicos en toda la parcela. Su potencia varía entre los 4.6 (PD-1) y los 15,2 metros (S-2), con una potencia media de 13.8 metros. Está compuesto por arcillas limosas, limoarenosas y muy poco arenosas en tramos puntuales, con tonalidades marrón oscuro y grisáceo (Figura 12).

En el último metro del estrato se encuentra una arcilla muy arenosa y arena muy arcillosa en los sondeos S-1 y S-2 con tamaño de grano medio a grueso, con presencia de arena gravosa en el sondeo S-3, de tonos grisáceos. Toda ella está saturada, con una plasticidad media y una consistencia variable entre blanda y muy blanda (fangos), mientras que la compacidad en los niveles arenosos y gravosos es de floja a media. Por tanto, su comportamiento geotécnico se ve caracterizado por una reducida capacidad portante (casi nula en los niveles de fangos) y una elevada compresibilidad.

Este segundo nivel se encuentra desde los 1.8 metros de profundidad hasta un mínimo de 6.20 metros (PD-1) y un máximo de 16.80 metros (S-2), extendiéndose hasta la profundidad mínima de 15.05 m y máxima de 16.80 m en la zona del edificio proyectado.

Tabla 7. Potencias del nivel 2 (Fuente: Estudio geotécnico)

Punto investigado	Cota techo (m)	Cota muro (m)	Potencia (m)
S-1	875.6	863.2	12.4
S-2	876.3	861.1	15.2
S-3	875.8	862.5	13.3
S-4	876.0	861.5	14.5
PD-1	876.7	872.1	4.6
PD-2	875.9	865.3	10.6



Figura 12. Caja portatestigos. Material a profundidad 2.40 – 4.80 m del S-1 (Fuente: Estudio geotécnico)

Los ensayos SPT realizados en este nivel muestran unos resultados muy bajos, con un mínimo de  $N_{30}$  de 0 golpes y un máximo de 26. Los valores entre 0 y 5 son propios de las arcillas, con una media de 2 golpes, mientras que los valores superiores a 5 corresponden a las arcillas muy arenosas, arenas gruesas o arena gravosa que se encuentran a muro del estrato, cuyas compacidades son superiores.

Los ensayos de penetración dinámica DPSH presentan unos valores de  $N_{20}$  de entre 1 y 17 golpes, con una media de 3 golpes.

De los ensayos de laboratorio realizados a cuatro muestras de este nivel se expone la Tabla 8, donde se muestran los rangos de resultados obtenidos de los diversos ensayos:

**Tabla 8.** Resumen de resultados de ensayos de laboratorio en el nivel 2 (Fuente: Estudio geotécnico)

NIVEL: ARCILLAS LIMOSAS	
Parámetros geotécnicos	Rango de resultados
% Gravas	1.0 < % < 3.3
% Arenas	23.4 < % < 37.4
% Finos	59.3 < % < 75.6
Límite Líquido	31.7 < $W_L$ < 38.7
Límite Plástico	16.8 < $W_P$ < 24.3
Índice de plasticidad	14.1 < $I_P$ < 18.5
Humedad natural (%)	28.6 < % < 42.8
Peso específico aparente, $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19 < kN/m <sup>3</sup> < 20.4
Peso específico seco, $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	14.3 < kN/m <sup>3</sup> < 14.9
Resistencia a compresión simple, $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	10 < kN/m <sup>2</sup> < 47
Deformación, $\epsilon$ (%)	1.48 < % < 35.87
Clasificación de Casagrande (SUCS)	CL
Contenido en Sulfatos Solubles (mg/kg)	191.4 < mg/kg < 228.8

**Nivel 3: Arcillas rojas**

Este nivel se halla debajo del estrato de arcillas limosas (nivel 2). Constituye un estrato terciario correspondiente a la Serie Roja de Teruel. Está compuesto por una arcilla algo limosa, poco arenosa y tramos arcillo arenosos, de tonalidades marrón y rojo (Figura 13). Se encuentra húmeda, especialmente a techo, con una consistencia dura y plasticidad moderada.

Este estrato se encuentra desde profundidades mínimas de 6.20 m (PD-1) y máximas de 16.80 m (S-2) hasta el final de los trabajos realizados.

**Tabla 9.** Potencias del nivel 3 (Fuente: Estudio geotécnico)

Punto investigado	Cota techo (m)	Cota fin de sondeo (m)	Potencia mínima (m)
S-1	863.2	859.6	3.6
S-2	861.1	860.1	1.0
S-3	862.5	849.6	12.9
S-4	861.5	849.8	11.7
PD-1	872.1	870.5	1.6
PD-2	865.3	860.5	4.8



**Figura 13.** Caja portatestigos. Material a profundidad 24.00 – 26.40 m del S-3 (Fuente: Estudio geotécnico)

Los valores obtenidos de los ensayos de penetración estándar (SPT) realizados en este nivel muestran unos valores de  $N_{30}$  elevados, desde los 39 golpes hasta Rechazo, mejorando la resistencia con la profundidad y destacando una consistencia dura.

En los ensayos de penetración dinámica DPSH, se obtienen valores de  $N_{20}$  de entre 27 golpes y Rechazo, con una media de 56 golpes.

De los ensayos de laboratorio realizados a ocho muestras de este nivel se expone la Tabla 10, donde se muestran los rangos de resultados obtenidos de los diversos ensayos.

**Tabla 10.** Resumen de resultados de ensayos de laboratorio en el nivel 3 (Fuente: Estudio geotécnico)

NIVEL: ARCILLAS ROJAS	
Parámetros geotécnicos	Rango de resultados
% Gravas	2.0 < % < 14.8
% Arenas	8.3 < % < 21.4
% Finos	68.4 < % < 85.0
Límite Líquido	25.1 < $W_L$ < 41.2
Límite Plástico	12.9 < $W_p$ < 16.7
Índice de plasticidad	11.1 < $I_p$ < 26.43
Humedad natural (%)	13.4 < % < 16.89
Peso específico aparente, $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	21.2 < kN/m <sup>3</sup> < 22.1
Peso específico seco, $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.3 < kN/m <sup>3</sup> < 19.3
Resistencia a compresión simple, $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	131 < kN/m <sup>2</sup> < 660
Deformación, $\varepsilon$ (%)	8.95 < % < 21.65
Clasificación de Casagrande (SUCS)	CL
Contenido en Sulfatos Solubles (mg/kg)	178.9 < mg/kg < 668

#### 4.2. NIVEL FREÁTICO

En el sondeo S-4 se instaló un piezómetro para observar la variación del nivel freático y determinar su profundidad. Se concluyó que éste se encontraba entre valores de 1.10 y 1.60 metros, por lo que el estudio se basará en un nivel freático de 1.10 metros de profundidad para permanecer del lado de la seguridad. Se han realizado ensayos de laboratorio al agua freática para determinar su agresividad, los resultados se observan en la Tabla 11.

**Tabla 11.** Resultados de ensayos químicos al agua freática (Fuente: Estudio geotécnico)

Punto de investigación	Prof. (m)	pH	CO <sub>2</sub> (mg/l)	NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> (mg/l)	Mg <sup>2+</sup> (mg/l)	SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> (mg/l)	Residuo seco (mg/l)
S-4	1.4	8.4	0.02	0.33	44.3	322.3	550.0

Se concluye que el agua presenta un ataque débil por sulfatos solubles al hormigón, pero no es preceptivo el uso de hormigón sulforresistente.

#### 4.3. SISMICIDAD

Según el mapa sísmico de la “Norma de Construcción Sismorresistente Española NCSE-02”, Figura 14, Teruel se encuentra en una zona cuya aceleración sísmica básica ( $a_b$ ) es menor a 0.04g, además, el edificio proyectado se trata de una construcción de importancia normal, puesto que su derrumbe podría provocar víctimas y ocasionar daños a terceros, al estar rodeada de edificaciones, pero no constituye la pérdida de un servicio imprescindible.

Por tanto, esta normativa no se debe aplicar en el presente estudio ya que, en su apartado 1.2.3, especifica que no es de aplicación para construcciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica sea menor a 0.04g.

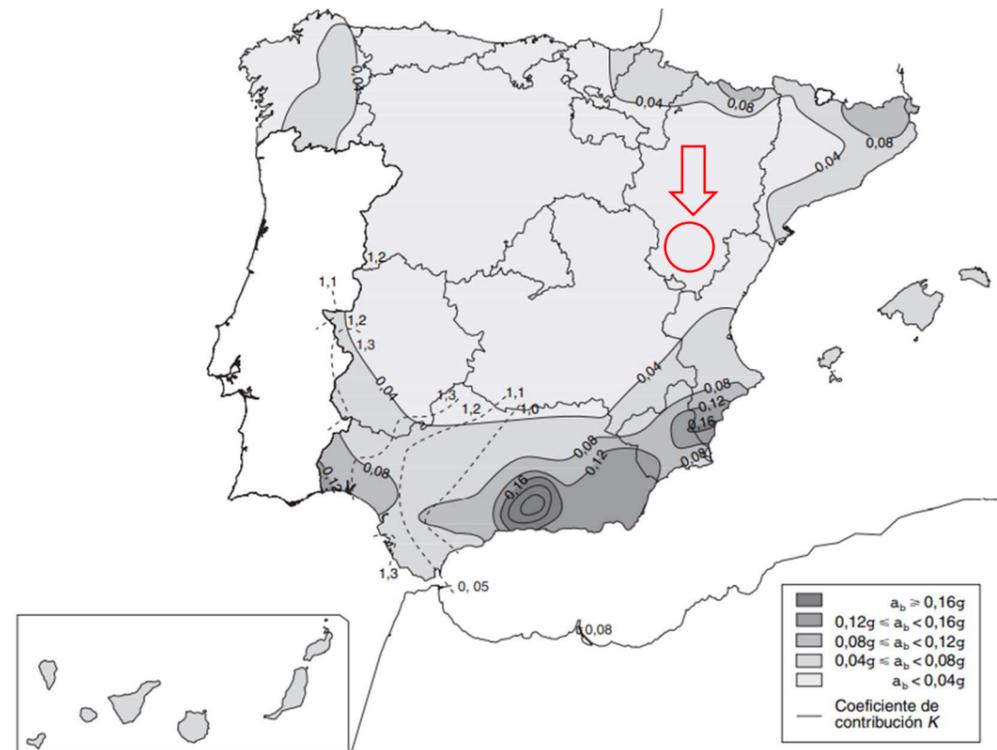


Figura 14. Mapa de Peligrosidad Sísmica. Ubicación de la zona objeto de estudio (Fuente: NCSE-02).

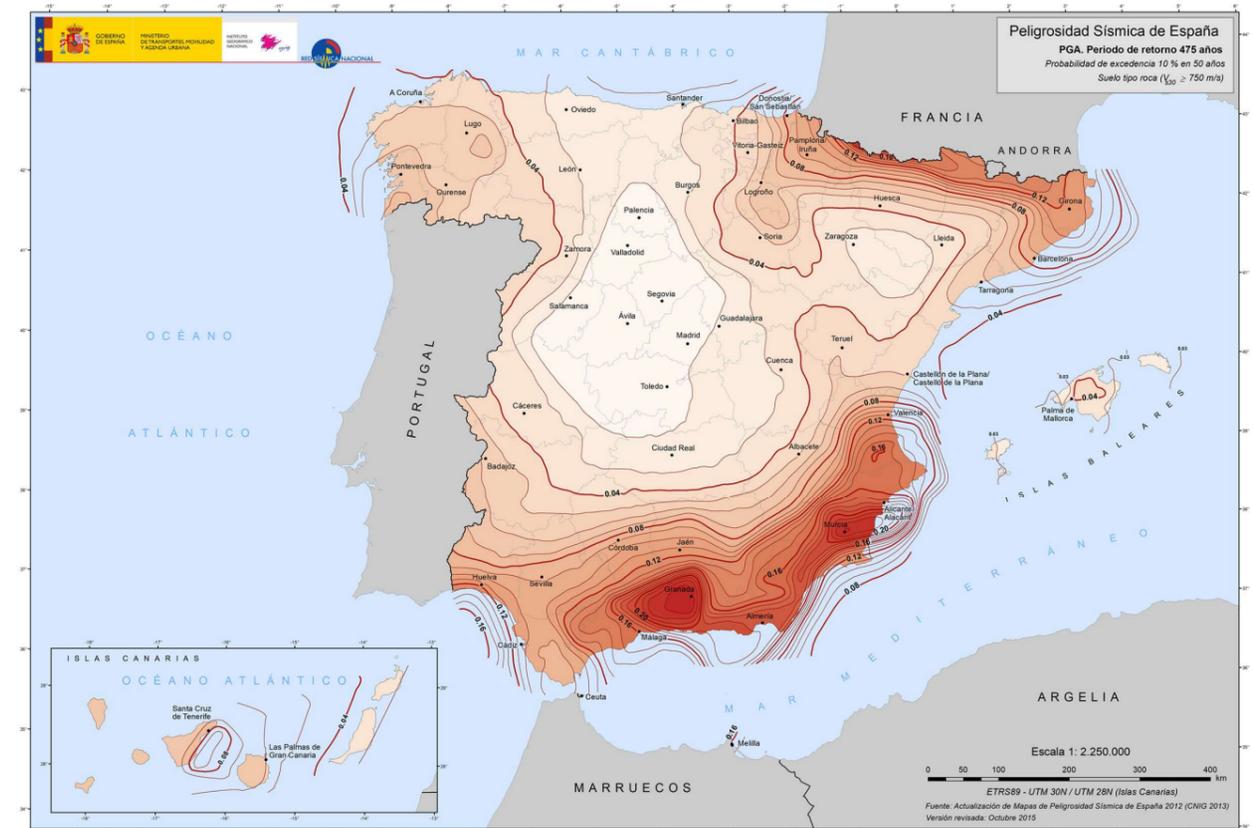


Figura 15. Versión del 2015 del mapa de peligrosidad sísmica (Fuente: IGN)

Sin embargo, a razón de varias noticias y fuentes consultadas, se contempla la posibilidad de mejorar el comportamiento sísmico de la estructura, puesto que puede comportar un beneficio a largo plazo.

En el año 2013, se diseñó el nuevo hospital de Teruel sin tener en cuenta ningún condicionante sísmico, ya que la NCSE-02 no obliga a tomar medidas al respecto, como se ha razonado anteriormente. Sin embargo, varios informes elaborados por investigadores de la Universidad de Zaragoza, el Instituto Geográfico Nacional (IGN) y el Instituto Geológico y Minero de España, pusieron de manifiesto el peligro y aconsejaron modificar el proyecto constructivo del hospital para incorporar medidas antisísmicas, por ser muy probable la ocurrencia de un terremoto de magnitud 5.4 e intensidad entre VII y VIII en los próximos 500 años. Por estos motivos, finalmente se exigió que dicho proyecto fuera modificado.

A esto se añade la inminente aprobación de la nueva Norma de Construcción Sismorresistente NCSR-22, donde se actualiza el mapa de peligrosidad sísmica a la versión del 2015 del IGN (Figura 15). Según la nueva NCSR-22, Teruel estaría ubicada entre las isóneas con valores de 0.04g y 0.05g de aceleración sísmica básica y, por lo tanto, sería de aplicación el contenido de esta norma.

## 5. DISEÑO GEOTÉCNICO

### 5.1. PLAXIS 2D

Plaxis 2D es un software de elementos finitos (FE) para el análisis 2D de deformación y estabilidad en ingeniería geotécnica. Incluye todos los elementos esenciales para realizar análisis de deformación y seguridad para suelos, rocas y estructuras asociadas que no requieren la consideración de fluencia, aguas subterráneas en estado estacionario o flujo térmico, análisis de consolidación o cualquier efecto dependiente del tiempo.

Para la realización del estudio del modelo propuesto, se ha diseñado un perfil de la obra mediante este programa, en el que se han estudiado las distintas fases constructivas estableciendo los parámetros resumidos en el Anejo III. "Cálculos geotécnicos" a los suelos y materiales empleados en los cálculos realizados.

### 5.2. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

Considerando las características del terreno, la tipología de construcción y el edificio que se pretende construir, se plantean varias alternativas para estudiar la posible cimentación del museo.

Para la comprobación de las diferentes alternativas, se ha empleado el cálculo numérico utilizando Plaxis 2D, lo cual ha permitido modelar el problema en toda su complejidad, así como obtener valores más exactos de las variables geotécnicas consideradas.

Las alternativas estudiadas consisten en cimentaciones superficiales (losas y zapatas), semiprofundas (cimentación compensada mediante losa), profundas (pilotes según la solución de proyecto) y la mejora del terreno (columnas de grava por vibrosustitución).

#### Alternativa 0: Solución del proyecto.

En el proyecto original para la construcción del Museo de la Guerra Civil, Batalla de Teruel, se plantea la ejecución de una cimentación indirecta mediante pilotes hormigonados in situ. Se trata de pilotes de extracción con entubación recuperable empotrados a partir de 18 m de profundidad, de modo que se apoyen en el Nivel 3 (Arcillas Rojas), más competente que los niveles 1 y 2 que presentan una menor capacidad de carga.

Los pilares de la estructura del edificio descansarían sobre pilotes de 65 cm de diámetro y 22-26 m de longitud. Sobre los pilotes se ejecutará una losa de cimentación para evitar posibles asientos diferenciales y conectar todos los encepados.

#### Alternativa 1: Losa de cimentación a cota de rasante.

Consiste en una losa de hormigón armado con un canto de 0.6 m, apoyada en el nivel de rellenos antrópicos. Dicha losa recibe las cargas de la estructura transmitidas mediante los pilares, cuya

distribución se muestra en la Figura 16, y las reparte en toda su superficie. A efectos de cálculo se ha considerado que el efecto de los pilares sobre la losa equivale a una carga repartida de 25 kN/m<sup>2</sup>.

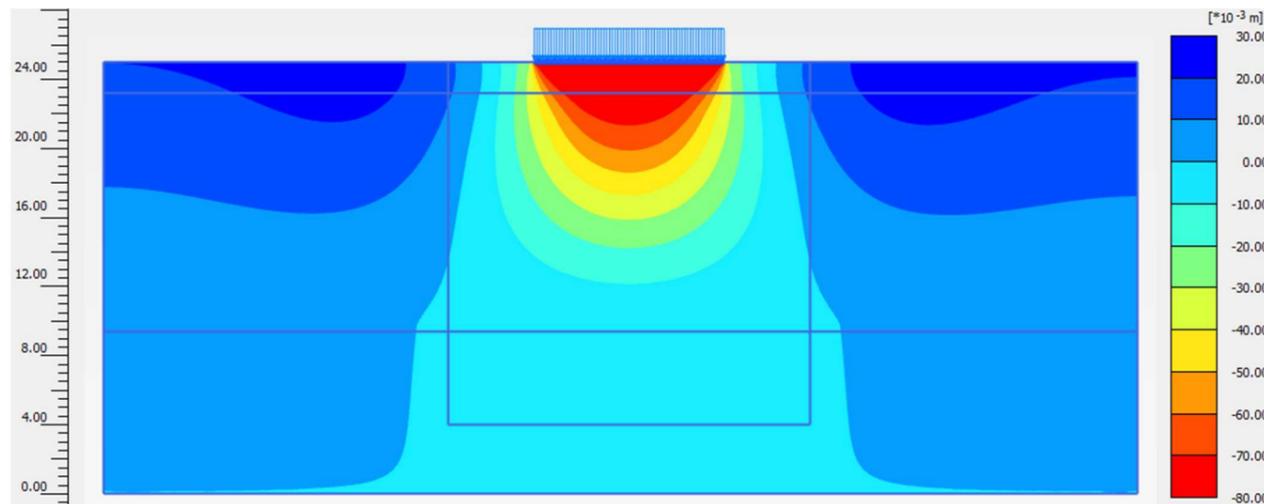
Además, se ha dispuesto de cargas repartidas alrededor del edificio de 10 kN/m<sup>2</sup>, considerando las cargas transmitidas por la maquinaria y los acopios de material.

Inicialmente, se ha escogido este tipo de cimentación directa, frente a las zapatas superficiales, por el elevado riesgo de sufrir asientos diferenciales elevados, debido a la alta compresibilidad del nivel 2 de arcillas blandas. La losa reparte uniformemente las cargas de la estructura transmitidas a la cimentación, de forma que éstas se reducen considerablemente debido a la mayor superficie de apoyo, comportando así la reducción del asiento. Sin embargo, el bulbo de presiones alcanza una gran profundidad, por lo que la losa podrá afectar a todo el espesor del estrato de arcillas blandas.

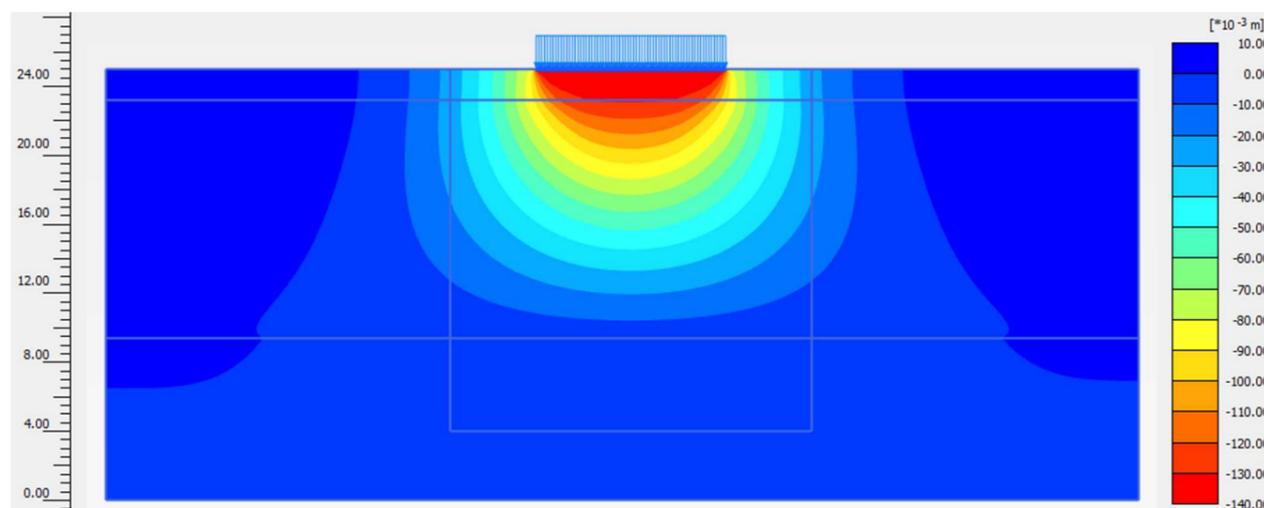


**Figura 16.** Disposición de los pilares sobre la losa (Fuente: Elaboración propia)

Sin embargo, debido a la baja capacidad portante del terreno, los asientos son muy elevados. Éstos se han calculado mediante el programa Plaxis 2D, donde se han concretado las fases constructivas en: 1º construcción de la losa de cimentación, 2º construcción de la estructura del museo y 3º fase de consolidación. Se ha observado que, mediante la cimentación analizada, se obtienen asientos máximos de 7.7 cm solo en fase de construcción (Figura 17), y se alcanzan los 13.6 cm de asiento en fase de consolidación (Figura 18). Sin embargo, según la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (GCOC) los asientos máximos admisibles para losas de cimentación son de 5 cm. Esta limitación no aparece en el CTE-DB SE-C, sin embargo, se tendrá en cuenta para permanecer del lado de la seguridad.



**Figura 17.** Los asentamientos en fase de construcción del museo en la alternativa 1 superan los 75 mm (Fuente: Salida de Plaxis 2D de elaboración propia)



**Figura 18.** Los asentamientos en fase de consolidación en la alternativa 1 superan los 135 mm (Fuente: Salida de Plaxis 2D de elaboración propia)

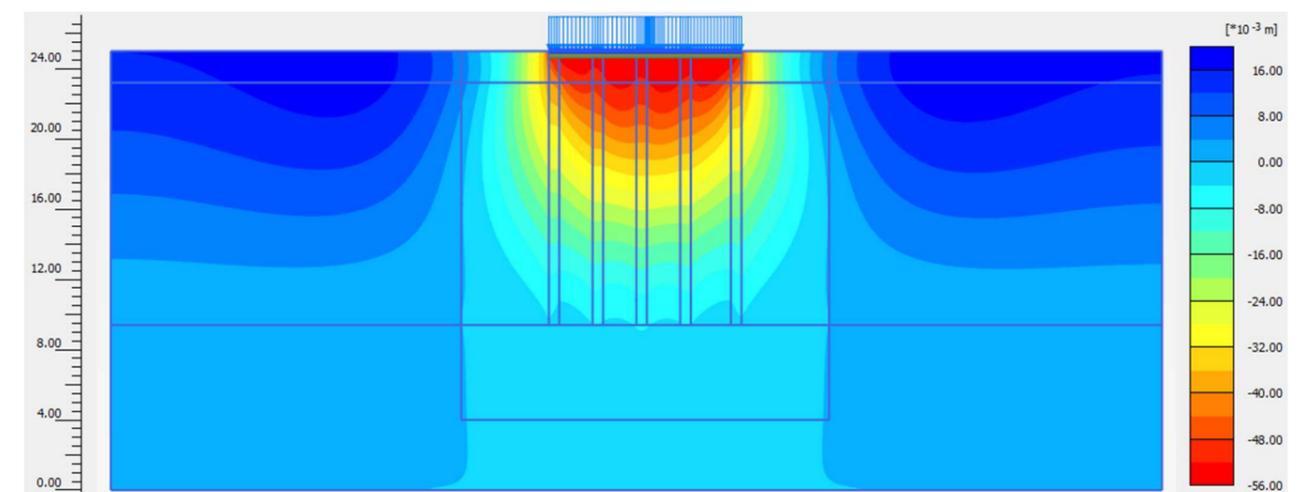
### Alternativa 2: Losa de cimentación a cota de rasante y mejora del terreno con columnas de grava

Tras los elevados asentamientos estimados en la primera alternativa, se ha propuesto realizar una mejora del terreno para poder ejecutar la losa en superficie con unos asentamientos admisibles por la normativa vigente. Ésta consiste en la construcción de una malla de columnas de grava por vibrosustitución previamente a la construcción de la losa, que actúan rigidizando el terreno por debajo del plano de cimentación. Las columnas de grava tienen un diámetro de 0.60 m, separadas 2.5 m entre ejes, y una longitud de 16 metros apoyadas en el Nivel 3 de arcillas firmes, de mayor capacidad portante.

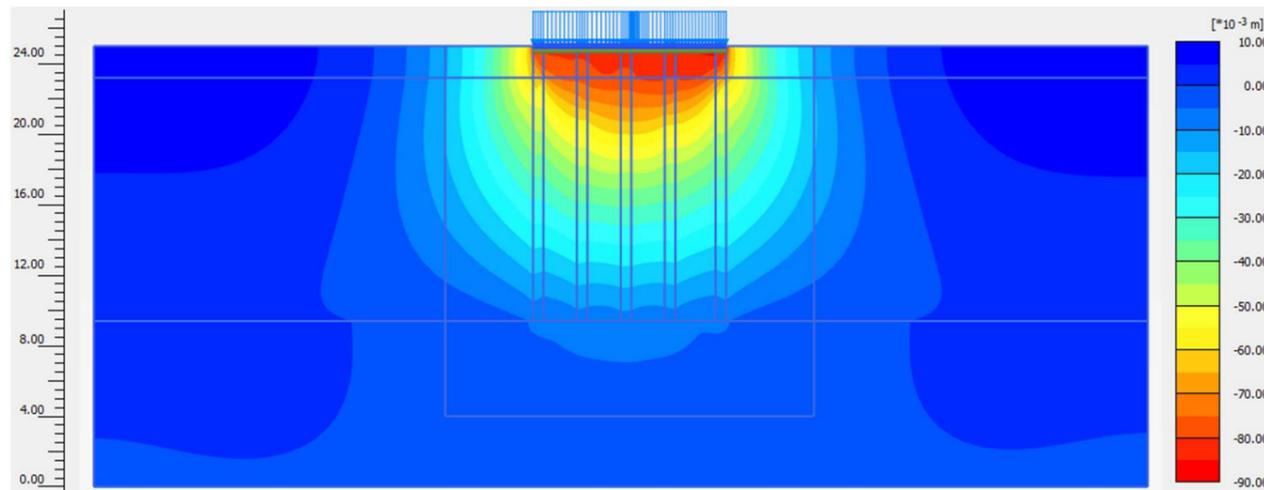
Se ha valorado esta opción, en lugar de los pilotes, por las ventajas que ofrece, ya que genera menor impacto ambiental tanto en la interacción del material con el terreno como en las emisiones de CO<sub>2</sub> generadas en el proceso de fabricación, transporte y puesta en obra del hormigón. Además, las columnas de grava constituyen una ventaja económica de la obra frente al elevado coste de ejecución de los pilotes. Asimismo, debido al carácter granular de las columnas, éstas actúan como drenes verticales, que permiten reducir los tiempos de consolidación y, en caso de sismos, son capaces de disminuir los efectos de la licuefacción debido a que se pueden disipar rápidamente las presiones intersticiales generadas.

Se ha realizado un primer cálculo en Plaxis 2D, considerando unas fases constructivas consistentes en: 1º instalación de columnas de grava, 2º construcción de la losa de cimentación, 3º construcción del museo y 4º consolidación.

Se observa que, en fase de construcción del museo, el asiento máximo calculado es de 5.5 cm (Figura 19), sin embargo, en fase de consolidación aumenta considerablemente hasta un valor máximo de 8.6 cm (Figura 20). Al igual que la alternativa anterior, los asentamientos son inadmisibles según la GCOC.



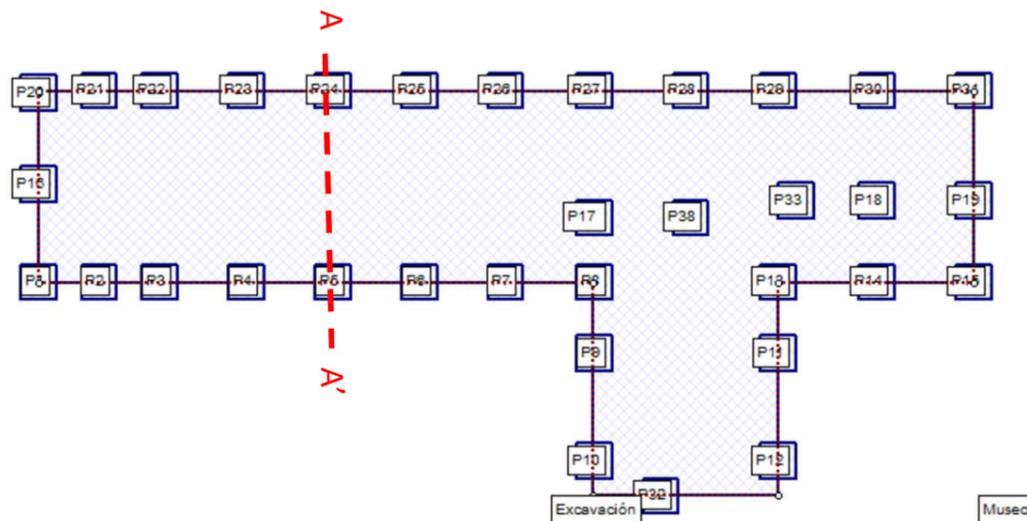
**Figura 19.** Los asentamientos en fase de construcción en la alternativa 2 superan los 50 mm (Fuente: Salida de Plaxis 2D de elaboración propia)



**Figura 20.** Los asentamientos en fase de consolidación en la alternativa 2 superan los 85 mm (Fuente: Salida de Plaxis 2D de elaboración propia)

### Alternativa 3: Zapatas arriostradas a cota de rasante

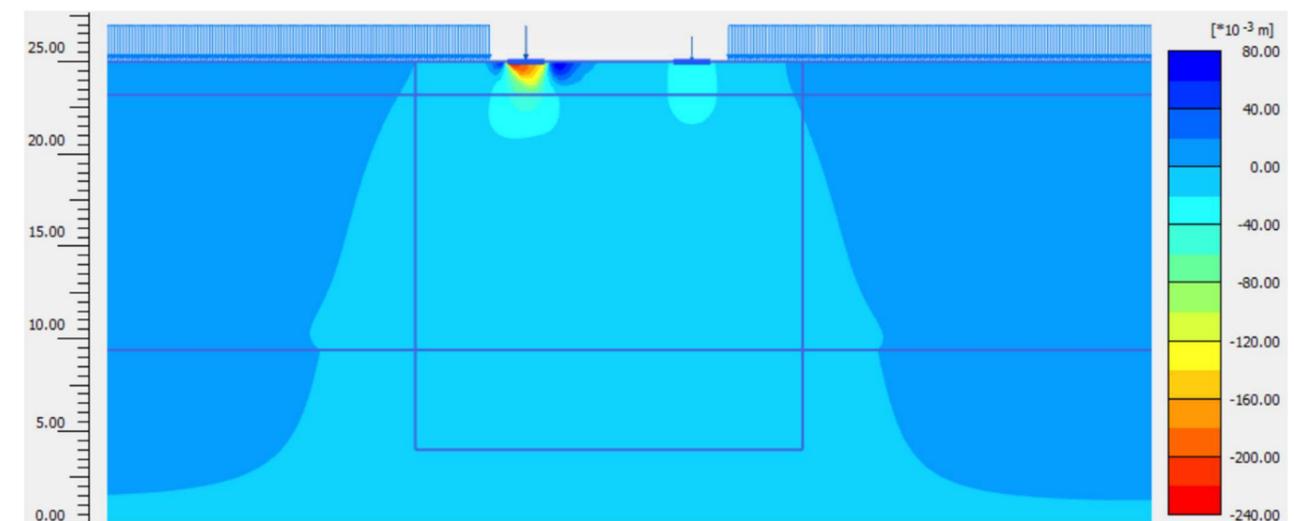
Se ha propuesto comprobar la posibilidad de realizar zapatas aisladas arriostradas en lugar de una losa de cimentación, debido a que el bulbo de presiones es muy inferior. Se ha realizado el cálculo con zapatas cuadradas de 2x2 m con un canto de 0.5 m, dispuestas según la Figura 21, es decir, disponiendo las zapatas donde se ubican los pilares en el proyecto.



**Figura 21.** Disposición de las zapatas. La sección AA' indica la más desfavorable (Fuente: Elaboración propia)

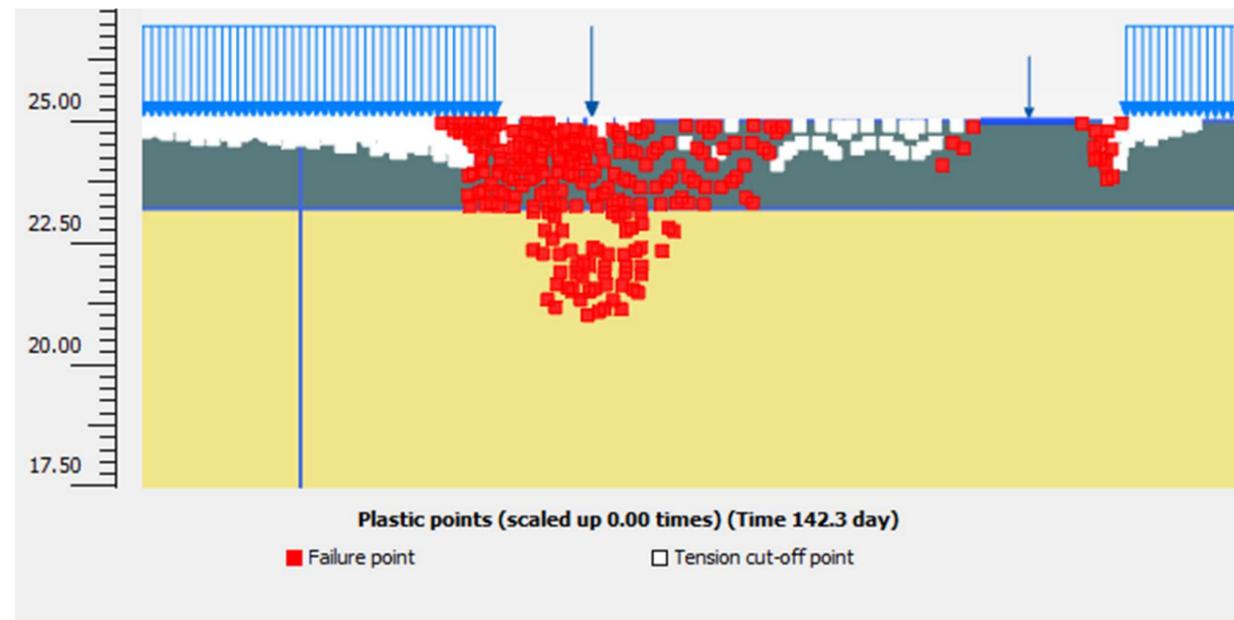
En el caso de las zapatas, el bulbo de presiones es de, al menos, dos veces el ancho de la mayor zapata en el plano de apoyo, por tanto, como todas las zapatas son de las mismas dimensiones, éste sería de un mínimo de 4 metros, lo que quiere decir que afectaría a los 1.3 metros de rellenos antrópicos bajo las zapatas y a unos 3 metros de arcilla blanda, con lo que se reduce considerablemente la afección a este estrato blando respecto a las alternativas anteriores.

Para el cálculo de asentamientos se ha modelado con Plaxis 2D, con las siguientes etapas constructivas: 1º construcción de las zapatas, 2º construcción del museo y 3º consolidación. Se han calculado los asentamientos en la sección más desfavorable, AA', cuyas zapatas reciben una carga puntual de 762 kN por el pilar P24 y 520 kN por el pilar P5, con una gran asimetría de fuerzas. El cálculo no se ha podido completar debido al colapso del terreno durante la fase de construcción. El asiento máximo obtenido en el momento de colapso del terreno ha sido de 23.5 cm, como se muestra en la Figura 22, donde se puede observar claramente el bulbo de presiones transmitido por las zapatas, de entre 4 y 5 metros de profundidad.



**Figura 22.** Los asentamientos en colapso en la alternativa 3 superan los 235 mm (Fuente: Salida de Plaxis 2D de elaboración propia)

Por tanto, aunque el bulbo de presiones sea inferior que el que se alcanzaría en el caso de cimentación mediante losa de cimentación, al ser mucho más elevada la carga transmitida a la cimentación, la solución mediante zapatas no es adecuada. En la Figura 23 se muestra la cuña de rotura, obtenida mediante el cálculo de los puntos plastificados en el terreno.



**Figura 23.** Puntos del terreno plastificados bajo las zapatas (Fuente: Salida de Plaxis 2D de elaboración propia)

Las fases de construcción se han dividido en: 1º tablestacas, 2º excavación, 3º construcción de la losa inferior, 4º construcción de los muros de sótano y primer forjado, 5º construcción del museo y, finalmente, 6º consolidación. Previa a la fase de excavación, se hincarán en todo el perímetro una pantalla de tablestacas metálicas, arriostradas mediante codales y empotradas en el nivel 3 de arcillas rojas para garantizar la estabilidad durante la fase de excavación. En la fase de excavación está incluida una subfase de rebaje del nivel freático 1 m por debajo de la cota de cimentación. Se dispondrán pozos de bombeo en el interior de la excavación, desde la fase de excavación hasta la de construcción de los muros de sótano y primer forjado, para rebajar el nivel freático a 5.5 metros de profundidad hasta que se haya cerrado e impermeabilizado la estructura de sótano, situación en que se volvería a elevar el nivel freático a su nivel inicial de 1.1 m de profundidad.

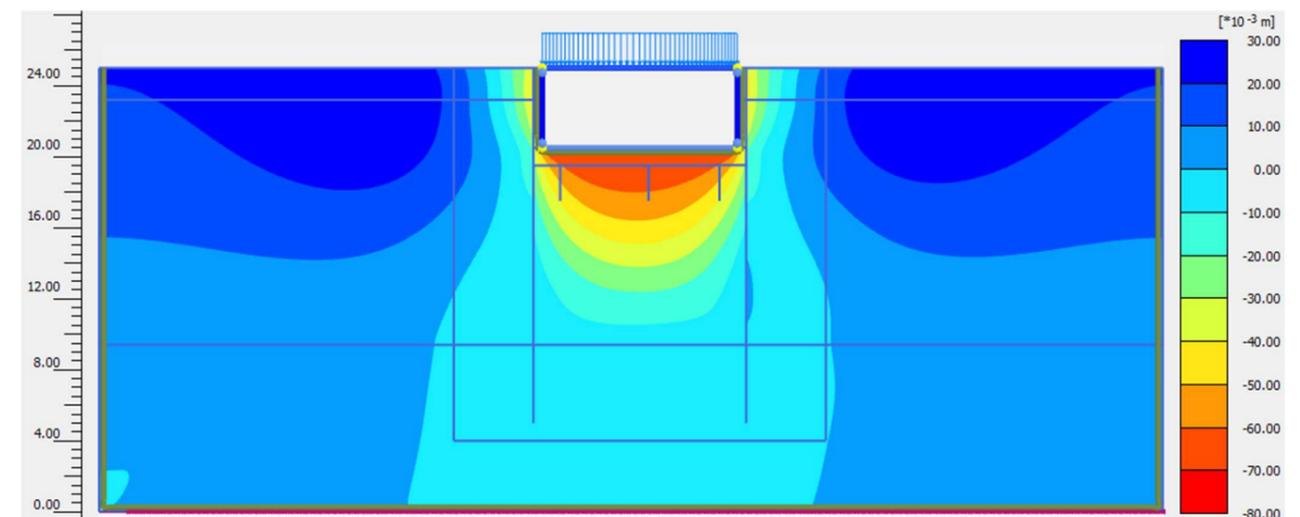
El peso de las tierras extraídas es de  $89.9 \text{ kN/m}^2$ , mientras que la carga transmitida por el edificio es de  $90.8 \text{ kN/m}^2$ , por lo que, aunque la diferencia es pequeña, debido a la elevada compresibilidad del terreno en el que apoya la estructura, sí que se producirían deformaciones en el suelo. Por ello, se procede a calcular los asentos con Plaxis 2D y compararlos con las alternativas de cimentación anteriormente propuestas. En la Figura 24 se muestra el asiento máximo calculado en fase de construcción, de 7.1 cm.

#### Alternativa 4: Cimentación compensada mediante losa.

Tras los elevados asentos en todas las alternativas estudiadas hasta el momento y que implican ubicar el plano de cimentación a cota de rasante, se descarta la posibilidad de realizar una cimentación directa. Por ello, se estudia la posibilidad de realizar una cimentación compensada, construyendo una planta de sótano bajo rasante, de modo que la carga de las tierras extraídas en la excavación compense las cargas transmitidas por el edificio, con lo que no habría prácticamente cambio tensional en el terreno de apoyo de la cimentación y, en consecuencia, el asiento producido sería muy reducido o nulo.

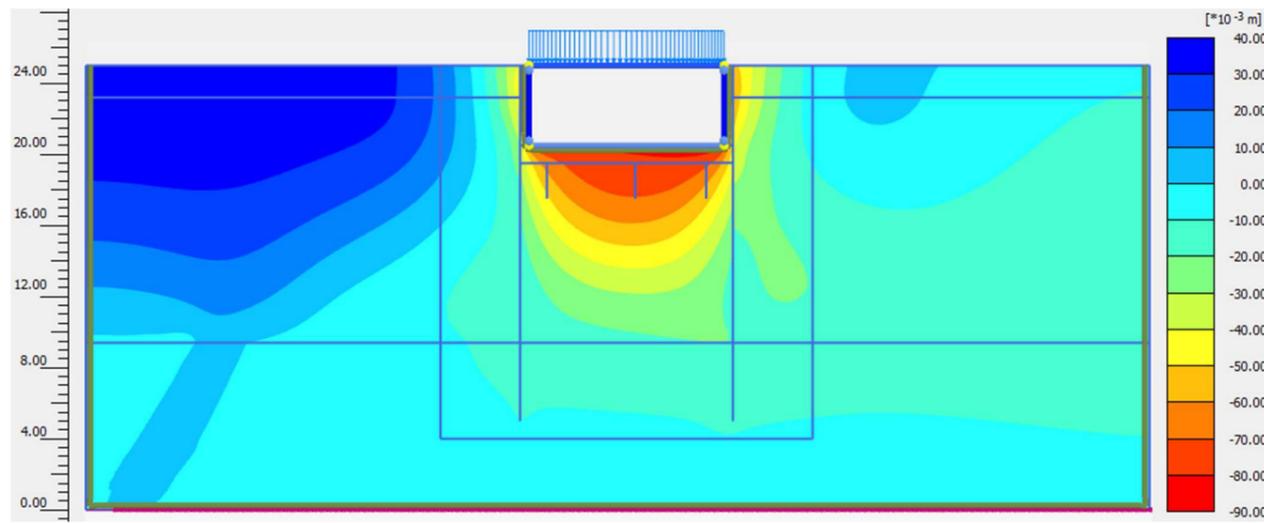
De este modo, como ventaja adicional, el sótano construido proporcionaría al museo un espacio destinado al almacenamiento de exposiciones y material del propio museo. Para ello, es necesario dejar una altura libre mínima de 2.20 m, requerida en el CTE-DB SUA (Seguridad de Utilización y Accesibilidad). Por tanto, contando con 1 m de espesor de losa de cimentación y 0.8 m de losa de forjado superior, se necesitaría un mínimo de 4.0 m de profundidad de excavación. Finalmente, se decide ampliar esta altura en 50 cm adicionales para el paso de instalaciones, por tanto, se decide realizar una excavación de 4.5 m.

Así, en esta alternativa se ha estudiado la realización de una cimentación compensada constituida por una losa de cimentación apoyada a 4.5 m de profundidad, con muros de sótano, creando así un recinto estanco, asegurando la impermeabilidad de la construcción bajo el nivel freático, y proporcionando un mayor espacio al museo que será destinado como almacenamiento.

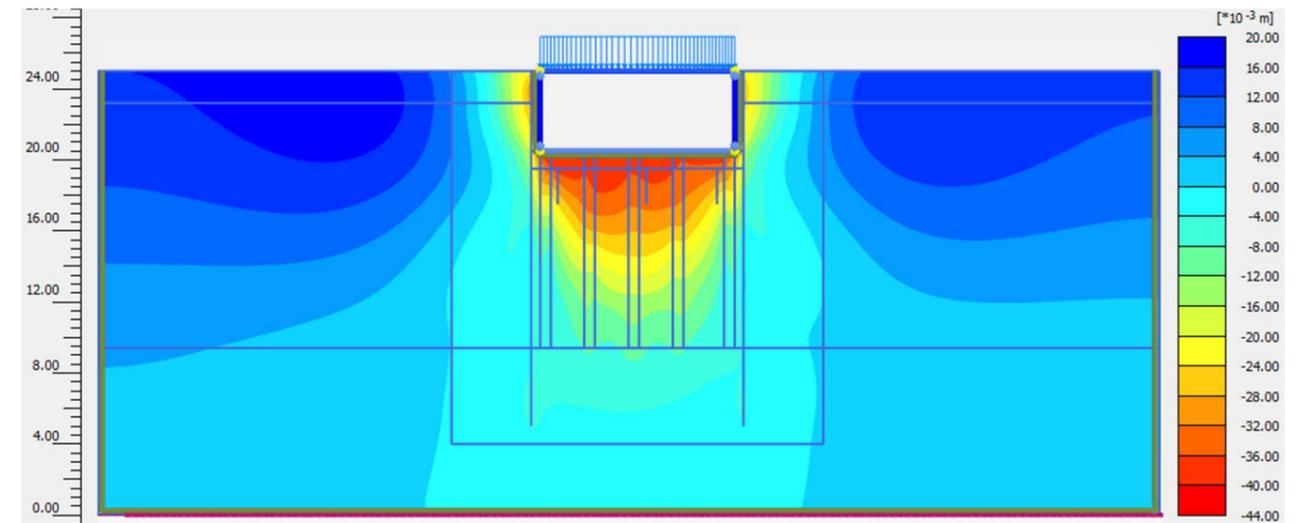


**Figura 24.** Los asentos en fase de construcción del museo en la alternativa 4 superan los 70 mm (Fuente: Salida de Plaxis 2D de elaboración propia)

Como se puede observar en la Figura 25, el asiento por consolidación llega a los 8.6 cm, sin embargo, esto compromete la seguridad estructural del museo, superando el asiento máximo permitido por la normativa vigente, por lo que convendría emplear un método adicional con el objetivo de aumentar la capacidad de soporte del nivel de arcillas blandas, y a su vez disminuir los tiempos de consolidación.



**Figura 25.** Los asentamientos en fase de consolidación en la alternativa 4 superan los 85 mm (Fuente: Salida de Plaxis 2D de elaboración propia)



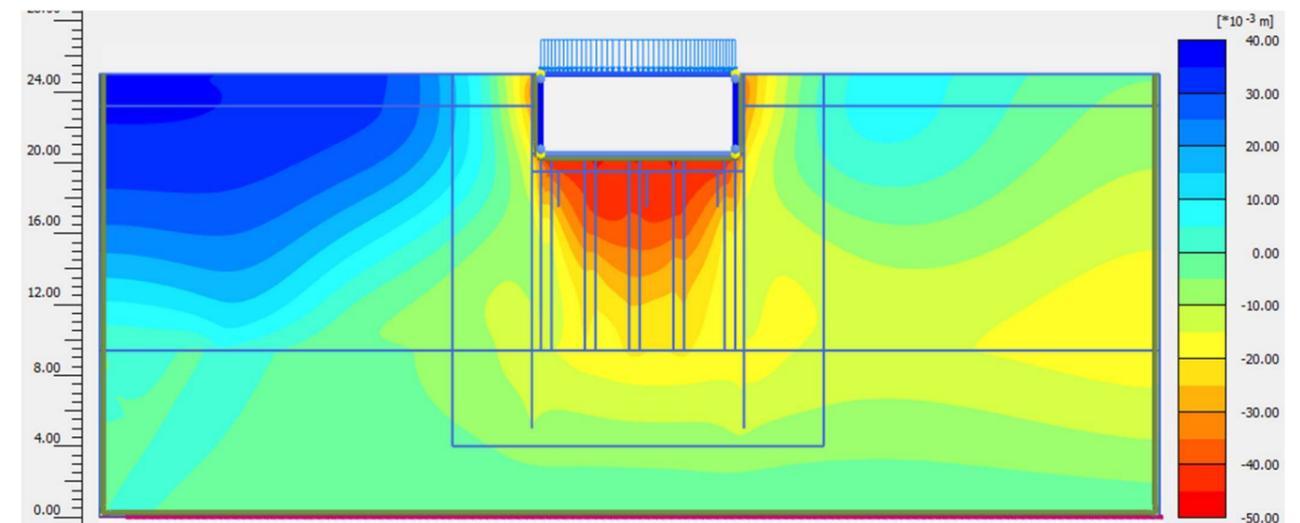
**Figura 26.** Los asentamientos en fase de construcción del museo en la alternativa 5 no superan los 40 mm (Fuente: Salida de Plaxis 2D de elaboración propia)

**Alternativa 5: Cimentación compensada mediante losa y mejora del terreno con columnas de grava.**

Se propone realizar una mejora del terreno mediante la construcción de columnas de grava, con la intención, como se ha expuesto en la alternativa 2, de rigidizar el terreno de apoyo de la cimentación y disminuir los tiempos de consolidación. Las columnas de grava tendrían una longitud de 11 metros, para apoyar en el estrato de arcilla firme, con un diámetro de 0.6 m, separadas 2.5 metros entre ejes.

Las fases de construcción se han dividido en: 1º tablestacas, 2º excavación, 3º columnas de grava, 4º construcción de la losa inferior, 5º construcción de los muros de sótano y primer forjado, 6º construcción del museo y, finalmente, 7º consolidación.

Como se observa en la Figura 26, los asentamientos máximos en fase de construcción del museo son de 4 cm, que, sumado a los propios en fase de consolidación, aumentan hasta los 4.6 cm por debajo del plano de cimentación (Figura 27), cumpliendo con los asentamientos máximos de 5 cm exigidos por la normativa vigente. Por tanto, esta alternativa es viable desde el punto de vista constructivo y es compatible con los asentamientos admisibles del terreno.



**Figura 27.** Los asentamientos en fase de consolidación en la alternativa 5 no superan los 50 mm (Fuente: Salida de Plaxis 2D de elaboración propia)

Como se ha descrito en la alternativa 4, se hincarán tablestacas en el perímetro para garantizar la estabilidad durante la excavación, a la vez que se rebaja el nivel freático 1 m por debajo del plano de cimentación hasta que se pueda volver a elevar cuando la estructura esté cerrada e impermeabilizada.

Además, del cálculo se deduce la necesidad de instalar un arriostramiento mediante codales en fase de excavación, por la posibilidad de sufrir elevadas deformaciones en las tablestacas. Éste sería retirado en

fase de construcción de muros de sótano y primer forjado, puesto que los muros junto el forjado deberán estar diseñados para sostener los empujes del terreno.

Se ha tomado la decisión de utilizar columnas de grava debido a que se sustituye parte del terreno blando por material granular tipo grava, aumentando considerablemente la capacidad de soporte y disminuyendo los asentamientos, tanto elásticos como los propios de la consolidación, además de reducir los tiempos de consolidación debido a que se disminuye la distancia de drenaje. En caso de sismo, las columnas de grava podrían disipar las sobrepresiones intersticiales generadas en el nivel de arcillas blandas, con lo que mejorarían el comportamiento del terreno en situación sísmica. Por este motivo se ha descartado la solución del proyecto, debido al pésimo comportamiento de los pilotes ante acciones sísmicas.

Finalmente, se expone la Tabla 12 como resumen de la variación de asentamientos y tiempos de consolidación en el estudio realizado a cada alternativa.

**Tabla 12.** Comparación de las alternativas en función de los asentamientos y tiempos de consolidación (Fuente: Elaboración propia)

Alternativa	Asiento en fase de Construcción (cm)	Asiento en fase de Consolidación (cm)	Tiempo de consolidación (días)
1. Losa	7.7	13.6	208
2. Losa + mejora	5.5	8.6	125
3. Zapatas	23.5	-	-
4. Sótano	7.1	8.6	498
5. Sótano + mejora	4.0	4.6	165

Por tanto, se observa que en las alternativas en las que se ha realizado la mejora del terreno, se han disminuido tanto los asentamientos como los tiempos de consolidación respecto a la alternativa de realizar el mismo tipo de cimentación sin columnas de grava.

En el primer caso, consistente en una cimentación directa con una losa de cimentación en superficie, se observa un tiempo de consolidación menor debido a que el estrato de rellenos antrópicos de mayor capacidad portante absorbe, en gran medida, las tensiones transmitidas al terreno. Además, con la mejora del terreno, los valores tanto del asiento como del tiempo de consolidación se reducen del orden de la mitad.

En el segundo caso, consistente en una cimentación compensada mediante losa de cimentación, se observa un mayor tiempo de consolidación, sin embargo, con las columnas de grava éste se reduce considerablemente hasta equipararse al de la losa en superficie. Asimismo, los asentamientos se ven reducidos a la mitad.

### 5.3. COMPROBACIONES TÉCNICAS

Tras el análisis del estudio geotécnico del terreno en que se sitúa la obra y la elección de la alternativa 5 como la solución a la cimentación del Museo de la Guerra Civil, Batalla de Teruel, se procede a realizar los cálculos para el diseño geotécnico de la solución adoptada. Dichos cálculos están recogidos en el Anejo III "Cálculos geotécnicos", donde se describen con mayor detalle. Para el dimensionado de la solución adoptada se ha seguido la formulación analítica correspondiente en cada caso y propuesta en el Código Técnico de la Edificación (CTE-DB SE-C), por tratarse de una obra de edificación, y se ha aplicado la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (GCOC) para aquellas comprobaciones geotécnicas que no se especifican en la normativa anterior. Por último, el análisis clásico se ha completado mediante el modelado numérico de la solución adoptada utilizando para ello Plaxis 2D. Esto ha permitido considerar la complejidad del problema real, así como obtener valores más exactos de las variables geotécnicas consideradas.

Como se ha expuesto anteriormente, la tipología de cimentación escogida consiste en una cimentación compensada. Como la capacidad portante del terreno es muy reducida, se ha intentado compensar la carga transmitida por la estructura mediante la excavación realizada. Además, los asentamientos deben ser mínimos al apoyar la estructura sobre una losa de cimentación.

De acuerdo con las características de la estructura y la tipología de cimentación escogida, se definen los estados límite últimos (ELU) y estados límite de servicio (ELS). De ellos, los modos de fallo que se estudian son la carga de hundimiento como ELU, y la deformabilidad y flotabilidad como ELS, dado que la cimentación se apoya en un plano por debajo del nivel freático.

Como se ha comentado anteriormente, la cimentación se apoya sobre un estrato de arcillas limosas, de consistencia blanda a muy blanda, a una profundidad de 4.5 m respecto a la superficie del terreno.

Para poder realizar las comprobaciones especificadas anteriormente, se deben conocer las dimensiones del sótano y de los elementos que lo conforman, además de los parámetros geomecánicos de los diferentes estratos que constituyen el terreno del área de estudio.

Las dimensiones de los distintos elementos que conforman el sótano proyectado son las siguientes:

- Área total del museo en planta ( $m^2$ ): 703
- Losa de cimentación ( $m^3$ ):  $703 m^2 \cdot 1 m$
- Losa de forjado superior ( $m^3$ ):  $703 m^2 \cdot 0.8 m$
- Muros perimetrales ( $m^3$ ):  $151.9 m \cdot 4.5 m \cdot 0.8 m$
- Pilares ( $m^3$ ):  $0.6 m \cdot 0.6 m \cdot 4.5 m$

La mayoría de los pilares se disponen en el perímetro del edificio, es decir, que estarán apoyados directamente sobre los muros. Sin embargo, hay 7 pilares distribuidos en el interior del sótano por necesidades constructivas.

### 5.3.1. ELU: CARGA DE HUNDIMIENTO

El modo de fallo por hundimiento se produce cuando la capacidad de soporte del terreno resulta ser inferior a la carga transmitida por la cimentación apoyada sobre éste, de modo que, el método de cálculo consiste en una comparación de la carga de hundimiento neta con la carga transmitida neta, cuya relación debe ser mayor o igual a 3, que corresponde con el factor de seguridad exigido en la GCOC, es decir:

$$FS = \frac{Q_{hn}}{Q_{tn}} \geq 3$$

Siendo,

FS: factor de seguridad frente a hundimiento

$Q_{hn}$ : carga de hundimiento neta

$Q_{tn}$ : carga transmitida neta

$Q_h$ : carga de hundimiento

$Q_t$ : carga transmitida

$Q_o$ : descarga por el terreno excavado

En el Anejo III. "Cálculos geotécnicos" se encuentran todos los cálculos referentes al presente apartado con un mayor detalle. A continuación, se muestra el valor de la carga transmitida ( $q_t$ ) por la estructura del museo:

$$q_t = 90.8 \text{ kN/m}^2$$

Para el cálculo de la carga transmitida neta se obtiene el valor de la descarga ( $q_o$ ) que sufre el terreno por el efecto de la excavación hasta cota de cimentación. Para su obtención, se calcula el peso de cada nivel de tierras afectado por la excavación, que consiste en un primer nivel de rellenos antrópicos y un segundo de arcillas limosas, teniendo en cuenta su peso específico, el espesor del estrato y el área de excavación.

$$q_o = 89.9 \text{ kN/m}^2$$

Dado que la carga transmitida al terreno es superior a la descarga producida, será necesario calcular la carga de hundimiento del terreno. Este cálculo se realiza, según el CTE-DE SE-C, mediante la fórmula de Brinch-Hansen. Además, se establece un factor de seguridad mínimo de 3, exigido en la GCOC, para permanecer del lado de la seguridad.

Como se muestra en el Anejo III. "Cálculos geotécnicos", se ha analizado la carga de hundimiento en el estrato de arcillas limosas, en condiciones a corto plazo (condición más restrictiva), por tratarse de un suelo cohesivo saturado. Por tanto, el resultado obtenido es el siguiente:

$$Q_h = 127.3 \text{ kN/m}^2$$

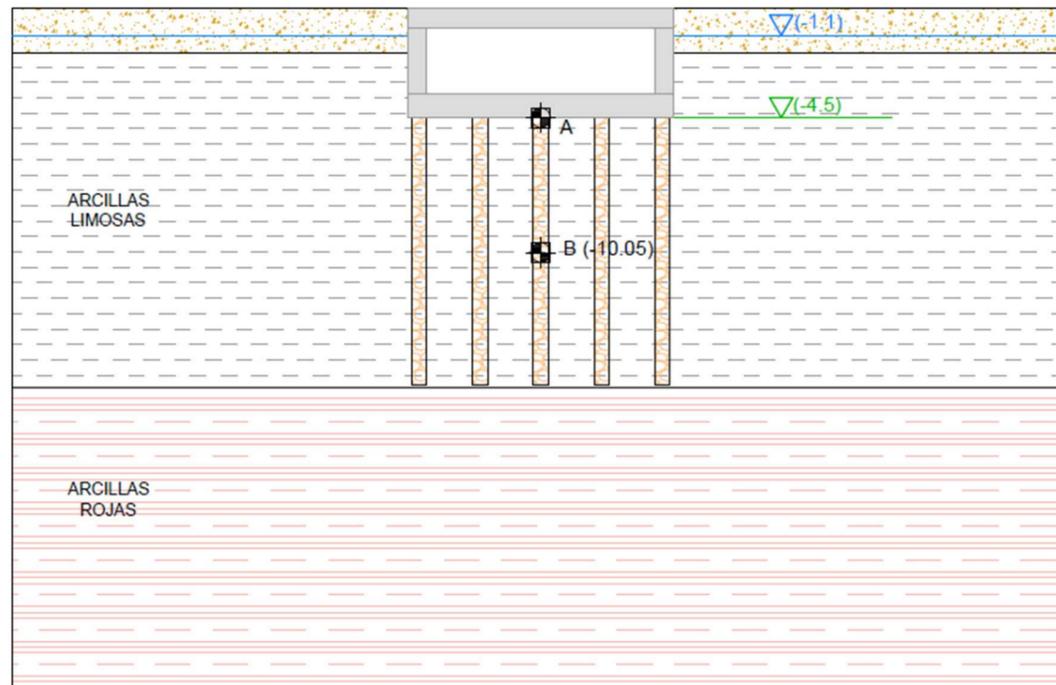
Finalmente, se calcula la carga de hundimiento neta y la carga transmitida neta para obtener, mediante su relación, el factor de seguridad de la capacidad resistente del terreno:

$$FS = \frac{Q_{hn}}{Q_{tn}} = \frac{Q_h - Q_o}{Q_t - Q_o} = \frac{127.3 - 89.9}{90.8 - 89.9} = \frac{37.4 \text{ kN/m}^2}{0.9 \text{ kN/m}^2} = 41.5 > 3$$

Por tanto, la obra proyectada cumple con el factor de seguridad exigido por la normativa vigente.

### 5.3.2. ELS: DEFORMABILIDAD (ASIENTOS)

Para el cálculo de la deformabilidad, se obtendrán los asientos verticales producidos en el terreno de apoyo de la cimentación, para ello se ha empleado el método de Skempton-Bjerrum, debido a la presencia del nivel freático. Mediante este método, se obtendrán los asientos instantáneos producidos bajo el plano de cimentación, punto A, mediante el Método Elástico, aplicando la solución de reparto tensional correspondiente al semiespacio homogéneo e isótropo de Boussinesq; y los asientos por consolidación, en el punto medio (B) del estrato de arcillas en que se apoya la cimentación (Figura 28), mediante el Método Edométrico, recomendado especialmente para suelos arcillosos blandos, con el supuesto de que la carga sea unidimensional y de que las deformaciones laterales estén impedidas.



**Figura 28.** Perfil estratigráfico, se aprecia el plano de apoyo y el punto de estudio, A (Fuente: Elaboración propia)

Tras el primer cálculo, se procede a analizar el asiento por consolidación en un punto situado en el centro entre el plano de cimentación y el final del estrato de arcillas en que se apoya (B), siendo este el punto más desfavorable por tener las máximas longitudes de drenaje. Los asientos son producidos por las variaciones de presión ocasionadas durante las distintas fases constructivas. Para ello, se calcula el asiento por consolidación en condiciones edométricas para distintas fases del procedimiento constructivo, por lo que éste se divide en tres fases: fase inicial, sin variación de tensiones, fase de excavación, en que se producirá un hinchamiento del terreno por la descarga de tierras producida, y fase de construcción del museo, donde se obtendrá un asiento por consolidación

Para el cálculo del asiento de consolidación se debe calcular el asiento edométrico teniendo en cuenta el incremento de las tensiones en el punto definido, para ello es necesario conocer el factor de influencia dependiente de la profundidad. Una vez obtenido, se multiplica por el coeficiente de asiento, mayorando el edométrico, tras lo cual se obtiene un resultado de:

$$S_c = \mu \cdot s_{edom} = 4.15 \text{ cm}$$

Finalmente, se obtiene el valor del asiento total, producido por la actuación de la carga transmitida neta, de:

De modo que el asiento total corresponde a la suma del instantáneo,  $S_i$ , y del de consolidación,  $S_c$ :

$$S_t = S_i + S_c$$

Según la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (GCOC), el asiento máximo admisible para la tipología de cimentación empleada, es decir, para una losa de cimentación, es de 5 cm. En primer lugar, se ha calculado el asiento instantáneo en el centro del plano de cimentación (A), analizándolo en la situación más desfavorable, es decir, en la que, tras la excavación, ya se ha construido el museo completo, por lo que la carga transmitida neta es la calculada en el apartado anterior de 0.9 kPa. Para la obtención del asiento es necesario conocer el valor del coeficiente de influencia, que se calcula con los parámetros elásticos del terreno a corto plazo, obtenidos mediante los ensayos de laboratorio. El resultado obtenido tras los cálculos necesarios es de un asiento instantáneo de:

$$S_i = 1.2 \text{ mm}$$

$$S_t = 4.27 \text{ cm} < 5 \text{ cm}$$

Este valor se encuentra dentro del permitido en la GCOC, como se ha comentado anteriormente, por lo que no habría problemas de deformabilidad del terreno con la construcción del museo. Además, presenta únicamente 3 mm de diferencia respecto al calculado con Plaxis 2D.

Asimismo, se ha comprobado la verificación del CTE-DB SE-C (Apartado 2.4.3.1) en relación a la distorsión angular de los asientos de la cimentación. Para ello, se ha tomado un plano bajo la losa de cimentación en el programa Plaxis 2D, resultando favorable la comprobación.

Además, se ha realizado una comparación de asientos y tiempos de consolidación entre la alternativa de sótano con y sin columnas de grava, donde se observa una disminución de estos parámetros, en el caso de la mejora del terreno, del orden de la mitad (Figura 29).

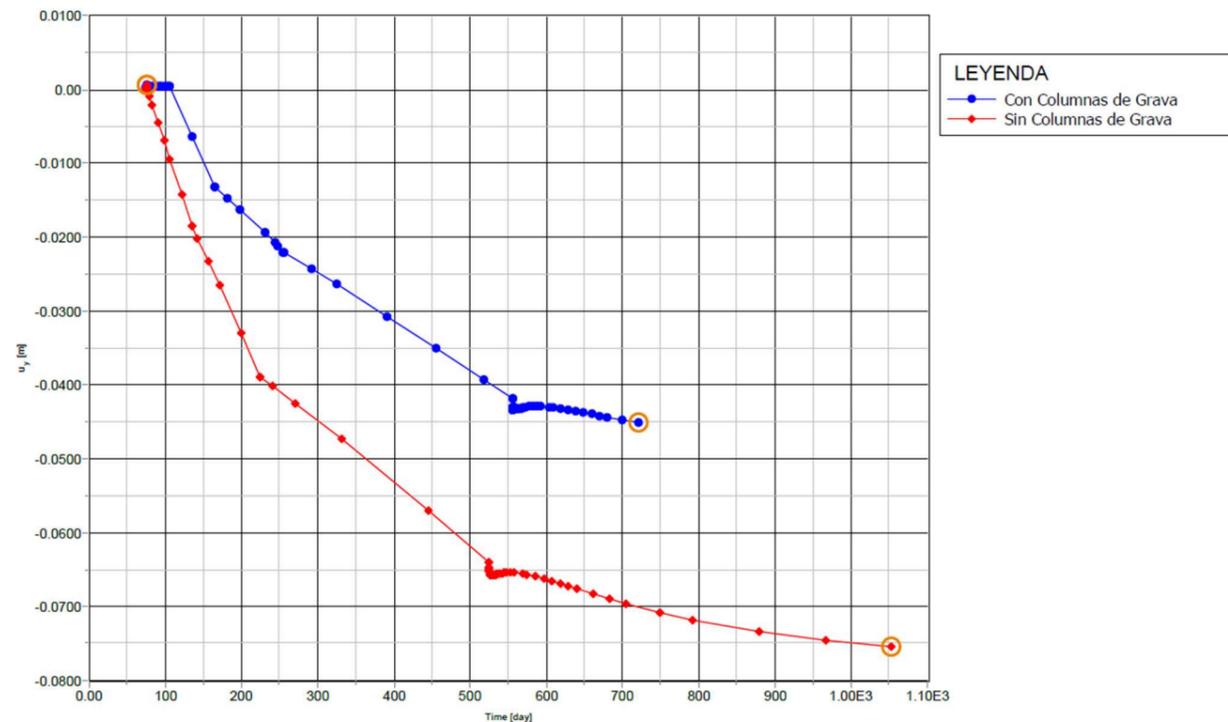


Figura 29. Comparación de asentos y tiempos de consolidación (Fuente: Salida de Plaxis de elaboración propia)

Finalmente, se ha sometido el modelo a un sismo (Figura 30) con una aceleración de cálculo de 0.06 g, propia de la zona de estudio para observar la deformación producida y la eficiencia o ineficiencia de las columnas de grava. Este proceso ha resultado exitoso ya que se ha obtenido un asiento total máximo de 13 mm en esta situación accidental.

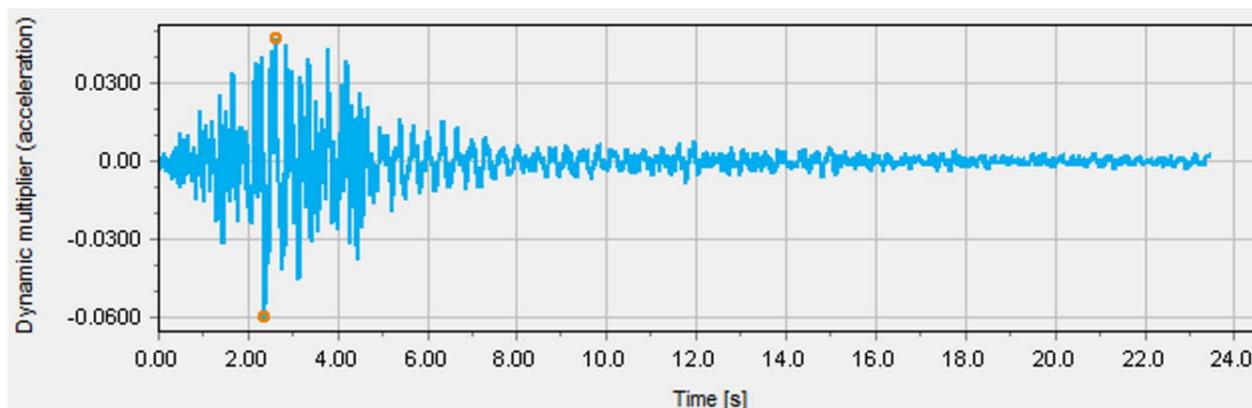


Figura 30. Acelerograma del sismo con  $a_c = 0.06g$  (Fuente: Tutorial de Plaxis)

### 5.3.3. ELS: FLOTABILIDAD

El estudio de la flotabilidad consiste en la relación entre la carga transmitida y el empuje vertical que ejerce el agua contra la losa de cimentación debido a la presencia del nivel freático. Para ello, el Código Técnico de la Edificación (CTE) recomienda obtener un coeficiente de seguridad mayor o igual a 1.5.

Dada la necesidad de rebajar el nivel freático durante la excavación y la construcción del museo y, teniendo en cuenta el alto coste de esta unidad de obra, se ha estudiado la flotabilidad en diferentes etapas constructivas para conocer en qué momento puede cesar el agotamiento del nivel freático.

En primer lugar, se ha calculado la subpresión que ocasiona el agua bajo la losa con el nivel freático a la cota original. Al situarse éste a 1.1 m de profundidad y el plano de cimentación a 4.5 m de profundidad, la columna de agua que afecta a la losa es de 3.4 m, por lo que, considerando un peso específico del agua de 10 kPa, la subpresión es de:

$$u = 34 \text{ kN/m}^2$$

Por tanto, se debe calcular la tensión transmitida por fases de modo que éste supere a la subpresión con el factor de seguridad exigido. Este valor se obtiene cuando se ha construido la losa de cimentación junto con los muros y los pilares de sótano, obteniendo un valor de:

$$\sigma = 45.8 \text{ kN/m}^2 > u$$

Finalmente, se calcula el factor de seguridad que se obtendría al retirar el bombeo una vez construida la losa de cimentación y los muros perimetrales:

$$FS = \frac{\sigma}{u} = \frac{45.8}{34} = 1.3$$

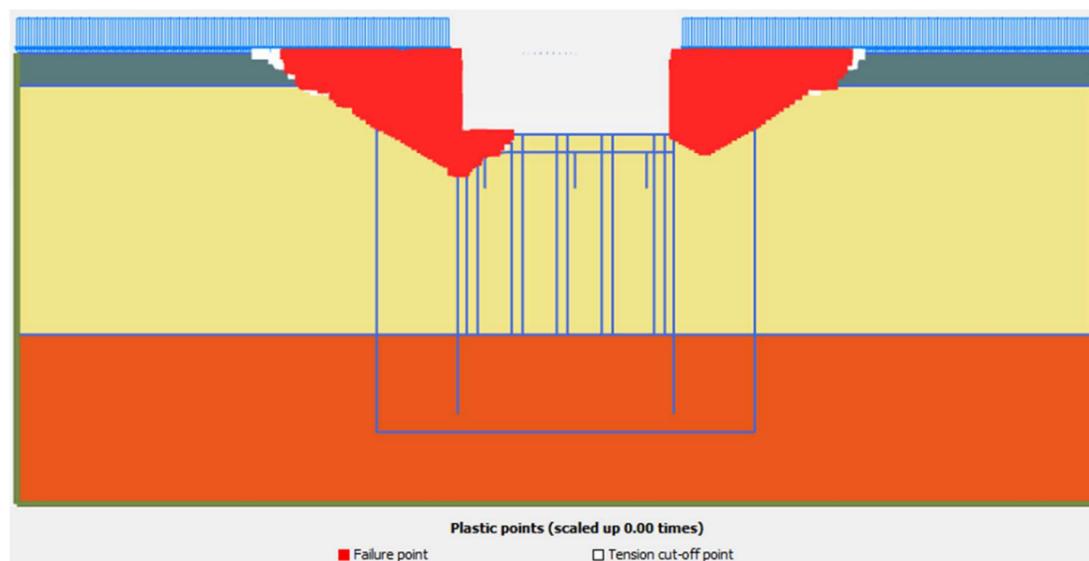
De modo que, aunque la recomendación sea de un factor de seguridad de 1.5, dado que los cálculos se han realizado con el nivel freático en su posición más desfavorable, se considera 1.3 suficiente para la situación provisional de obra.

#### 5.4. EXCAVACIÓN

Destaca la importancia de resolver el problema derivado de la inestabilidad de taludes en fase de excavación y con la presencia del nivel freático, con el objetivo de evitar que se produzcan deslizamientos inesperados con graves consecuencias a nivel material y humano.

Puesto que se pretende construir un sótano, se debe realizar una excavación de 4.5 metros de profundidad en toda el área en que se ubicará el edificio. Para ello, se retirará todo el espesor de rellenos antrópicos y parte del estrato de arcillas limosas blandas. Se deberá escoger un método de entibación de la excavación adecuado para la ejecución de la obra que minimice los riesgos de inestabilidad de los taludes de excavación.

Se ha descartado la excavación mediante taludes verticales sin ningún tipo de entibación debido a la inestabilidad de los taludes (*Figura 31*), ya que el círculo de rotura representado tiene un factor de seguridad inferior a 1. Asimismo, se requeriría el agotamiento del nivel freático en una mayor superficie de la parcela, de forma que podría afectar a los edificios circundantes. Además, por motivos de seguridad y salud es obligatoria la entibación de las paredes de excavación de profundidad igual o superior a 1.3 m mediante algún sistema de contención provisional o permanente, como pueden ser la utilización de tablestacas metálicas (entibación provisional) o muros pantalla de hormigón armado (entibación permanente).



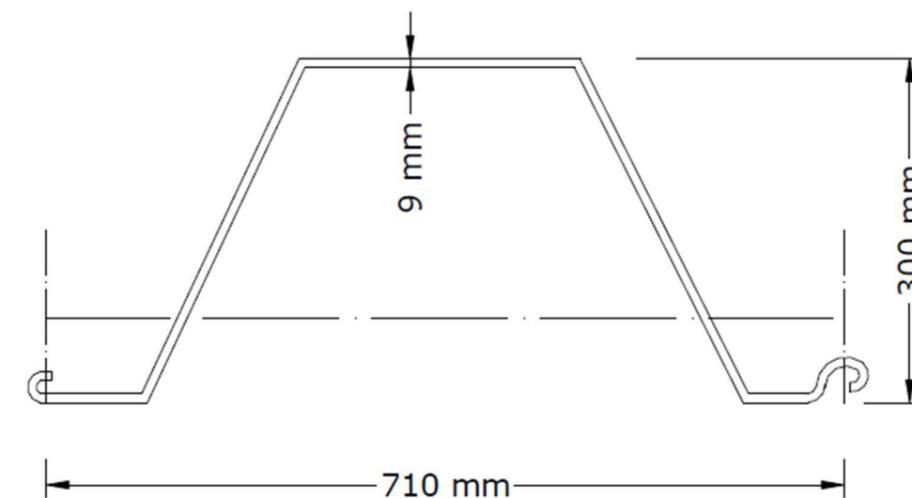
**Figura 31.** Círculo de rotura en talud vertical (Fuente: Salida de Plaxis 2D de elaboración propia)

#### 5.4.1. SISTEMAS DE CONTENCIÓN

Tras el estudio de las características de emplazamiento de la obra, de las características geotécnicas del terreno y debido a la presencia del nivel freático por encima del plano de cimentación, se propone la entibación de las paredes de la excavación mediante tablestacas metálicas frente a muros pantalla.

En primer lugar, se ha descartado la construcción de muros pantalla por su elevado coste económico, dado que, para apoyar en el estrato competente de arcillas rojas, se utilizaría una gran cantidad de hormigón armado que quedaría embebido en el terreno y que no es necesario dada las bajas cargas transmitidas por el edificio; además, desde el punto de vista medioambiental, se produciría una mayor emisión de CO<sub>2</sub>. Por tanto, previamente a la excavación se dispondrá un tablestacado en todo el perímetro de la obra hasta una profundidad de 19.5 m, empotradas 4 m en el estrato inferior de arcillas rojas impermeable y de mayor capacidad de soporte, lo que facilita el agotamiento del nivel freático en el interior de la zona excavada durante la ejecución de la obra. Las tablestacas deberán sobresalir 0.5 m por encima de la superficie para facilitar el proceso de retirada de las mismas.

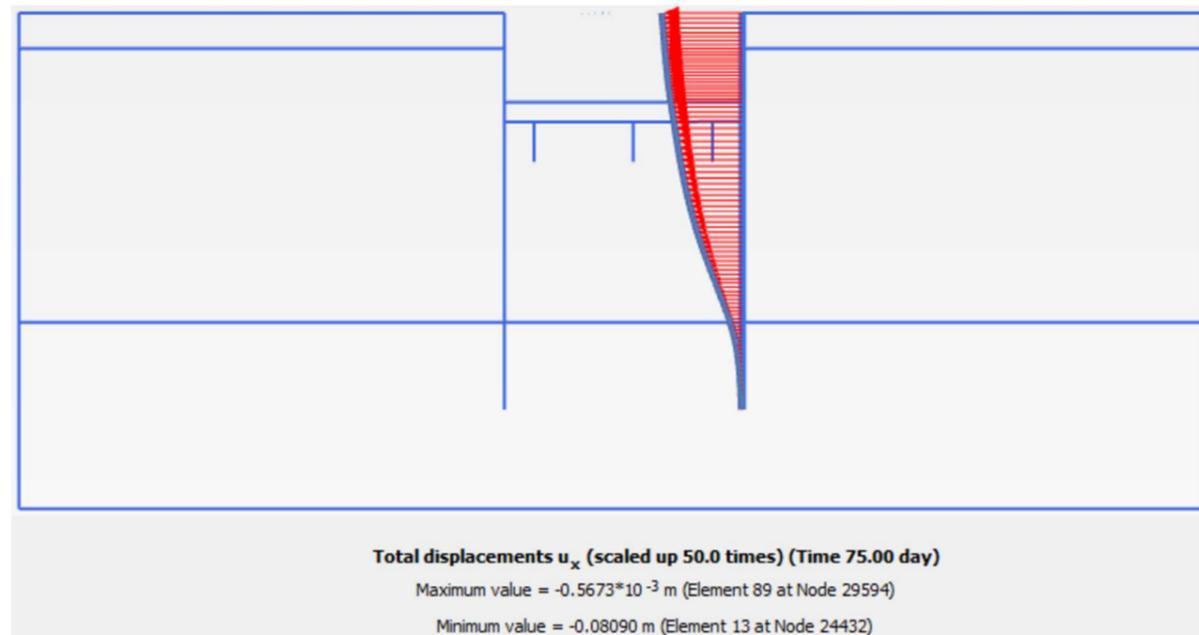
Del estudio de flotabilidad se ha concluido que es conveniente retirar las tablestacas una vez se haya finalizado la construcción de la losa de cimentación y los muros perimetrales, con el objetivo de minimizar los costes de alquiler de las mismas. La elección del modelo de tablestaca se ha realizado por sus características de inercia, de modo que las deformaciones horizontales a lo largo de ella sean mínimas. Con estos parámetros y por sus características mecánicas, se ha escogido un modelo HP 290S-9 (*Figura 32*) del catálogo de la casa comercial Ischebeck Ibérica, empresa asentada en España con mucha experiencia en tablestacas.



**Figura 32.** Geometría del modelo de tablestaca HP 290S-9 (Fuente: Ischebeck Ibérica)

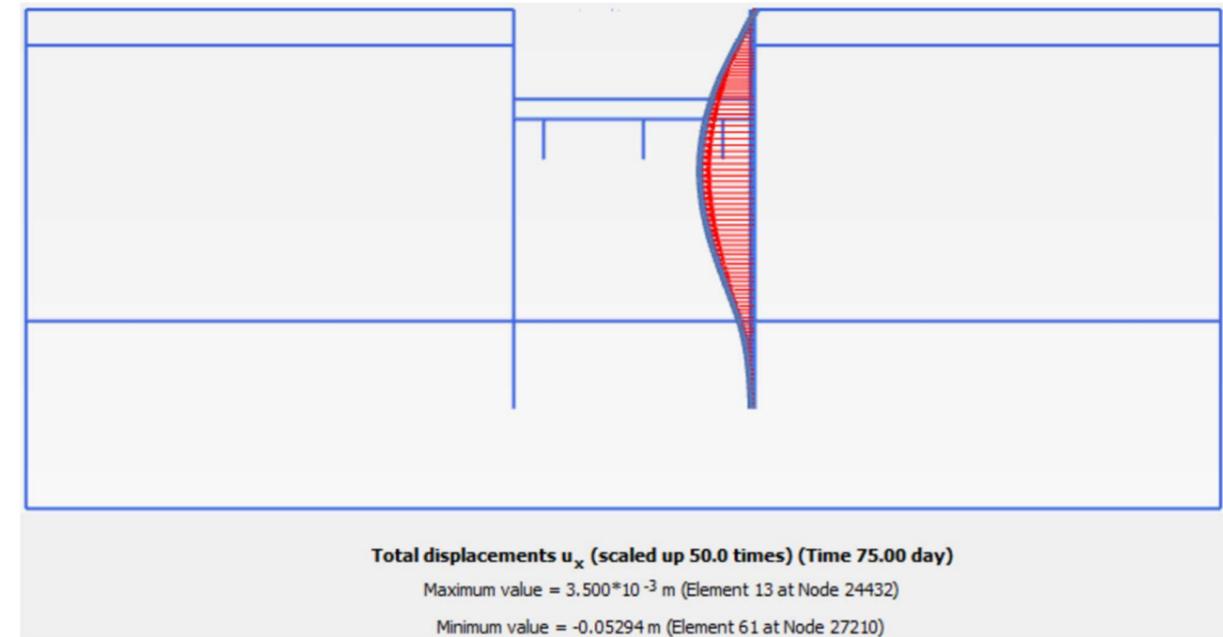
Mediante el software Plaxis 2D, se han calculado las deformaciones en la parte superior de la tablestaca (con y sin arriostramiento) una vez finalizada la excavación hasta cota de cimentación.

La deformación horizontal máxima obtenida, correspondiente a la que se encuentra en cabeza, es de 8 cm (Figura 33), con lo que es excesiva. Por ello, se estudia la opción de disponer codales HEB400 cada 5 metros a una profundidad de 1 m respecto a la superficie de la parcela para evitar las elevadas deformaciones en la tablestaca, principalmente en cabeza.



**Figura 33.** Deformaciones horizontales de la tablestaca en ausencia de codal (Fuente: Salida de Plaxis 2D de elaboración propia)

Los resultados obtenidos empleando arriostramiento mediante codales en la parte superior del tablestacado (Figura 34) muestran una deformación horizontal mínima en cabeza, de 3 mm, y una deformación máxima de 5 cm en la sección media de la tablestaca. deformaciones compatibles con la tablestaca metálica y la estructura.



**Figura 34.** Deformaciones horizontales de la tablestaca con codal (Fuente: Salida de Plaxis 2D de elaboración propia)

#### 5.4.2. LEYES DE ESFUERZOS

En el presente apartado se realiza una exposición de las leyes de esfuerzos que afectan a los elementos que conforman la cimentación, esto es, los muros y la losa de cimentación, una vez construido el museo, de modo que sirvan al calculista para un correcto dimensionado y armado de las estructuras.

**Tabla 13.** Leyes de esfuerzos en la cimentación del edificio (Fuente: Elaboración propia)

Elemento	Axil (kN/m)		Cortante (kN/m)		Flector (kN·m/m)	
	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.
Losa	9.5	-35.8	307.4	-318.5	415.8	-321.4
Muro	-247.6	-323.7	36.4	-76.9	337.1	273.2

Las salidas obtenidas en Plaxis 2D se pueden visualizar en detalle en el Anejo III. "Cálculos geotécnicos".

### 5.4.3. ESTABILIDAD HIDRÁULICA EN EL FONDO DE LA EXCAVACIÓN

Como se ha comentado anteriormente, para la ejecución de la excavación es preciso realizar un abatimiento previo del nivel freático. Esta variación del potencial hidráulico conlleva variaciones en el estado tensional del terreno que pueden suponer un problema importante en el caso de desencadenar inestabilidades en el fondo de la excavación.

En el caso de estudio se ha analizado la estabilidad del fondo de la excavación dado que, el efecto de la excavación en suelos cohesivos saturados puede originar la rotura del fondo de la excavación debida al descenso de la tensión vertical, por lo que debe comprobarse la seguridad frente a un levantamiento por agotamiento de la de la resistencia a esfuerzo cortante. La comprobación de la estabilidad se efectúa teniendo en cuenta el terreno del trasdós que linda con la excavación, situado sobre la cota de cimentación.

Según el CTE-DB SE-C, la seguridad frente a este tipo de rotura se evalúa comprobando que la tensión vertical total a nivel del fondo de la excavación sea inferior o igual a la capacidad resistente del terreno, mediante la siguiente expresión:

$$\sigma \leq N_{cb} \cdot \frac{c_u}{\gamma_M}$$

Por tanto, a partir de una ponderación de la resistencia a corte sin drenaje del terreno bajo el plano de cimentación y de unos coeficientes dependientes de las dimensiones de la excavación y de su ubicación, obtenidos a partir del CTE-DB SE-C, se obtiene un valor de 106.7 kPa de capacidad resistente del terreno. Mientras que la tensión vertical tiene un valor de:

$$\sigma = 89.9 \text{ kN/m}^2$$

Por lo que se confirma que, según el CTE-DB SE-C, el fondo de la excavación será estable frente a la rotura con un factor de seguridad de 1.2.

$$FS = \frac{N_{cb}}{\sigma} = 1.2$$

### 5.4.4. ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO

Resulta necesario controlar el nivel freático en las excavaciones a cielo abierto donde éste se encuentra por encima de la cota de excavación, de modo que la capa freática se rebaje por debajo del plano de cimentación para poder trabajar en condiciones secas y seguras.

Para el diseño de un sistema de rebaje del nivel freático es necesario conocer la permeabilidad del terreno, el caudal a evacuar y la distribución en planta de los puntos de agotamiento.

Mediante el software Plaxis 2D se ha obtenido el caudal que se extrae en el fondo de la excavación.

$$Q = 30.2 \text{ l/día}$$

La elección del método de agotamiento del nivel freático depende de las propiedades hidráulicas del terreno (permeabilidad) y del descenso del nivel freático. En la Figura 35 se propone diferentes métodos de control del nivel freático en función de estos parámetros. En el caso de estudio las permeabilidades de los estratos por debajo de la cota de cimentación son inferiores a  $10^{-6}$  m/s y se ha planteado rebajar la capa freática 1 m por debajo del fondo de excavación, por tanto, se ha escogido el sistema de agotamiento por el método mediante eyectores.

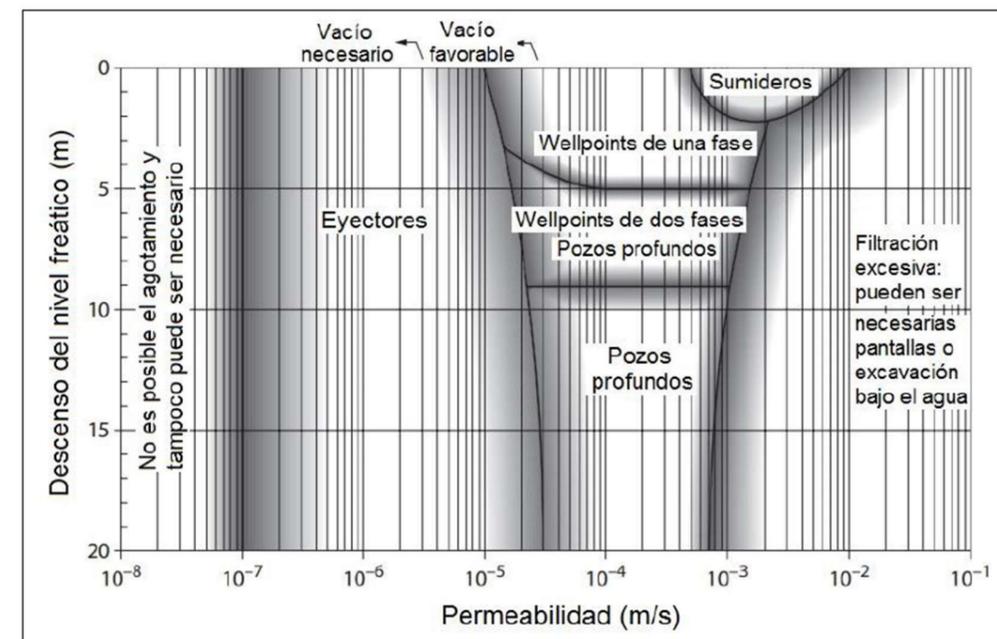
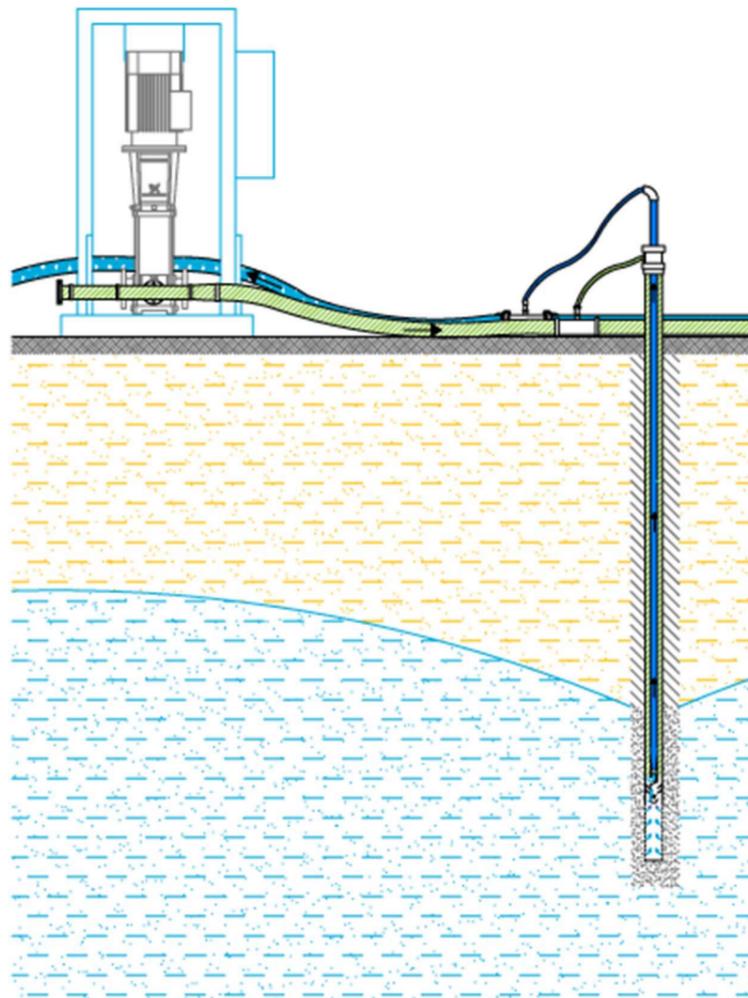


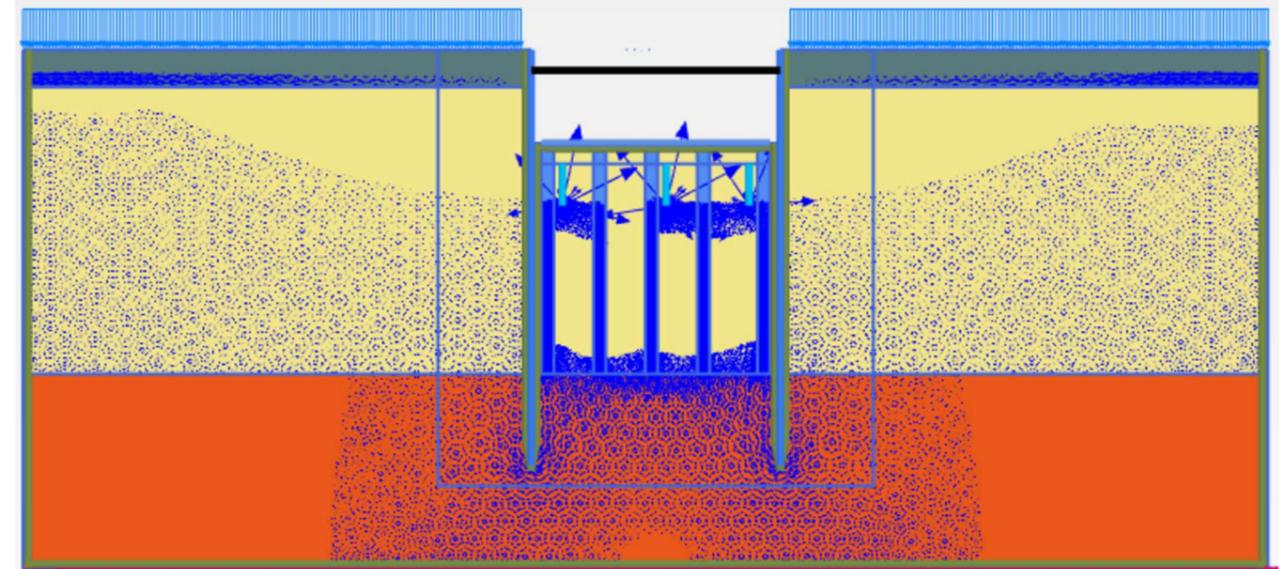
Figura 35. Rango de aplicación de los sistemas de control del nivel freático (Fuente: Cashman y Preene, 2012)

El sistema de pozos eyectores (Figura 36) combina las ventajas de los pozos profundos y de las lanzas de drenaje (wellpoints). La elevación del agua se realiza inyectando agua a presión hasta el fondo del sondeo, donde el efecto Venturi succiona el agua y la eleva al exterior. Los eyectores presentan un diámetro pequeño y las bombas se sitúan en superficie, lo que resulta de interés por su facilidad de vigilancia, mantenimiento y sustitución. Además, éstos pueden bombear mezclas de agua y aire sin problemas. Este sistema es adecuado cuando se quiere rebajar el nivel freático en terrenos de baja permeabilidad a más de 5 metros.



**Figura 36.** Bombeo desde pozos eyectores (Fuente: <https://wjgroup.org/our-services/ejector-dewatering/>)

Además, mediante el programa Plaxis 2D (Figura 37) se ha comprobado que, tras la ejecución de las columnas de grava, éstas actúan como drenes verticales que facilitan la extracción del agua freática al tener una mayor permeabilidad.



**Figura 37.** Flujo ocasionado por el abatimiento del nivel freático una vez ejecutadas las columnas de grava (Fuente: Salida de Plaxis 2D de elaboración propia)

## 6. VALORACIÓN ECONÓMICA

En este apartado se aborda la valoración económica del proyecto realizado. Ésta es una parte fundamental del presupuesto de cualquier obra, dándole un valor mediante precios unitarios obtenidos del generador de precios del CYPE y del Instituto Valenciano de la Edificación (IVE), de forma que los datos empleados estén actualizados y ajustados al mercado actual.

El método seguido ha sido dividir la obra en cinco capítulos, en los que se ha realizado la medición pormenorizada de cada unidad de obra. La multiplicación del precio unitario por la medición permite obtener el presupuesto de ejecución material (PEM) de cada unidad de obra.

La valoración económica completamente desarrollada se encuentra en el Anejo IV. “Valoración económica”. En la Tabla 14 se indica el PEM por capítulos y del total de la actuación, así como el presupuesto de ejecución por contrata (PEC) con y sin IVA.

**Tabla 14. Resumen de la valoración económica (Fuente: Elaboración propia)**

PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL	
1. TRABAJOS PREVIOS.....	2,373.00 €
2. MOVIMIENTO DE TIERRAS.....	415,222.78 €
3. MEJORA DEL TERRENO.....	59,400.00 €
4. ESTRUCTURAS.....	412,456.10 €
5. OTROS.....	3,545.00 €
<hr/>	
Presupuesto de Ejecución Material	892,996.88 €
13.0% Costes Indirectos s/897,595.56	116,089.59 €
6.0% Gastos Generales s/897,595.56	53,579.81 €
<hr/>	
Presupuesto de Ejecución por Contrata	1,062,666.29 €
I.V.A 21.0% s/1,068,138.72	223,159.92 €
Presupuesto de Ejecución por Contrata + IVA	1,285,826.21 €
<hr/>	
Asciende el presupuesto de Ejecución por Contrata + IVA a UN MILLÓN DOSCIENTOS OCHENTA Y CINCO MIL OCHOCIENTOS VEINTISÉIS EUROS CON VEINTIÚN CÉNTIMOS (1,285,826.21 €).	

## 7. RESUMEN Y CONCLUSIONES

En el presente documento se ha propuesto una solución para el diseño geotécnico de la cimentación del Museo de la Guerra Civil, Batalla de Teruel, situado en la Avenida Zaragoza, 18 de la ciudad de Teruel. A modo de conclusión, este último apartado del Trabajo Final de Grado pretende resumir y clarificar la problemática de la zona, así como justificar la solución adoptada.

El terreno de la parcela donde se proyecta construir el museo, caracterizado por unos fangos arcillosos, tiene una capacidad portante extremadamente reducida y una elevada compresibilidad, por lo que las cimentaciones directas como losas o zapatas son inadmisibles técnicamente. Por ello, en el estudio geotécnico facilitado por los tutores se recomienda recurrir a una cimentación profunda por medio de pilotes. Sin embargo, debido al rediseño del proyecto del nuevo hospital de Teruel en 2013, por la exigencia de adaptarlo a los requerimientos sísmicos, y debido al pésimo comportamiento de los pilotes en caso de sismo, se propone como solución la alternativa de realizar una cimentación compensada junto con una mejora del terreno mediante columnas de grava por vibrosustitución.

El diseño se ha realizado a partir del análisis de los datos obtenidos durante la campaña geotécnica, las normativas y guías vigentes, los condicionantes geográficos, geotécnicos e hidrológicos, así como con el estudio geotécnico de la cimentación, de modo que se realice un planteamiento adecuado y se proponga la alternativa más conveniente posible.

Para un primer cálculo de las distintas alternativas se ha empleado el programa Plaxis 2D, de modo que se puedan comprobar los requerimientos técnicos para la construcción de la cimentación. Principalmente, se han observado los asentamientos producidos en el terreno, puesto que conforma la mayor problemática en el caso de estudio y que ha sido decisiva en la elección de la alternativa a llevar a cabo.

En la alternativa escogida, consistente en la construcción de un sótano, se ha considerado de importancia proporcionar espacio vertical al museo, puesto que se pretende ampliar lateralmente en futuras actuaciones y, de este modo, se facilita el almacenamiento de material del museo o de distintas exposiciones.

El programa Plaxis 2D ha permitido hacer comprobaciones de deformaciones, flotabilidad y estabilidad, así como la obtención de los empujes del terreno en los distintos elementos, la red de flujo debido a la presencia del nivel freático y a la necesidad de su agotamiento, el caudal que es necesario extraer y las fuerzas que actúan sobre las estructuras y que son de interés para su dimensionamiento por el calculista.

Las comprobaciones de los estados límite sobre esta alternativa se han realizado también analíticamente, siguiendo el Código Técnico de la Edificación, principalmente el CTE-DB SE-C, y consultando la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera en determinados cálculos o parámetros no especificados en el CTE. Los resultados obtenidos de los cálculos analíticos se han comprobado con los numéricos, observando una gran semejanza y confirmando la fiabilidad del programa.

Además, la propuesta de las columnas de grava ha sido de especial importancia dada la baja capacidad portante del terreno bajo el plano de cimentación y la posible necesidad de considerar la acción sísmica en la zona. De modo que se ha realizado una simulación de un sismo con una aceleración de cálculo propia de la zona mediante Plaxis 2D, obteniendo unas deformaciones admisibles por la estructura. Las columnas de grava actúan como drenes verticales, debido a su carácter granular, reduciendo los tiempos de consolidación y, en caso de sismo, disminuyendo los efectos de la licuefacción al disipar rápidamente las presiones intersticiales generadas.

Finalmente, tras todas las comprobaciones realizadas, se ha propuesto un procedimiento constructivo de modo que la obra se pueda ejecutar de manera segura. En primer lugar, la excavación se realiza al abrigo de tablestacas, debido a la inestabilidad de los taludes, la presencia del nivel freático y la cercanía a otras edificaciones, y se procura un arriostramiento mediante codales por las deformaciones en cabeza. Además, se escoge un método de agotamiento mediante eyectores, debido a la baja permeabilidad de los estratos y la profundidad de rebaje del nivel freático, agotándolo únicamente en el interior de la excavación. Finalmente, se procede a la construcción e impermeabilización de la losa de cimentación y de los muros de sótano, tras lo cual cesará el agotamiento del nivel freático y se extraerán las tablestacas.



Los muros permanecerán arriostrados en cabeza hasta que se construya el forjado reticular superior que conforma el cierre de la estructura.

Para concluir se puede afirmar que, en los diferentes capítulos a lo largo de este documento, se han abordado los objetivos planteados al inicio del trabajo. Éstos se han resuelto a partir de los datos de partida proporcionados y se ha demostrado que se han cumplido satisfactoriamente. De este modo, el trabajo realizado satisface los requisitos propios de un Trabajo Final de Grado.

Valencia, Julio 2023

Aguado Martín, María de Belén



# ANEJOS



## INDICE

### ANEJOS

- I. PLANOS
- II. ANÁLISIS DE LA CAMPAÑA GEOTÉCNICA
- III. CÁLCULOS GEOTÉCNICOS
- IV. VALORACIÓN ECONÓMICA

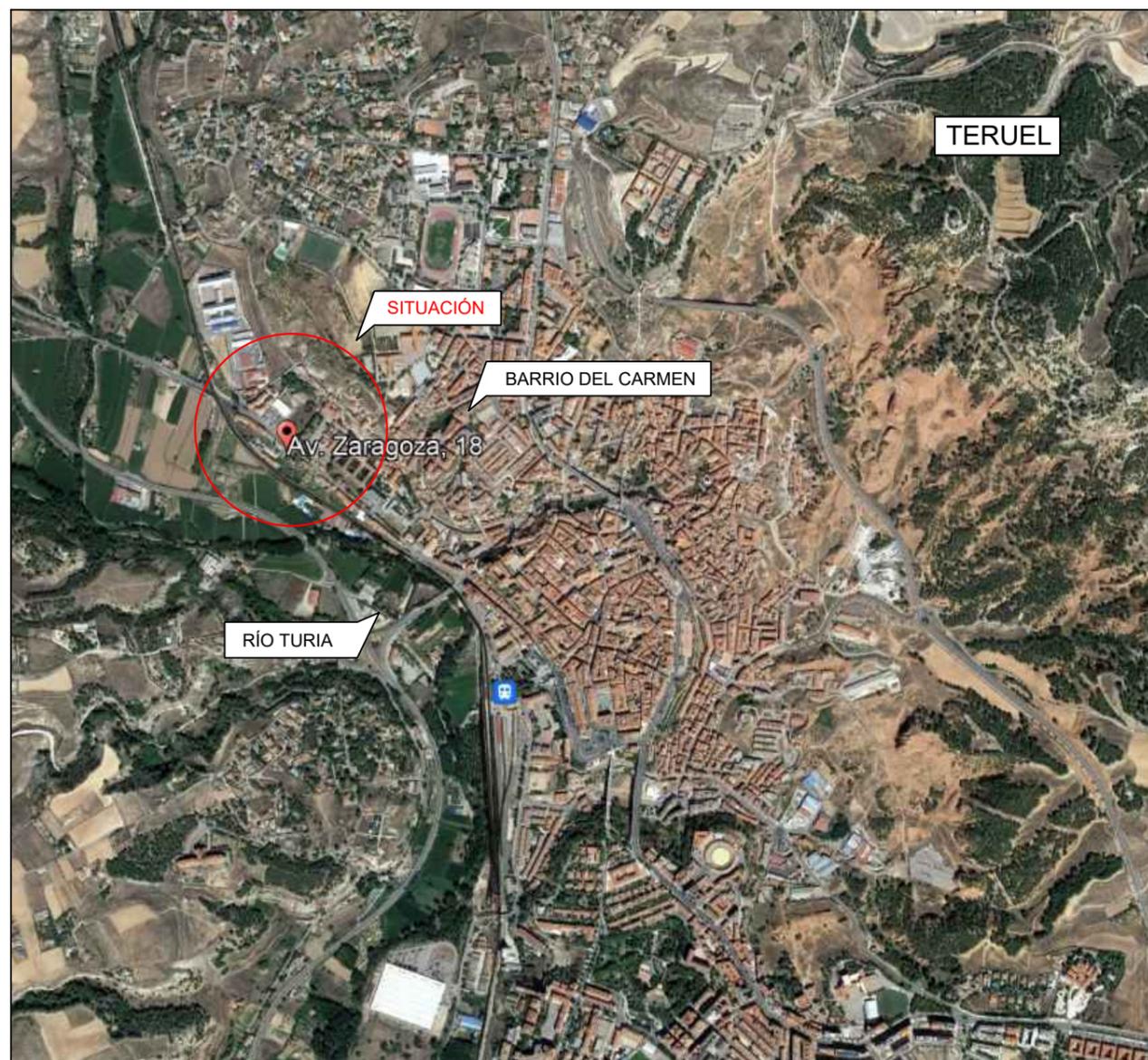


# Anejo I. Planos

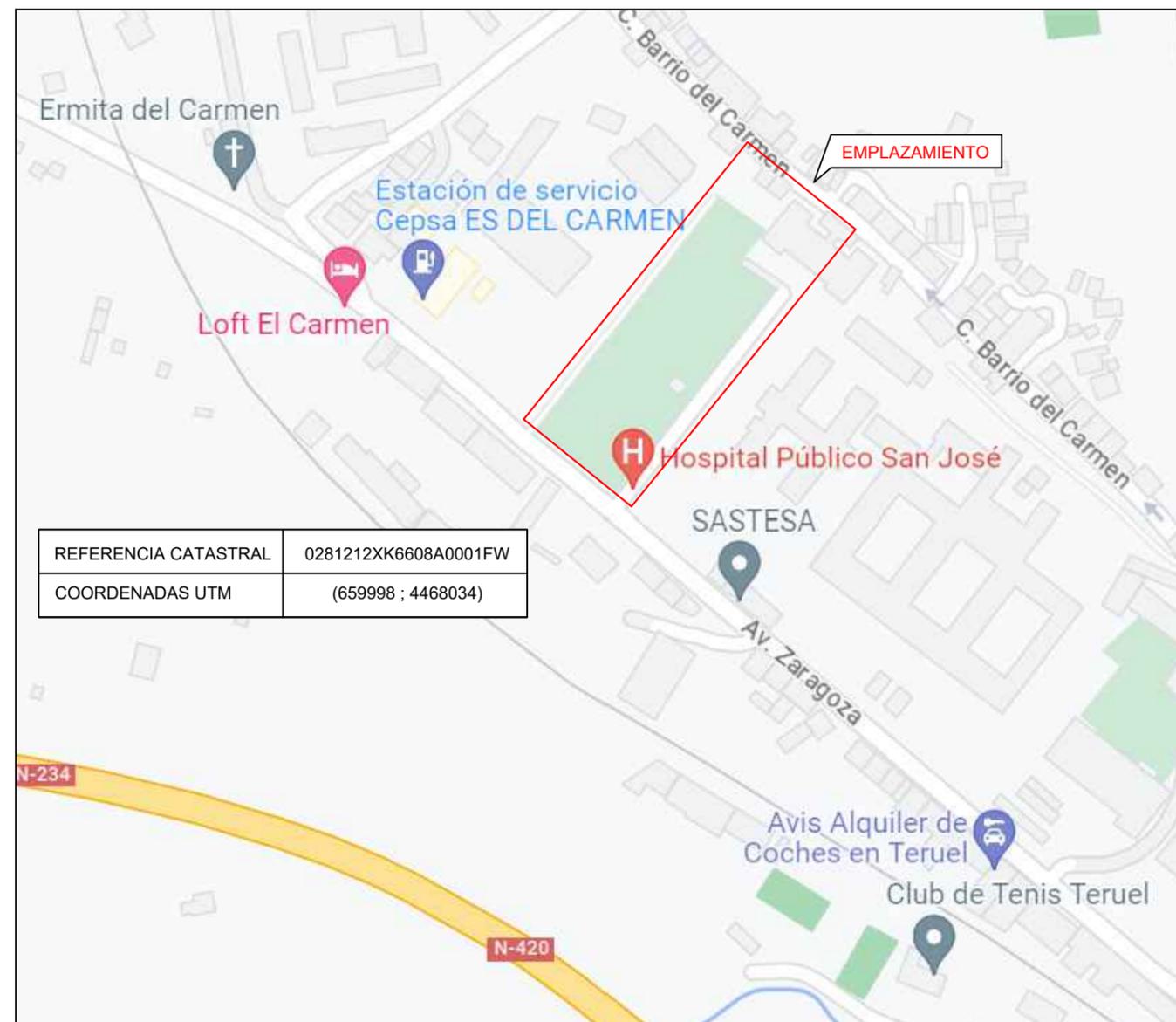


## INDICE

1. SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO
2. LOCALIZACIÓN DE PUNTOS DE RECONOCIMIENTO DEL TERRENO
3. MARCO GEOLÓGICO GENERAL
4. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SECCIÓN AA'
5. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SECCIÓN BB'
6. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO



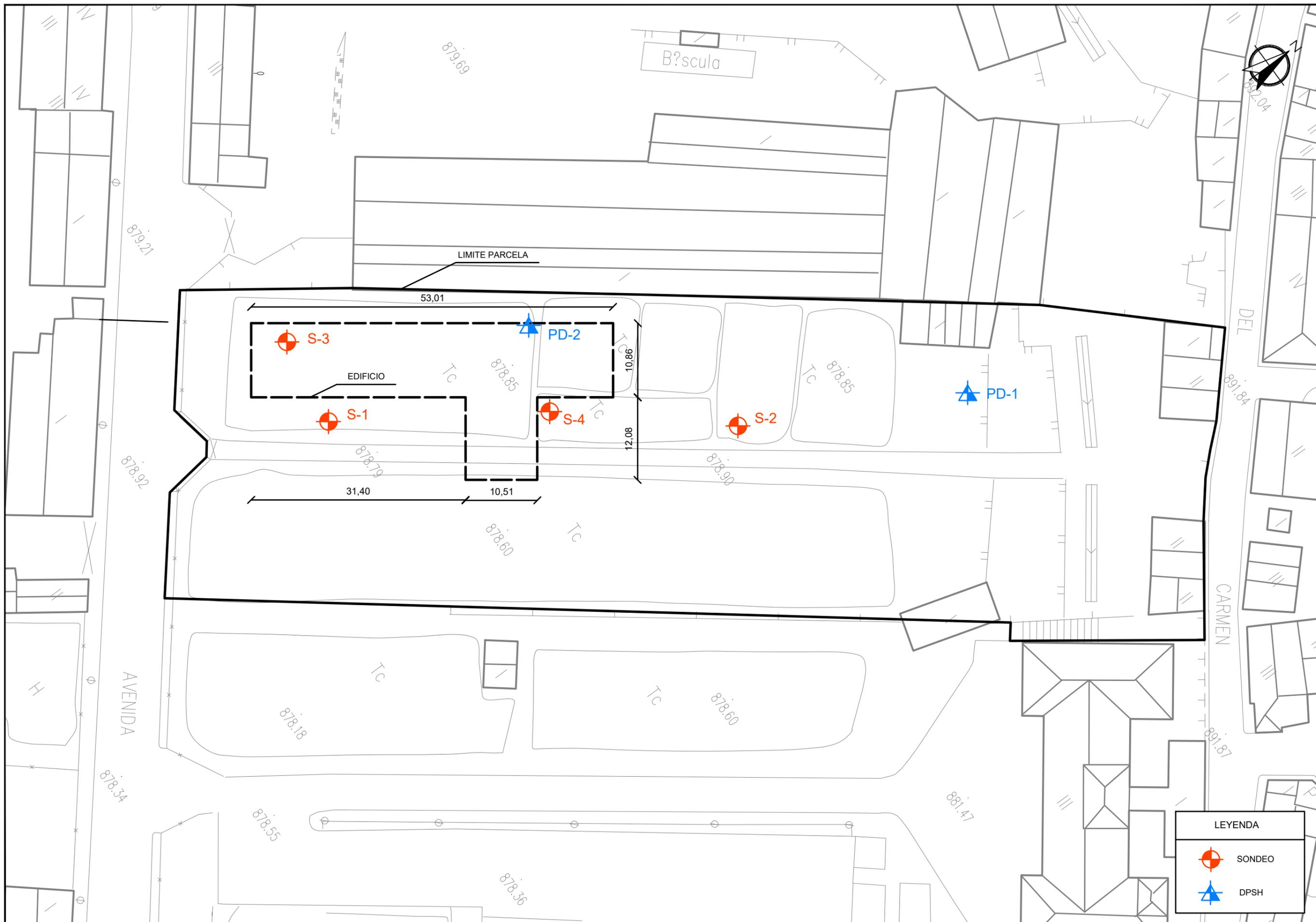
Fuente: Google Earth



Fuente: Google Maps

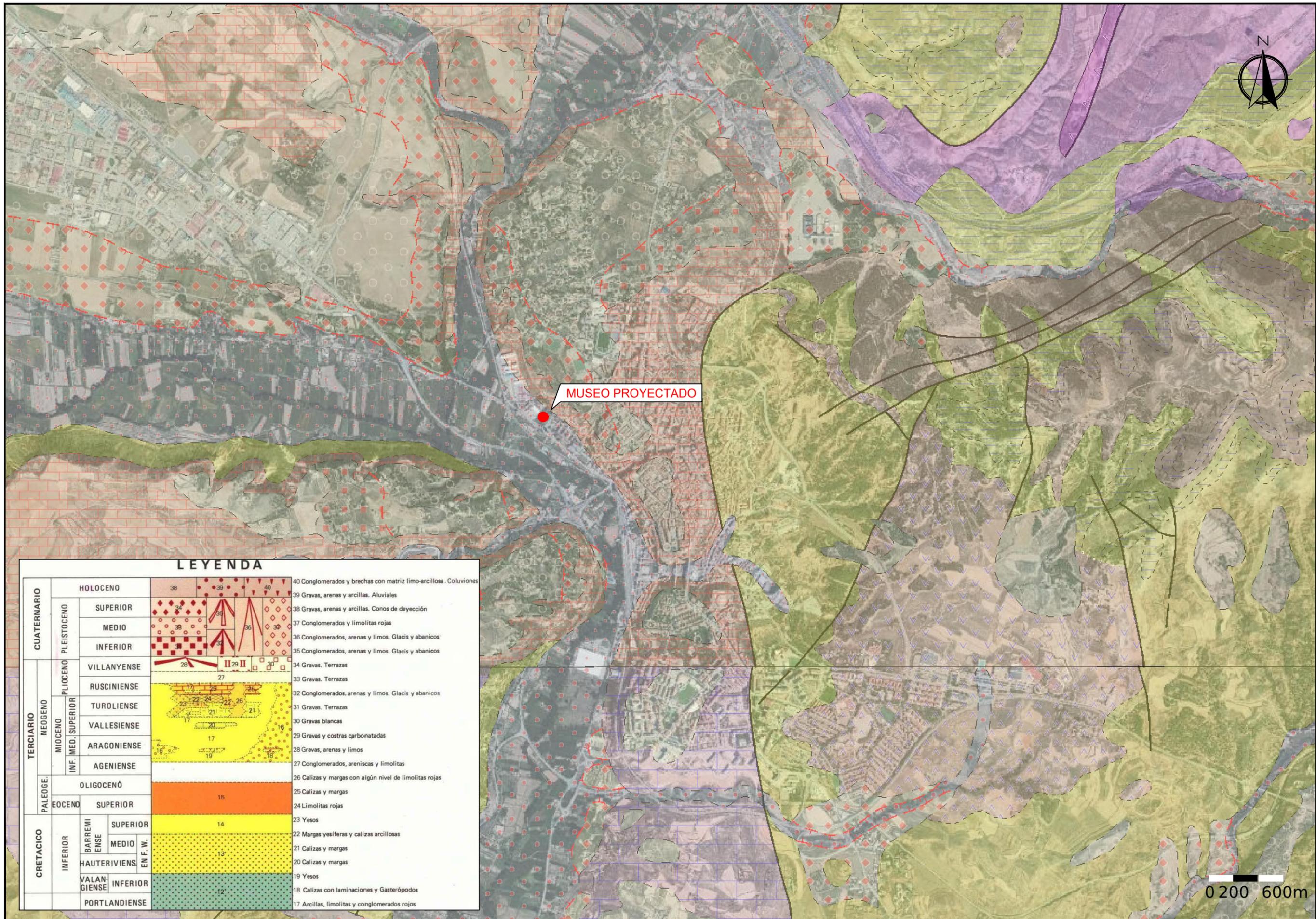
REFERENCIA CATASTRAL	0281212XK6608A0001FW
COORDENADAS UTM	(659998 ; 4468034)





**LEYENDA**

-  SONDEO
-  DPSH



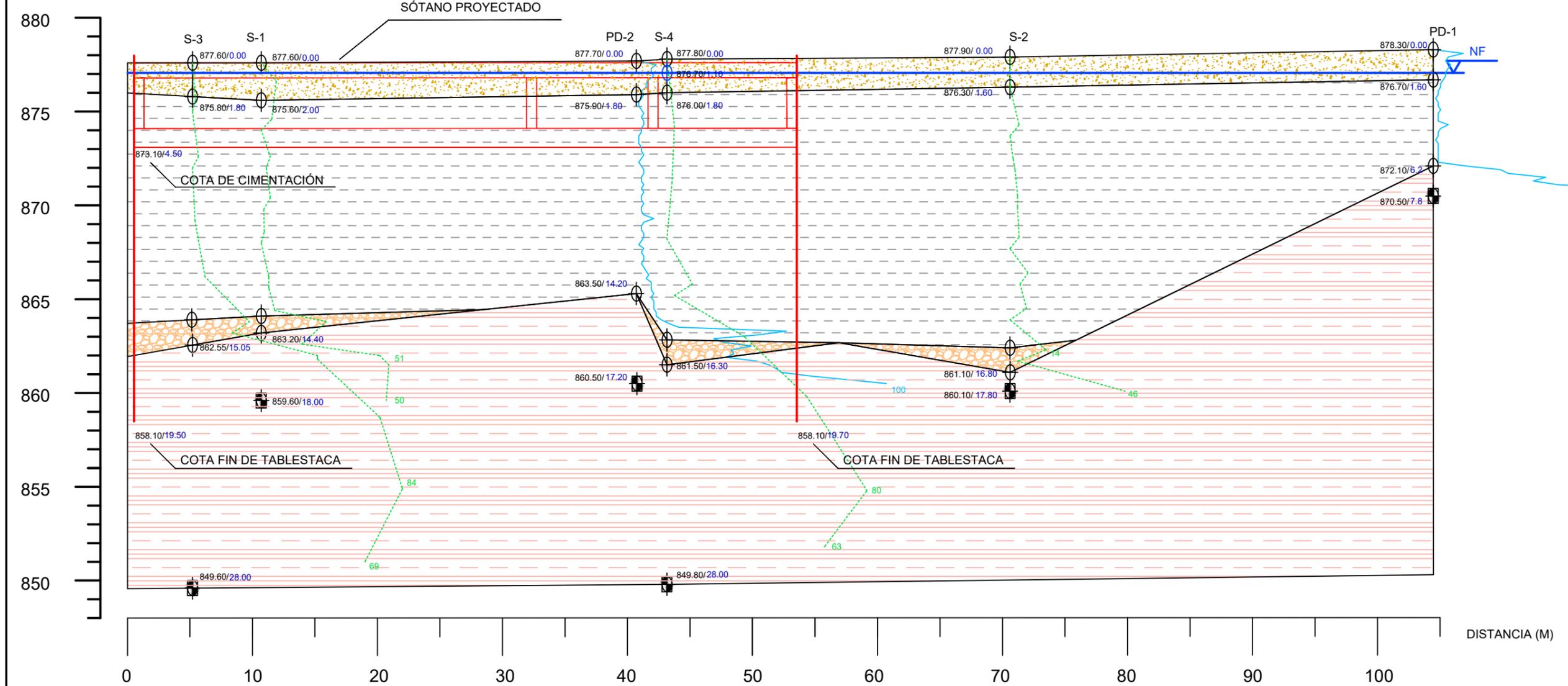
**LEYENDA**

PERÍODO	SUBPERÍODO	HOLOCENO		DESCRIPCIÓN	
		SUPERIOR	INFERIOR		
CUATERNARIO	PLEISTOCENO	SUPERIOR	38, 39, 40	40 Conglomerados y brechas con matriz limo-arcillosa. Coluviones	
		MEDIO	37, 38	39 Gravas, arenas y arcillas. Aluviales	
		INFERIOR	35, 36	38 Gravas, arenas y arcillas. Conos de deyección	
	PLIOCENO	VILLANYENSE	34	37 Conglomerados y limolitas rojas	
		RUSCINIENSE	32	36 Conglomerados, arenas y limos. Glacis y abanicos	
	NEOGENO	MIOCENO	TUROLIENSE	31	35 Conglomerados, arenas y limos. Glacis y abanicos
			VALLESIENSE	30	34 Gravas. Terrazas
		MIOCENO INF. MED. SUPERIOR	ARAGONIENSE	29	33 Gravas. Terrazas
			AGENIENSE	27	32 Conglomerados, arenas y limos. Glacis y abanicos
			OLIGOCENO	26	31 Gravas. Terrazas
PALEOGENO	EOCENO	SUPERIOR	25	30 Gravas blancas	
		INFERIOR	24	29 Gravas y costras carbonatadas	
CRETACICO	INFERIOR	BARREMIENSE SUPERIOR	23	28 Gravas, arenas y limos	
		HAUTERIVIENSE	22	27 Conglomerados, areniscas y limolitas	
		VALANGIENSE	21	26 Calizas y margas con algún nivel de limolitas rojas	
	INFERIOR	VALANGIENSE	20	25 Calizas y margas	
		PORTLANDIENSE	19	24 Limolitas rojas	
			18	23 Yesos	
			17	22 Margas yesíferas y calizas arcillosas	
			16	21 Calizas y margas	
			15	20 Calizas y margas	
			14	19 Yesos	
			13	18 Calizas con laminaciones y Gasterópodos	
			12	17 Arcillas, limolitas y conglomerados rojos	

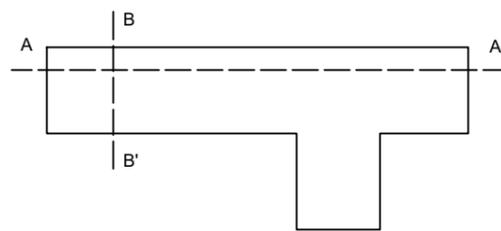
# SECCIÓN AA'

(COTAS EN METROS)

COTAS ABSOLUTAS (M)



ESQUEMA DE PLANTA



## LEYENDA

	SPT (N30*)		CAMBIO DE MATERIAL		NIVEL 1. RELLENOS ANTRÓPICOS
	DPSH (N20)		FIN DE PROSPECCION		NIVEL 2. ARCILLAS BLANDAS
XXX.X / YYY.Y	COTAS ABSOLUTAS / COTAS RELATIVAS	S	SONDEO ROTATIVO		NIVEL 3. ARCILLAS ROJAS
		PD	PENETRACION DINAMICA SUPERPESADA		TERRAZAS DE GRAVA



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA  
E.T.S.I. CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



TITULACIÓN:  
GRADO INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO TIPO:  
PROFESIONAL

AUTORA DEL PROYECTO:  
MARÍA DE BELÉN AGUADO MARTÍN

ESCALA:  
INDICADA  
ORIGINALES EN A3

TÍTULO DEL TRABAJO FINAL DE GRADO:  
ESTUDIO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN DEL MUSEO DE LA GUERRA CIVIL,  
BATALLA DE TERUEL, SITUADO EN LA AVENIDA ZARAGOZA, 18 EN LA CIUDAD DE TERUEL

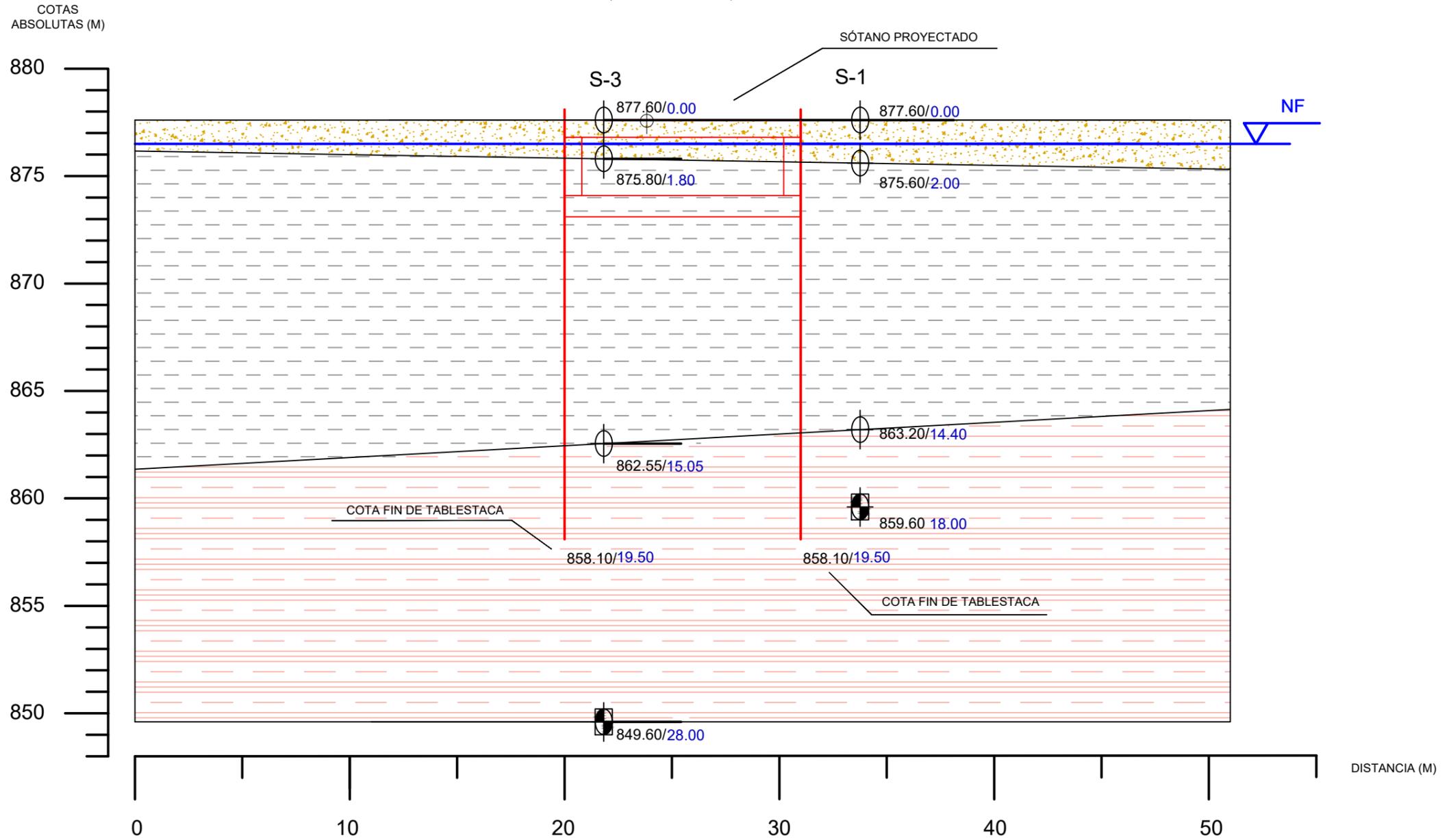
NÚM.:  
4  
HOJA 1 DE 2

DESIGNACIÓN:  
PERFIL ESTRATIGRÁFICO SECCIÓN AA'

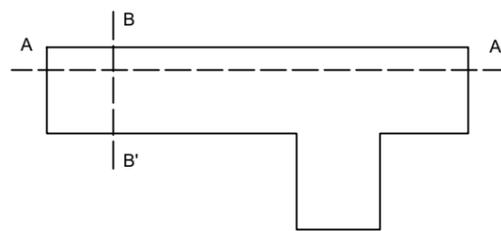
FECHA:  
JULIO 2023

# SECCIÓN BB'

(COTAS EN METROS)



ESQUEMA DE PLANTA



## LEYENDA

SPT (N30\*)

DPSH (N20)

XXX.X / YYY.Y

COTAS ABSOLUTAS / COTAS RELATIVAS

⊕ CAMBIO DE MATERIAL

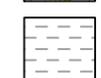
⊠ FIN DE PROSPECCION

S SONDEO ROTATIVO

PD PENETRACION DINAMICA SUPERPESADA



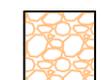
NIVEL 1. RELLENOS ANTRÓPICOS



NIVEL 2. ARCILLAS BLANDAS



NIVEL 3. ARCILLAS ROJAS



TERRAZAS DE GRAVA



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA  
E.T.S.I. CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



TITULACIÓN:  
GRADO INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO TIPO:  
PROFESIONAL

AUTORA DEL PROYECTO:  
MARÍA DE BELÉN AGUADO MARTÍN

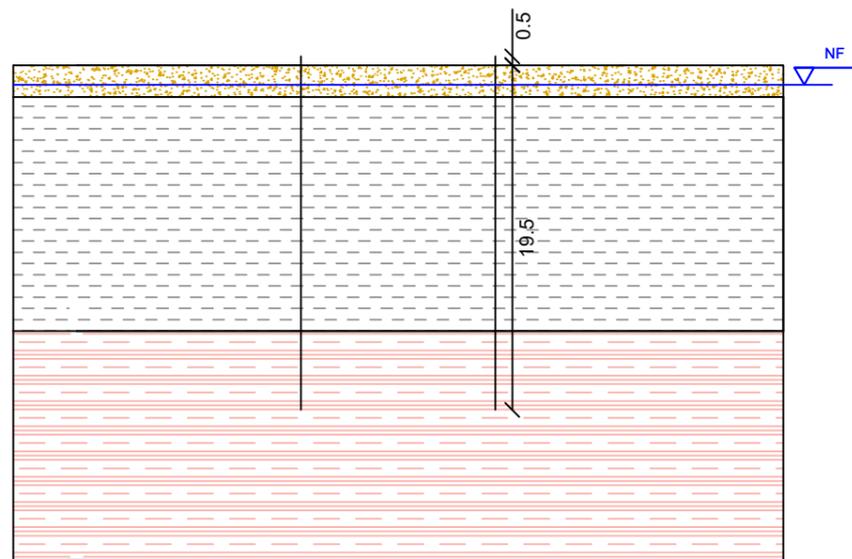
ESCALA:  
INDICADA ORIGINAL EN A3

TÍTULO DEL TRABAJO FINAL DE GRADO:  
ESTUDIO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN DEL MUSEO DE LA GUERRA CIVIL, BATALLA DE TERUEL, SITUADO EN LA AVENIDA ZARAGOZA, 18 EN LA CIUDAD DE TERUEL

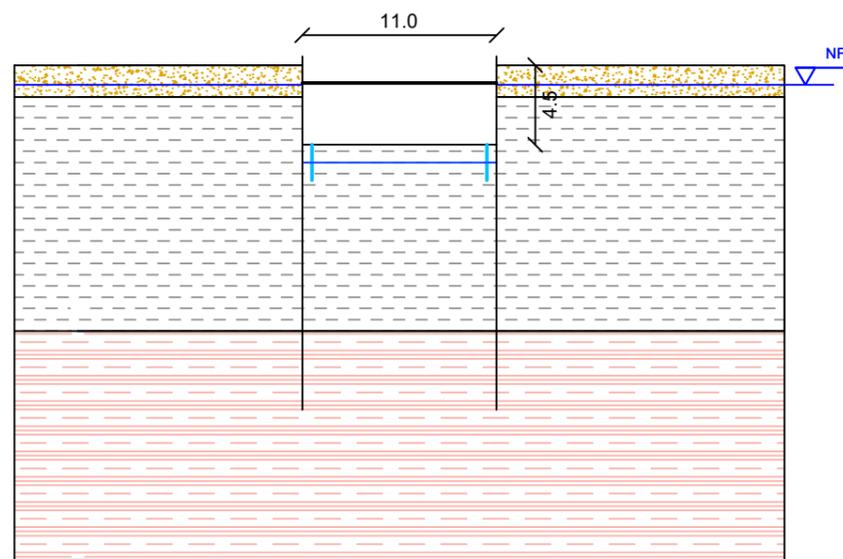
NÚM.:  
4  
HOJA 2 DE 2

DESIGNACIÓN:  
PERFIL ESTRATIGRÁFICO SECCIÓN BB'

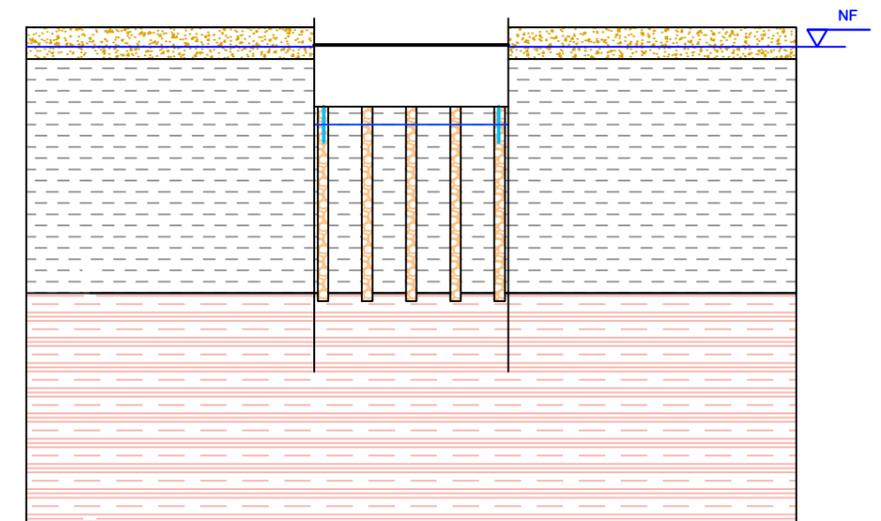
FECHA:  
JULIO 2023



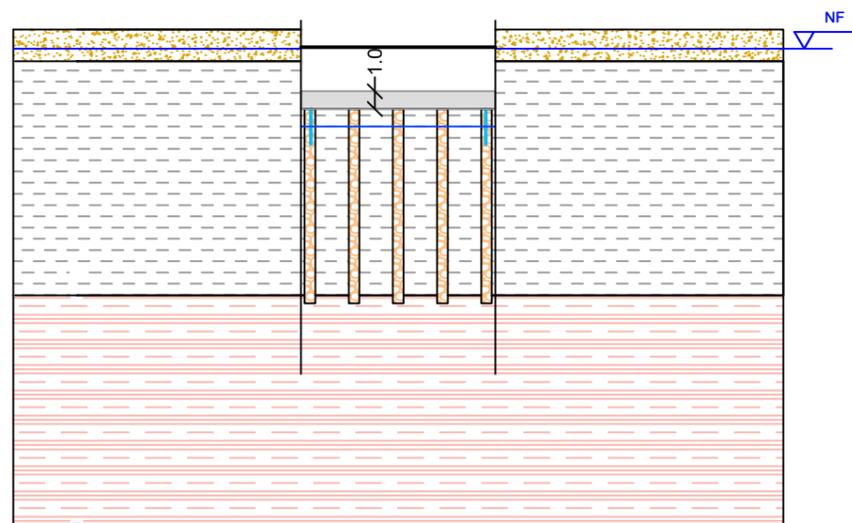
FASE I: Limpieza del terreno e hinca de tablestacas



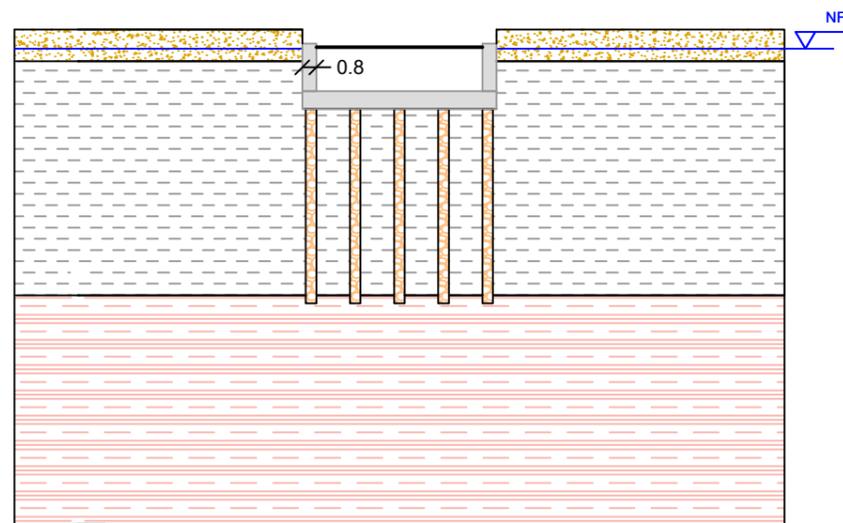
FASE II: Excavación, disposición de codales e instalación de drenes verticales para el rebaje del nivel freático (línea azul orientativa)



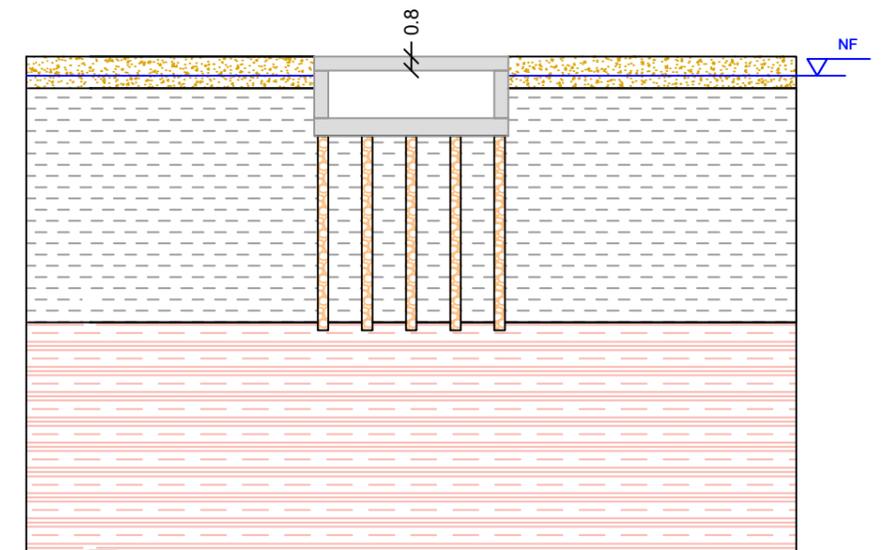
FASE III: Ejecución de las columnas de grava por vibrosustitución



FASE IV: Construcción de la losa de cimentación



FASE V: Construcción de los muros de sótano perimetrales y retirada de tablestacas y del sistema de agotamiento



FASE VI: Construcción de la losa de forjado superior y retirada de codales





## Anejo II. Análisis de la campaña geotécnica



## INDICE

1. CAMPAÑA GEOTÉCNICA .....	1
2. ANÁLISIS DE LOS ENSAYOS DE CAMPO.....	1
2.1. SONDEOS MECÁNICOS A ROTACIÓN.....	1
2.2. ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA SUPERPESADA, DPSH .....	2
2.3. ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR, SPT .....	3

APÉNDICE I. REGISTRO DE LOS SONDEOS

APÉNDICE II. REGISTRO DE ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA SUPERPESADA (DPSH)

APÉNDICE III. REGISTRO DE ENSAYOS DE PENETRACION ESTÁNDAR (SPT)

APÉNDICE IV. ACTAS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

## 1. CAMPAÑA GEOTÉCNICA

Desde Grupo Tragsa se encarga a Geotecnia, Desarrollo y Servicios, S.A. la ampliación del estudio geotécnico realizado en enero de 2019 para el edificio que acogerá el Nuevo Museo de la Guerra Civil – Batalla de Teruel ubicado en la calle Avenida Zaragoza 18 en la ciudad de Teruel.

Para ese primer estudio se plantearon los siguientes trabajos geotécnicos:

- 2 sondeos de 18.00 m de profundidad con recuperación de testigo continuo.
- Realización de ensayos de penetración estándar, SPT, y toma de muestras inalteradas de forma simultánea a la perforación.
- Dos ensayos de penetración dinámica tipo DPSH hasta rechazo.
- Realización de ensayos de laboratorio a las muestras obtenidas.

La campaña fue diseñada en base a un tipo de construcción C-1 (menos de 4 plantas) y un tipo de terreno T-2 (terrenos intermedios), según los criterios expuestos en el Código Técnico de la Edificación (tabla 3.4 del punto 3.2.1 del DB SE-C).

Debido a los cambios realizados en el anteproyecto del Museo de la Guerra Civil – Batalla de Teruel, así como por la existencia de suelos blandos y muy blandos, se solicitó la ampliación de la campaña a fecha de noviembre de 2021, con la realización de los siguientes trabajos:

- 2 sondeos de 28.00 m de profundidad con recuperación de testigo continuo.
- Realización de ensayos de penetración estándar, SPT, y toma de muestras inalteradas y plastificadas de forma simultánea a la perforación.
- Realización de ensayos de laboratorio a las muestras obtenidas.

La finalidad de la segunda campaña es la de validar la estratigrafía obtenida en los sondeos ya ejecutados, aumentando la profundidad de investigación y el número de ensayos ejecutados (de cara al diseño de cimentaciones profundas), así como la caracterización del nivel freático (variaciones y agresividad). La ubicación de los trabajos realizados se puede observar en el Anejo I. Planos.

## 2. ANÁLISIS DE LOS ENSAYOS DE CAMPO

### 2.1. SONDEOS MECÁNICOS A ROTACIÓN

Con el objetivo de realizar el reconocimiento del terreno y obtener muestras inalteradas del mismo, se realizaron dos sondeos a rotación (S-1 y S-2) con recuperación de testigo continuo de 18.00 m de profundidad y dos sondeos (S-3 y S-4) de 28.00 m. Éstos se ubican en la parcela de estudio, concretamente, los sondeos S-1, S-3 y S-4 se encuentran en la zona en que se construirá el museo, mientras que el S-2 se sitúa en la zona de urbanización. La definición de la situación de los sondeos en coordenadas UTM se refleja en la Tabla 1 y puede observarse en el *Anejo I. Planos*.

**Tabla 1.** Sondeos mecánicos (Fuente: Estudio geotécnico)

Sondeo	X	Y	Z	Profundidad
S-1	659954	4467997	877.6	18.0
S-2	659990	4468045	877.9	17.8
S-3	659941	4467999	877.6	28.0
S-4	659972	4468024	877.8	28.0

Las columnas estratigráficas de cada sondeo realizadas por Geodeser se pueden observar en el Apéndice I del presente anejo. En él se muestran los materiales encontrados con una descripción detallada de los estratos. Éstos se han agrupado en tres niveles: rellenos antrópicos, arcillas limosas y arcillas rojas.

## 2.2. ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA SUPERPESADA, DPSH

Se dispone de dos ensayos de penetración dinámica superpesada, tipo DPSH, realizados en la campaña de 2019, para la determinación de la resistencia del terreno en profundidad. La primera de ellas, DP-1, se encuentra en la zona de urbanización, mientras que la PD-2 se encuentra en la zona de construcción del museo. Sus coordenadas UTM se muestran en la Tabla 2, asimismo, su situación se puede observar en el Anejo I. Planos.

**Tabla 2.** Ensayos de penetración dinámica superpesada (Fuente: Estudio geotécnico)

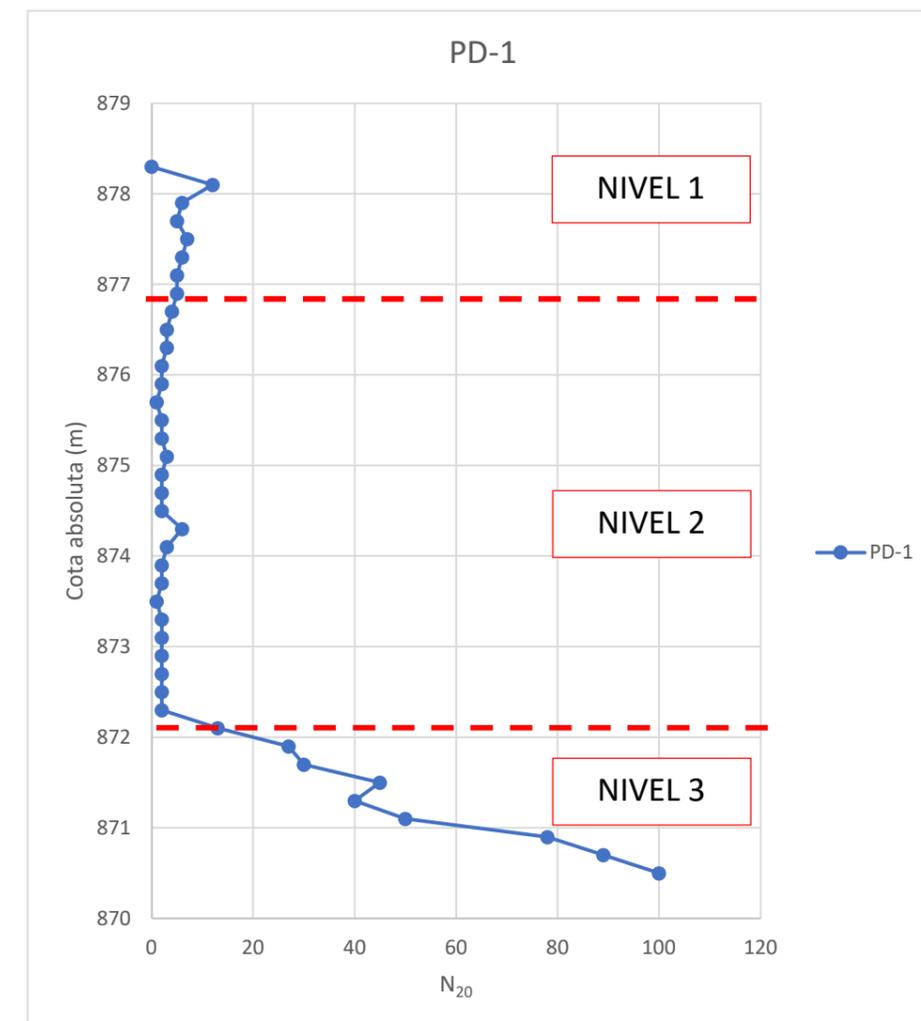
Ensayo	X	Y	Z	Rechazo (m)
PD-1	660006	4468075	878.3	7.8
PD-2	659960	4468029	877.7	17.2

En el Apéndice II del presente anejo se muestran los resultados obtenidos en estos ensayos, por medio de los cuales se ha realizado el siguiente análisis.

A partir del acta de ensayos de las penetraciones dinámicas, se observa un primer nivel de terreno de unos dos metros de espesor, con valores medios de  $N_{20}$  de 5, este tramo se relaciona con el formado por los rellenos antrópicos descritos en las columnas estratigráficas. Además, se observan dos niveles inferiores al primero, caracterizados por una gran diferencia de golpes, sin embargo, la cota de aparición del tercer nivel varía de manera notable, por lo que, se realiza un análisis por separado de estos niveles en las penetraciones dinámicas realizadas.

En la PD-1 (Figura 1), a continuación del primer nivel, se encuentra un terreno cohesivo de unos 4 metros de espesor, conservando una continuidad en el número de golpes, entre 1 y 3, sin ofrecer resistencias elevadas. Se observa un cambio de material a la cota 872 m, donde, en poco más de un metro, se obtiene rechazo ( $N_{20}=100$ ), lo que quiere decir que la resistencia del Nivel 3 es considerablemente superior a la del Nivel 2, tratándose del estrato de arcilla roja del Cuaternario.

En la PD-2 (Figura 2), tras el tramo de rellenos antrópicos, se observa un cambio de material con las mismas características que el nivel cohesivo, correspondiente a las arcillas limosas, observado en la PD-1, sin embargo, en este caso, se halla hasta la cota 864 m, con una potencia de unos 12 metros, observándose un aumento de resistencia progresivo en el contacto de los materiales. En el Nivel 3 (arcillas rojas), se observa, igualmente, un aumento considerable de los golpes y, por tanto, de las resistencias, llegando al rechazo a una cota aproximada de 861 m.



**Figura 1.** Representación gráfica de los golpes de la PD-1 (Fuente: Elaboración propia)

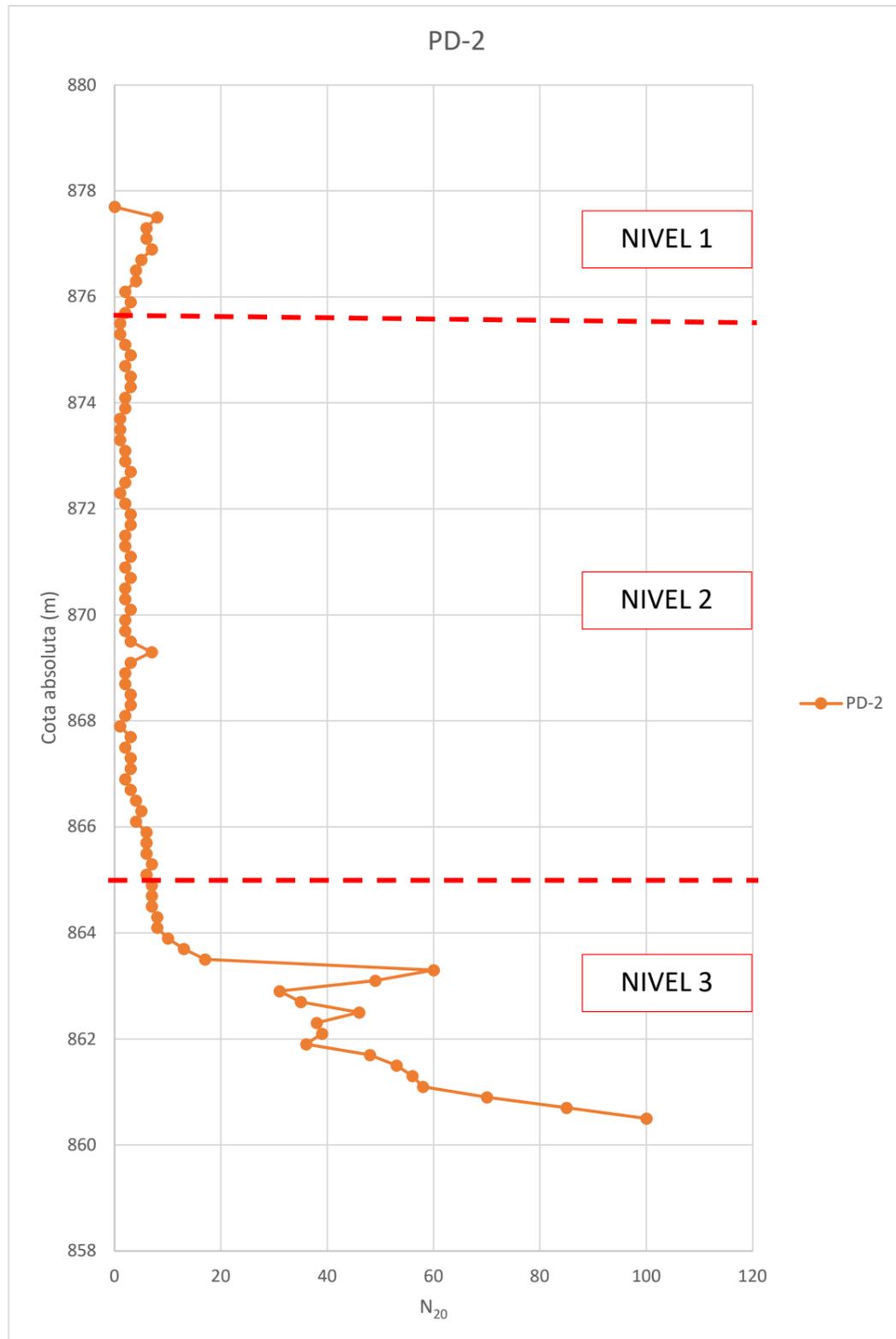


Figura 2. Representación gráfica de los golpes de la PD-2 (Fuente: Elaboración propia)

### 2.3. ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR, SPT

Para conocer la capacidad portante del terreno se han realizado ensayos de penetración estándar (SPT), de modo que, en función del golpeo obtenido, se realice la clasificación de suelos granulares y cohesivos detallada en la Tabla 3.

Tabla 3. Clasificación de la compacidad/consistencia de los suelos en función del SPT (Fuente: Estudio Geotécnico)

SUELOS GRANULARES (según Sanglerat, 1967)		SUELOS COHESIVOS (según Hunt, 1984)		
N SPT	Compacidad	N SPT	Consistencia	Resistencia a compresión simple (kg/cm <sup>2</sup> )
0 – 4	Muy floja	< 2	Muy blanda	0 – 0,25
5 – 10	Floja	2 – 4	Blanda	0,25 – 0,5
11 – 30	Media	4 – 8	Media	0,5 – 1,0
31 – 50	Densa	8 – 15	Firme	1,0 – 2,0
> 50	Muy densa	15 – 30	Muy firme	2,0 – 4,0
		> 30	Dura	> 4,0

Los golpes obtenidos se detallan en el Apéndice III del presente anejo, a partir de los cuales se ha realizado el siguiente análisis.

El primer nivel del terreno de la zona de estudio está constituido por una arcilla limosa algo arenosa con cantos de pequeño tamaño, azulejos, ladrillos, restos de raíces y ceniza. A partir del único ensayo SPT realizado en él, se obtiene un valor de N<sub>30</sub> de 6 golpes, por tanto, se le puede asignar una consistencia media en su primer tramo. El espesor medio del estrato es de 1.80 m.

El segundo nivel está constituido por una potencia media de 13.8 m de arcillas limosas algo arenosas. Se caracteriza por unos resultados muy bajos en los ensayos SPT, con valores de N<sub>30</sub> de entre 0-5 y una media de 2 golpes. Esto destaca un comportamiento geotécnico deficiente por la extremadamente baja capacidad portante del terreno. A muro del estrato se encuentran terrazas de una arcilla muy arenosa y arena muy arcillosa, con presencia de arena gravosa. En esta zona se observa un aumento de los valores del SPT con unos registros de N<sub>30</sub> de entre 5-26 y, por tanto, una compacidad de floja a media.

El tercer nivel está formado por las arcillas firmes de tonalidades rojas. Destaca por un aumento considerable de los valores de los golpes, con valores de N<sub>30</sub> superiores a 39, llegando al rechazo pocos

metros por debajo de la transición de arcillas, por lo que se clasifica como de consistencia dura con una elevada capacidad portante.

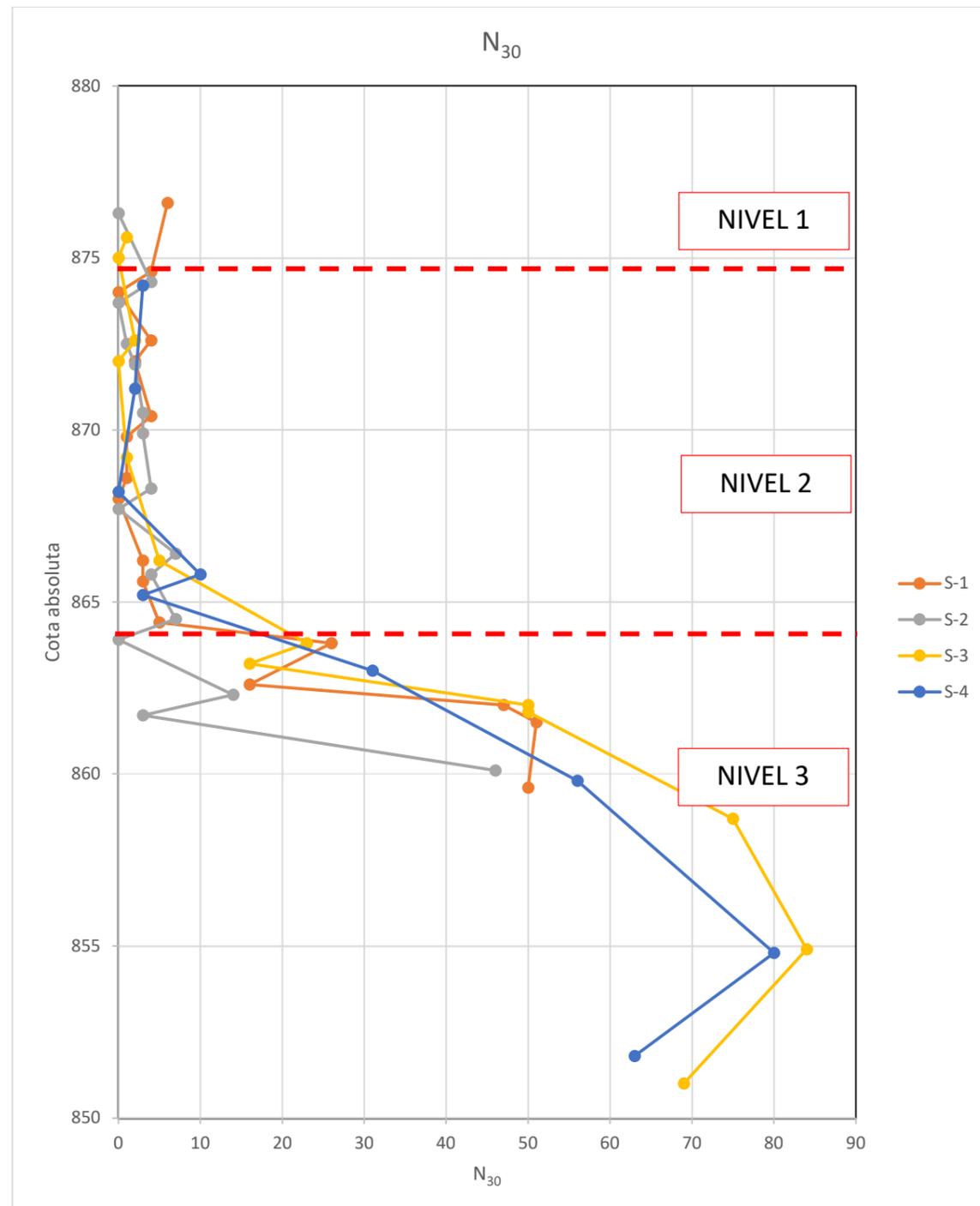


Figura 3. Representación gráfica de los ensayos SPT realizados (Fuente: Elaboración propia)



## *Apéndice I. Registro de los sondeos*

Sondeo	Hoja	Ubicación	X:	-	Ejecución	Testificación
<b>S-1</b>	1 de 2	Av. Zaragoza, 18	Y:	-	J. Cencerrado / R. Ataned	David Escobedo
			Z:	877.60		

Estudio geotécnico para Museo de la Guerra Civil - Batalla de Teruel (Teruel)				Fecha inicio	Fecha fin	Equipo	Referencia
Grupo Tragsa				17-01-2019	18-01-2019	TP-50	01/21/1/0164

Profundidad (m)	Tipo perforación	Revestimiento (mm)	Columna litológica	Cota (m)	Descripción litológica	Nivel freático (m)	Recuperación (%)	ROD (%)	Meteorización	Muestras y ensayos in situ					
										Tipo	Prof. (m)	Resultados			
												10	20	30	40
0,00					Rellenos antrópicos. Arcilla limosa algo arenosa marrón con restos de raíces a techo, pequeños cantos dispersos, restos de azulejos y ladrillos diseminados (< 25mm), y alguna ceniza (< 15mm). Algo húmeda. Consistencia blanda. Plasticidad reducida. Se aprecia que pasa a arcilla muy arenosa a base del tramo.					SPT	1,00 1,60		6	3-3-3-2	
2,00				2,00	Recubrimiento cuaternario (Llanura de inundación). Arcilla limoarenosa fina a media de color marrón. Húmeda. Consistencia muy blanda. Plasticidad moderada.	2,80				MI	3,00 3,60			3-4-3-4	
3,80				3,80						SPT	3,60 4,20		0	0-0-0-0	
5,00	B-101	113			Arcilla limosa, muy poco arenosa fina, de color marrón con alguna pátina de oxidación, así como algún pequeño canto subanguloso disperso (< 5mm). Muy húmeda. Consistencia muy blanda. Plasticidad moderada.					MI	5,00 5,60			0-3-3-2	
6,00										SPT	5,60 6,20		2	0-1-1-1	
7,00										MI	7,20 7,80			4-4-2-2	
8,00				7,80						SPT	7,80 8,40		1	0-1-0-2	
9,00					Arcilla limoarenosa fina a gruesa de color marrón grisáceo con algún pequeño canto subanguloso diseminado (< 10mm). Húmeda. Consistencia muy blanda. Plasticidad moderada.					MI	9,00 9,60			3-1-1-1	
10,00				9,60						SPT	9,60 10,20		0	0-0-0-0	

SPT: Ensayo de penetración standard  
MI: Muestra inalterada pared fina  
MS: Muestra inalterada pared gruesa  
MP: Muestra plastificada  
MA: Muestra alterada  
MW: Muestra de agua  
PB: Penetrómetro de bolsillo (kg/cm2)  
MS: Martillo Schmidt  
VT: Vane Test (kg/cm2)  
LG: Ensayo de Lugeon  
LF: Ensayo de Lefranc  
Tubería piezométrica:

Observaciones: Las muestras resaltadas en rojo han sido sometidas a ensayos de laboratorio.

Sondeo	Hoja	Ubicación	X:	-	Ejecución	Testificación
<b>S-1</b>	2 de 2	Av. Zaragoza, 18	Y:	-	J. Cencerrado / R. Ataned	David Escobedo
			Z:	877.60		

Estudio geotécnico para Museo de la Guerra Civil - Batalla de Teruel (Teruel)				Fecha inicio	Fecha fin	Equipo	Referencia
Grupo Tragsa				17-01-2019	18-01-2019	TP-50	01/21/1/0164

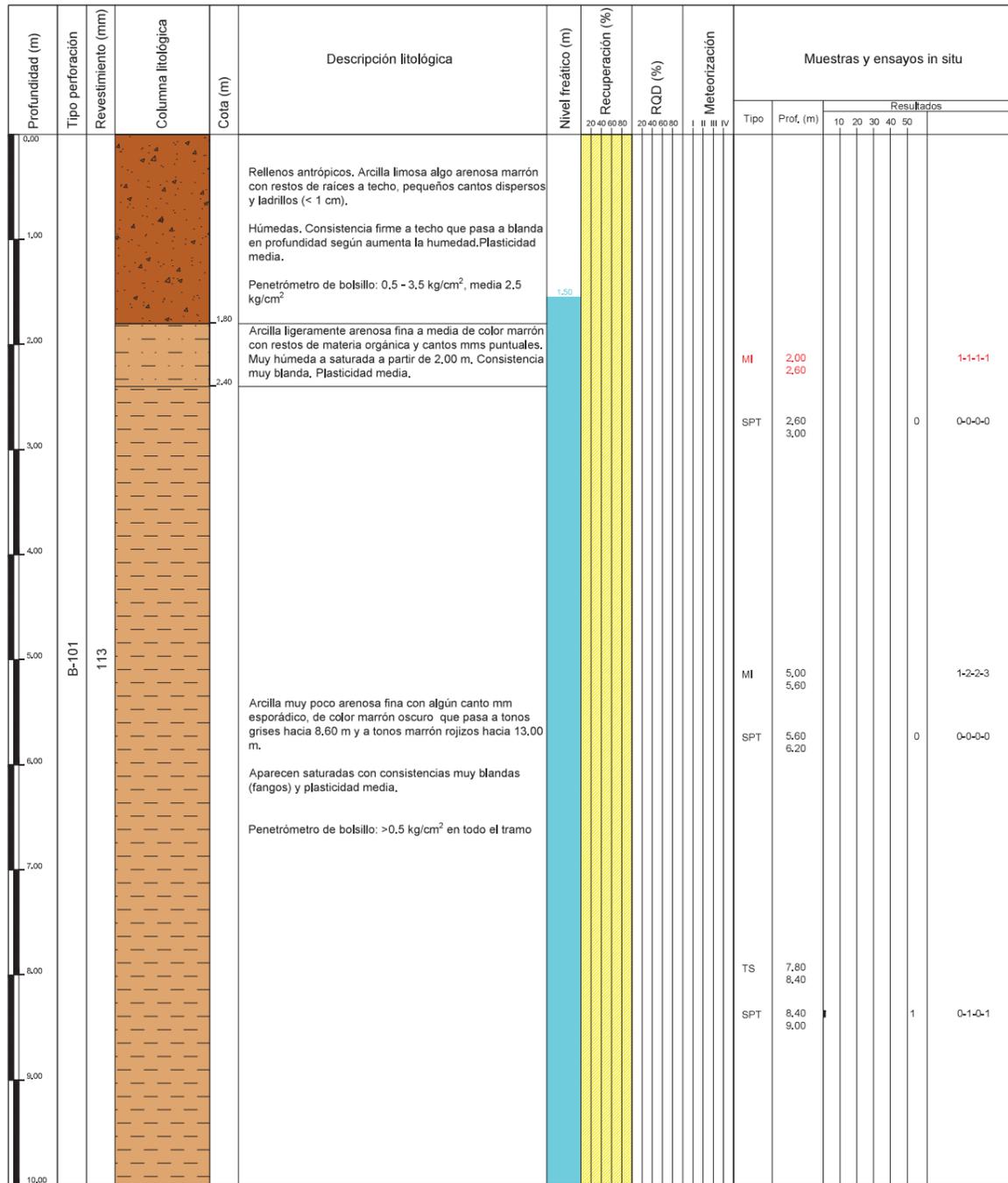
Profundidad (m)	Tipo perforación	Revestimiento (mm)	Columna litológica	Cota (m)	Descripción litológica	Nivel freático (m)	Recuperación (%)	ROD (%)	Meteorización	Muestras y ensayos in situ									
										Tipo	Prof. (m)	Resultados							
												10	20	30	40	50			
10,00																			
11,00					Arcilla limoarenosa marrón grisácea con alguna pasada centimétrica (< 20mm) de arena media a gruesa. Húmeda. Consistencia muy blanda. Plasticidad moderada.					MI	11,40 12,00			3-3-2-3					
12,00	B-101	113			Se observa alguna pasada de color marrón claro y gris oscuro por debajo de 10,00 m. Se aprecia que pasa a gris entre 12,00 y 12,70 m.					SPT	12,00 12,60		3	0-2-1-2					
13,00										MI	13,20 13,80			1-3-6-6					
14,00				13,50	Arcilla muy arenosa media a gruesa de color gris con cantos subredondeados hasta centimétricos (< 50mm) y ligero moteado rojizo diseminado (< 2mm). Húmeda. Compacidad floja a media. Plasticidad moderada.					SPT	13,80 14,40		26	8-14-12-12					
14,40				14,00	Arcilla muy arenosa media a gruesa de color gris con cantos subredondeados hasta centimétricos (< 40mm). Húmeda. Compacidad floja a media. Plasticidad moderada.					MP	14,40 14,80								
15,00	B-86			14,40						MI	15,00 15,60			16-21-6-17					
16,00					Sustrato terciario (Serie Roja de Teruel). Arcilla limosa, poco arenosa fina, de color marrón claro algo rojizo, que incorpora algún canto subredondeado hasta milimétrico diseminado (< 3mm), alguna concreción carbonatada (< 20mm) abundante a techo, así como algún ligero precipitado blanquecino disperso. Algo húmeda. Consistencia muy firme a dura. Plasticidad moderada. Se aprecia sin cantos subredondeados por debajo de 15,00 m. Se distinguen abundantes concreciones carbonatadas por debajo de 16,90 m. Se observa arenosa fina entre 16,80 y 17,50 m. Se reconoce que pasa a arcilla limosa por debajo de 17,50 m.					MI	15,60 16,10			15-30-49-Rzo.					
16,70										SPT	16,10 16,70		51	19-23-28-32					
18,00				18,00						SPT	18,00 18,45		R	25-32-Rzo.					

SPT: Ensayo de penetración standard  
MI: Muestra inalterada pared fina  
MS: Muestra inalterada pared gruesa  
MP: Muestra plastificada  
MA: Muestra alterada  
MW: Muestra de agua  
PB: Penetrómetro de bolsillo (kg/cm2)  
MS: Martillo Schmidt  
VT: Vane Test (kg/cm2)  
LG: Ensayo de Lugeon  
LF: Ensayo de Lefranc  
Tubería piezométrica:

Observaciones: Las muestras resaltadas en rojo han sido sometidas a ensayos de laboratorio.



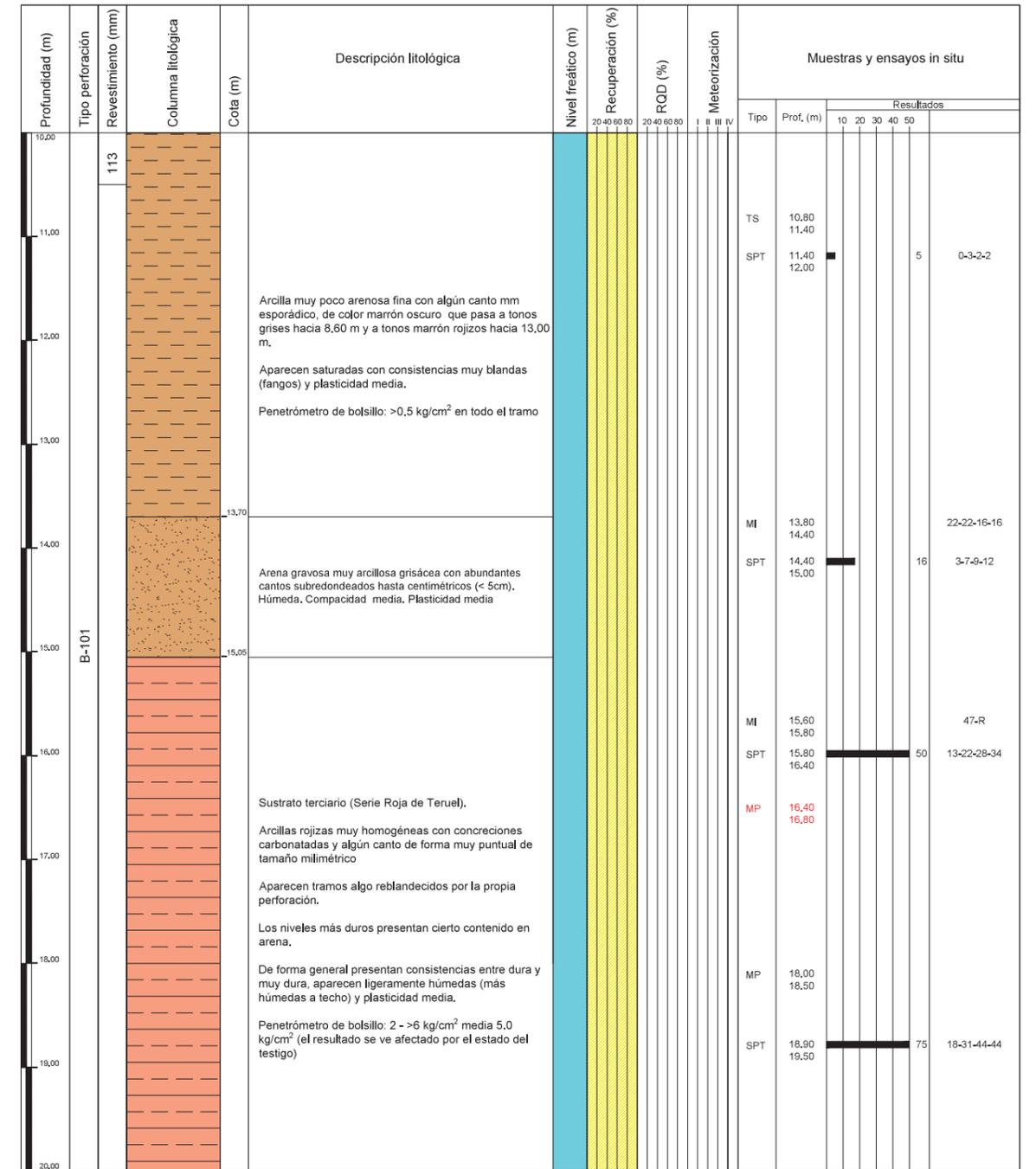
Sondeo	Hoja	Ubicación	X:	-	Ejecución	Testificación
<b>S-3</b>	1 de 2	Av. Zaragoza, 18	Y:	877.60	J. Cencerrado / M. Esquiroz	Asier Hernández
Estudio geotécnico para Museo de la Guerra Civil - Batalla de Teruel (Teruel)			Fecha inicio	Fecha fin	Equipo	Referencia
Grupo Tragsa			15-11-2021	16-11-2021	TP-50	01/21/1/0164



SPT: Ensayo de penetración standard  
MI: Muestra inalterada pared fina  
TS: Tomamuestras Shelby  
MP: Muestra plastificada  
MA: Muestra alterada  
MW: Muestra de agua  
PB: Penetrómetro de bolsillo (kg/cm<sup>2</sup>)  
MS: Martillo Schmidt  
VT: Vane Test (kg/cm<sup>2</sup>)  
LG: Ensayo de Lugeon  
LF: Ensayo de Lefranc  
Tubería piezométrica:

Observaciones: Las muestras resaltadas en rojo han sido sometidas a ensayos de laboratorio.

Sondeo	Hoja	Ubicación	X:	-	Ejecución	Testificación
<b>S-3</b>	2 de 3	Av. Zaragoza, 18	Y:	877.60	J. Cencerrado / M. Esquiroz	Asier Hernández
Estudio geotécnico para Museo de la Guerra Civil - Batalla de Teruel (Teruel)			Fecha inicio	Fecha fin	Equipo	Referencia
Grupo Tragsa			15-11-2021	16-11-2021	TP-50	01/21/1/0164



SPT: Ensayo de penetración standard  
MI: Muestra inalterada pared fina  
MS: Muestra inalterada pared gruesa  
MP: Muestra plastificada  
MA: Muestra alterada  
MW: Muestra de agua  
PB: Penetrómetro de bolsillo (kg/cm<sup>2</sup>)  
MS: Martillo Schmidt  
VT: Vane Test (kg/cm<sup>2</sup>)  
LG: Ensayo de Lugeon  
LF: Ensayo de Lefranc  
Tubería piezométrica:

Observaciones: Las muestras resaltadas en rojo han sido sometidas a ensayos de laboratorio.

Sondeo	Hoja	Ubicación	X:	-	Ejecución	Testificación
<b>S-3</b>	3 de 3	Av. Zaragoza, 18	Y:	877.60	J. Cencerrado / M. Esquiroz	Asier Hernández
Z:						
Estudio geotécnico para Museo de la Guerra Civil - Batalla de Teruel (Teruel)				Fecha inicio	Fecha fin	Equipo
Grupo Tragsa				15-11-2021	16-11-2021	TP-50
				Referencia	01/21/1/0164	

Profundidad (m)	Tipo perforación	Revestimiento (mm)	Columna litológica	Cota (m)	Descripción litológica	Nivel freático (m)	Recuperación (%)	RQD (%)	Meteorización	Muestras y ensayos in situ										
										Tipo	Prof. (m)	Resultados								
												10	20	30	40		50			
20,00										MP	20,00									
21,00											20,40									
22,00																				
23,00					Sustrato terciario (Serie Roja de Teruel).					SPT	22,70	84	22-39-45-43							
23,00					Arcillas rojizas muy homogéneas con concreciones carbonatadas algún canto de forma muy puntual de tamaño milimétrico.															
24,00					Aparecen tramos algo reblandecidos por la propia perforación.															
24,00					Los niveles más duros presentan cierto contenido en arena.															
25,00					De forma general presentan consistencias entre dura y muy dura, aparecen ligeramente húmedas (más húmedas a techo) y plasticidad media.															
25,00					Penetrometro: 2 - >6 kg/cm <sup>2</sup> media 5,0 kg/cm <sup>2</sup> (el resultado se ve afectado por el estado del testigo)															
26,00																				
27,00																				
28,00																				
29,00																				
30,00																				

SPT: Ensayo de penetración standard  
MI: Muestra inalterada pared fina  
MS: Muestra inalterada pared gruesa  
MP: Muestra plastificada  
MA: Muestra alterada  
MW: Muestra de agua  
PB: Penetrometro de bolsillo (kg/cm<sup>2</sup>)  
MS: Martillo Schmidt  
VT: Vane Test (kg/cm<sup>2</sup>)  
LG: Ensayo de Lugeon  
LF: Ensayo de Lefranc  
Tubería piezométrica:

Observaciones: Las muestras resaltadas en rojo han sido sometidas a ensayos de laboratorio.

Sondeo	Hoja	Ubicación	X:	-	Ejecución	Testificación
<b>S-4</b>	1 de 3	Av. Zaragoza, 18	Y:	877.90	J. Cencerrado / M. Esquiroz	Asier Hernández
Z:						
Estudio geotécnico para Museo de la Guerra Civil - Batalla de Teruel (Teruel)				Fecha inicio	Fecha fin	Equipo
Grupo Tragsa				17-11-2021	18-11-2021	TP-50
				Referencia	01/21/1/0164	

Profundidad (m)	Tipo perforación	Revestimiento (mm)	Columna litológica	Cota (m)	Descripción litológica	Nivel freático (m)	Recuperación (%)	RQD (%)	Meteorización	Muestras y ensayos in situ										
										Tipo	Prof. (m)	Resultados								
												10	20	30	40		50			
0,00																				
1,00					Rellenos antrópicos. Arcilla limosa algo arenosa marrón con restos de raíces en los primeros 20 cm, pequeños cantos dispersos y ladrillos (< 3 cm).															
1,00					Húmedas. Consistencia firme a techo que pasa a blanda en profundidad según aumenta la humedad. Plasticidad media.															
2,00																				
2,00																				
3,00																				
3,00																				
3,60																				
4,20																				
4,20																				
5,00																				
5,00					Arcilla de color marrón oscuro con algún canto esporádicos de hasta 2 cm algo más frecuentes a techo.															
6,00					Aparecen tramos de naturaleza arcillo-arenosa no superiores a 1,00 m.															
6,00					Hacia base (en torno a 9,60 m) pasan a tonos grisáceos y marrón grisáceos, y a partir de 12,00 m la fracción arenosa es muy reducida.															
6,60																				
6,60																				
6,60					Aparecen saturadas con consistencias muy blandas (tramos fangosos) y plasticidad media.															
7,20					Penetrometro de bolsillo: >0,50 kg/m <sup>2</sup>															
7,20																				
8,00																				
9,00																				
9,00																				
9,60																				
10,20																				

SPT: Ensayo de penetración standard  
MI: Muestra inalterada pared fina  
MS: Muestra inalterada pared gruesa  
MP: Muestra plastificada  
MA: Muestra alterada  
MW: Muestra de agua  
PB: Penetrometro de bolsillo (kg/cm<sup>2</sup>)  
MS: Martillo Schmidt  
VT: Vane Test (kg/cm<sup>2</sup>)  
LG: Ensayo de Lugeon  
LF: Ensayo de Lefranc  
Tubería piezométrica: 28,00 m

Observaciones: Las muestras resaltadas en rojo han sido sometidas a ensayos de laboratorio.





**FOTO Nº 1**

**DESCRIPCIÓN**

Vista actual de la parcela



**FOTO Nº 3**

**DESCRIPCIÓN**

S-1: Emplazamiento



**FOTO Nº 2**

**DESCRIPCIÓN**

Vista actual de la parcela



**FOTO Nº 4**

**DESCRIPCIÓN**

S-1: 0.00-2.40 m



FOTO Nº **5**

DESCRIPCIÓN  
S-1: 2.40-4.80 m



FOTO Nº **7**

DESCRIPCIÓN  
S-1: 7.20-9.60 m



FOTO Nº **6**

DESCRIPCIÓN  
S-1: 4.80-7.20 m



FOTO Nº **8**

DESCRIPCIÓN  
S-1: 9.60-12.00 m



FOTO Nº 9

DESCRIPCIÓN  
S-1: 12.00-14.40 m



FOTO Nº 11

DESCRIPCIÓN  
S-1: 16.80-18.00 m



FOTO Nº 10

DESCRIPCIÓN  
S-1: 14.40-16.80 m



FOTO Nº 12

DESCRIPCIÓN  
S-2: Emplazamiento



FOTO Nº **13**

DESCRIPCIÓN  
S-2: 0.00-2.40 m



FOTO Nº **15**

DESCRIPCIÓN  
S-2: 4.80-7.20 m



FOTO Nº **14**

DESCRIPCIÓN  
S-2: 2.40-4.80 m



FOTO Nº **16**

DESCRIPCIÓN  
S-2: 7.20-9.60 m



FOTO Nº **17**

DESCRIPCIÓN  
S-2: 9.60-12.00 m



FOTO Nº **19**

DESCRIPCIÓN  
S-2: 14.40-16.80 m



FOTO Nº **18**

DESCRIPCIÓN  
S-2: 12.00-14.40 m



FOTO Nº **20**

DESCRIPCIÓN  
S-2: 16.80-17.80 m

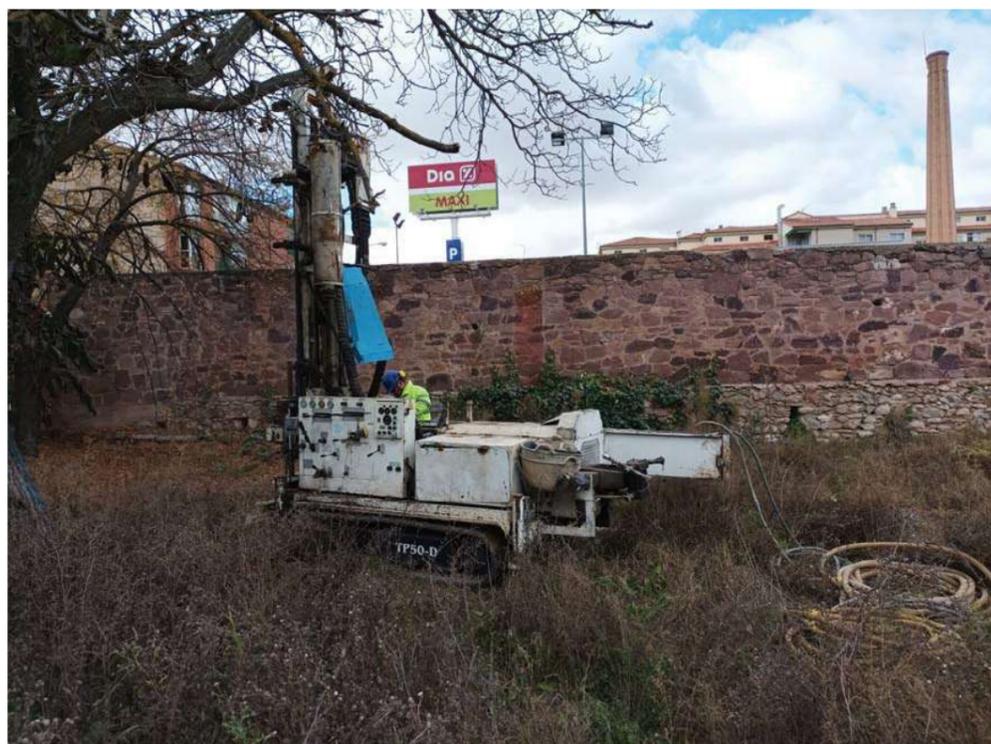


FOTO Nº **21**

DESCRIPCIÓN  
S-3: Emplazamiento



FOTO Nº **23**

DESCRIPCIÓN  
S-3: 2.40-4.80 m



FOTO Nº **22**

DESCRIPCIÓN  
S-3: 0.00-2.40 m



FOTO Nº **24**

DESCRIPCIÓN  
S-3: 4.80-7.20 m



FOTO Nº **25**

DESCRIPCIÓN  
S-3: 7.20-9.60 m



FOTO Nº **27**

DESCRIPCIÓN  
S-3: 12.00-14.40 m



FOTO Nº **26**

DESCRIPCIÓN  
S-3: 9.60-12.00 m



FOTO Nº **28**

DESCRIPCIÓN  
S-3: 14.40-16.80 m



FOTO Nº **29**

DESCRIPCIÓN  
S-3: 16.80-19.20 m



FOTO Nº **31**

DESCRIPCIÓN  
S-3: 21.60-24.00 m



FOTO Nº **30**

DESCRIPCIÓN  
S-3: 19.20-21.60 m



FOTO Nº **32**

DESCRIPCIÓN  
S-3: 24.00-26.40 m



FOTO Nº **33**

DESCRIPCIÓN  
S-3: 26.40-28.00 m



FOTO Nº **35**

DESCRIPCIÓN  
S-4: 0.00-2.40 m



FOTO Nº **34**

DESCRIPCIÓN  
S-4: Emplazamiento



FOTO Nº **36**

DESCRIPCIÓN  
S-4: 2.40-4.80 m



FOTO Nº **37**

DESCRIPCIÓN  
S-4: 4.80-7.20 m



FOTO Nº **39**

DESCRIPCIÓN  
S-4: 9.60-12.00 m



FOTO Nº **38**

DESCRIPCIÓN  
S-4: 7.20-9.60 m



FOTO Nº **40**

DESCRIPCIÓN  
S-4: 12.00-14.40 m



FOTO Nº **41**

DESCRIPCIÓN  
S-4: 14.40-16.80 m



FOTO Nº **43**

DESCRIPCIÓN  
S-4: 19.20-21.60 m



FOTO Nº **42**

DESCRIPCIÓN  
S-4: 16.80-19.20 m



FOTO Nº **44**

DESCRIPCIÓN  
S-4: 21.60-24.00 m



FOTO Nº **45**

**DESCRIPCIÓN**  
S-4: 24.00-26.40 m



FOTO Nº **47**

**DESCRIPCIÓN**  
PD-1:  
Emplazamiento



FOTO Nº **46**

**DESCRIPCIÓN**  
S-4: 26.40-28.00 m



FOTO Nº **48**

**DESCRIPCIÓN**  
PD-2:  
Emplazamiento



FOTO Nº **49**

**DESCRIPCIÓN**

S-4: instalación  
piezómetro (1)



FOTO Nº **50**

**DESCRIPCIÓN**

S-4: instalación  
piezómetro (2)



*Apéndice II. Registro de Ensayos de Penetración Dinámica Superpesada (DPSH)*

## ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYO

### Area de ensayos de laboratorio de geotecnia (GTL)

Página: 1 de 1  
Número de acta: 20724

#### Peticionario

Dirección General de Cultura y Patrimonio, Departamento de Educación del Gobierno de Aragón

#### Obra

Nuevo Museo de la Guerra Civil en Teruel

#### Muestra

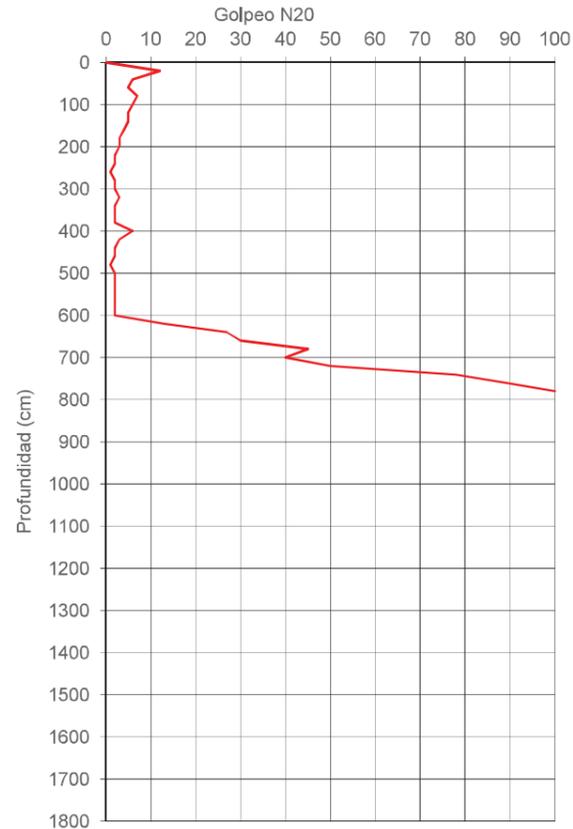
Ensayo: PD-1  
Referencia: 19/1/00073  
Fecha Entrada: 17 de enero de 2019

Coordenadas (X, Y, Z): -  
Profundidad alcanzada (m): 7,80

### PRUEBA CONTINUA DE PENETRACIÓN DINÁMICA SUPERPESADA (DPSH) UNE 103-801:1994

Tipo puntaza:	Perdida	Diámetro varillaje (mm):	33,0
Área (cm2):	20,0	Masa varillaje (kg/m):	8,8
Altura de caída (mm):	750	Hora inicio ensayo:	8:50
Masa maza golpeo (kg):	65,0	Hora fin ensayo:	9:30

Prof.	N20								
0,00	0	4,20	3	8,40	-	12,60	-	16,80	-
0,20	12	4,40	2	8,60	-	12,80	-	17,00	-
0,40	6	4,60	2	8,80	-	13,00	-	17,20	-
0,60	5	4,80	1	9,00	-	13,20	-	17,40	-
0,80	7	5,00	2	9,20	-	13,40	-	17,60	-
1,00	6	5,20	2	9,40	-	13,60	-	17,80	-
1,20	5	5,40	2	9,60	-	13,80	-	18,00	-
1,40	5	5,60	2	9,80	-	14,00	-	18,20	-
1,60	4	5,80	2	10,00	-	14,20	-	18,40	-
1,80	3	6,00	2	10,20	-	14,40	-	18,60	-
2,00	3	6,20	13	10,40	-	14,60	-	18,80	-
2,20	2	6,40	27	10,60	-	14,80	-	19,00	-
2,40	2	6,60	30	10,80	-	15,00	-	19,20	-
2,60	1	6,80	45	11,00	-	15,20	-	19,40	-
2,80	2	7,00	40	11,20	-	15,40	-	19,60	-
3,00	2	7,20	50	11,40	-	15,60	-	19,80	-
3,20	3	7,40	78	11,60	-	15,80	-	20,00	-
3,40	2	7,60	89	11,80	-	16,00	-		
3,60	2	7,80	100	12,00	-	16,20	-		
3,80	2	8,00	-	12,20	-	16,40	-		
4,00	6	8,20	-	12,40	-	16,60	-		



Observaciones: -

En Teruel, a 12 de febrero de 2019

Responsable de Area

Carlos Aguilar Julián



Director del Laboratorio

José Miguel Tena Gómez

Los resultados de este Acta hacen referencia exclusivamente a las muestras sometidas a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial de este Documento sin la autorización expresa del Laboratorio.

## ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYO

### Area de ensayos de laboratorio de geotecnia (GTL)

Página: 1 de 1  
Número de acta: 20725

#### Peticionario

Dirección General de Cultura y Patrimonio, Departamento de Educación del Gobierno de Aragón

#### Obra

Nuevo Museo de la Guerra Civil en Teruel

#### Muestra

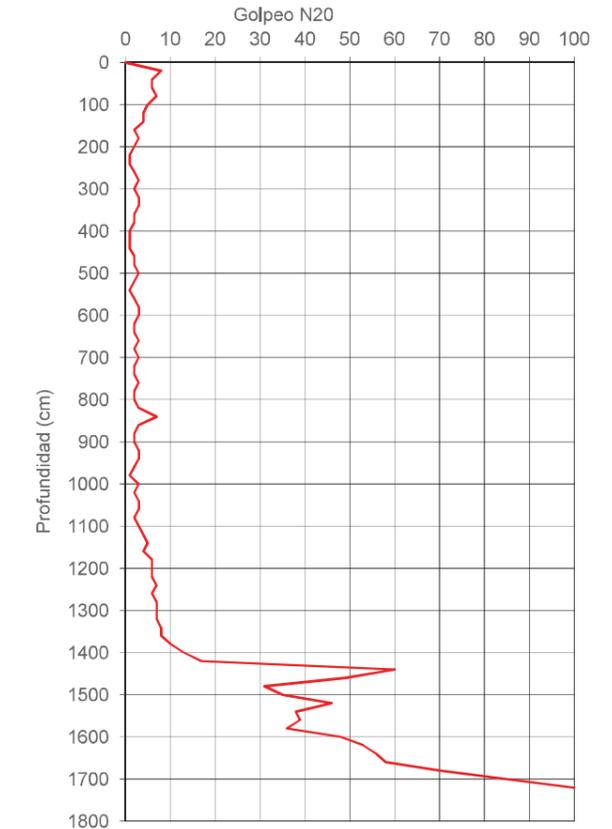
Ensayo: PD-2  
Referencia: 19/1/00074  
Fecha Entrada: 17 de enero de 2019

Coordenadas (X, Y, Z): -  
Profundidad alcanzada (m): 17,20

### PRUEBA CONTINUA DE PENETRACIÓN DINÁMICA SUPERPESADA (DPSH) UNE 103-801:1994

Tipo puntaza:	Perdida	Diámetro varillaje (mm):	33,0
Área (cm2):	20,0	Masa varillaje (kg/m):	8,8
Altura de caída (mm):	750	Hora inicio ensayo:	10:30
Masa maza golpeo (kg):	65,0	Hora fin ensayo:	11:25

Prof.	N20								
0,00	0	4,20	1	8,40	7	12,60	6	16,80	70
0,20	8	4,40	1	8,60	3	12,80	7	17,00	85
0,40	6	4,60	2	8,80	2	13,00	7	17,20	100
0,60	6	4,80	2	9,00	2	13,20	7	17,40	-
0,80	7	5,00	3	9,20	3	13,40	8	17,60	-
1,00	5	5,20	2	9,40	3	13,60	8	17,80	-
1,20	4	5,40	1	9,60	2	13,80	10	18,00	-
1,40	4	5,60	2	9,80	1	14,00	13	18,20	-
1,60	2	5,80	3	10,00	3	14,20	17	18,40	-
1,80	3	6,00	3	10,20	2	14,40	60	18,60	-
2,00	2	6,20	2	10,40	3	14,60	49	18,80	-
2,20	1	6,40	2	10,60	3	14,80	31	19,00	-
2,40	1	6,60	3	10,80	2	15,00	35	19,20	-
2,60	2	6,80	2	11,00	3	15,20	46	19,40	-
2,80	3	7,00	3	11,20	4	15,40	38	19,60	-
3,00	2	7,20	2	11,40	5	15,60	39	19,80	-
3,20	3	7,40	2	11,60	4	15,80	36	20,00	-
3,40	3	7,60	3	11,80	6	16,00	48		
3,60	2	7,80	2	12,00	6	16,20	53		
3,80	2	8,00	2	12,20	6	16,40	56		
4,00	1	8,20	3	12,40	7	16,60	58		



Observaciones: -

En Teruel, a 12 de febrero de 2019

Responsable de Area

Carlos Aguilar Julián



Director del Laboratorio

José Miguel Tena Gómez

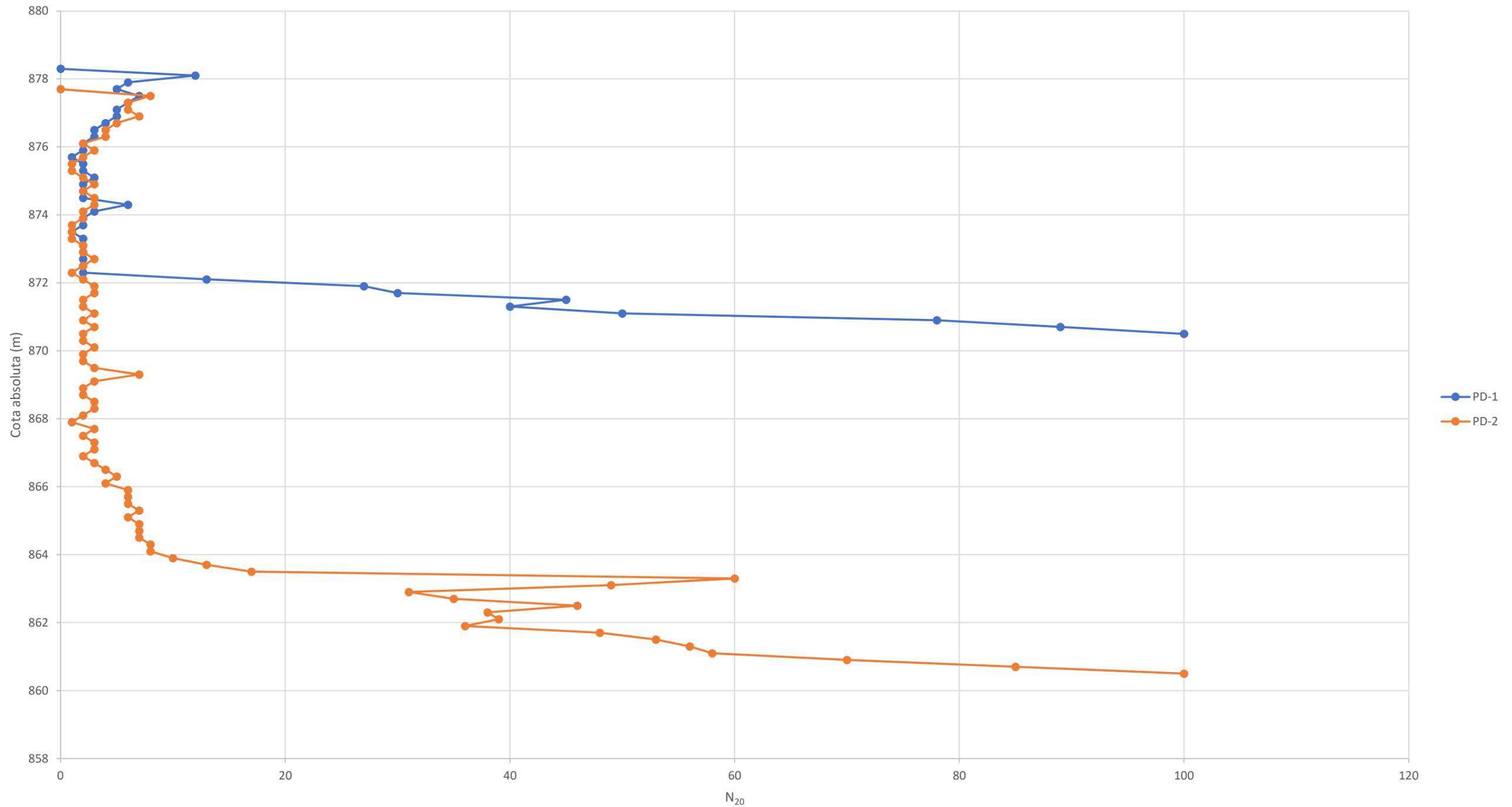
Los resultados de este Acta hacen referencia exclusivamente a las muestras sometidas a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial de este Documento sin la autorización expresa del Laboratorio.



ESTUDIO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN DEL MUSEO DE LA GUERRA CIVIL, BATALLA DE TERUEL,  
SITUADO EN LA AVENIDA ZARAGOZA, 18 EN LA CIUDAD DE TERUEL



REPRESENTACIÓN GRÁFICA  $N_{20}$





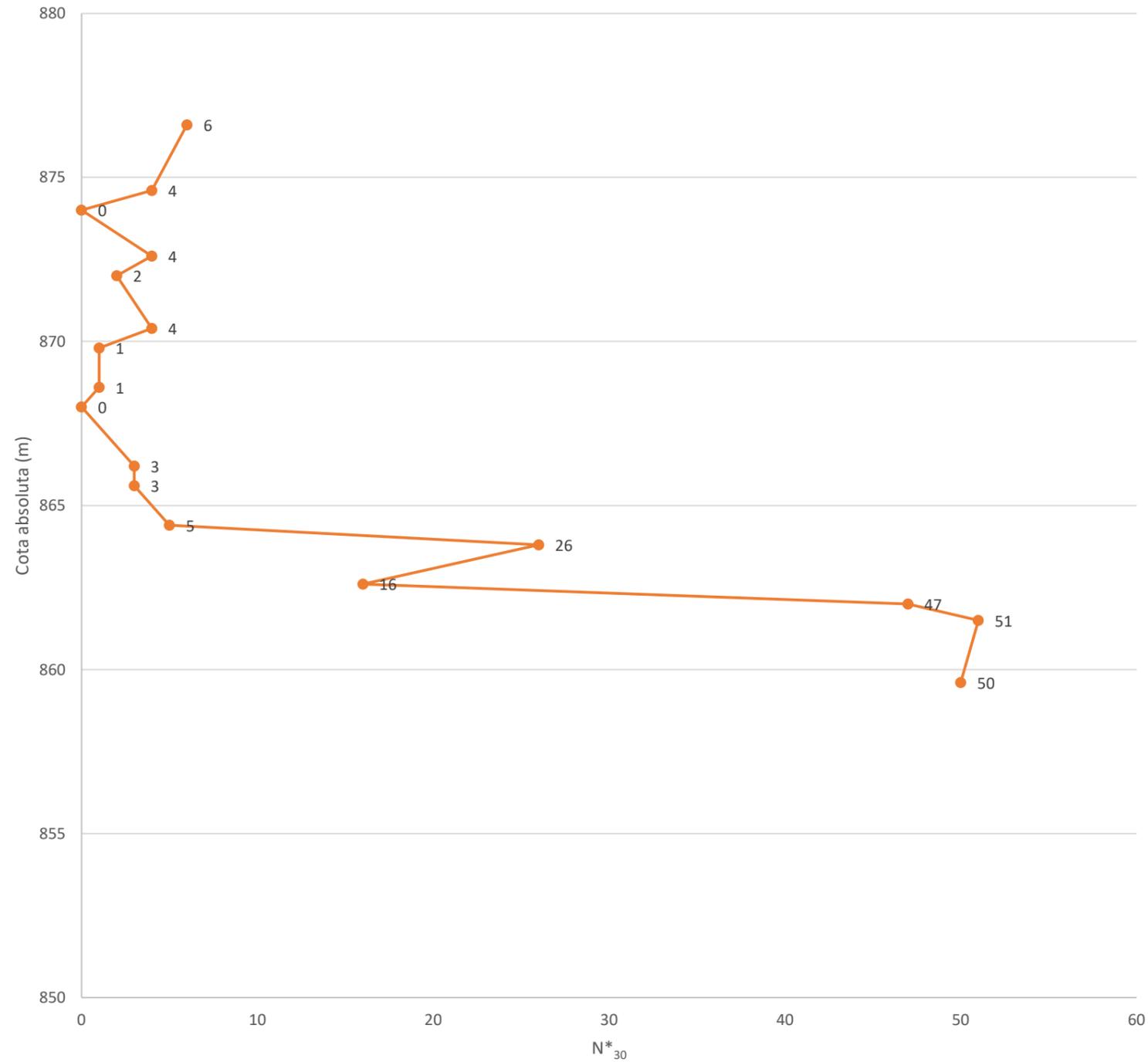
*Apéndice III. Registro de Ensayos de  
Penetración Estándar (SPT)*



ESTUDIO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN DEL MUSEO DE LA GUERRA CIVIL, BATALLA DE TERUEL,  
SITUADO EN LA AVENIDA ZARAGOZA, 18 EN LA CIUDAD DE TERUEL



REPRESENTACIÓN GRÁFICA N\*<sub>30</sub>



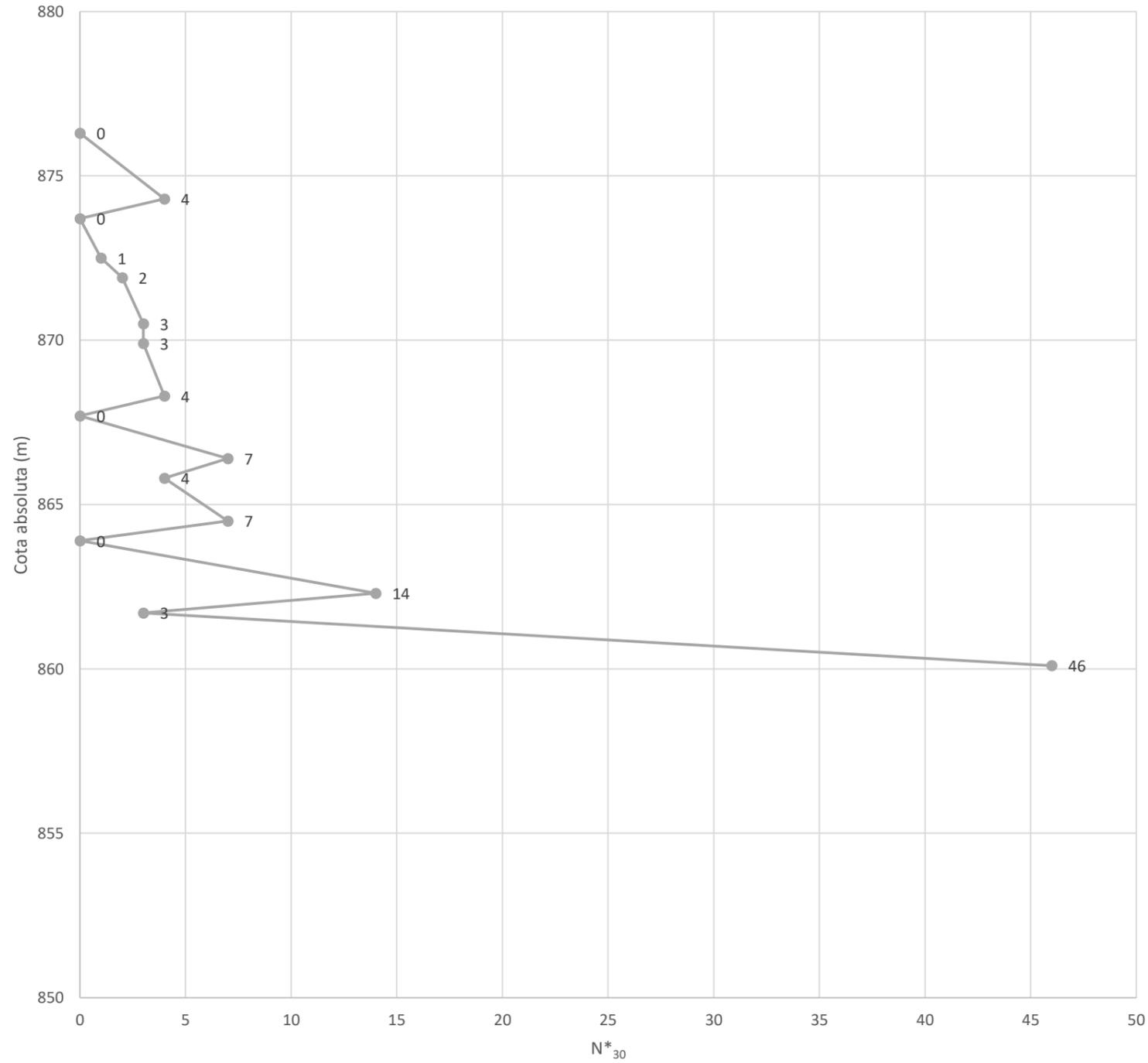
Cota absoluta (m)	N* <sub>30</sub>
876.6	6
874.6	4
874	0
872.6	4
872	2
870.4	4
869.8	1
868.6	1
868	0
866.2	3
865.6	3
864.4	5
863.8	26
862.6	16
862	47
861.5	51
859.6	50



ESTUDIO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN DEL MUSEO DE LA GUERRA CIVIL, BATALLA DE TERUEL,  
SITUADO EN LA AVENIDA ZARAGOZA, 18 EN LA CIUDAD DE TERUEL



REPRESENTACIÓN GRÁFICA N\*<sub>30</sub>



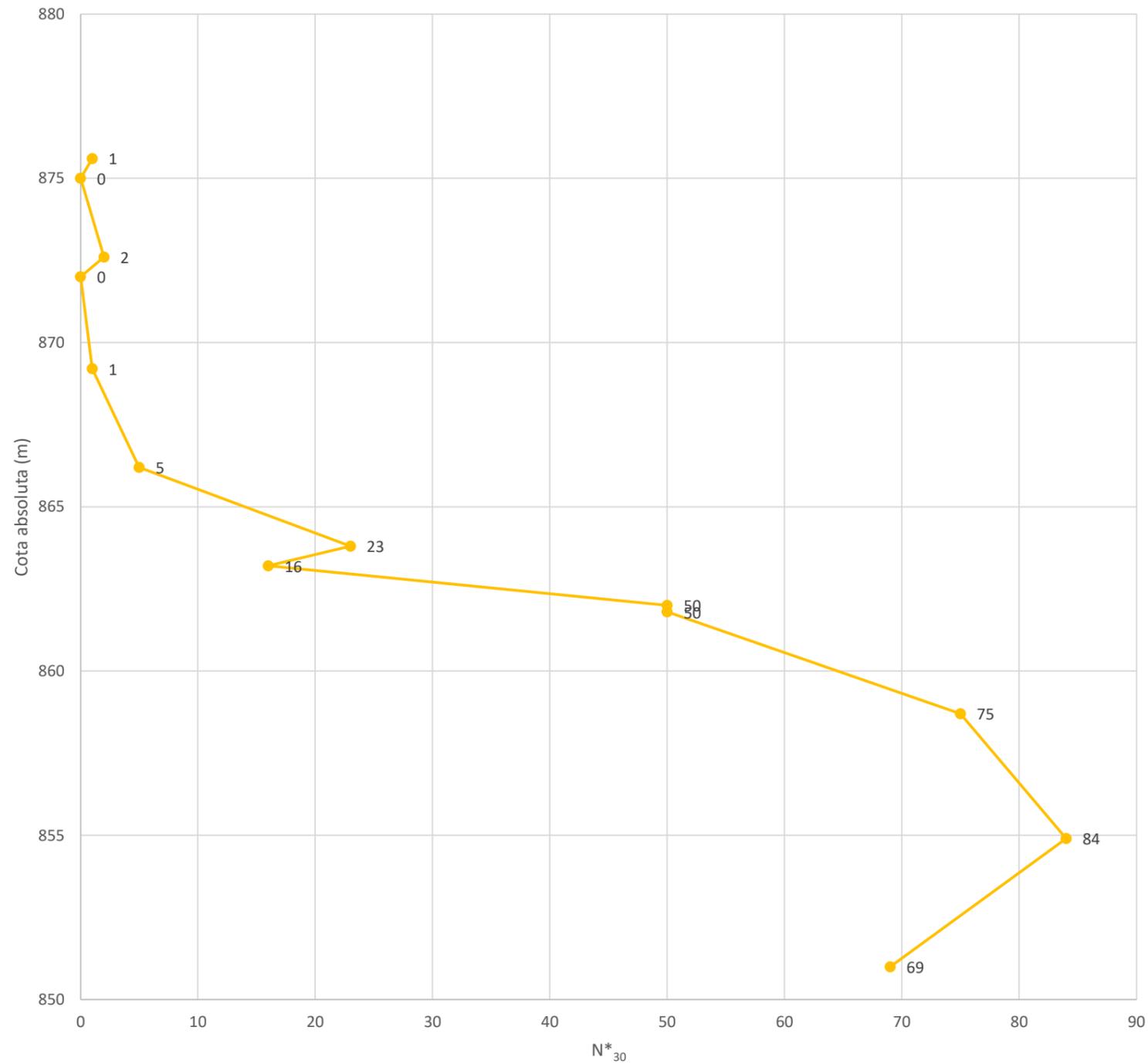
Cota absoluta (m)	N* <sub>30</sub>
876.3	0
874.3	4
873.7	0
872.5	1
871.9	2
870.5	3
869.9	3
868.3	4
867.7	0
866.4	7
865.8	4
864.5	7
863.9	0
862.3	14
861.7	3
860.1	46



ESTUDIO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN DEL MUSEO DE LA GUERRA CIVIL, BATALLA DE TERUEL,  
SITUADO EN LA AVENIDA ZARAGOZA, 18 EN LA CIUDAD DE TERUEL



REPRESENTACIÓN GRÁFICA N\*<sub>30</sub>



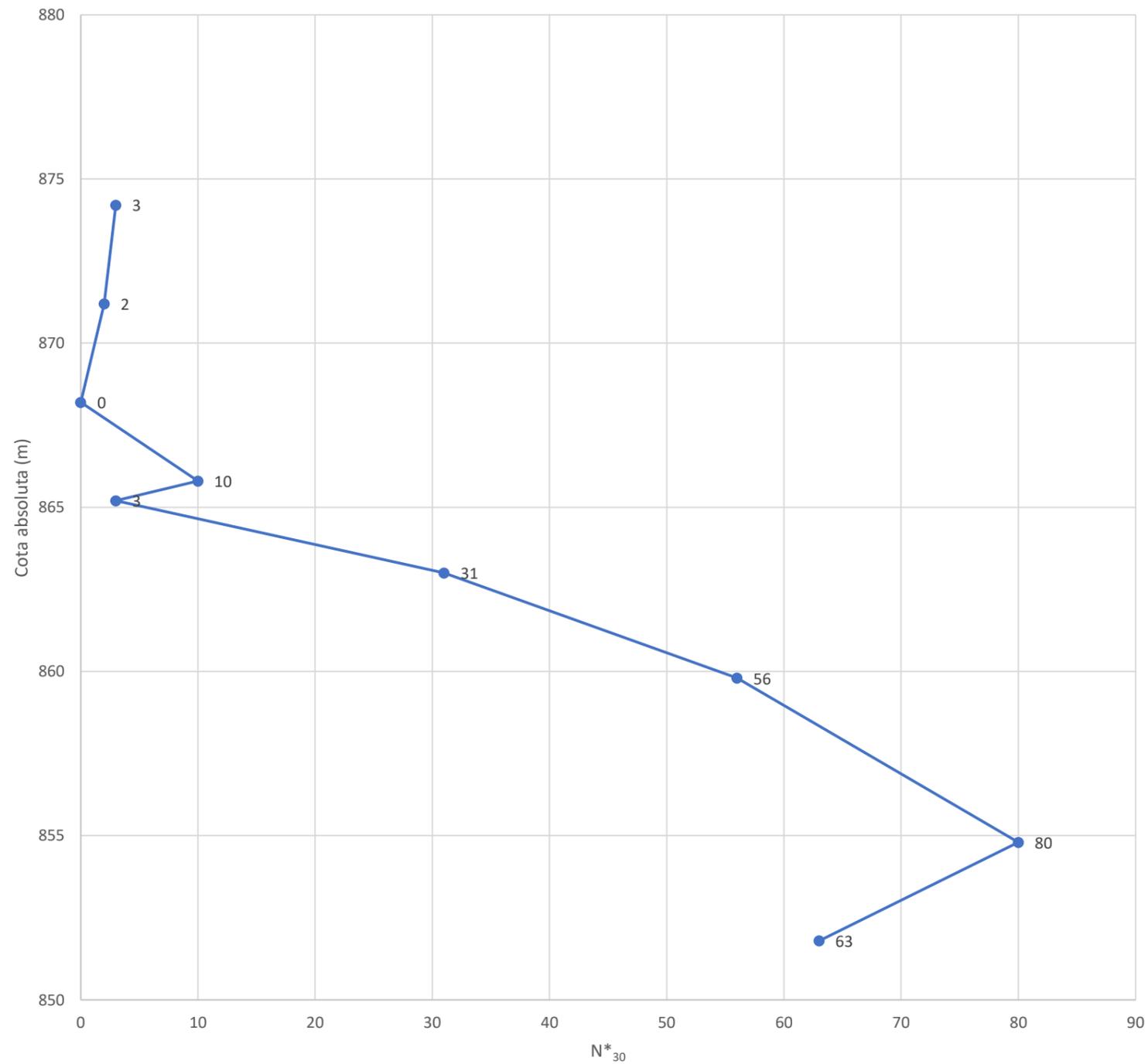
Cota absoluta (m)	N* <sub>30</sub>
875.6	1
875	0
872.6	2
872	0
869.2	1
866.2	5
863.8	23
863.2	16
862	50
861.8	50
858.7	75
854.9	84
851	69



ESTUDIO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN DEL MUSEO DE LA GUERRA CIVIL, BATALLA DE TERUEL,  
SITUADO EN LA AVENIDA ZARAGOZA, 18 EN LA CIUDAD DE TERUEL



REPRESENTACIÓN GRÁFICA N\*<sub>30</sub>



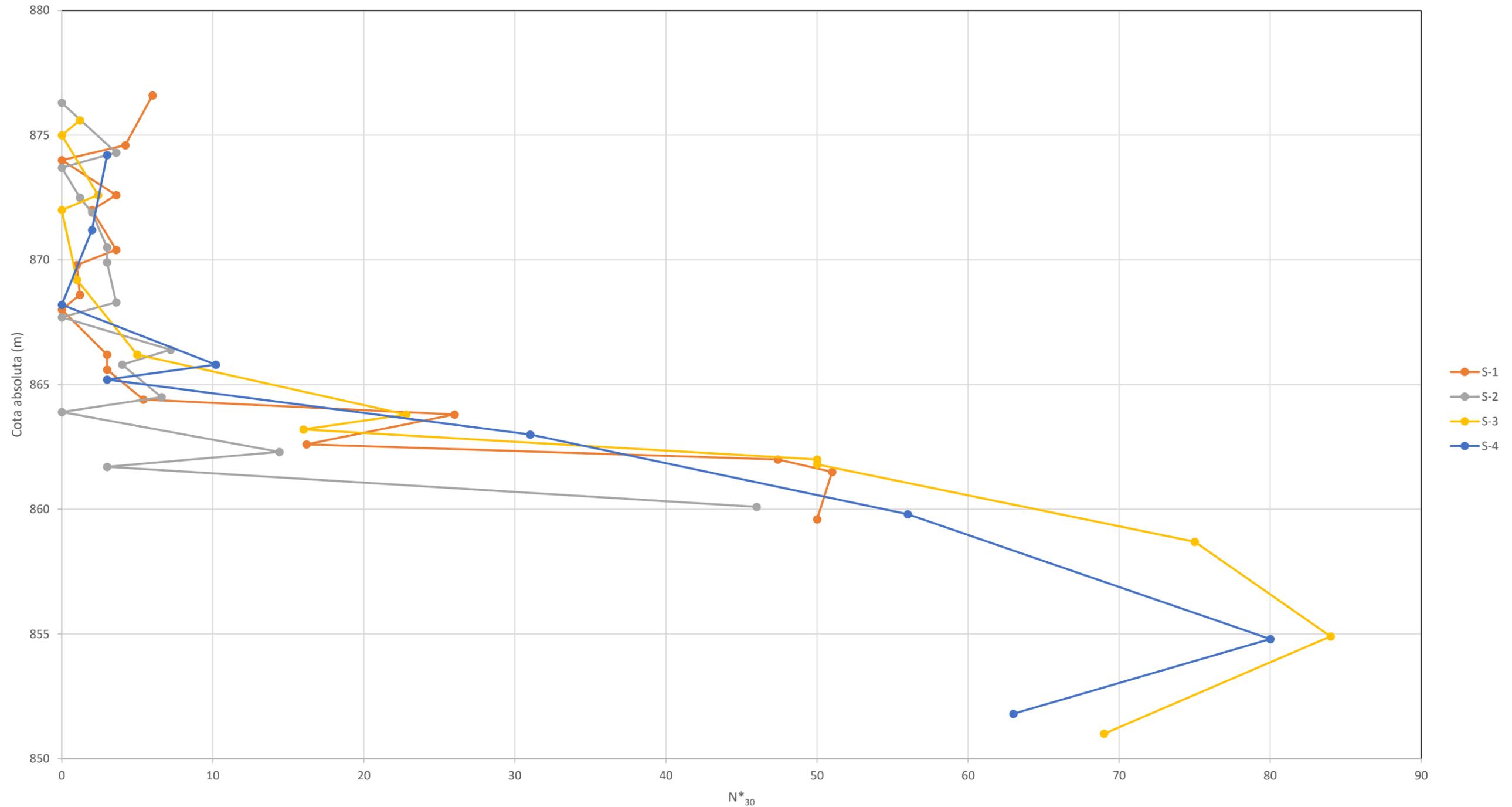
Cota absoluta (m)	N* <sub>30</sub>
874.2	3
871.2	2
868.2	0
865.8	12
865.2	3
863	31
859.8	56
854.8	80
851.8	63



ESTUDIO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN DEL MUSEO DE LA GUERRA CIVIL, BATALLA DE TERUEL,  
SITUADO EN LA AVENIDA ZARAGOZA, 18 EN LA CIUDAD DE TERUEL



REPRESENTACIÓN GRÁFICA N\*<sub>30</sub>





*Apéndice IV. Actas de ensayos de laboratorio*

## ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYO

### Area de ensayos de laboratorio de geotecnia (GTL)

Página: 1 de 1

Número de acta: 23158

#### Peticionario

Grupo Tragsa

#### Obra

Estudio geotécnico para Museo de la Guerra Civil - Batalla de Teruel (Teruel)

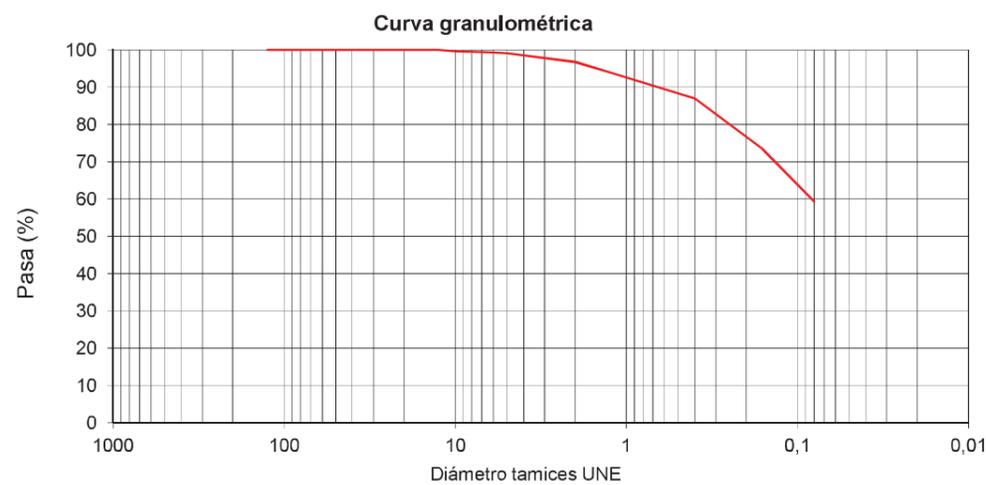
#### Muestra

Identificación: 21/1/00521 Procedencia: S-3 (2.00-2.60) Fecha de Entrada: 24 de Noviembre de 2021

#### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO

UNE-EN-ISO 17892-4-2019

Tamiz UNE (mm)	Pasa (%)
125	100,0
100	100,0
80	100,0
63	100,0
50	100,0
40	100,0
25	100,0
20	100,0
12,5	100,0
10	99,5
6,3	99,3
5	99,1
2	96,7
1,25	94,0
0,4	86,9
0,16	73,4
0,08	59,3



#### DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO Y LIMITE PLÁSTICO DE UN SUELO POR EL MÉTODO DE CASAGRANDE

UNE-EN-ISO 17892-12-2020

Límite líquido: 31,70 Límite plástico: 17,56 Índice de plasticidad: 14,14

#### DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL DE UN SUELO MEDIANTE SECADO EN ESTUFA

UNE-EN-ISO 17892-1-2015

Humedad natural (%): 28,649

#### DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD DE UN SUELO.

UNE-EN-ISO 17892-2-2015

Densidad aparente (g/cm<sup>3</sup>): 1,9154 Densidad seca (g/cm<sup>3</sup>): 1,4889

#### DETERMINACIÓN CUANTITATIVA DEL CONTENIDO EN SULFATOS SOLUBLES DE UN SUELO

UNE 103201-2019

Contenido en sulfatos (mg/kg): 223

Observaciones:

En Alcañiz, 26 de Noviembre de 2021

Responsable de Area

Carlos Aguilar Julián



Director del Laboratorio

José Miguel Tena Gómez

Los resultados de este Acta hacen referencia exclusivamente a las muestras sometidas a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial de este Documento sin la autorización expresa del Laboratorio.

## ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYO

### Area de ensayos de laboratorio de geotecnia (GTL)

Página: 1 de 1

Número de acta: 23158

#### Peticionario

Grupo Tragsa

#### Obra

Estudio geotécnico para Museo de la Guerra Civil - Batalla de Teruel (Teruel)

#### Muestra

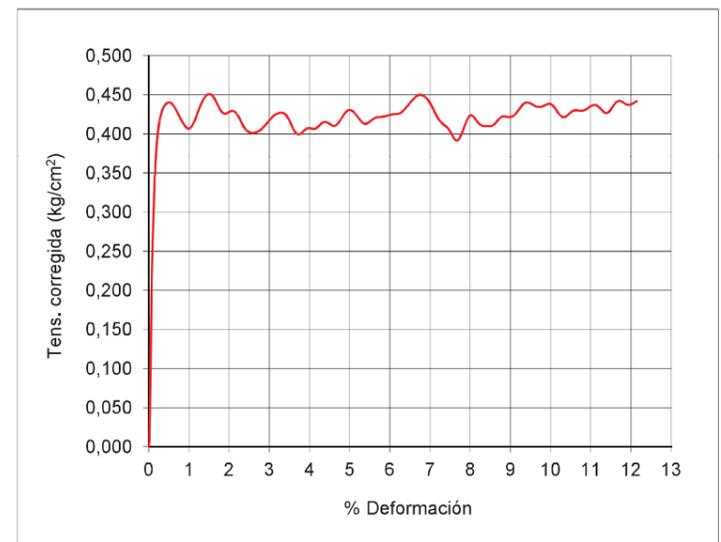
Identificación: 21/1/00521  
Procedencia: S-3 (2.00-2.60)  
Fecha de Entrada: 24 de Noviembre de 2021

#### ENSAYO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE EN PROBETAS DE SUELO

UNE-EN-ISO 1782-7-2019

Longitud (cm): 13,60  
Diámetro (cm): 7,29  
Sección (cm<sup>2</sup>): 41,75  
  
Humedad (%): 28,65  
Humedad zona rotura (%): 0,00  
  
Densidad húmeda (gr/cm<sup>3</sup>): 1,825  
Densidad seca (gr/cm<sup>3</sup>): 1,418

Resistencia (kg/cm<sup>2</sup>): **0,45**  
Deformación (%): **1,51**



Observaciones:

En Alcañiz, 26 de Noviembre de 2021

Responsable de Area

Carlos Aguilar Julián



Director del Laboratorio

José Miguel Tena Gómez

Los resultados de este Acta hacen referencia exclusivamente a las muestras sometidas a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial de este Documento sin la autorización expresa del Laboratorio.

## ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYO

### Area de ensayos de laboratorio de geotecnia (GTL)

Página: 1 de 1  
Número de acta: 23160

**Peticionario**  
Grupo Tragsa

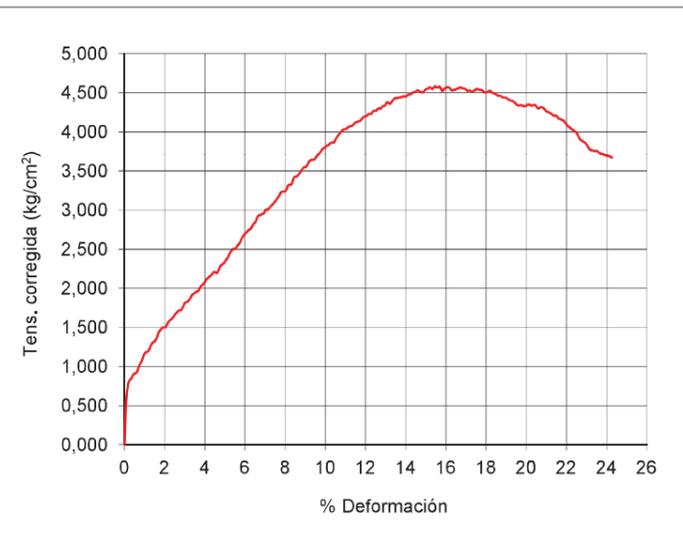
**Obra**  
Estudio geotécnico para Museo de la Guerra Civil - Batalla de Teruel (Teruel)

**Muestra**  
Identificación: 21/1/00522  
Procedencia: S-3 (16,40-16,80)  
Fecha de Entrada: 24 de Noviembre de 2021

### ENSAYO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE EN PROBETAS DE SUELO

#### UNE-EN-ISO 1782-7-2019

Longitud (cm): 14,07  
Diámetro (cm): 7,12  
Sección (cm<sup>2</sup>): 39,83  
  
Humedad (%): 14,86  
Humedad zona rotura (%): 0,00  
  
Densidad húmeda (gr/cm<sup>3</sup>): 2,146  
Densidad seca (gr/cm<sup>3</sup>): 1,869



Resistencia (kg/cm<sup>2</sup>): **4,58**  
Deformación (%): **15,48**



Observaciones:  
En Alcañiz, 26 de Noviembre de 2021

**Responsable de Area**  
  
Carlos Aguilar Julián



**Director del Laboratorio**  
  
José Miguel Tena Gómez

Los resultados de este Acta hacen referencia exclusivamente a las muestras sometidas a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial de este Documento sin la autorización expresa del Laboratorio.

## ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYO

### Area de ensayos de laboratorio de geotecnia (GTL)

Página: 1 de 1  
Número de acta: 23161

**Peticionario**  
Grupo Tragsa

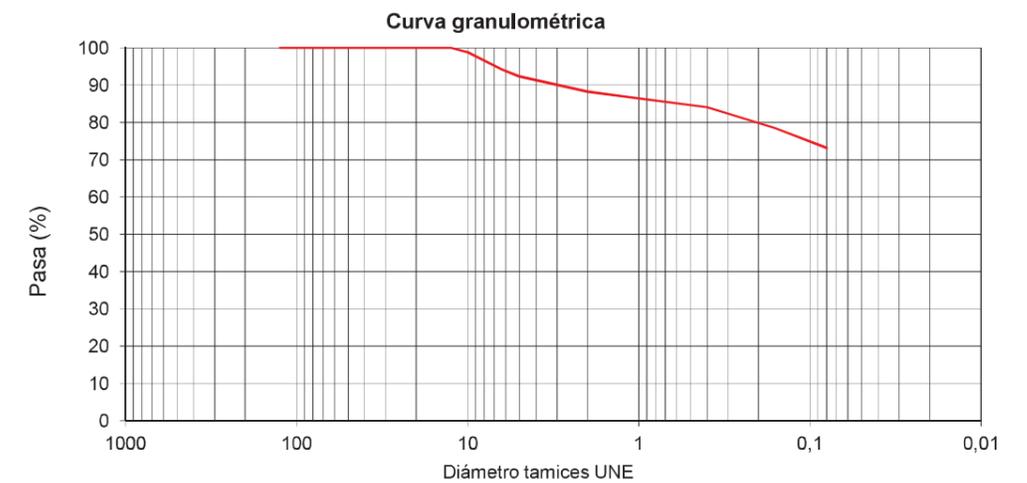
**Obra**  
Estudio geotécnico para Museo de la Guerra Civil - Batalla de Teruel (Teruel)

**Muestra**  
Identificación: 21/1/00523      Procedencia: S-3 (20,00-20,40)      Fecha de Entrada: 24 de Noviembre de 2021

### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO

#### UNE-EN-ISO 17892-4-2019

Tamiz UNE (mm)	Pasa (%)
125	100,0
100	100,0
80	100,0
63	100,0
50	100,0
40	100,0
25	100,0
20	100,0
12,5	100,0
10	98,8
6,3	94,3
5	92,3
2	88,3
1,25	87,0
0,4	84,1
0,16	78,5
0,08	73,1



### DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO Y LÍMITE PLÁSTICO DE UN SUELO POR EL MÉTODO DE CASAGRANDE

#### UNE-EN-ISO 17892-12-2020

Límite líquido: 41,20      Límite plástico: 14,77      Índice de plasticidad: 26,43

### DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL DE UN SUELO MEDIANTE SECADO EN ESTUFA

#### UNE-EN-ISO 17892-1-2015

Humedad natural (%): 14,381

### DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD DE UN SUELO.

#### UNE-EN-ISO 17892-2-2015

Densidad aparente (g/cm<sup>3</sup>): 2,1203      Densidad seca (g/cm<sup>3</sup>): 1,8537

### DETERMINACIÓN CUANTITATIVA DEL CONTENIDO EN SULFATOS SOLUBLES DE UN SUELO

#### UNE 103201-2019

Contenido en sulfatos (mg/kg): 668

Observaciones:

En Alcañiz, 26 de Noviembre de 2021

**Responsable de Area**

  
Carlos Aguilar Julián



**Director del Laboratorio**

  
José Miguel Tena Gómez

Los resultados de este Acta hacen referencia exclusivamente a las muestras sometidas a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial de este Documento sin la autorización expresa del Laboratorio.

## ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYO

### Area de ensayos de laboratorio de geotecnia (GTL)

Página: 1 de 1  
Número de acta: 23162

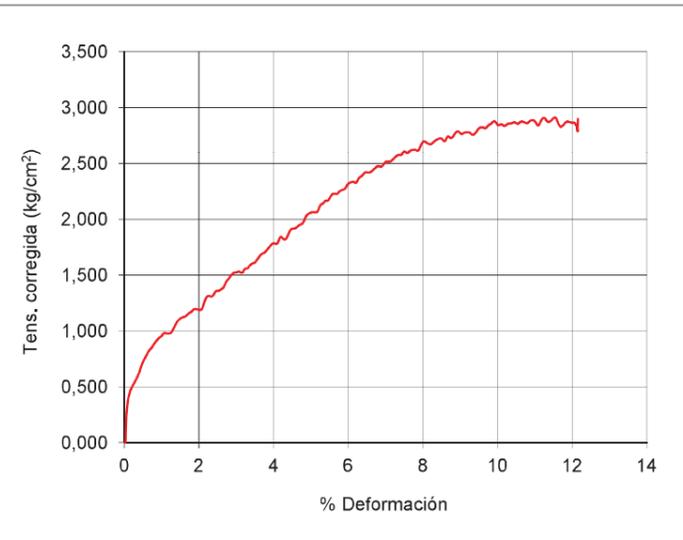
**Peticionario**  
Grupo Tragsa

**Obra**  
Estudio geotécnico para Museo de la Guerra Civil - Batalla de Teruel (Teruel)

**Muestra**  
Identificación: 21/1/00523  
Procedencia: S-3 (20,00-20,40)  
Fecha de Entrada: 24 de Noviembre de 2021

### ENSAYO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE EN PROBETAS DE SUELO UNE-EN-ISO 1782-7-2019

Longitud (cm): 14,07  
Diámetro (cm): 7,12  
Sección (cm<sup>2</sup>): 39,83  
  
Humedad (%): 14,86  
Humedad zona rotura (%): 0,00  
  
Densidad húmeda (gr/cm<sup>3</sup>): 2,146  
Densidad seca (gr/cm<sup>3</sup>): 1,869



Resistencia (kg/cm<sup>2</sup>): **2,91**  
Deformación (%): **11,54**



Observaciones:  
En Alcañiz, 26 de Noviembre de 2021

**Responsable de Area**  
  
Carlos Aguilar Julián



**Director del Laboratorio**  
  
José Miguel Tena Gómez

Los resultados de este Acta hacen referencia exclusivamente a las muestras sometidas a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial de este Documento sin la autorización expresa del Laboratorio.

## ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYO

### Area de ensayos de laboratorio de geotecnia (GTL)

Página: 1 de 1  
Número de acta: 23163

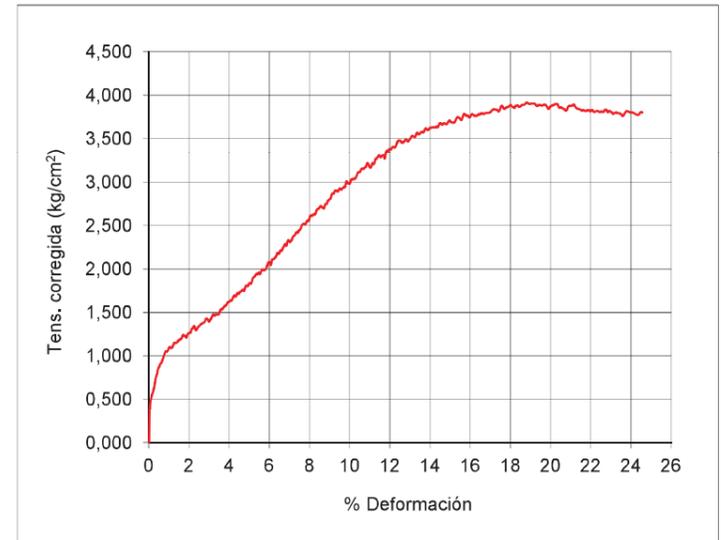
**Peticionario**  
Grupo Tragsa

**Obra**  
Estudio geotécnico para Museo de la Guerra Civil - Batalla de Teruel (Teruel)

**Muestra**  
Identificación: 21/1/00524  
Procedencia: S-3 (23,40-23,70)  
Fecha de Entrada: 24 de Noviembre de 2021

### ENSAYO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE EN PROBETAS DE SUELO UNE-EN-ISO 1782-7-2019

Longitud (cm): 14,00  
Diámetro (cm): 7,10  
Sección (cm<sup>2</sup>): 39,61  
  
Humedad (%): 13,59  
Humedad zona rotura (%): 0,00  
  
Densidad húmeda (gr/cm<sup>3</sup>): 2,189  
Densidad seca (gr/cm<sup>3</sup>): 1,927



Resistencia (kg/cm<sup>2</sup>): **3,92**  
Deformación (%): **18,82**



Observaciones:  
En Alcañiz, 26 de Noviembre de 2021

**Responsable de Area**  
  
Carlos Aguilar Julián



**Director del Laboratorio**  
  
José Miguel Tena Gómez

Los resultados de este Acta hacen referencia exclusivamente a las muestras sometidas a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial de este Documento sin la autorización expresa del Laboratorio.

## ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYO

### Area de ensayos de laboratorio de geotecnia (GTL)

Página: 1 de 1  
Número de acta: 23164

#### Peticionario

Grupo Tragsa

#### Obra

Estudio geotécnico para Museo de la Guerra Civil - Batalla de Teruel (Teruel)

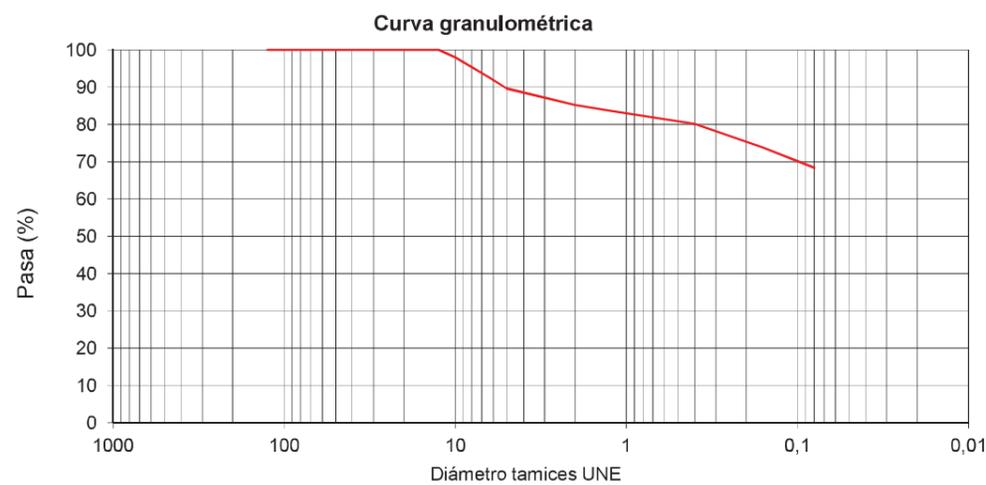
#### Muestra

Identificación: 21/1/00525 Procedencia: S-4 (15,30-15,60) Fecha de Entrada: 24 de Noviembre de 2021

#### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO

UNE-EN-ISO 17892-4-2019

Tamiz UNE (mm)	Pasa (%)
125	100,0
100	100,0
80	100,0
63	100,0
50	100,0
40	100,0
25	100,0
20	100,0
12,5	100,0
10	98,0
6,3	92,6
5	89,6
2	85,2
1,25	83,6
0,4	80,1
0,16	73,7
0,08	68,4



#### DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO Y LIMITE PLÁSTICO DE UN SUELO POR EL MÉTODO DE CASAGRANDE

UNE-EN-ISO 17892-12-2020

Límite líquido: 30,20 Límite plástico: 12,87 Índice de plasticidad: 17,33

#### DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL DE UN SUELO MEDIANTE SECADO EN ESTUFA

UNE-EN-ISO 17892-1-2015

Humedad natural (%): 14,156

#### DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD DE UN SUELO.

UNE-EN-ISO 17892-2-2015

Densidad aparente (g/cm<sup>3</sup>): 2,2065 Densidad seca (g/cm<sup>3</sup>): 1,9328

#### DETERMINACIÓN CUANTITATIVA DEL CONTENIDO EN SULFATOS SOLUBLES DE UN SUELO

UNE 103201-2019

Contenido en sulfatos (mg/kg): 582

Observaciones:

En Alcañiz, 26 de Noviembre de 2021

Responsable de Area

Carlos Aguilar Julián



Director del Laboratorio

José Miguel Tena Gómez

Los resultados de este Acta hacen referencia exclusivamente a las muestras sometidas a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial de este Documento sin la autorización expresa del Laboratorio.

## ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYO

### Area de ensayos de laboratorio de geotecnia (GTL)

Página: 1 de 1  
Número de acta: 23165

#### Peticionario

Grupo Tragsa

#### Obra

Estudio geotécnico para Museo de la Guerra Civil - Batalla de Teruel (Teruel)

#### Muestra

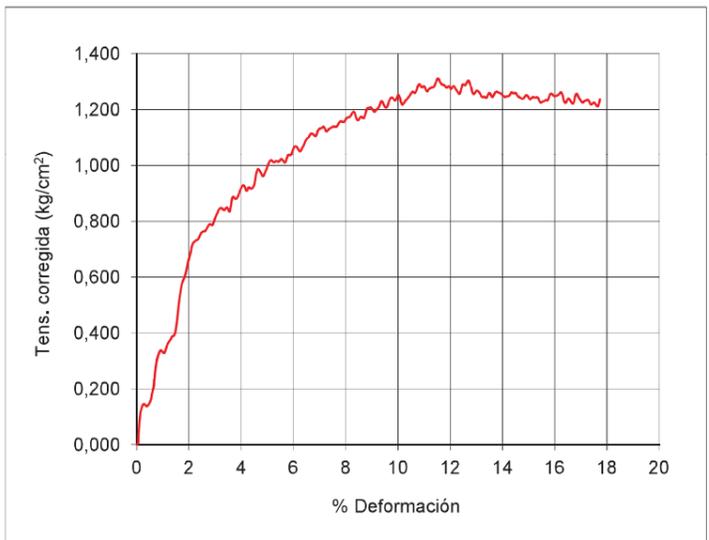
Identificación: 21/1/00525  
Procedencia: S-4 (15,30-15,60)  
Fecha de Entrada: 24 de Noviembre de 2021

#### ENSAYO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE EN PROBETAS DE SUELO

##### UNE-EN-ISO 1782-7-2019

Longitud (cm): 13,97  
Diámetro (cm): 7,96  
Sección (cm<sup>2</sup>): 49,76  
  
Humedad (%): 14,16  
Humedad zona rotura (%): 0,00  
  
Densidad húmeda (gr/cm<sup>3</sup>): 1,706  
Densidad seca (gr/cm<sup>3</sup>): 1,494

Resistencia (kg/cm<sup>2</sup>): 1,31  
Deformación (%): 11,53



Observaciones:

En Alcañiz, 26 de Noviembre de 2021

Responsable de Area

Carlos Aguilar Julián



Director del Laboratorio

José Miguel Tena Gómez

Los resultados de este Acta hacen referencia exclusivamente a las muestras sometidas a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial de este Documento sin la autorización expresa del Laboratorio.

## ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYO

### Area de ensayos de laboratorio de geotecnia (GTL)

Página: 1 de 1  
Número de acta: 23166

#### Peticionario

Grupo Tragsa

#### Obra

Estudio geotécnico para Museo de la Guerra Civil - Batalla de Teruel (Teruel)

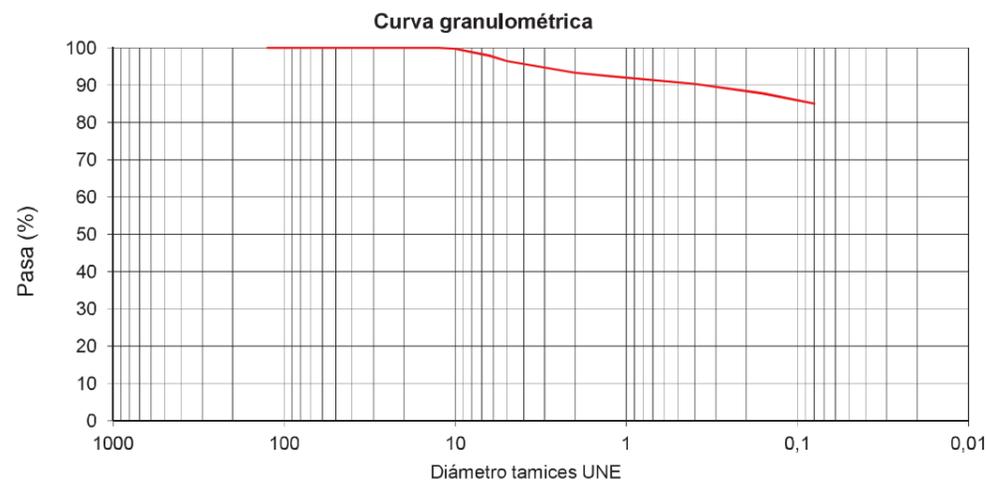
#### Muestra

Identificación: 21/1/00526 Procedencia: S-4 (17,50-17,80) Fecha de Entrada: 24 de Noviembre de 2021

#### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO

UNE-EN-ISO 17892-4-2019

Tamiz UNE (mm)	Pasa (%)
125	100,0
100	100,0
80	100,0
63	100,0
50	100,0
40	100,0
25	100,0
20	100,0
12,5	100,0
10	99,8
6,3	97,9
5	96,5
2	93,3
1,25	92,4
0,4	90,4
0,16	87,8
0,08	85,0



#### DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO Y LIMITE PLÁSTICO DE UN SUELO POR EL MÉTODO DE CASAGRANDE

UNE-EN-ISO 17892-12-2020

Límite líquido: 39,70 Límite plástico: 16,74 Índice de plasticidad: 22,96

#### DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL DE UN SUELO MEDIANTE SECADO EN ESTUFA

UNE-EN-ISO 17892-1-2015

Humedad natural (%): 16,889

#### DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD DE UN SUELO.

UNE-EN-ISO 17892-2-2015

Densidad aparente (g/cm<sup>3</sup>): 2,1421 Densidad seca (g/cm<sup>3</sup>): 1,8326

#### DETERMINACIÓN CUANTITATIVA DEL CONTENIDO EN SULFATOS SOLUBLES DE UN SUELO

UNE 103201-2019

Contenido en sulfatos (mg/kg): 591

Observaciones:

En Alcañiz, 26 de Noviembre de 2021

Responsable de Area

Carlos Aguilar Julián



Director del Laboratorio

José Miguel Tena Gómez

Los resultados de este Acta hacen referencia exclusivamente a las muestras sometidas a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial de este Documento sin la autorización expresa del Laboratorio.

## ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYO

### Area de ensayos de laboratorio de geotecnia (GTL)

Página: 1 de 1  
Número de acta: 23167

#### Peticionario

Grupo Tragsa

#### Obra

Estudio geotécnico para Museo de la Guerra Civil - Batalla de Teruel (Teruel)

#### Muestra

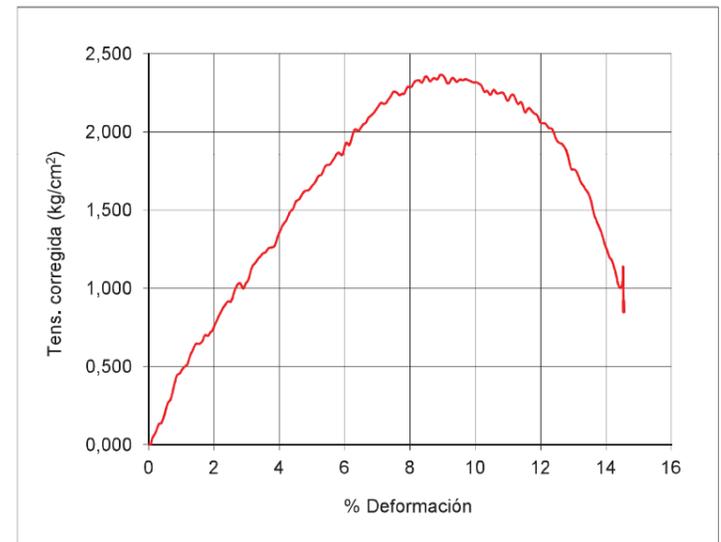
Identificación: 21/1/00526  
Procedencia: S-4 (17,50-17,80)  
Fecha de Entrada: 24 de Noviembre de 2021

#### ENSAYO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE EN PROBETAS DE SUELO

##### UNE-EN-ISO 1782-7-2019

Longitud (cm): 14,55  
Diámetro (cm): 7,08  
Sección (cm<sup>2</sup>): 39,32  
  
Humedad (%): 16,89  
Humedad zona rotura (%): 0,00  
  
Densidad húmeda (gr/cm<sup>3</sup>): 2,084  
Densidad seca (gr/cm<sup>3</sup>): 1,783

Resistencia (kg/cm<sup>2</sup>): 2,37  
Deformación (%): 8,95



Observaciones:

En Alcañiz, 26 de Noviembre de 2021

Responsable de Area

Carlos Aguilar Julián



Director del Laboratorio

José Miguel Tena Gómez

Los resultados de este Acta hacen referencia exclusivamente a las muestras sometidas a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial de este Documento sin la autorización expresa del Laboratorio.

## ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYO

### Area de ensayos de laboratorio de geotecnia (GTL)

Página: 1 de 1  
Número de acta: 23168

#### Peticionario

Grupo Tragsa

#### Obra

Estudio geotécnico para Museo de la Guerra Civil - Batalla de Teruel (Teruel)

#### Muestra

Identificación: 21/1/00527  
Procedencia: S-4 (21,60-21,90)  
Fecha de Entrada: 24 de Noviembre de 2021

### ENSAYO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE EN PROBETAS DE SUELO UNE-EN-ISO 1782-7-2019

Longitud (cm): 14,01  
Diámetro (cm): 7,05  
Sección (cm<sup>2</sup>): 39,04  
  
Humedad (%): 17,50  
Humedad zona rotura (%): 0,00  
  
Densidad húmeda (gr/cm<sup>3</sup>): 2,083  
Densidad seca (gr/cm<sup>3</sup>): 1,773



Resistencia (kg/cm<sup>2</sup>): **6,60**  
Deformación (%): **11,16**



#### Observaciones:

En Alcañiz, 26 de Noviembre de 2021

Responsable de Area

Carlos Aguilar Julián



Director del Laboratorio

José Miguel Tena Gómez

Los resultados de este Acta hacen referencia exclusivamente a las muestras sometidas a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial de este Documento sin la autorización expresa del Laboratorio.

## ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYO

### Area de ensayos de laboratorio de geotecnia (GTL)

Página: 1 de 1  
Número de acta: 23169

#### Peticionario

Grupo Tragsa

#### Obra

Estudio geotécnico para Museo de la Guerra Civil - Batalla de Teruel (Teruel)

#### Muestra

Identificación: 21/1/00528  
Procedencia: S-4 (1.40 m)  
Fecha de Entrada: 24 de Noviembre de 2021

### DETERMINACIÓN DE LA AGRESIVIDAD DE LAS AGUAS AL HORMIGÓN Anejo 5 EHE 2008

pH (a 25°)	8,40
CO <sub>2</sub> (mg/l)	0,0
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> (mg/l)	0,33
Mg <sup>2+</sup> (mg/l)	44,3
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> (mg/l)	322,3
Residuo seco (mg/l)	550,0

#### Observaciones:

En Alcañiz, 26 de Noviembre de 2021

Responsable de Area

Carlos Aguilar Julián



Director del Laboratorio

José Miguel Tena Gómez

Los resultados de este Acta hacen referencia exclusivamente a las muestras sometidas a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial de este Documento sin la autorización expresa del Laboratorio.



## Anejo II. Cálculos geotécnicos



## INDICE

1. INTRODUCCIÓN .....	1
2. PLAXIS 2D.....	2
3. CONSIDERACIONES INICIALES .....	3
4. RESULTADOS ESTADOS LÍMITE ELS-ELU .....	3
4.1. ELU: CAPACIDAD PORTANTE.....	3
4.2. ELS: DEFORMABILIDAD (ASIENTOS).....	5
4.3. ELS: FLOTABILIDAD.....	10
5. EXCAVACIÓN .....	10
5.1. SISTEMAS DE CONTENCIÓN .....	11
5.2. LEYES DE EMPUJES DE TIERRAS EN LAS TABLESTACAS.....	12
5.3. INESTABILIDAD HIDRÁULICA.....	13
5.4. ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO.....	14

### APÉNDICE I. SALIDAS DE PLAXIS 2D

## 1. INTRODUCCIÓN

En este anejo se procede a resolver analíticamente el diseño geotécnico de la solución adoptada de la cimentación del Museo de la Guerra Civil, Batalla de Teruel, que consiste en una cimentación compensada mediante la construcción de una planta de sótano al abrigo de tablestacas. Para los cálculos se han empleado las normativas vigentes, priorizando la seguridad durante la vida útil de la estructura y escogiendo en todo momento los métodos más adecuados para su cálculo. Los asentamientos obtenidos en los cálculos analíticos se compararán con los cálculos numéricos obtenidos mediante el programa de elementos finitos Plaxis 2D.

Como base del proyecto, se ha empleado el Código Técnico de la Edificación (CTE), además, se ha consultado la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (GCOC) en determinados cálculos y parámetros no especificados en el Código Técnico.

Para el cálculo geotécnico de la cimentación se ha empleado el método basado en los estados límite, de modo que, si la cimentación alcanzara un estado límite, ésta vería comprometida su estructura y funcionamiento. Estos estados se clasifican en dos tipos en función de la gravedad de sus efectos: estados límite últimos (ELU) y estados límite de servicio (ELS).

Los ELU, en caso de alcanzarse, son aquellos que implican el colapso total o parcial de la estructura. En el ámbito geotécnico, se alcanzan por la transmisión de cargas que superan la capacidad portante del terreno. Los modos de fallo constituyen el mecanismo de rotura que produce el colapso; para cimentaciones superficiales se definen los siguientes:

- Hundimiento
- Deslizamiento
- Vuelco

Con relación a los ELU, en este estudio se ha analizado la condición de fallo por hundimiento.

En cuanto a los estados límite de servicio, al ser alcanzados no suponen el colapso de la estructura, sino que ésta deja de cumplir la función para la que fue proyectada, por razones estéticas, funcionales o de durabilidad. Los modos de fallo comprobados en el presente estudio son la flotabilidad y la deformabilidad ocasionada por los asentamientos del terreno.

Finalmente, se han establecido unos coeficientes de seguridad, como medida preventiva de la fiabilidad de la cimentación con relación a los distintos modos de fallo, y se ha calculado mediante un procedimiento específico definido en normativa, respetando los mínimos establecidos.

## 2. PLAXIS 2D

Plaxis 2D es un software de elementos finitos (FE) para el análisis 2D de deformación y estabilidad en ingeniería geotécnica. Este programa es utilizado en todo el mundo por empresas del sector de la ingeniería civil y geotécnica. Permite desarrollar una gran diversidad de procedimientos constructivos, desde excavaciones, terraplenes y cimientos hasta túneles, minería, petróleo y gas y geomecánica de yacimientos.

Plaxis 2D incluye todos los elementos esenciales para realizar análisis de deformación y seguridad para suelos, rocas y estructuras asociadas que no requieren la consideración de fluencia, aguas subterráneas en estado estacionario o flujo térmico, análisis de consolidación o cualquier efecto dependiente del tiempo.

Este programa ofrece una amplia gama de modelos de materiales para modelar con precisión el comportamiento del terreno, brindando una evaluación realista de las tensiones y los desplazamientos. Así mismo, modela la geometría a través de tipos de elementos estructurales predefinidos y tipos de carga utilizando capacidades de dibujo similares a CAD que facilita la creación rápida y eficiente de modelos de elementos finitos.

De igual manera, la malla de cálculo del modelo presenta refinamientos automáticos y manuales, generación automática de mallas regulares e irregulares y capacidades para inspeccionar su calidad.

Para la realización del estudio del modelo propuesto, se ha diseñado un perfil de la obra mediante este programa, en el que se han estudiado las distintas fases constructivas estableciendo los parámetros resumidos en la Tabla 1 y en la Tabla 2 a los suelos y materiales empleados en los cálculos realizados.

**Tabla 1.** Propiedades de los suelos (Fuente: Elaboración propia)

Parámetro	Rellenos Antrópicos	Arcilla blanda	Arcilla roja	Grava	Unidades
Modo de cálculo	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Comportamiento	No drenado	No drenado	No drenado	Drenado	-
Peso específico aparente, $\gamma_{ap}$	20.50	19.00	21.00	19.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso específico saturado, $\gamma_{sat}$	21	19.50	21.60	20.00	kN/m <sup>3</sup>
Índice de huecos inicial, $e_o$	1.10	0.85	0.43	1.00	-
Módulo de elasticidad, $E'_{ref}$	13000	3410	38060	30000	kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente de Poisson, $\nu'$	0.3	0.3	0.3	0.3	-
Cohesión, $c'$	10	15	10	0	kN/m <sup>2</sup>
Ángulo de rozamiento, $\phi'$	31	28	30	45	°
Dilatancia, $\psi$	0	0	0	10	°
Permeabilidad, k	0.01002	1.002E-3	0.1002E-3	864	m/día

**Tabla 2.** Propiedades de los materiales (Elaboración propia)

Parámetro	Losa	Forjado	Muro	Codal HEB400	Tablestaca HP 290S-9	Unidades
Comportamiento	Elástico	Elástico	Elástico	Elástico	Elástico	-
Peso específico, $\gamma$	25	15	15	-	1.256	kN/m/m
Rigidez axial, EA	25E9	15E9	15E9	40E9	3.34E6	kN/m
Rigidez a flexión, EI	2.083E9	450E6	450E9	-	66.6E3	kN m <sup>2</sup> /m
Coefficiente de Poisson, $\nu$	0.2	0.2	0.2	-	0.3	-

### 3. CONSIDERACIONES INICIALES

La solución adoptada para la cimentación del museo consiste en una cimentación compensada, es decir, un vaciado de tierras y un sótano formado por una losa y muros perimetrales, de tal forma que las cargas extraídas sean equivalentes a las transmitidas.

Esto se debe a que el plano de cimentación se sitúa a 4.5 m de profundidad respecto a la superficie del terreno, es decir, en un potente estrato de arcillas blandas, cuyos parámetros mostrados tanto en el Apartado N°4.1 de la memoria como en el Apartado N°2 del presente anejo, muestran un terreno con una capacidad portante muy reducida formado por arcillas saturadas.

La forma del sótano, como se ha mencionado previamente en la memoria, consiste en una nave principal rectangular de mayores dimensiones de la que nace, lateral y perpendicularmente, otra rectangular más pequeña. Se designa B al lado menor y L al mayor, siendo estos de 10.86 m y 53.01 m, respectivamente, en la nave principal, y de 10.51 m y 12.08 m en la nave secundaria.

Las dimensiones de los distintos elementos que conforman el sótano proyectado son las siguientes:

- Área total del museo en planta (m<sup>2</sup>): 703 m<sup>2</sup>
- Losa de cimentación (m<sup>3</sup>): 703 m<sup>2</sup> · 1 m
- Losa de forjado superior (m<sup>3</sup>): 703 m<sup>2</sup> · 0.8 m
- Muros perimetrales (m<sup>3</sup>): 151.90 m · 4.5 m · 0.8 m
- Pilares (m<sup>3</sup>): 0.6 m · 0.6 m · 4.5 m

La mayoría de los pilares se disponen en el perímetro del edificio, es decir, que estarán apoyados directamente sobre los muros. Sin embargo, hay 7 pilares distribuidos en el interior del sótano por necesidades constructivas.

### 4. RESULTADOS ESTADOS LÍMITE ELS-ELU

#### 4.1. ELU: CAPACIDAD PORTANTE

La capacidad portante se corresponde a la capacidad del terreno de resistir las cargas aplicadas sobre él sin producirse un fallo por cortante o un asiento diferencial excesivo, para ello se ha estudiado el modo de fallo de hundimiento. Éste se produce en los casos en que la carga transmitida por la cimentación es superior a la capacidad portante del terreno, obteniendo, como consecuencia, unas deformaciones inadmisibles del elemento que compone la cimentación y del terreno en contacto con éste, que conllevan un daño a la construcción.

En primer lugar, se debe conocer la carga que transmite la estructura al terreno. Para ello, se calcula el peso de los distintos elementos que configuran la cimentación (Tabla 3).

**Tabla 3.** Peso de los elementos que conforman la cimentación (Fuente: Elaboración propia)

PESO DE LOS ELEMENTOS QUE CONFORMAN LA CIMENTACIÓN (P=A·z·γ)	
Área de la losa	A = 703 m <sup>2</sup>
Losa de cimentación	P <sub>L1</sub> = 703 · 1 · 25 = 17575 kN
Losa de forjado	P <sub>L2</sub> = 703 · 0.8 · 25 = 14060 kN
Pilares	P <sub>P</sub> = (0.6 <sup>2</sup> · 4.5 · 25) · 7 = 945 kN
Muros perimetrales	P <sub>M</sub> = 151.9 · 4.5 · 0.8 · 25 = 13671 kN

Por tanto, la carga transmitida se calcula mediante la suma de todas las cargas de la estructura y dividiéndola entre el área. A ello, se le suman 25 kN/m<sup>2</sup> que corresponde a la carga transmitida por la estructura del museo.

$$q_t = \frac{P_{L1} + P_{L2} + P_P + P_M}{A} = \frac{17575 + 14060 + 945 + 13671}{703} + 25 = 90.8 \text{ kN/m}^2$$

A continuación, se ha calculado el peso de las tierras que quedan por encima del plano de cimentación, es decir, las que se retiran durante la fase de excavación (Tabla 4). El plano de cimentación se sitúa a 4.5 m de profundidad y el nivel freático a 1.1 m. Por tanto, nos encontramos ante 1.1 m de rellenos antrópicos secos, 0.7 m de rellenos antrópicos saturados y 2.7 m de arcillas blandas saturadas.

**Tabla 4.** Peso de los niveles de terreno sobre el plano de cimentación (Fuente: Elaboración propia)

PESO DE LOS NIVELES DE TERRENO SOBRE EL PLANO DE CIMENTACIÓN (P=A·z·γ)	
Rellenos antrópicos secos	P <sub>RA1</sub> = 703 · 1.1 · 20.50 = 15852.65 kN
Rellenos antrópicos saturados	P <sub>RA2</sub> = 703 · 0.7 · 21.00 = 10334.1 kN
Arcillas blandas	P <sub>A</sub> = 703 · 2.7 · 19.50 = 37012.95 kN
Peso total	P <sub>T</sub> = ΣPesos = 63199.7 kN

Con los datos obtenidos, se obtiene la descarga del terreno dividiendo el peso total de tierras desalojado entre el área excavada.

$$q_o = \frac{P_T}{A} = \frac{63199.7}{703} = 89.9 \text{ kN/m}^2$$

Puesto que se va a realizar una mejora del terreno con columnas de grava, se calculan los parámetros del terreno bajo la cimentación mediante una ponderación de los parámetros de las arcillas blandas y de las gravas en función del porcentaje de área que ocupa cada uno en una sección transversal (Tabla 5).

**Tabla 5.** Ponderación de los parámetros del terreno (Fuente: Elaboración propia)

Material	Área (m <sup>2</sup> )	Área (%)	Cohesión, Cu (kPa)	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )
Grava	33.3	27.62	0	20.00
Arcilla	87.25	72.38	15.5	19.50
Ponderación			11.2	19.60

Se procede a realizar el cálculo de la carga de hundimiento del terreno para determinar la presión máxima que se puede transmitir al terreno, para ello se empleará la fórmula de Brinch-Hansen (1973), según el CTE, con un coeficiente de seguridad mayor o igual a 3, según la GCOC, al no especificar un factor de seguridad en el Código Técnico.

$$p_{vh} = q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot t_q \cdot r_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot t_c \cdot r_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot t_\gamma \cdot r_\gamma$$

Donde:

$p_{vh}$ : Presión vertical de hundimiento

$q$ : Sobrecarga actuante al nivel del plano de cimentación, en el entorno del cimientto.

$c$ : Cohesión de cálculo.

$\gamma$ : Peso específico del terreno.

$B^*$ : Anchura equivalente del cimientto.

$N_i$ : Factores de capacidad de carga, adimensionales y dependientes del ángulo de rozamiento interno.

$d_i, i_i, s_i, t_i, r_i$ : Factores adimensionales para considerar el efecto de la resistencia al corte local del terreno situado sobre el plano de apoyo, la inclinación de la carga, la forma de la cimentación, la proximidad de la cimentación a un talud y la inclinación del plano de apoyo. Los subíndices  $q, c, \gamma$ , indican en cuál de los tres términos de la fórmula polinómica deben aplicarse.

Se estudia el terreno según el proceso a corto plazo, por ser éste el más restrictivo, empleando para ello la resistencia a corte sin drenaje  $c_u$  como cohesión de cálculo y la variación de tensiones en el terreno debido a la excavación, en términos totales.

Por tanto, los factores de capacidad de carga son:

$$N_q = 1 ; N_c = \pi + 2 = 5.14 ; N_\gamma = 0$$

Puesto que éstos dependen del ángulo de rozamiento y éste se considera 0 en los procesos a corto plazo. Además, los valores de los coeficientes dependientes de la inclinación de las cargas ( $i$ ), de la proximidad de la cimentación a un talud ( $t$ ) y de la inclinación del plano de apoyo ( $r$ ) se igualan a la unidad, debido a que la carga transmitida es vertical y centrada, a la inexistencia de un talud cercano a la cimentación y a la horizontalidad del plano de apoyo. Los coeficientes dependientes de la resistencia a corte del terreno sobre el plano de apoyo de la cimentación ( $d$ ) se calculan mediante las siguientes expresiones:

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left( \frac{D}{B^*} \right) = 1$$

$$d_c = 1 + 2 \frac{N_q}{N_c} (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left( \frac{D}{B^*} \right) = 1.15$$

Los coeficientes dependientes de la forma de la cimentación ( $s$ ) se calculan mediante la siguiente expresión:

$$s_q = s_c = 1 + \frac{B^*}{L^*} \cdot \frac{N_q}{N_c} = 1.04$$

Los valores de los parámetros empleados en los cálculos se resumen en la Tabla 6.

**Tabla 6.** Resumen de los parámetros resistentes a corto plazo y dimensiones del vaciado (Fuente: *Elaboración propia*)

TERRENO BAJO EL PLANO DE CIMENTACIÓN		
$\gamma_{ap}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi_{uu}$ (°)
19.60	11.2	0
DIMENSIONES DEL VACIADO		
B (m)	L (m)	D (m)
10.86	53.01	4.5

El cálculo se ha realizado para la losa principal de cimentación del edificio, ya que, si ésta cumple las condiciones de hundimiento, la losa menor perpendicular a la primera también las cumplirá. Por tanto:

$$p_{vh} = 55.90 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1.04 \cdot 1 \cdot 1 + 11.22 \cdot 5.14 \cdot 1.15 \cdot 1 \cdot 1.04 \cdot 1 \cdot 1 + 0 = 127.3 \text{ kN/m}^2$$

Finalmente, se comprueba el coeficiente de seguridad frente a hundimiento mediante la relación entre la carga de hundimiento neta y la carga transmitida neta:

$$FS = \frac{Q_{hn}}{Q_{tn}} = \frac{Q_h - Q_o}{Q_t - Q_o} = \frac{127.3 - 89.9}{90.8 - 89.9} = \frac{37.4 \text{ kN/m}^2}{0.9 \text{ kN/m}^2} = 41.5 > 3$$

Por tanto, la máxima presión neta que se puede transmitir al terreno es de 37.4 kN/m<sup>2</sup>, cumpliendo, pues, la obra proyectada con el factor de seguridad exigido.

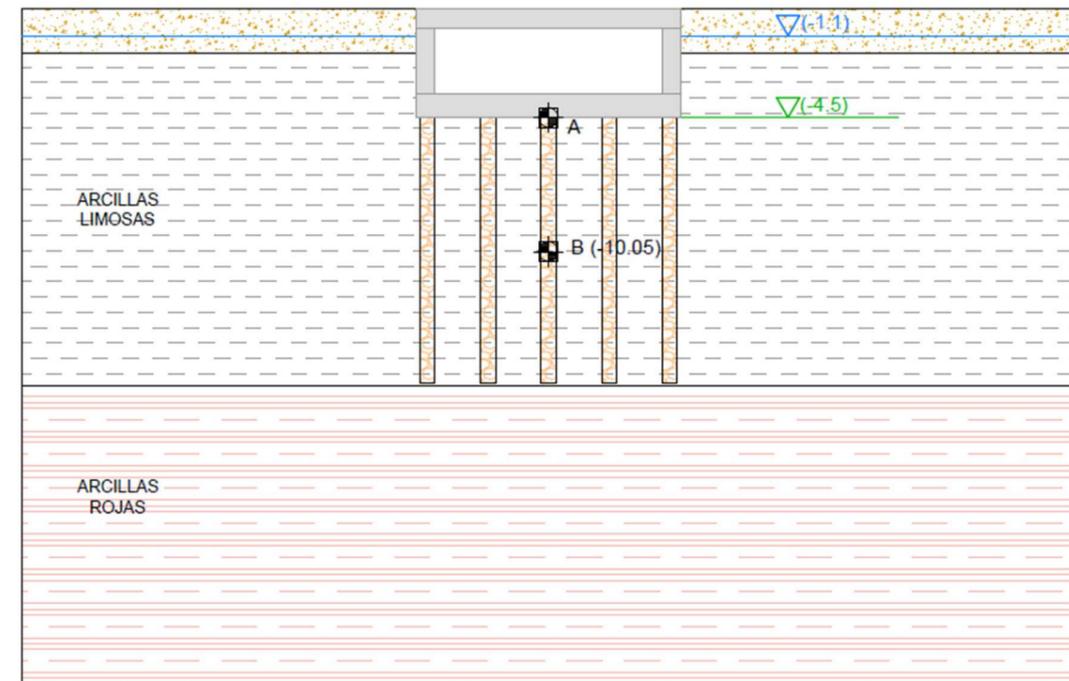
#### 4.2. ELS: DEFORMABILIDAD (ASIENTOS)

Se procede a realizar el cálculo del estado límite de servicio (ELS), por el cual se analizan los asientos producidos en el terreno, para comprobar su semejanza a los obtenidos con el programa Plaxis 2D. Inicialmente, se producirá una descarga del terreno con la excavación, tras lo cual, en el proceso constructivo se irán transmitiendo gradualmente cargas al terreno que, con la finalización de la obra, superarán en magnitud el peso de tierras retirado, por lo que se producirán asientos en el terreno. Es conveniente estudiarlos para comprobar la compatibilidad de la construcción con las características del terreno y asegurarla frente a deformaciones excesivas.

Para ello, se ha empleado el método de Skempton-Bjerrum, que calcula el asiento total como el sumatorio del asiento inmediato, calculado mediante el Método Elástico en un punto A en el centro del

plano de apoyo de la cimentación (Figura 1), y el producido por la consolidación en el centro del estrato de arcillas bajo el plano de cimentación (B), relacionado con el asiento edométrico, ponderando este último con un coeficiente de asiento:

$$S_t = S_i + S_c$$



**Figura 1.** Perfil estratigráfico, se aprecia el plano de apoyo, el nivel freático y los puntos de estudio, A y B (Fuente: *Elaboración propia*)

La teoría de la Elasticidad proporciona soluciones de asientos en el semiespacio de Boussinesq. Para áreas de carga rectangulares, el asiento instantáneo bajo una esquina se obtiene mediante la expresión:

$$S_{i \text{ esquina}} = I_s \cdot q_{tn} \cdot B \cdot (1 - \nu_u^2) \cdot \frac{1}{E_u} = 0.0006 \text{ m} = 0.6 \text{ mm}$$

Donde,

$I_s$ : coeficiente de influencia

$q_{tn}$ : carga transmitida neta (en  $\text{kN/m}^2$ )

B: ancho de la cimentación (en cm)

$\nu_u$ : coeficiente de Poisson del terreno a corto plazo

$E_u$ : módulo de elasticidad del terreno a corto plazo

Mientras que el  $I_s$  es constante en áreas de carga cuadradas y circulares, para cargas rectangulares se adopta un coeficiente de influencia deducido de:

$$I_s = \frac{1}{\pi} \left[ \ln(n + \sqrt{1 + n^2}) + n \cdot \ln \frac{1 + \sqrt{1 + n^2}}{n} \right] = 1.04$$

Donde,

$n = L/B$

con,

B: lado menor de área cargada, 10.86 m

L: lado mayor, 53.01 m

Para el cálculo con modelos elásticos lineales, se debe obtener el módulo de elasticidad y módulo de Poisson a corto plazo. El módulo de Poisson a corto plazo tiene un valor fijo de 0.5, por lo que, conocidos el resto de los parámetros geotécnicos (Tabla 1), se calcula el módulo de elasticidad a corto plazo para las arcillas y las gravas mediante la siguiente expresión: y realizando una ponderación del módulo de elasticidad del terreno en función del área de gravas y de arcillas,

$$E_u = \frac{E'}{1 + \nu'} \cdot (1 + \nu_u)$$

Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 7, donde se realiza una ponderación de los coeficientes elásticos a corto plazo de la grava y de la arcilla en función del área que ocupan en una sección transversal bajo el plano de cimentación.

**Tabla 7.** Ponderación de los parámetros del terreno (Fuente: Elaboración propia)

Material	Área ( $\text{m}^2$ )	Área (%)	Módulo de elasticidad, $E_u$ (kPa)	Índice de huecos inicial, $e_o$
Grava	33.3	27.62	34615	1
Arcilla	87.25	72.38	3935	0.85
Ponderación			12410	0.892

El asiento en el centro de la cimentación se obtiene aplicando el Principio de Superposición:

$$S_{i \text{ centro}} = S_{i \text{ esquina}} \cdot 2 = 1.2 \text{ mm}$$

Tras el cálculo del asiento instantáneo, se calcula el asiento por consolidación por el método edométrico mediante la siguiente expresión:

$$s_{edom} = \frac{H_o}{1 + e_o} \cdot C_i \cdot \log \frac{\sigma_1'}{\sigma_o'}$$

Donde,

$H_o$ : espesor del estrato por debajo del plano de cimentación ( $H_o = 11.1$  m)

$e_o$ : índice de huecos inicial ( $e_o = 0.900$ )

$C_i$ : índice de compresión ( $C_c = 0.183$ ) en la rama de carga o de hinchamiento ( $C_s = 0.023$ ) en la rama de descarga

$\sigma_o'$ : tensión inicial ( $\sigma_o' = 108.6$  kPa)

$\sigma_1'$ : tensión final (variable en función de la fase constructiva).

Se dividen las etapas de cálculo en fase inicial, de excavación y de construcción y se calculan las tensiones efectivas de cada fase a 10.05 m de profundidad, es decir, en el centro del estrato de arcillas por debajo del plano de cimentación (punto B).

Fase inicial [0]:

$$\begin{aligned}\sigma_0 &= \gamma_{RA\ ap} \cdot z_{RA\ ap} + \gamma_{RA\ sat} \cdot z_{RA\ sat} + \gamma_{C\ sat} \cdot z_{C\ sat} \\ &= 20.50 \cdot 1.1 + 21.00 \cdot 0.7 + 19.50 \cdot 8.25 = 198.1\ kN/m^2\end{aligned}$$

$$u_0 = \gamma_w \cdot z_w = 10 \cdot 8.95 = 89.5\ kN/m^2$$

$$\sigma'_0 = \sigma_0 - u_0 = 108.6\ kN/m^2$$

Para la realización de la excavación se rebaja el nivel freático a 5.5 m de profundidad, mediante pozos de drenaje, para estabilizarlo a 1 m por debajo del plano de cimentación.

- Fase de excavación [1]:

$$\sigma_I = \gamma_{C\ sat} \cdot z_{C\ sat} = 19.50 \cdot 5.55 = 108.2\ kN/m^2$$

$$u_I = \gamma_w \cdot z_w = 10 \cdot 4.55 = 45.5\ kN/m^2$$

$$\sigma'_I = \sigma_I - u_I = 62.7\ kN/m^2$$

Para el cálculo de la carga transmitida neta a la profundidad deseada, se debe multiplicar la  $q_{tn}$  calculada en el apartado anterior por un factor de influencia dependiente de la profundidad ( $I_z$ ). Para su cálculo, al ser rectangular el área cargada, se procede a dividir el área en 4 cuadrantes de iguales dimensiones para obtener el  $I_z$  de uno de ellos bajo la esquina y después obtener el correspondiente en el centro del área total.

$$I_z = \frac{1}{4\pi} \cdot \left[ \frac{2 \cdot m \cdot n \cdot \sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2 \cdot n^2 + 1} \cdot \left( \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} \right) + \tan^{-1} \left( \frac{2 \cdot m \cdot n \cdot \sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 - m^2 \cdot n^2 + 1} \right) \right] = 0.2$$

Al ser,  $m^2 + n^2 + 1 > m^2 \cdot n^2$

Siendo,

$$m = B'/z, \text{ con } B' = B/2$$

$$n = L'/z, \text{ con } L' = L/2$$

$z$ : profundidad del plano de cimentación al centro del estrato, 5.55 m

Para obtener el factor de influencia bajo el centro del área total, se debe multiplicar el calculado en una esquina por 4, es decir, por el número de cuadrantes.

$$I_{z\ centro} = 4 \cdot I_{z\ esquina} = 4 \cdot 0.2 = 0.8$$

- Fase de construcción [2]:

$$\sigma_{II} = \sigma_0 + q_{tn} \cdot I_z = 198.125 + 0.89 \cdot 0.8 = 198.8\ kN/m^2$$

$$u_{II} = \gamma_w \cdot z_w = 10 \cdot 8.95 = 89.5\ kN/m^2$$

$$\sigma'_{II} = \sigma_{II} - u_{II} = 109.3\ kN/m^2$$

Finalmente, se calculan los asentamientos producidos en cada cambio de estado. En el primer cambio, con la excavación, se observa una descompresión del terreno y, en consecuencia, un hinchamiento, mientras que, en el segundo, se produce un asiento del terreno bajo la cimentación. Los valores empleados en los cálculos se recogen en la Tabla 1.

Asiento entre Fases [0] y [1]:

$$H_o = 11.1\ m$$

$$\Delta H_o = \frac{H_o}{1 + e_o} \cdot C_s \cdot \log \frac{\sigma'_I}{\sigma'_0} = -0.0319\ m = -3.19\ cm$$

Se emplea el índice de hinchamiento por tratarse de una excavación y, por tanto, de una retirada de cargas del terreno, por este motivo, el asiento obtenido es negativo, puesto que se produce un hinchamiento en el terreno, sin embargo, lo consideraremos nulo para los cálculos posteriores para permanecer del lado de la seguridad. Por tanto, se actualiza el valor del espesor del estrato bajo el plano de cimentación y el valor del índice de huecos:

$$H_I = H_o - \Delta H_0 = 11.1 - 0 = 11.1 \text{ m}$$

$$e_I = e_o - Cs \cdot \log \frac{\sigma_I'}{\sigma_0'} = 0.897$$

Asiento entre Fases [1] y [2]:

$$\Delta H_I = \frac{H_I}{1 + e_I} \cdot (Cs \cdot \log \frac{\sigma_0'}{\sigma_I'} + Cc \cdot \log \frac{\sigma_{II}'}{\sigma_0'}) = 0.035 \text{ m} = 3.35 \text{ cm}$$

$$H_{II} = H_I - \Delta H_I = 11.07 \text{ m}$$

El asiento final edométrico del terreno se obtiene mediante el sumatorio de las deformaciones producidas en cada estado de carga:

$$s_{edom} = \Delta H_0 + \Delta H_I = 0 + 3.35 = 3.35 \text{ cm}$$

Para obtener el asiento total por consolidación que se producirá en el terreno, se debe obtener el valor del coeficiente de asiento  $\mu$ .

$$\mu = A + \alpha \cdot (1 - A) = 1.189$$

Donde el coeficiente de presión intersticial A toma un valor de 1.3 para arcillas blandas normalmente consolidadas, y  $\alpha$  es de 0.37 para una relación H/B de 1 m aproximadamente, siendo B el ancho de la cimentación y H el espesor del estrato compresible por debajo del plano de cimentación.

Por tanto, el asiento por consolidación se obtiene del producto del asiento edométrico por el coeficiente de asiento.

$$S_c = \mu \cdot s_{edom} = 1.189 \cdot 3.35 = 4.15 \text{ cm}$$

Finalmente, el asiento total que se producirá por la construcción del sótano será el siguiente:

$$S_t = S_i + S_c = 0.12 + 4.15 = 4.27 \text{ cm} < 5 \text{ cm}$$

Se observa una gran similitud con el asiento total de 4.6 cm obtenido mediante el programa Plaxis 2D, con una diferencia de, solamente, 3 mm con el calculado analíticamente. Además, se ha realizado una comparación de asientos y tiempos de consolidación entre la solución del sótano con y sin la mejora del terreno (Figura 2), donde se observa que, tanto los asientos como los tiempos de consolidación, se reducen a la mitad cuando se realiza la vibrosustitución.

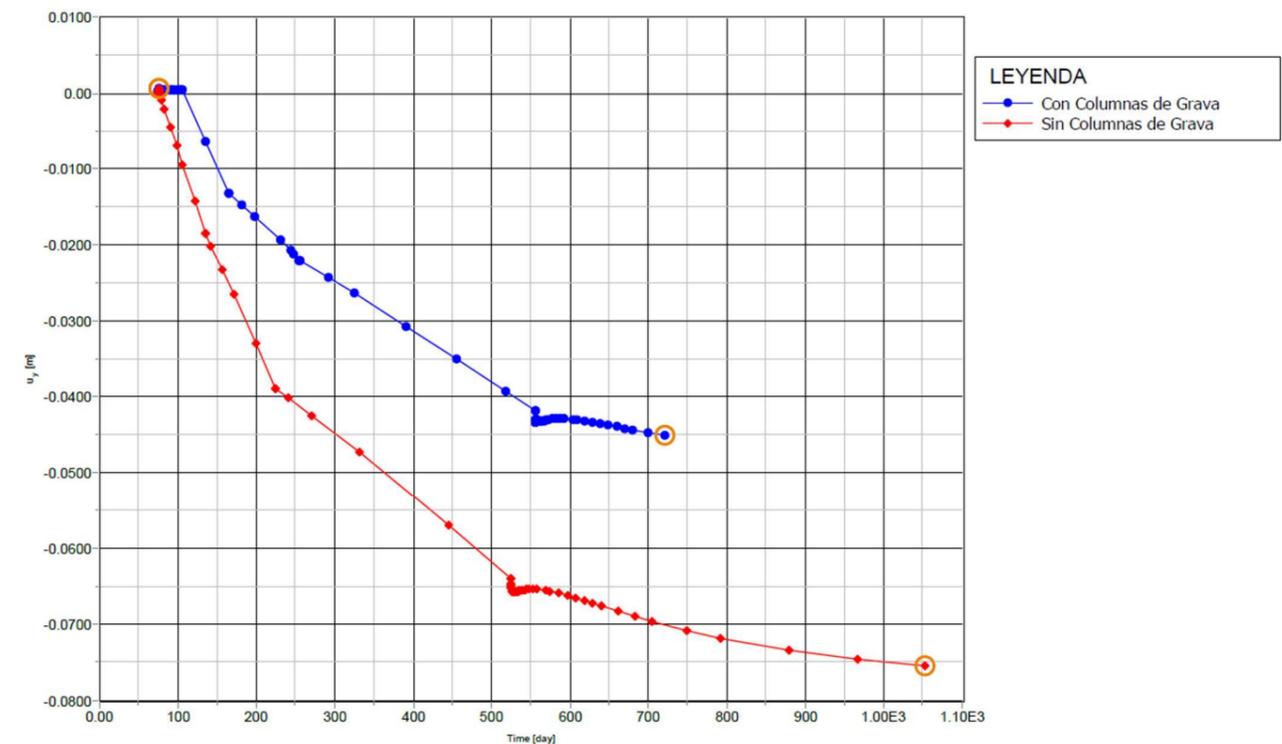
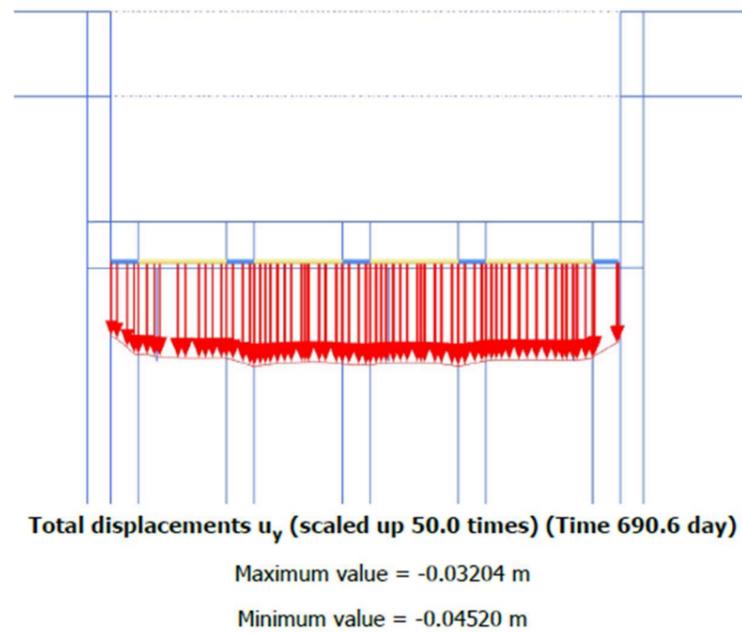


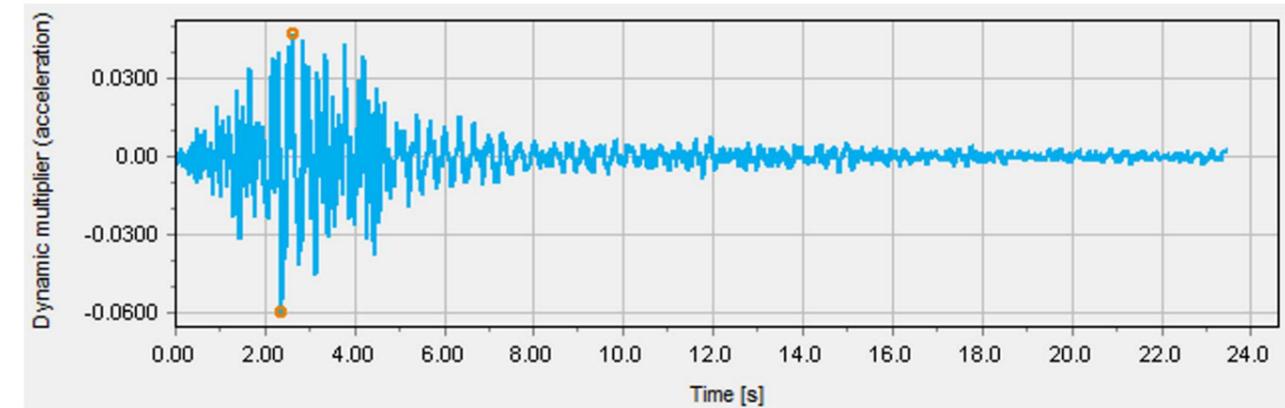
Figura 2. Comparación de asentamientos y tiempos de consolidación (Fuente: Salida de Plaxis 2D de elaboración propia)

Para comprobar que se cumple el CTE-DB SE-C, Apartado 2.4.3.1. Verificaciones a efectuar, se realiza la comprobación de asentamientos mediante la distorsión angular. Para ello, se ha tomado un plano bajo la losa de cimentación en el programa Plaxis 2D, de modo que se observe la variación de asentamientos en su anchura (Figura 3).



**Figura 3.** Asientos totales en un plano bajo la losa de cimentación (Fuente: Salida de Plaxis 2D de elaboración propia)

Finalmente, se ha sometido el modelo al sismo representado en la Figura 4, con una aceleración de cálculo de 0.06g, propia de la zona de estudio. De este modo, se ha comprobado la fiabilidad de la estructura ante esta situación accidental, favorecida por la disposición de las columnas de grava. El asiento total máximo producido por el sismo es de 13 mm, como se muestra en la Figura 5, sumando un asiento máximo de 5.9 cm, de modo que se puede afirmar que el modelo tiene un buen comportamiento frente a estas situaciones accidentales.



**Figura 4.** Acelerograma del sismo con  $a_c = 0.06g$  (Fuente: Tutorial de Plaxis)

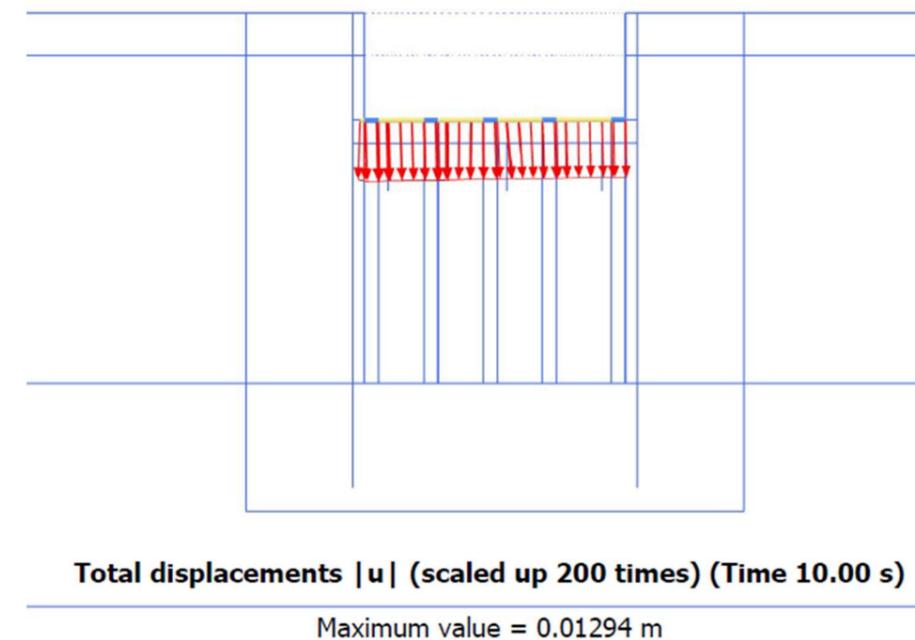
Para permanecer del lado de la seguridad, se ha hecho la comprobación tomando el mayor asiento diferencial,  $\delta S_{AB}$ . Este se producirá entre un punto A en el centro de la losa con un asiento máximo de 44.52 mm y un asiento mínimo de 32.04 mm en un punto B en el extremo de la losa. Por tanto, el asiento diferencial,  $\delta S_{AB}$ , resulta:

$$\delta S_{AB} = S_A - S_B = 44.52 - 32.04 = 12.48 \text{ mm}$$

De este modo, se define la distorsión angular,  $\beta$ , como el asiento diferencial entre dos puntos dividido por la distancia que les separa. Ésta se toma de 5.5 m, siendo la mitad del ancho de la losa.

$$\beta_{AB} = \frac{\delta S_{AB}}{L_{AB}} = \frac{12.48}{5500} = 0.0023 < \frac{1}{300}$$

Por tanto, queda comprobada la verificación de la distorsión angular relacionada con los movimientos de la cimentación en su límite más restrictivo de 1/300, requerido en el CTE para estructuras isostáticas.



**Figura 5.** Asientos totales en caso de sismo (Fuente: Salida de Plaxis 2D de elaboración propia)

### 4.3. ELS: FLOTABILIDAD

Puesto que el rebaje del NF constituye un elevado coste en la obra, es importante estudiar en qué fase es posible detener el bombeo, esto será cuando la subpresión en la cota de cimentación sea menor o igual a la carga transmitida por la obra.

$$u \leq \sigma$$

La subpresión en el plano de cimentación es:

$$u = \gamma_w \cdot z_w = 10 \cdot 3.4 = 34 \text{ kN/m}^2$$

Con la construcción de la losa se transmite una tensión de:

$$\sigma_L = \frac{P_{L1}}{A} = \frac{17575}{703} = 25 \text{ kN/m}^2$$

Ya que no supera el valor de la subpresión, todavía no se podría retirar el bombeo. Por tanto, se calcula la tensión que transmiten los muros y pilares:

$$\sigma_P = \frac{P_P}{A} = \frac{945}{703} = 1.3 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_M = \frac{P_M}{A} = \frac{13671}{703} = 19.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma = \sigma_L + \sigma_P + \sigma_M = 45.8 \text{ kN/m}^2 > u$$

Por tanto, se puede detener el bombeo tras la construcción de la losa de cimentación, los muros y los pilares, con un factor de seguridad de:

$$FS = \frac{\sigma}{u} = \frac{45.8}{34} = 1.3$$

En el CTE se recomienda un factor de seguridad de 1.5, sin embargo, puesto que se han realizado los cálculos con el nivel freático a la profundidad más desfavorable, se acepta este resultado para la situación provisional de la obra.

### 5. EXCAVACIÓN

La excavación a realizar para la construcción del sótano es de 4.5 m de profundidad en un área de 703 m<sup>2</sup>. Para alcanzar la cota deseada, se verán afectados dos tipos de terrenos: un primer estrato de rellenos antrópicos, con una potencia media de 1.8 m, y un segundo de arcillas blandas, en el que se excavarán 2.7 m. Por tanto, se debe abordar la cuestión del método de excavación escogido para realizar la cimentación prevista.

Para ello, se debe resolver el problema derivado de la inestabilidad de taludes en fase de excavación y en presencia del nivel freático, con el objetivo de evitar que se produzcan deslizamientos inesperados con sus consecuencias.

Se ha descartado la excavación sin ningún tipo de entibación tras su estudio en Plaxis 2D, donde se ha realizado un modelo con taludes verticales. En éste se ha obtenido un importante círculo de rotura en los taludes de la excavación, con un factor de seguridad de 0.91, demostrando así su inestabilidad (Figura 6).

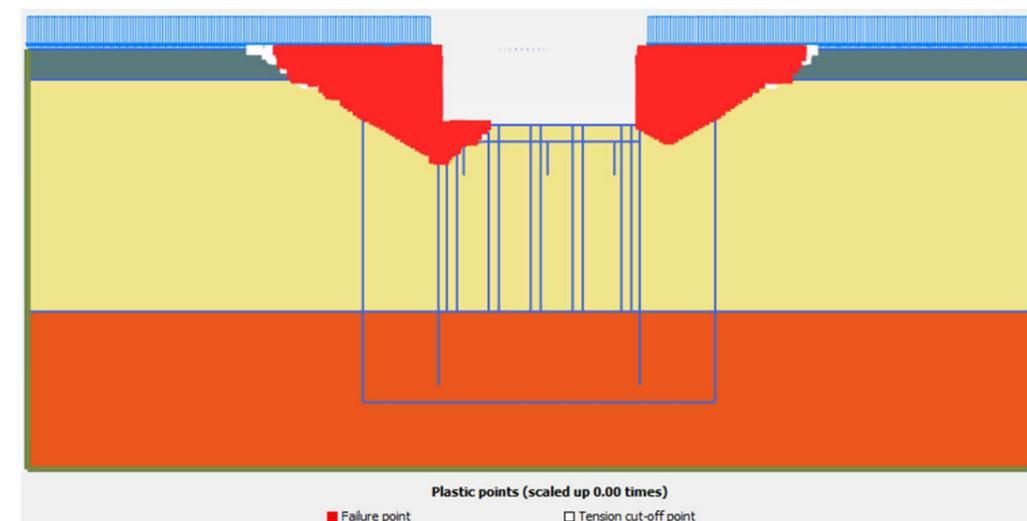


Figura 6. Círculo de rotura en talud vertical (Fuente: Salida de Plaxis 2D de elaboración propia)

Además, la parcela en la que se proyecta la construcción del museo se encuentra rodeada de edificaciones, cabe destacar el hospital que se encuentra lindando al sureste con la parcela. Por tanto, no es viable hacer una excavación a cielo abierto mediante taludes inclinados, ya que el espacio es reducido e insuficiente para ello. Además, las características geotécnicas del estrato de arcillas muestran que el talud necesario para poder realizarlo sería muy tendido, por lo que no sería rentable el precio de ejecución. A esto se le añade el hecho de que se debería rebajar el nivel freático en una mayor superficie con el riesgo de afectar a las edificaciones circundantes. Por estos motivos se descarta la posibilidad de realizar una excavación en talud.

### 5.1. SISTEMAS DE CONTENCIÓN

Tras el estudio de las características del emplazamiento de la obra, de las características geotécnicas del terreno y debido a la presencia del nivel freático sobre el plano de cimentación, se ha decidido realizar la excavación mediante un sistema de contención provisional, como son las tablestacas, o permanente, como es el caso de los muros pantalla de hormigón armado.

Se ha descartado la construcción de muros pantalla por su elevado coste económico, tanto de sus materiales como de la maquinaria de instalación, y por el aumento del plazo de ejecución que supondría. Por tanto, se decide emplear tablestacas para la entibación, ya que, conlleva las siguientes ventajas:

- Reducción de plazos de ejecución.
- Menor coste de materiales, posibilidad de alquiler de los equipos y tablestacas.
- Mejor control de calidad de las unidades de obra, los elementos están más accesibles y a la vista.
- Facilidad de impermeabilización.
- Soluciones estructurales más sencillas.
- Reducción de las emisiones de CO<sub>2</sub>.
- Mayor limpieza en la obra.

Las tablestacas son un método de contención de tierras flexible formado por elementos prefabricados rectos, de sección transversal constante y dimensión longitudinal superior al resto de dimensiones, usualmente de acero, que son hincados en el terreno por vibración o golpeo, o ambos. Están caracterizadas por tener juntas entre sí con la finalidad de impermeabilizar, evitar filtraciones y guiar la hincada de las tablestacas adyacentes.

Éstas se dispondrán en todo el perímetro de la obra previamente a la excavación, hasta una profundidad de 19.5 m, sobresaliendo 0.5 m por encima de la rasante para su puesta en obra y retirada, y empotradas 4 m en el estrato de arcillas firmes y de menor permeabilidad. De este modo, se facilita el agotamiento del nivel freático en la zona excavada durante la ejecución de la obra.

Se ha empleado el catálogo de la empresa Ischebeck Ibérica con la finalidad de escoger un módulo que se adapte a los requerimientos del proyecto y minimice las deformaciones horizontales a lo largo de la tablestaca, por ello, se ha escogido un módulo HP 290S-9 de 20 m de longitud. Este modelo es de tipo

machiembrado y tiene un ancho de perfil de 710 mm, un alto de pared de 300 mm, un peso de 125.6 kg/m<sup>2</sup>, un módulo resistente de 1380 cm<sup>3</sup>/m de pared, un área de sección de 109.6 cm<sup>2</sup> y un espesor de 9 mm. En la Figura 7 se muestra la sección tipo de la tablestaca.

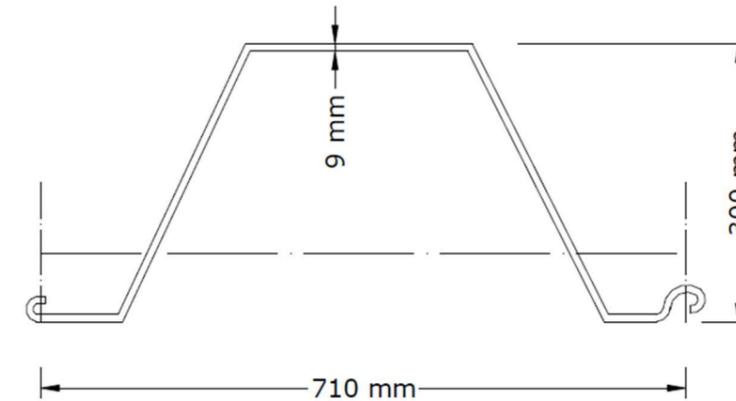


Figura 7. Geometría del modelo de tablestaca HP 290S-9 (Fuente: Ischebeck Ibérica)

Mediante el software Plaxis 2D, se han calculado las deformaciones en la tablestaca una vez finalizada la excavación hasta cota de cimentación para estudiar la necesidad de disponer de un arriostramiento en cabeza. La deformación de la tablestaca en ausencia de arriostramiento se muestra en la Figura 8.

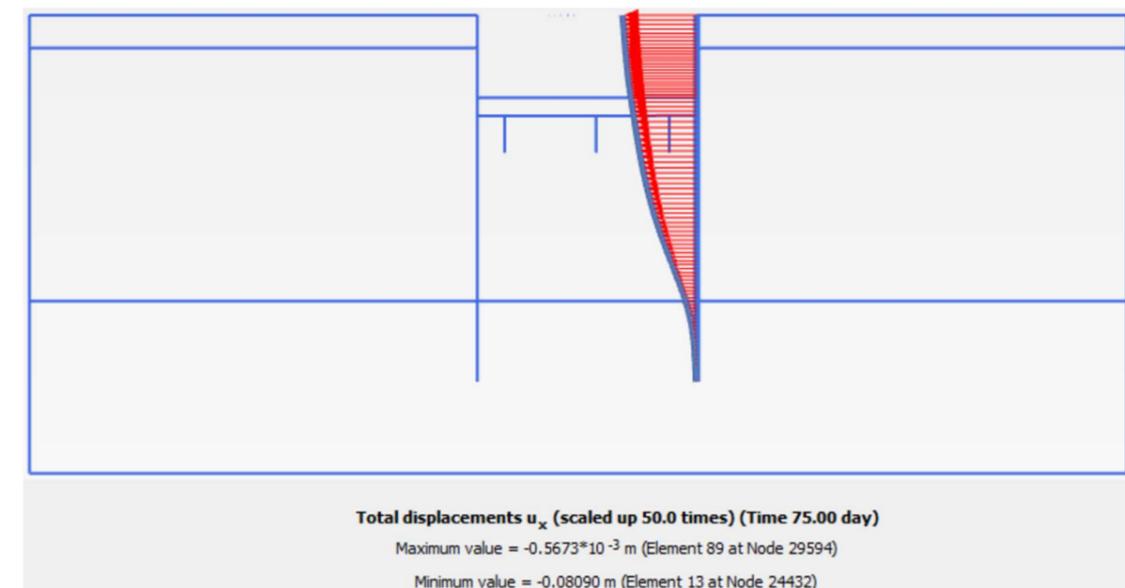
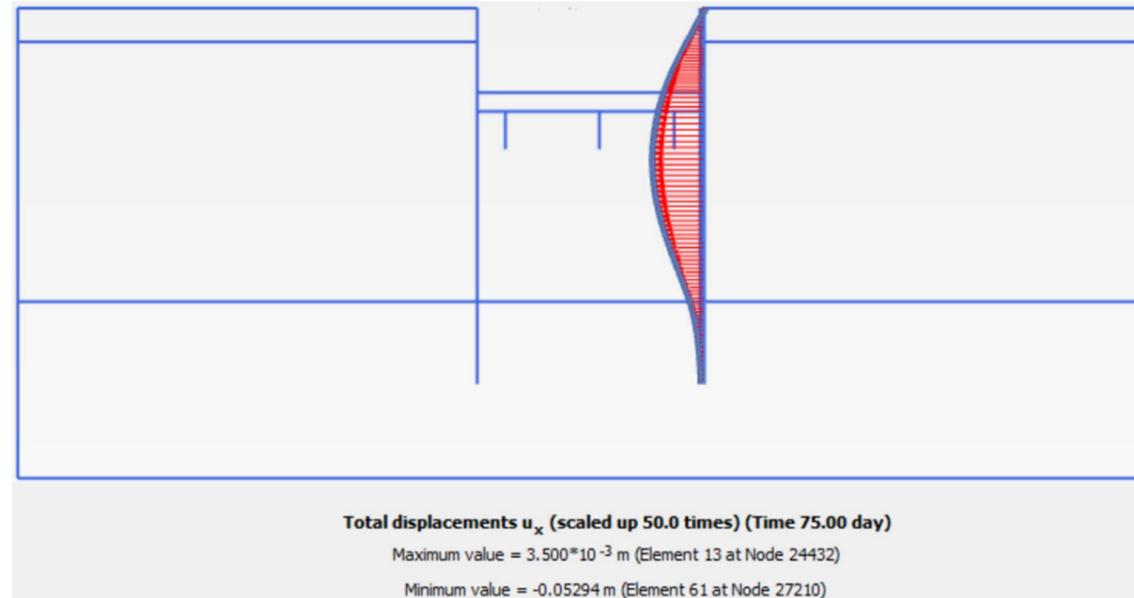


Figura 8. Deformaciones horizontales de la tablestaca en ausencia de codal (Fuente: Salida de Plaxis 2D de elaboración propia)

El resultado obtenido, de 8 cm de deformación en cabeza, muestra la necesidad de disponer de un arriostramiento para evitar unas deformaciones excesivas en las tablestacas, por lo que se ha dispuesto de un codal HEB400 cada 5 metros de longitud de la excavación a un metro bajo la rasante, obteniendo unas deformaciones máximas admisibles de 5 cm (Figura 9).

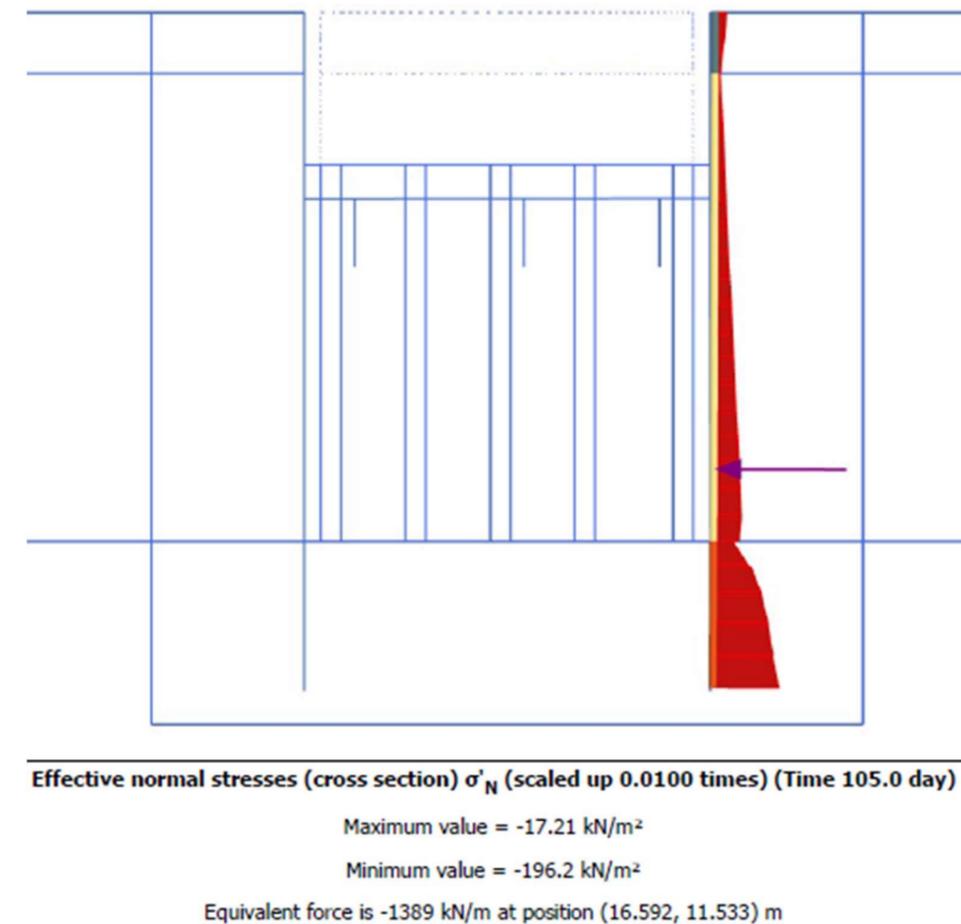


**Figura 9.** Deformaciones horizontales de la tablestaca con codal (Fuente: Salida de Plaxis 2D de elaboración propia)

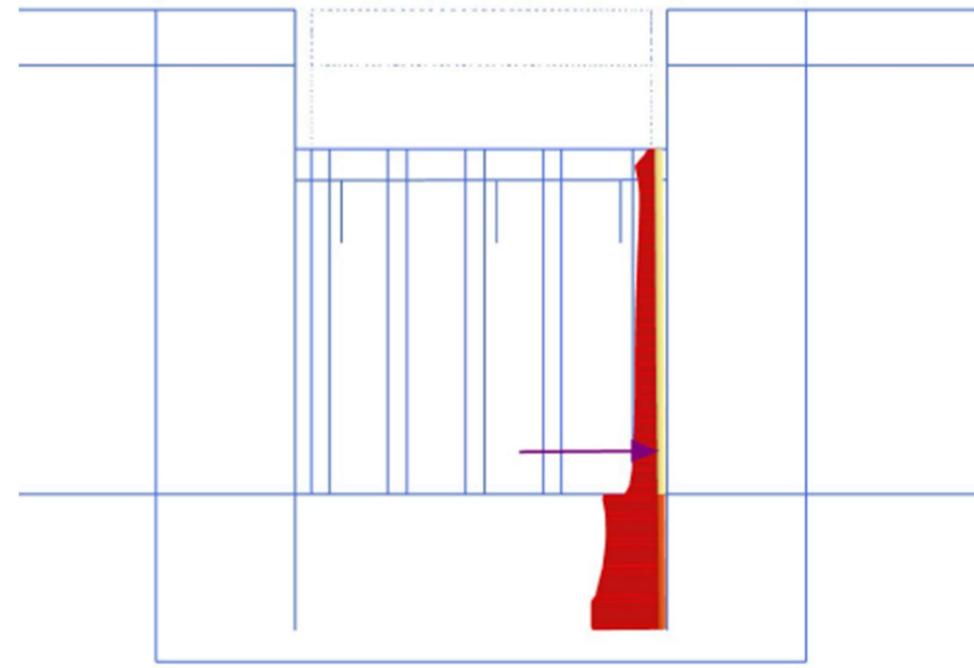
Finalmente, del estudio de flotabilidad se concluye que es conveniente retirar las tablestacas una vez se haya finalizado la construcción de la losa de cimentación y muros perimetrales, de modo que se minimicen los costes de alquiler de las mismas. De este modo, los codales deberían adaptarse a los muros, para sostenerlos frente a los esfuerzos del terreno hasta que se construya el forjado superior.

## 5.2. LEYES DE EMPUJES DE TIERRAS EN LAS TABLESTACAS

Mediante Plaxis 2D se han obtenido las leyes de empujes de tierras activos y pasivos originados en las tablestacas por el terreno cuando se ha excavado hasta la cota de cimentación. Éstas se muestran en la Figura 10 y en la Figura 11, junto con la resultante de esfuerzos. Se observa que las tensiones están prácticamente compensadas, por lo que es lógico que, en el caso de haber alguna deformación, ésta sea mínima.



**Figura 10.** Empuje de tierras activo del terreno. Trasdós tablestaca (Fuente: Salida de Plaxis 2D de elaboración propia)



Effective normal stresses (cross section)  $\sigma'_N$  (scaled up 0.0100 times) (Time 105.0 day)

Maximum value = -30.70 kN/m<sup>2</sup>

Minimum value = -227.7 kN/m<sup>2</sup>

Equivalent force is -1702 kN/m at position (16.303, 10.794) m

**Figura 11.** Empuje de tierras pasivo del terreno. Intradós tablestaca (Fuente: Salida de Plaxis 2D de elaboración propia)

### 5.3. INESTABILIDAD HIDRÁULICA

Para realizar la excavación de la planta de sótano es necesario disponer de un sistema de agotamiento del nivel freático mediante pozos de drenaje. Se quiere rebajar el nivel freático un metro por debajo de la cota de cimentación, para permitir la correcta ejecución de la obra en condiciones secas y asegurar su impermeabilidad. Esto supone que se va a producir una variación del nivel del agua freática que provoca variaciones en el estado tensional del terreno. Estas variaciones pueden suponer un problema importante al desencadenar inestabilidades, complicando los trabajos durante la construcción.

En suelos cohesivos, puede producirse la rotura del fondo de la excavación debida al descenso de la tensión vertical por efecto de la excavación, por lo que debe comprobarse la seguridad respecto a un levantamiento del fondo de la excavación por agotamiento de la resistencia a esfuerzo cortante. Esta comprobación se realiza considerando como una sobrecarga el terreno circundante a la excavación, situado sobre la cota de cimentación, y despreciando su resistencia, así como la resistencia de la pantalla

bajo el fondo de la excavación. La seguridad frente a este tipo de rotura se evalúa mediante la siguiente expresión:

$$\sigma \leq N_{cb} \cdot \frac{c_u}{\gamma_M}$$

Siendo,

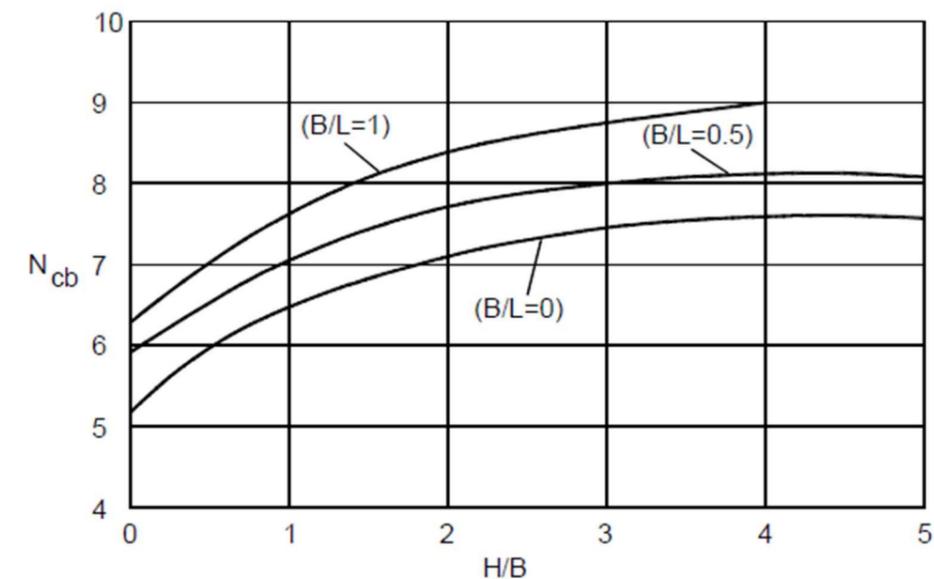
$\sigma$ : la tensión vertical total a nivel del fondo de la excavación.

$c_u$ : la resistencia al corte sin drenaje del terreno existente bajo el fondo de la excavación.

$N_{cb}$ : un factor de capacidad de carga que se define en función de la anchura, B, la longitud, L, y la profundidad, H, de la excavación.

$\gamma_M$ : en situaciones persistente o transitoria, 2.0 si no existen edificios o servicios sensibles a los movimientos en las proximidades de la pantalla, y 2.5 en caso contrario.

El factor de capacidad de carga se obtiene mediante la gráfica de la Figura 12, dependiente de las dimensiones de la excavación.



**Figura 12.** Factor de capacidad de carga para análisis de estabilidad del fondo de la excavación (Fuente: Código Técnico de la Edificación)

Por tanto, como B/L es 0.2 y H/B es 0.4, el factor de capacidad de carga toma un valor aproximado de 6.1. Además, al encontrarnos cerca de edificaciones sensibles a los movimientos de la pantalla y para estar del lado de la seguridad,  $\gamma_M$  toma el valor de 2.5. Finalmente, se hace una ponderación de la cohesión sin drenaje del terreno bajo el plano de cimentación, considerando 11.1 metros de arcilla blanda (CB) y 14.4 m de la arcilla roja (CR), obteniendo un valor de:

$$c_u = \frac{C_{uCB} \cdot z_{CB} + C_{uCR} \cdot z_{CR}}{z_{CB} + z_{CR}} = 43.7 \text{ kN/m}^2$$

Por lo que, la capacidad resistente del terreno es de:

$$N_{cb} \cdot \frac{c_u}{\gamma_M} = 6.1 \cdot \frac{43.7}{2.5} = 106.7 \text{ kN/m}^2$$

Finalmente, se calcula la tensión total, incluyendo el empuje del nivel freático, esta se corresponde con la  $q_0$  calculada en el primer apartado, con lo que es igual a 89.9 kN/m<sup>2</sup>. Por tanto, se observa que se cumple el Código Técnico de la Edificación (CTE) al ser la capacidad resistente superior a la tensión total, con un factor de seguridad de:

$$FS = \frac{N_{cb}}{\sigma} = \frac{106.7}{89.9} = 1.2$$

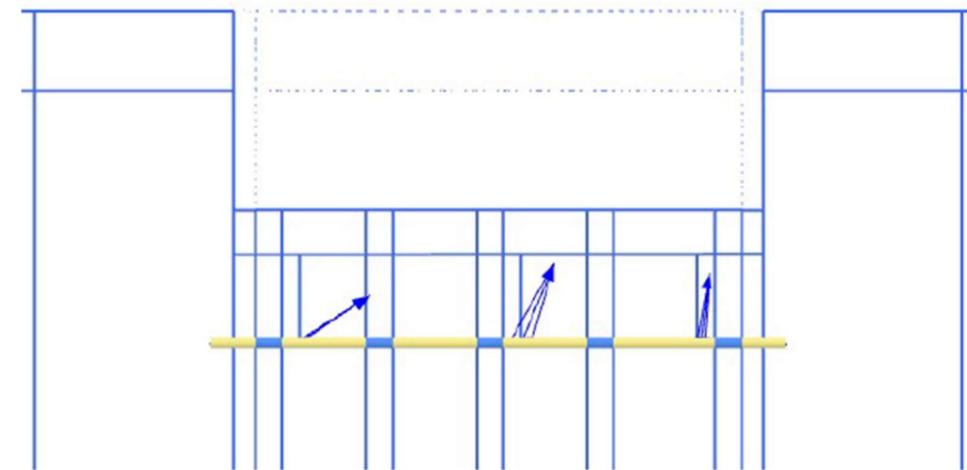
#### 5.4. ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO

En las excavaciones a cielo abierto donde el nivel freático se encuentra por encima de la cota de excavación es necesario su agotamiento, de modo que la capa freática se desplace por debajo del plano de cimentación para poder trabajar en condiciones secas.

Para proponer un sistema de rebaje del nivel freático es necesario conocer la permeabilidad del terreno, el caudal a evacuar y la geometría de la obra, puesto que depende directamente de estos parámetros.

El caudal calculado con Plaxis da un valor de  $0.4645 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}$  (Figura 13), por tanto, para obtener el caudal en litros/día, se debe multiplicar por la longitud de la excavación:

$$Q = q \cdot L \cdot 1000 = 0.4645 \cdot 10^{-3} \cdot (53.01 + 12.08) \cdot 1000 = 30.2 \text{ l/día}$$



Groundwater flow |q| (scaled up  $5.00 \cdot 10^3$  times) (Time 105.0 day)

Maximum value =  $0.3933 \cdot 10^{-3} \text{ m/dayS}$

Minimum value =  $5.319 \cdot 10^{-6} \text{ m/day}$

Total discharge is  $0.4534 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{day}/\text{m}$

Figura 13. Caudal infiltrado en el fondo de la excavación (Fuente: Salida de Plaxis 2D de elaboración propia)

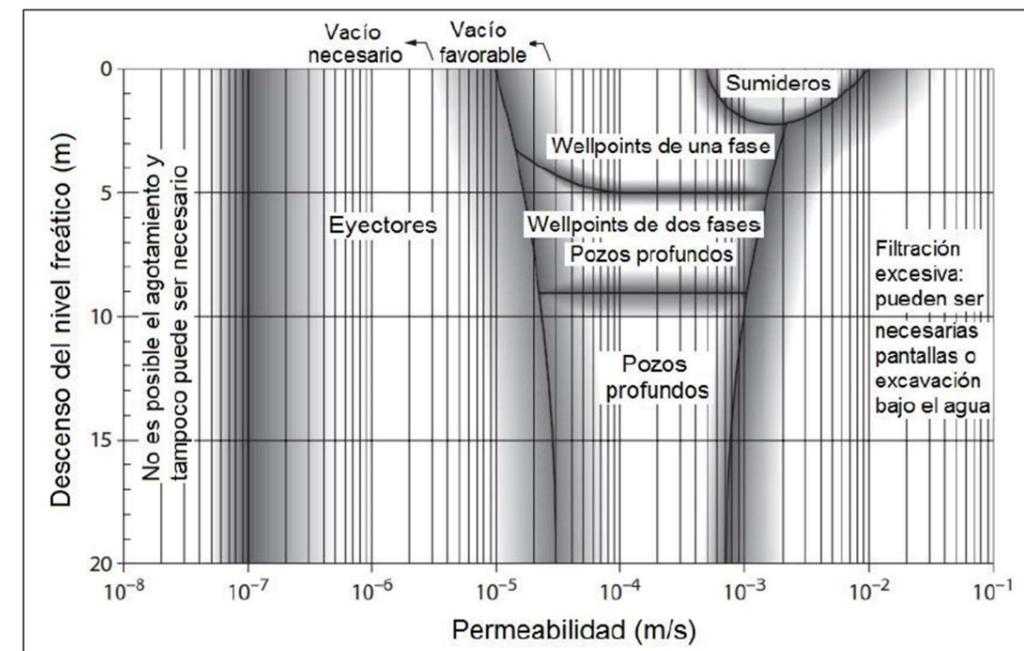
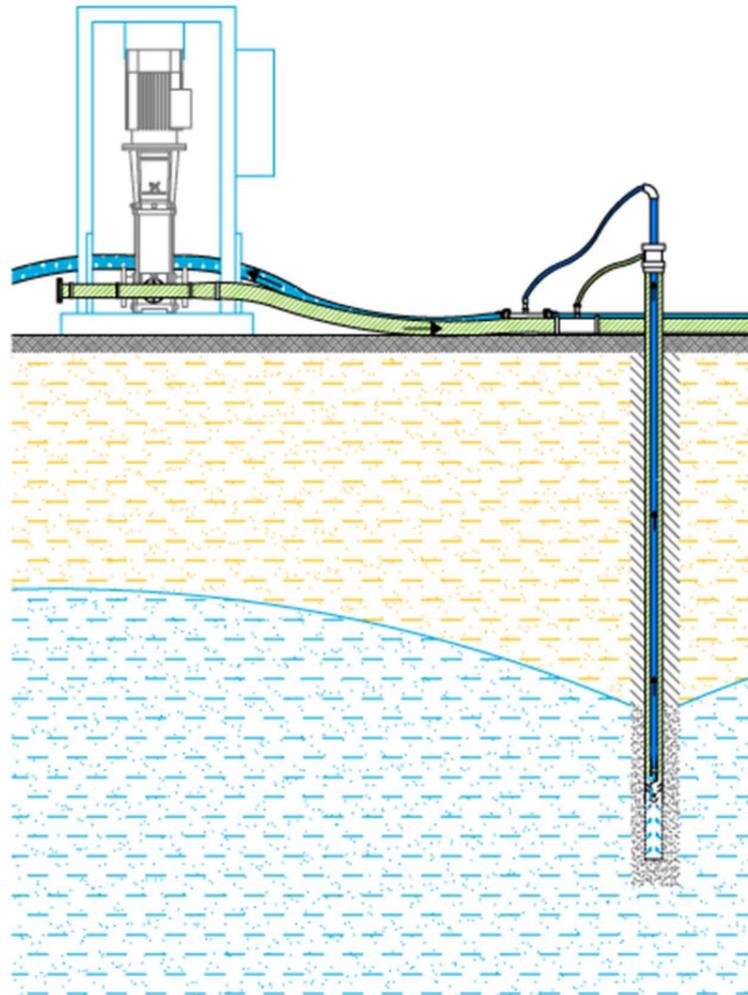


Figura 14. Rango de aplicación de los sistemas de control del nivel freático (Fuente: Cashman y Preene, 2012)

La Figura 14 muestra una orientación para la elección del método de control del nivel freático en función de la permeabilidad del terreno y de la columna de agua a abatir. Por tanto, dado que las arcillas en que se apoya la cimentación tienen una permeabilidad del orden de  $10^{-6}$  m/s y que la columna de agua es de 3.4 m, se debería ejecutar el abatimiento del nivel freático mediante eyectores.

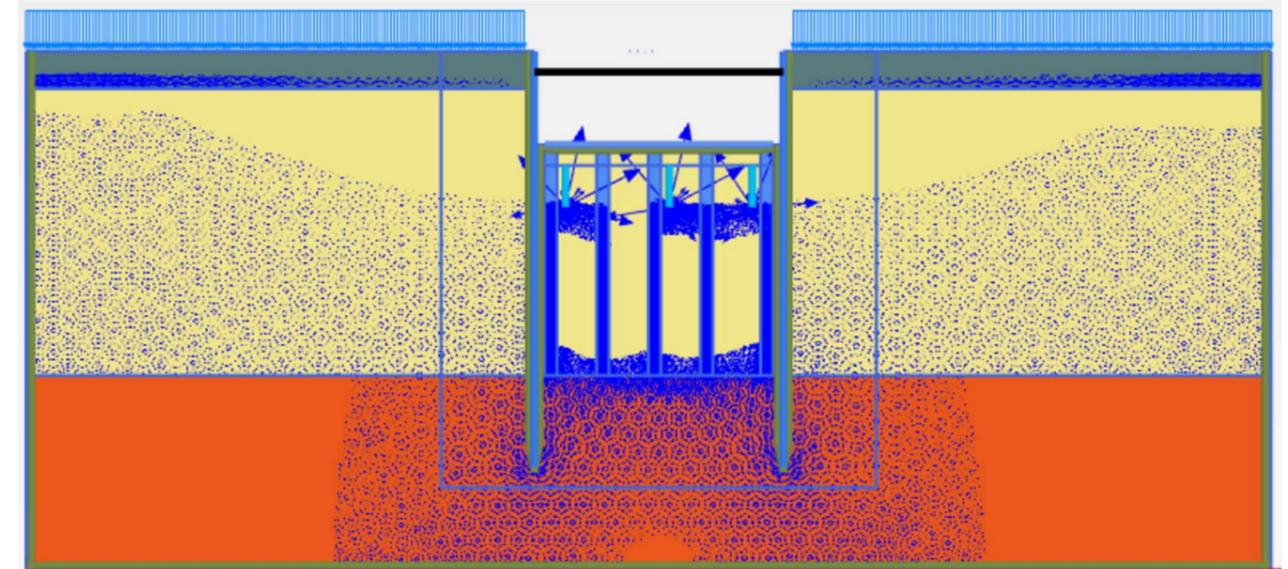
El sistema de pozos eyectores (Figura 15) combina las ventajas de los pozos profundos y de las lanzas de drenaje (wellpoints). La elevación del agua se realiza inyectando agua a presión hasta el fondo del sondeo, donde el efecto Venturi succiona el agua y la eleva al exterior. Los eyectores presentan un diámetro pequeño y las bombas se sitúan en superficie, lo que resulta de interés por su facilidad de vigilancia, mantenimiento y sustitución. Además, éstos pueden bombear mezclas de agua y aire sin problemas. Este sistema es adecuado cuando se quiere rebajar el nivel freático en terrenos de baja permeabilidad a más de 5 metros.



**Figura 15.** Bombeo desde pozos eyectores (Fuente: <https://wjgroup.org/our-services/ejector-dewatering/>)

Teniendo en cuenta que las tablestacas crearán un recinto estanco, los pozos profundos con bombas en el fondo (o bombeo desde pozos eyectores) se situarán en el interior de la excavación, no siendo modificado el nivel freático en el exterior de las tablestacas, por lo que, no se afectará a las estructuras aledañas.

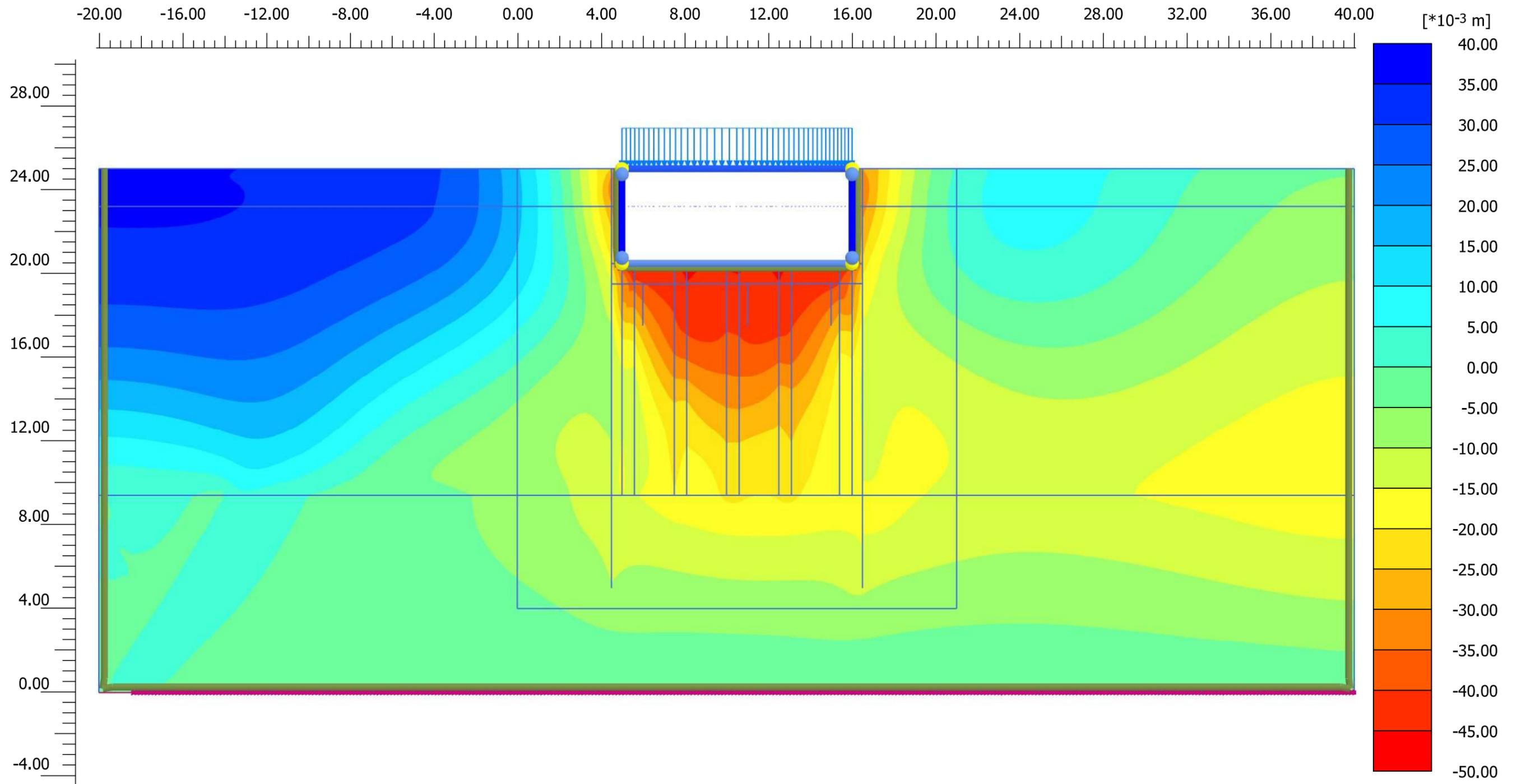
Como se ha comentado anteriormente, el tablestacado tendrá una longitud de 20 metros y se encontrará empotrado en las arcillas firmes unos 4 m, ya que este estrato es más rígido e impermeable, reduciendo la red de flujo. De forma que habrá un bombeo constante hasta su cese tras la construcción de los muros perimetrales, como se ha calculado en el Apartado N°4.3. "Flotabilidad". Además, mediante el programa Plaxis 2D (Figura 16) se ha comprobado que las columnas de grava actúan como drenes verticales que facilitan la extracción del agua freática al tener una mayor permeabilidad.



**Figura 16.** Flujo ocasionado por el abatimiento del nivel freático una vez ejecutadas las columnas de grava (Fuente: Salida de Plaxis 2D de elaboración propia)



## Apéndice I. Salidas de Plaxis 2D



**Total displacements  $u_y$  (scaled up 1.56 times) (Time 690.6 day)**

Maximum value = 0.03547 m (Element 94 at Node 689)

Minimum value = -0.04663 m (Element 718 at Node 26672)



**PLAXIS® 2D**

Project filename

ASIENTOS EN FASE DE CONSTRUCCIÓN

Date

30/06/2023

Project description

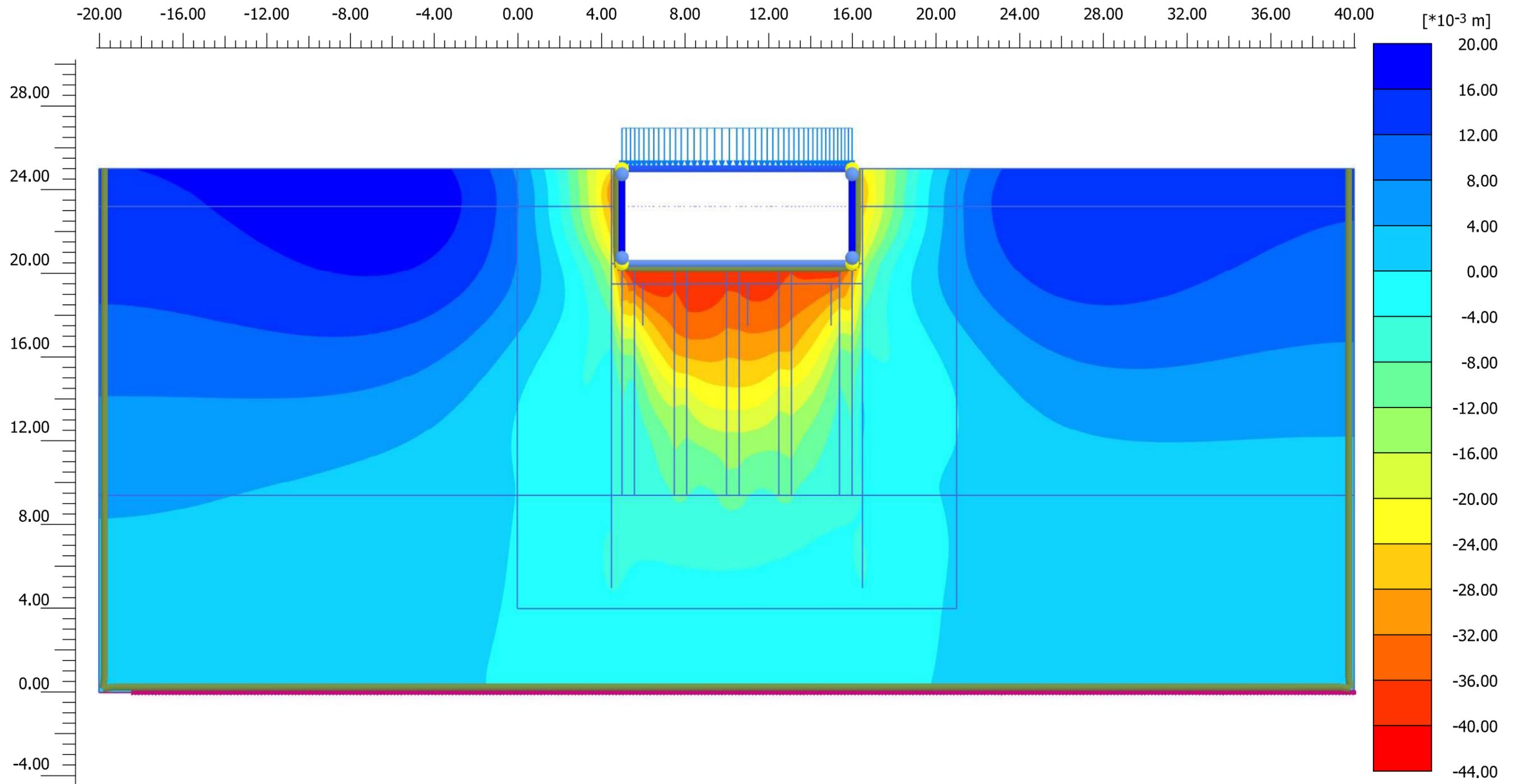
SÓTANO CON COLUMNAS DE GRAVA

Step

1234

Company

UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA



**Total displacements  $u_y$  (scaled up 1.56 times) (Time 555.0 day)**

Maximum value = 0.01869 m (Element 12 at Node 7595)

Minimum value = -0.04032 m (Element 713 at Node 26845)



**PLAXIS® 2D**

Project filename

ASIENTOS EN FASE DE CONSOLIDACIÓN

Date

30/06/2023

Project description

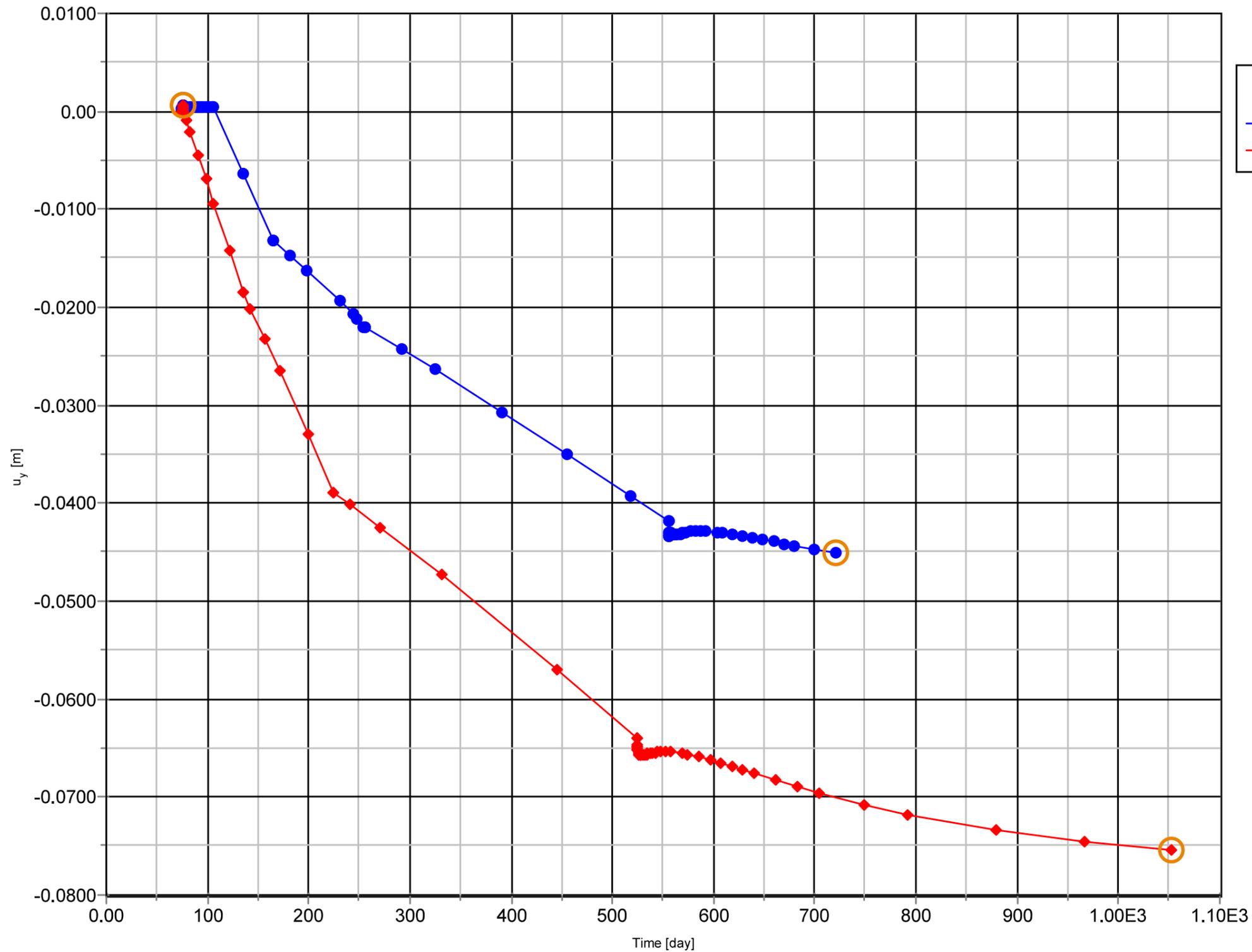
SÓTANO CON COLUMNAS DE GRAVA

Step

41

Company

UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA



**LEYENDA**

- Con Columnas de Grava
- ◆ Sin Columnas de Grava



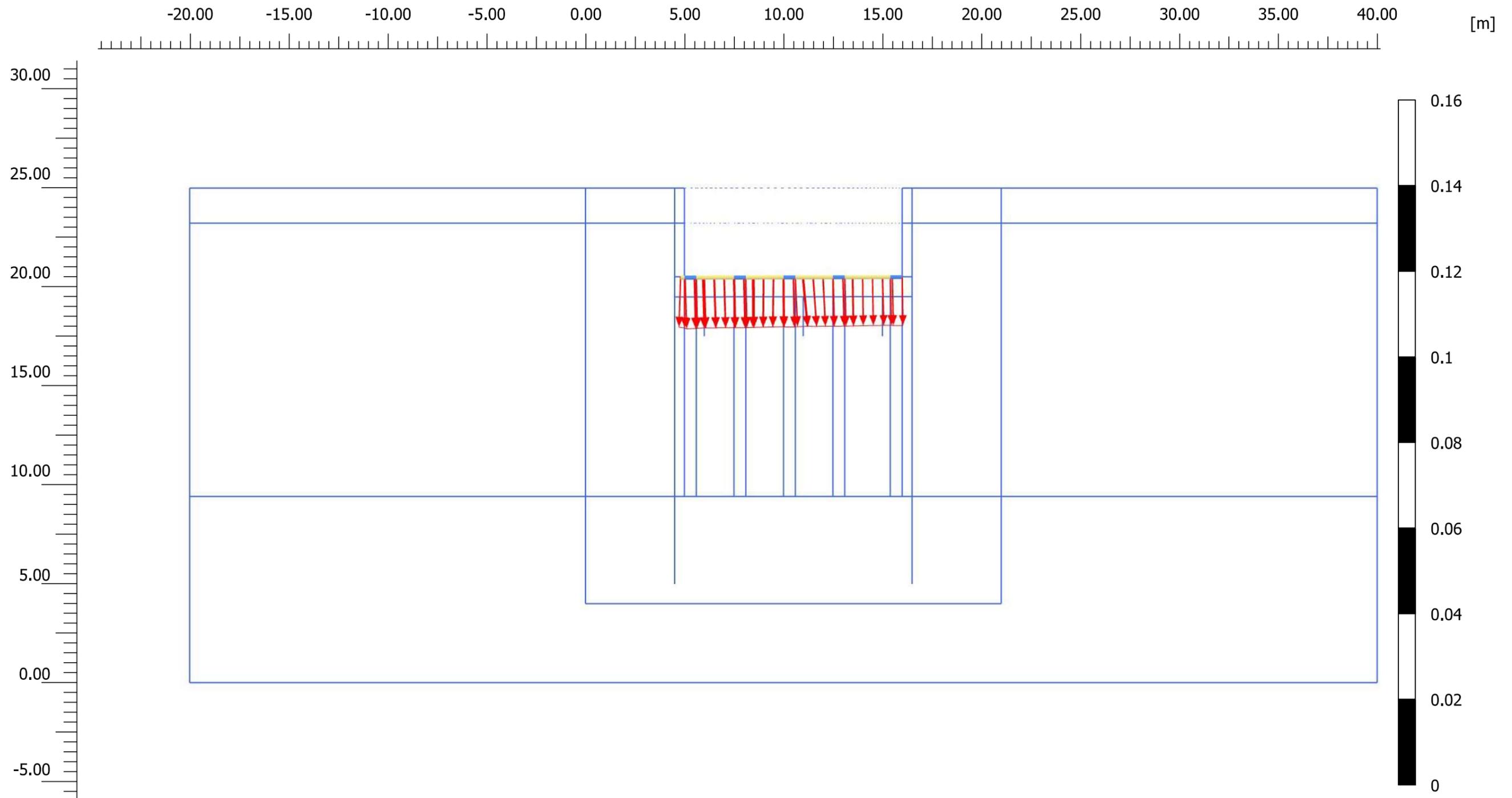
Project filename: **COMPARACIÓN DE ASIENTOS Y TIEMPOS DE CONSOLIDACIÓN**

Date: **30/06/2023**

Project description: **SÓTANO CON COLUMNAS DE GRAVA**

Step: **1154**

Company: **UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA**



**Total displacements |u| (scaled up 200 times) (Time 10.00 s)**

Maximum value = 0.01294 m



**PLAXIS® 2D**

Project filename

ASIENTOS POR SISMO EN LOSA DE CIMENTACIÓN

Date

05/07/2023

Project description

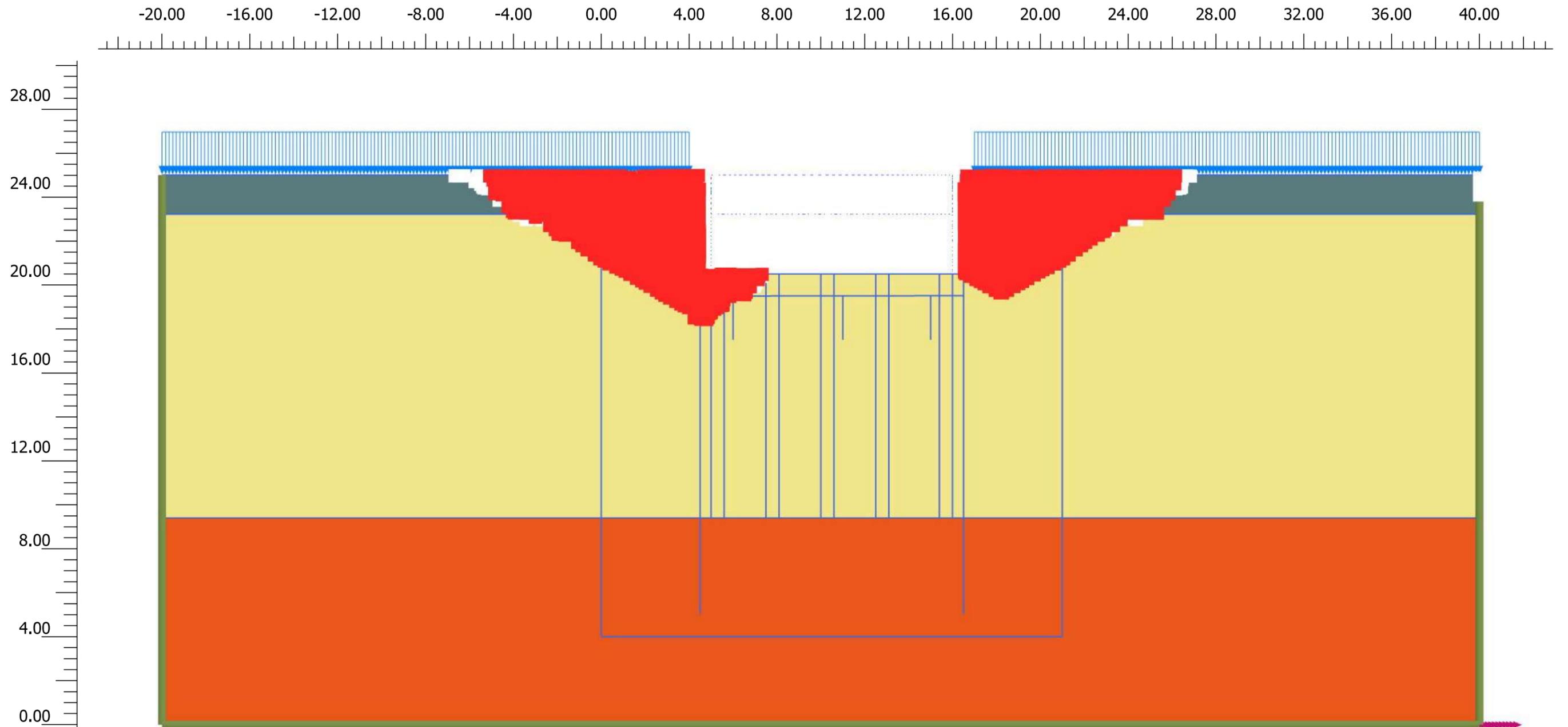
SÓTANO CON COLUMNAS DE GRAVA

Step

1055

Company

UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA



Plastic points (scaled up 0.00 times)

■ Failure point

□ Tension cut-off point



**PLAXIS<sup>®</sup> 2D**

Project filename

CÍRCULO DE ROTURA EN TALUD DE LA EXCAVACIÓN

Date

05/07/2023

Project description

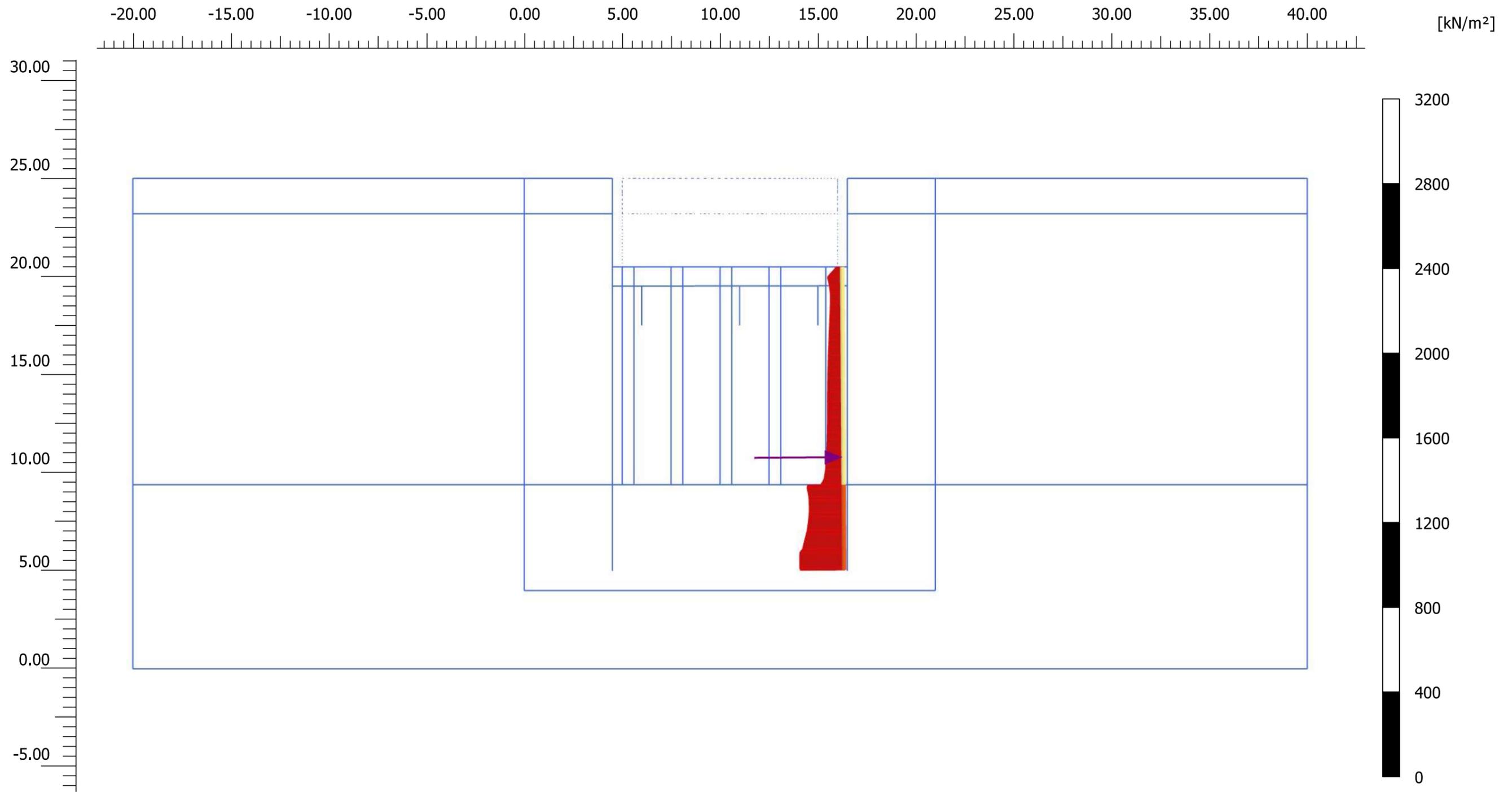
SÓTANO CON COLUMNAS DE GRAVA

Step

1334

Company

UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA



**Effective normal stresses (cross section)  $\sigma'_N$  (scaled up 0.0100 times) (Time 105.0 day)**

Maximum value = -30.70 kN/m<sup>2</sup>

Minimum value = -227.7 kN/m<sup>2</sup>

Equivalent force is -1702 kN/m at position (16.303, 10.794) m



**PLAXIS® 2D**

Project filename

EMPUJES PASIVOS EN INTRADÓS DE LA TABLESTACA

Date

30/06/2023

Project description

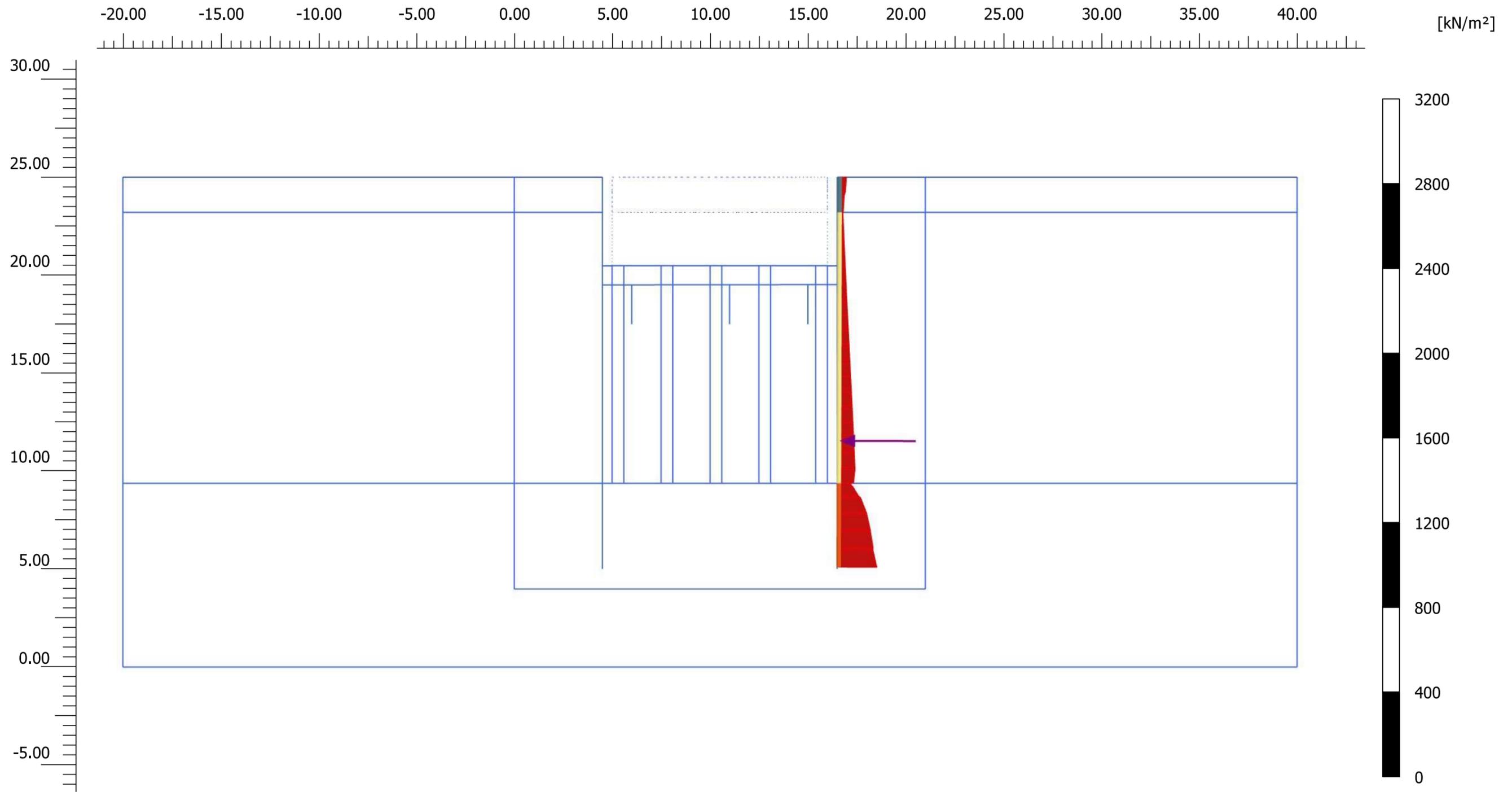
SÓTANO CON COLUMNAS DE GRAVA

Step

1154

Company

UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA



**Effective normal stresses (cross section)  $\sigma'_N$  (scaled up 0.0100 times) (Time 105.0 day)**

Maximum value = -17.21 kN/m<sup>2</sup>

Minimum value = -196.2 kN/m<sup>2</sup>

Equivalent force is -1389 kN/m at position (16.592, 11.533) m



**PLAXIS<sup>®</sup> 2D**

Project filename

EMPUJES ACTIVOS EN TRASDÓS DE LA TABLESTACA

Date

30/06/2023

Project description

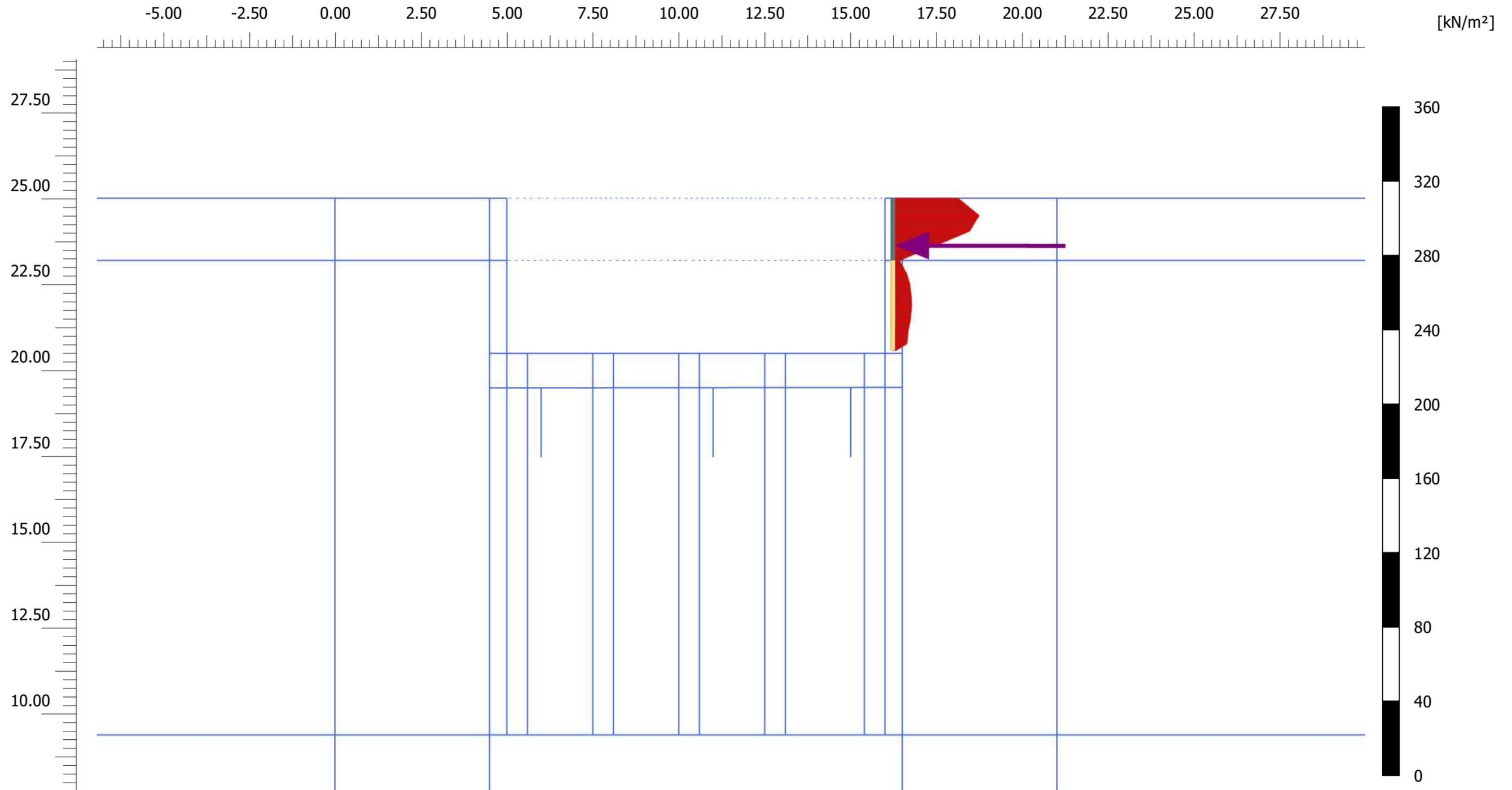
SÓTANO CON COLUMNAS DE GRAVA

Step

1154

Company

UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA



**Effective normal stresses (cross section)  $\sigma'_N$  (scaled up 0.0500 times) (Time 555.0 day)**

Maximum value = -1.669 kN/m<sup>2</sup>

Minimum value = -50.22 kN/m<sup>2</sup>

Equivalent force is -87.12 kN/m at position (16.226, 23.633) m



**PLAXIS® 2D**

Project filename

EMPUJES ACTIVOS TRASDÓS DE LOS MUROS

Date

05/07/2023

Project description

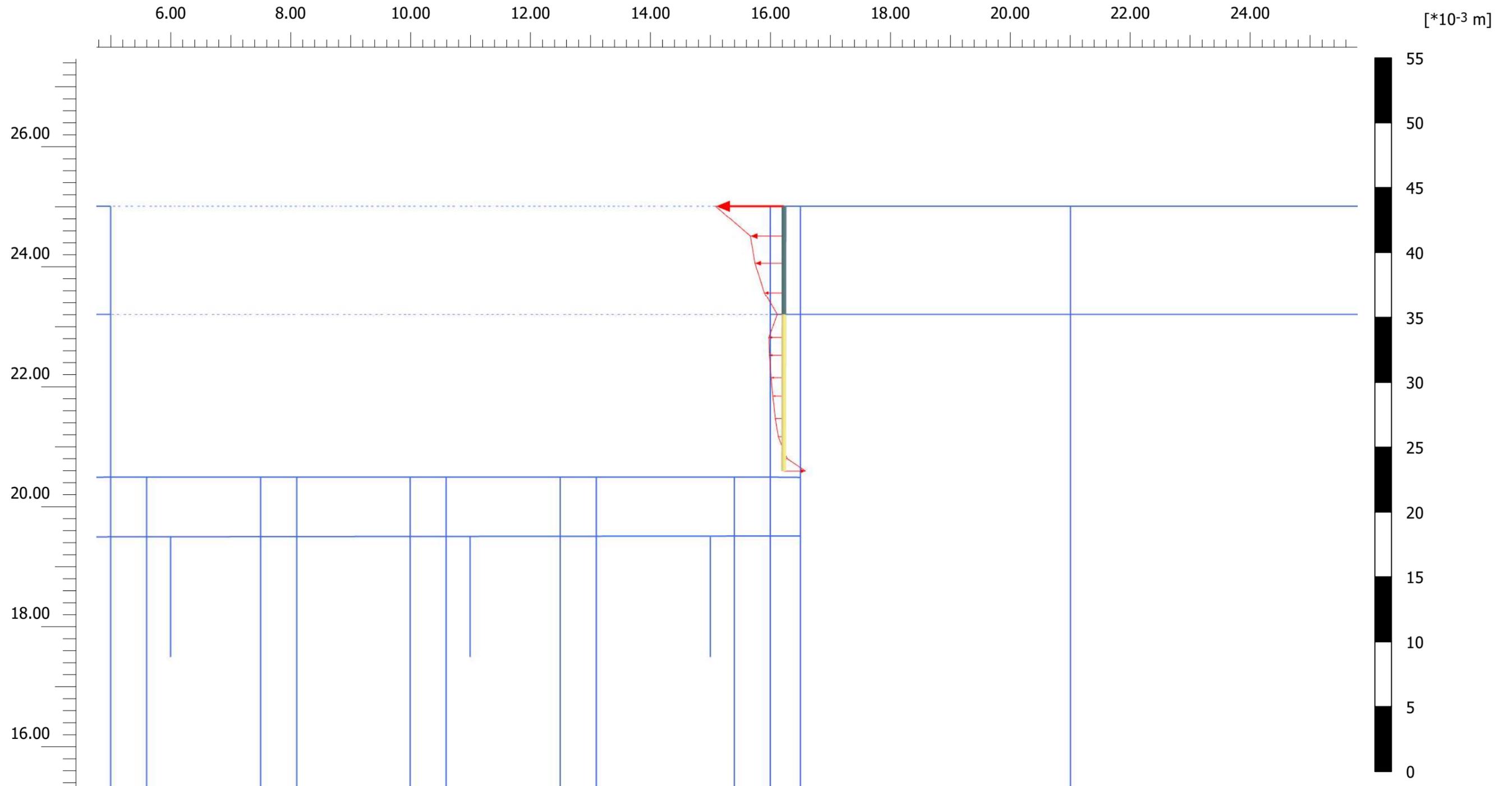
SÓTANO CON COLUMNAS DE GRAVA

Step

41

Company

UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA



**Total displacements  $u_x$  (scaled up 200 times) (Time 555.0 day)**

Maximum value =  $1.824 \cdot 10^{-3}$  m

Minimum value =  $-5.706 \cdot 10^{-3}$  m



**PLAXIS<sup>®</sup> 2D**

Project filename

DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EN LOS MUROS

Date

05/07/2023

Project description

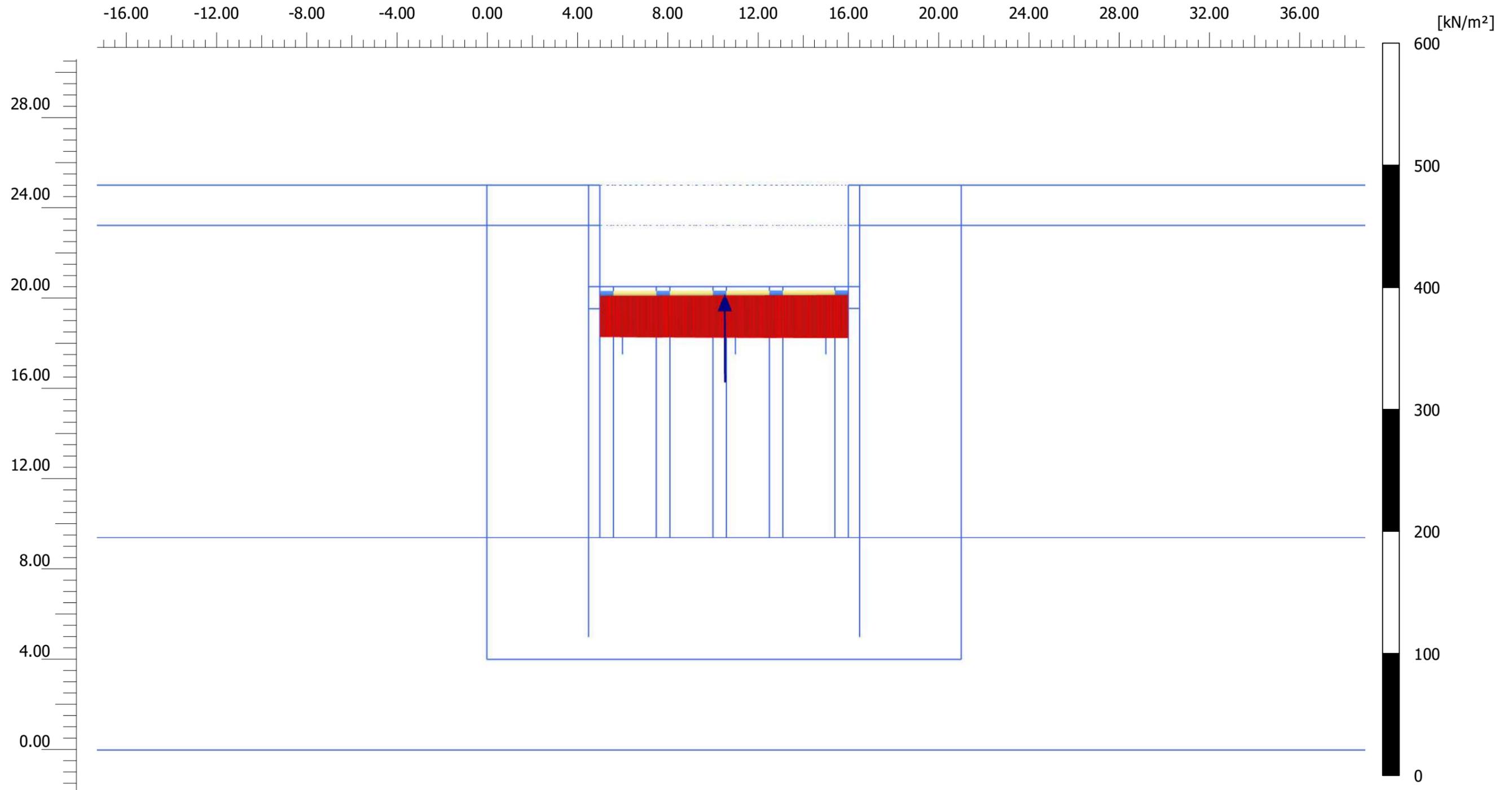
SÓTANO CON COLUMNAS DE GRAVA

Step

41

Company

UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA



**Pore water pressures  $p_{water}$  (scaled up 0.0500 times) (Pressure = negative) (Time 690.6 day)**

Maximum value = -38.11 kN/m<sup>2</sup>

Minimum value = -39.56 kN/m<sup>2</sup>

Equivalent force is -426.5 kN/m at position (10.529, 20.221) m



**PLAXIS<sup>®</sup> 2D**

Project filename

SUBPRESIÓN INTERSTICIAL EN LOSA DE CIMENTACIÓN

Date

05/07/2023

Project description

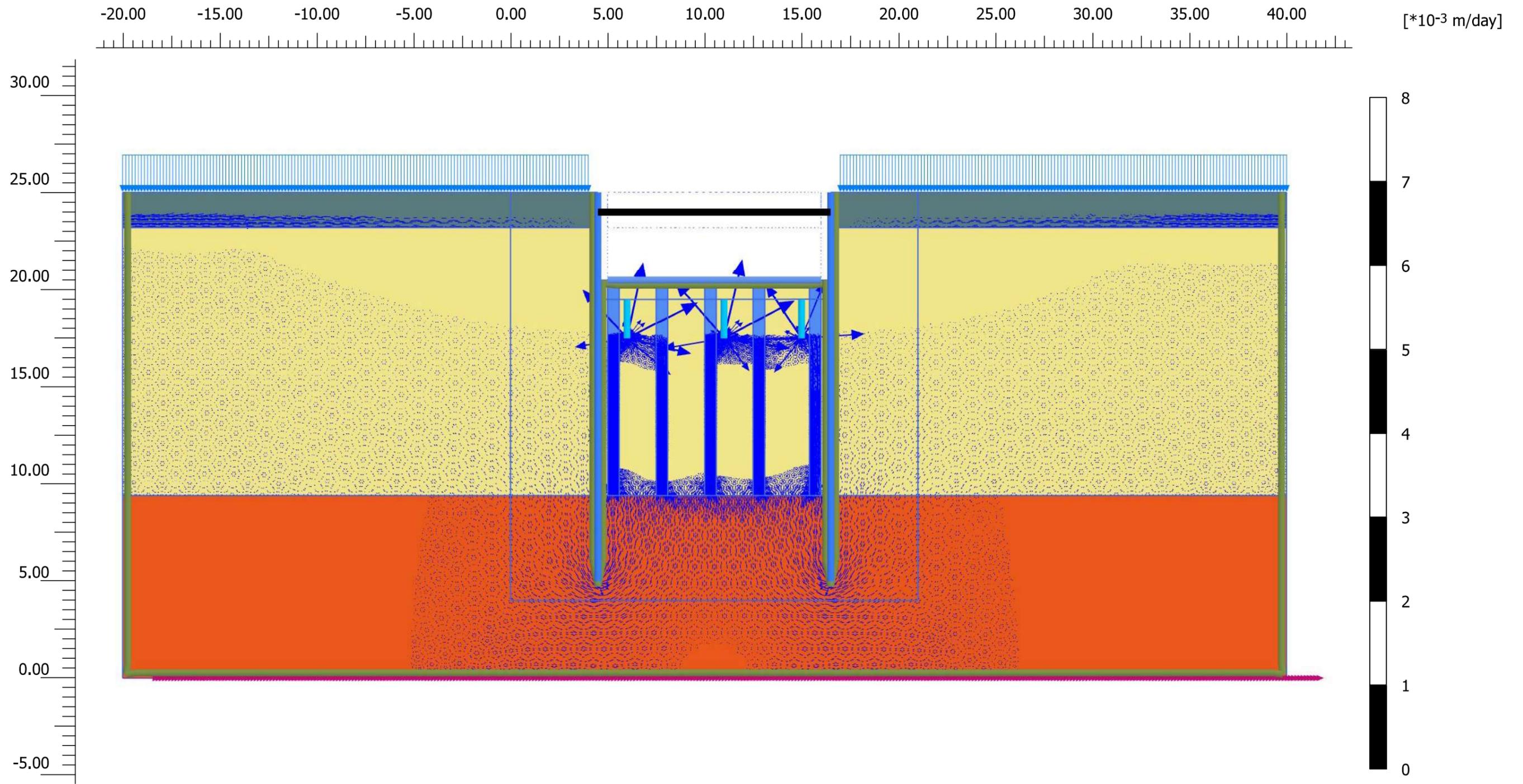
SÓTANO CON COLUMNAS DE GRAVA

Step

1234

Company

UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA



**Groundwater flow |q| (scaled up 4.00\*10<sup>3</sup> times) (Time 165.0 day)**

Maximum value = 1.070\*10<sup>-3</sup> m/day (Element 3091 at Stress point 37083)

Minimum value = 0.09644\*10<sup>-12</sup> m/day (Element 5556 at Stress point 66661)



**PLAXIS<sup>®</sup> 2D**

Project filename

RED DE FLUJO

Date

30/06/2023

Project description

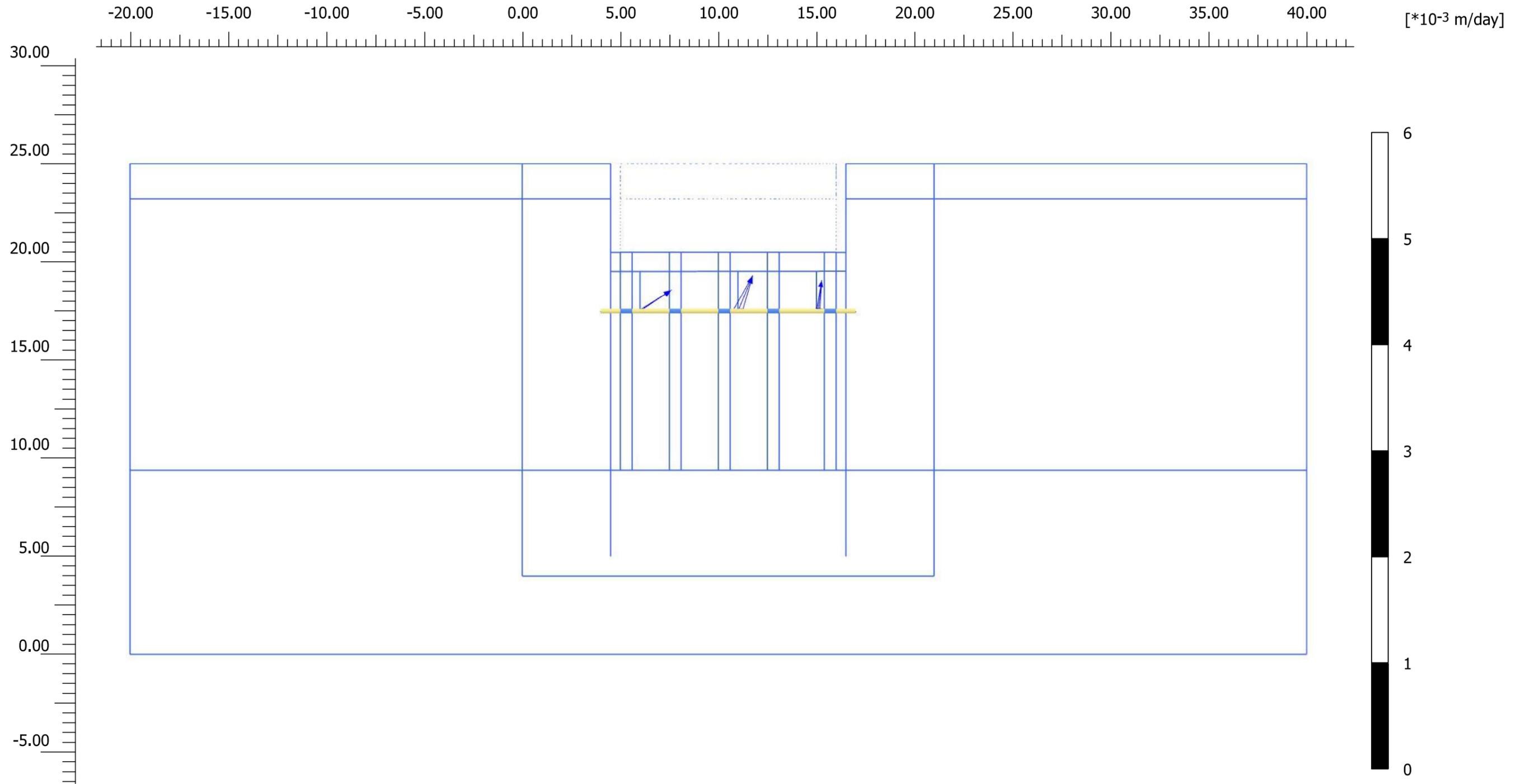
SÓTANO CON COLUMNAS DE GRAVA

Step

55

Company

UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA



**Groundwater flow |q| (scaled up 5.00\*10<sup>3</sup> times) (Time 105.0 day)**

Maximum value = 0.3933\*10<sup>-3</sup> m/day

Minimum value = 5.319\*10<sup>-6</sup> m/day

Total discharge is 0.4534\*10<sup>-3</sup> m<sup>3</sup>/day/m



**PLAXIS<sup>®</sup> 2D**

*Project filename*

CAUDAL INFILTRADO EN EL FONDO DE LA EXCAVACIÓN

*Date*

30/06/2023

*Project description*

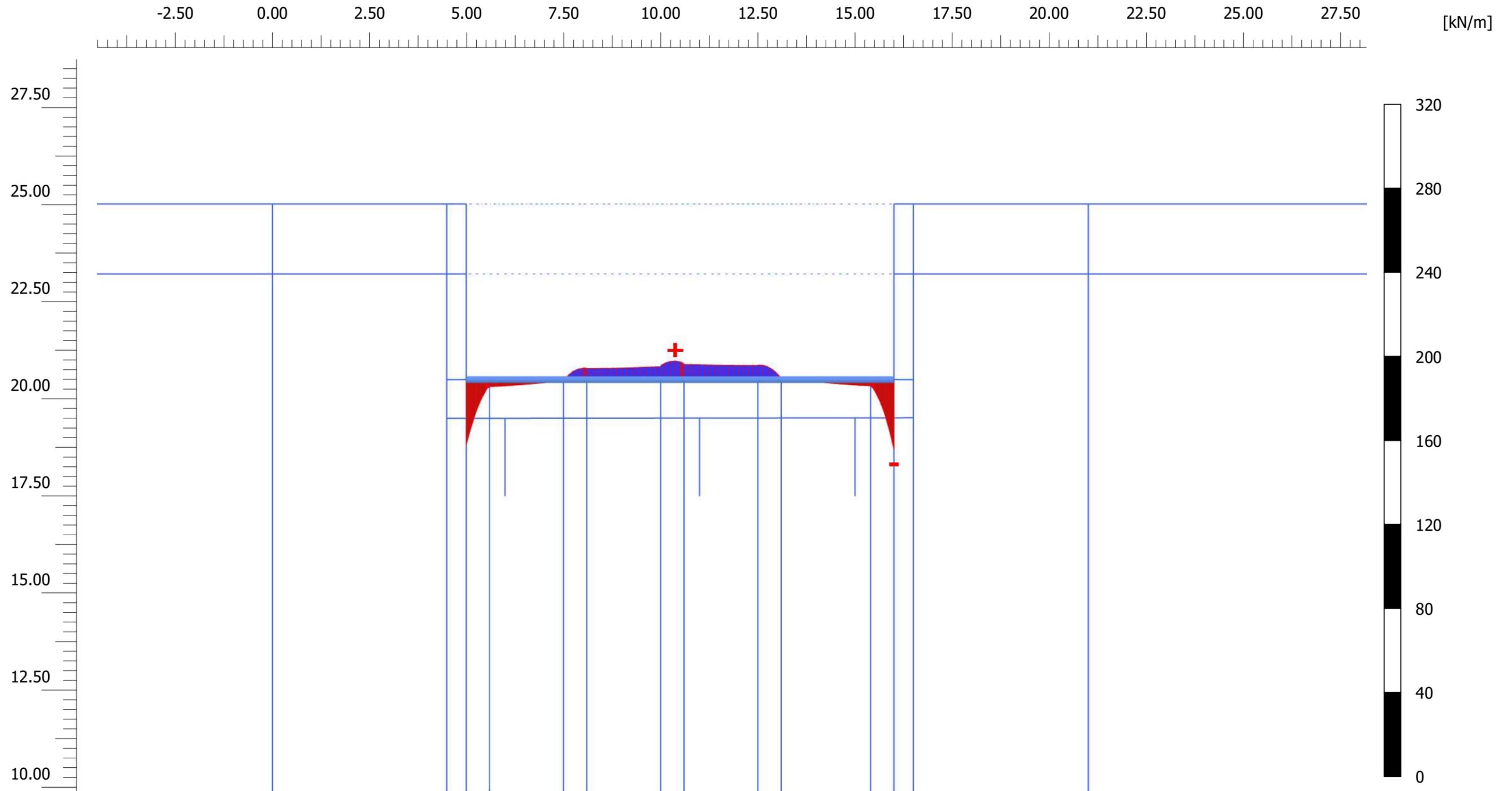
SÓTANO CON COLUMNAS DE GRAVA

*Step*

1154

*Company*

UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA



**Axial forces N (scaled up 0.0500 times) (Time 555.0 day)**

Maximum value = 9.502 kN/m (Element 48 at Node 33096)

Minimum value = -35.80 kN/m (Element 62 at Node 46681)



**PLAXIS<sup>®</sup> 2D**

Project filename

AXILES EN LOSA DE CIMENTACIÓN

Date

05/07/2023

Project description

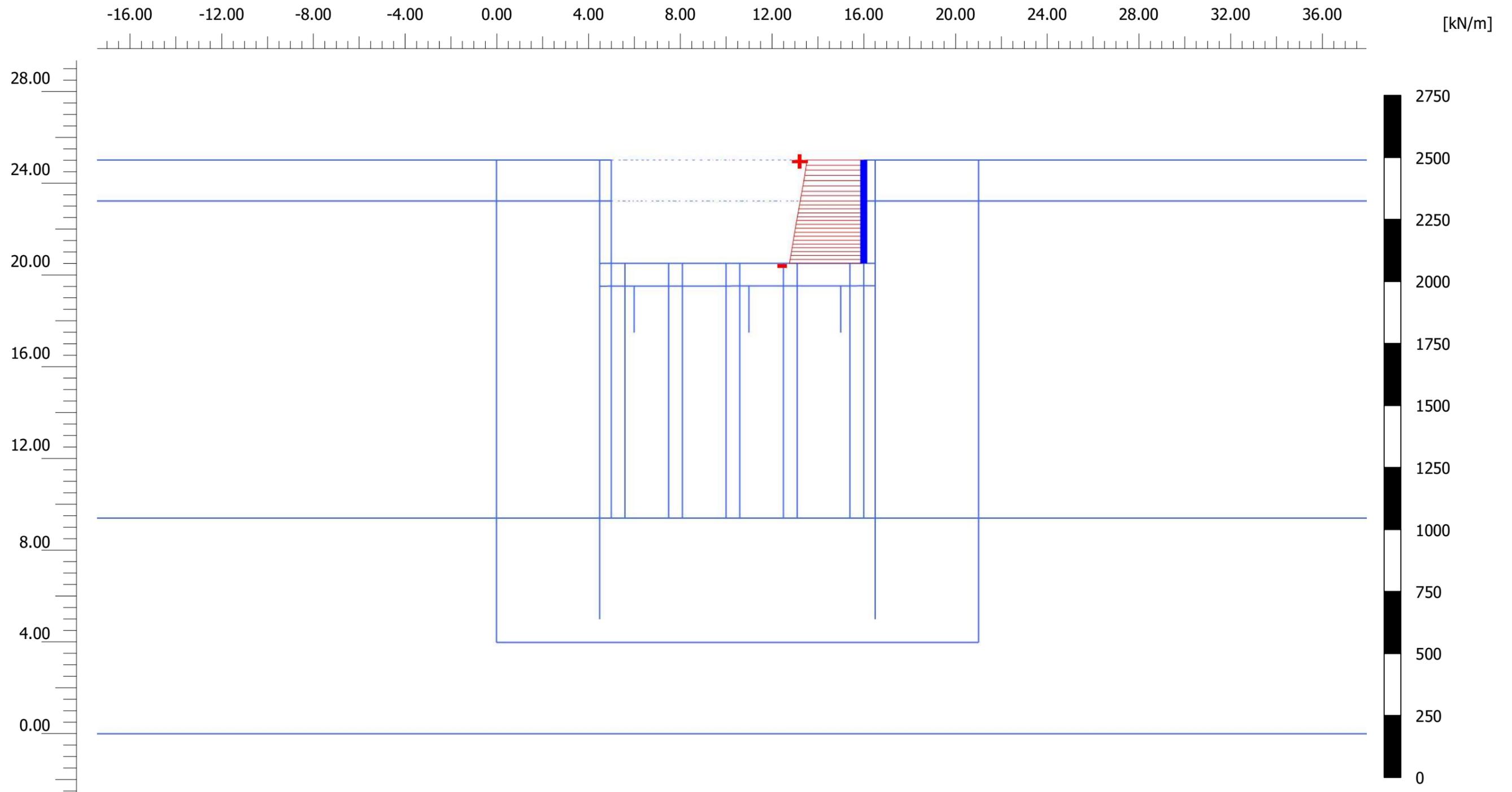
SÓTANO CON COLUMNAS DE GRAVA

Step

41

Company

UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA



**Axial forces N (scaled up 0.0100 times) (Time 555.0 day)**

Maximum value = -247.6 kN/m (Element 16 at Node 45798)

Minimum value = -323.7 kN/m (Element 27 at Node 46681)



**PLAXIS® 2D**

Project filename

AXILES EN MUROS

Date

05/07/2023

Project description

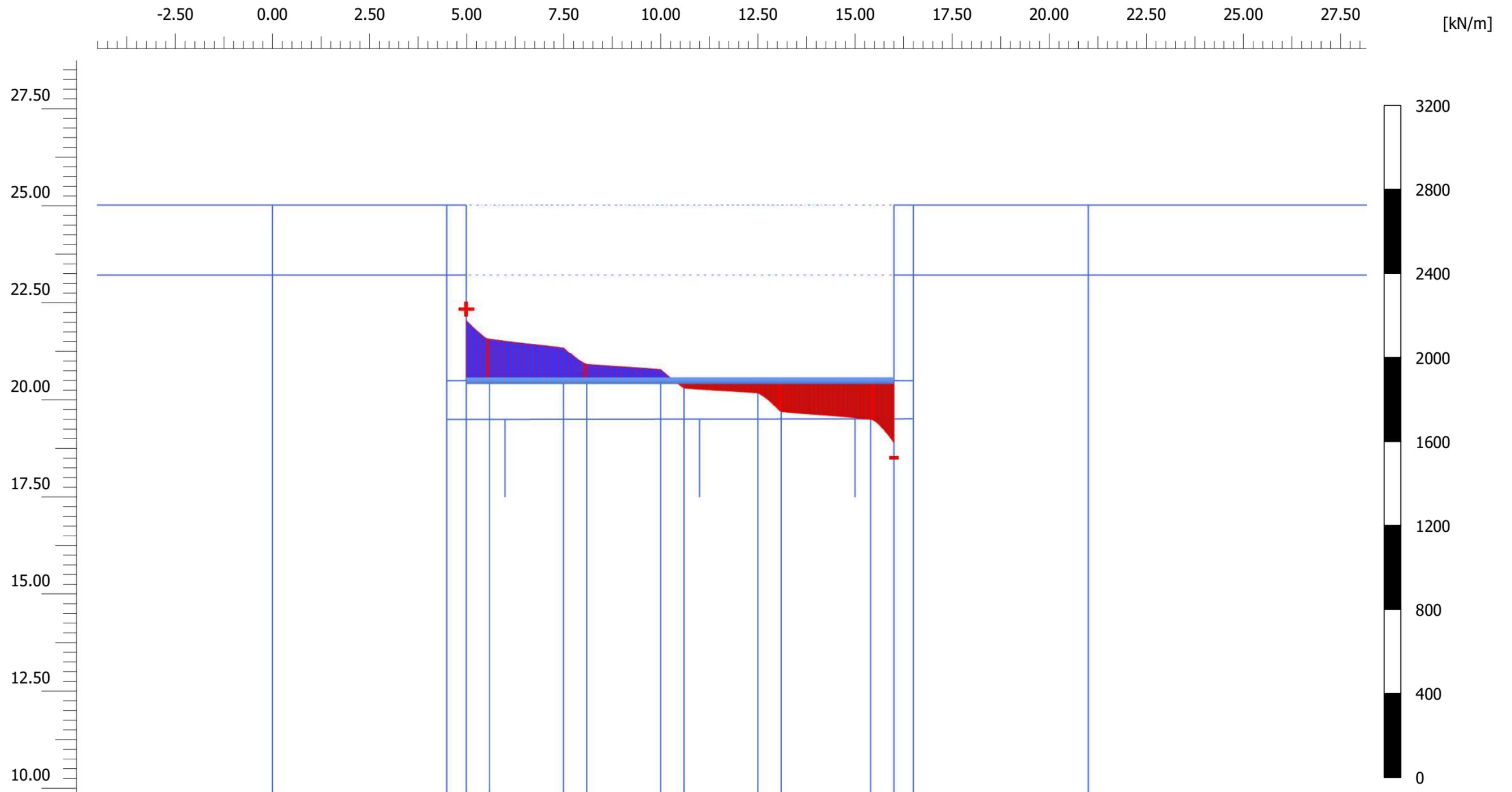
SÓTANO CON COLUMNAS DE GRAVA

Step

41

Company

UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA



**Shear forces Q (scaled up  $5.00 \cdot 10^{-3}$  times) (Time 555.0 day)**

Maximum value = 307.4 kN/m (Element 36 at Node 28716)

Minimum value = -318.5 kN/m (Element 62 at Node 46681)



**PLAXIS<sup>®</sup> 2D**

Project filename

CORTANTES EN LOSA DE CIMENTACIÓN

Date

05/07/2023

Project description

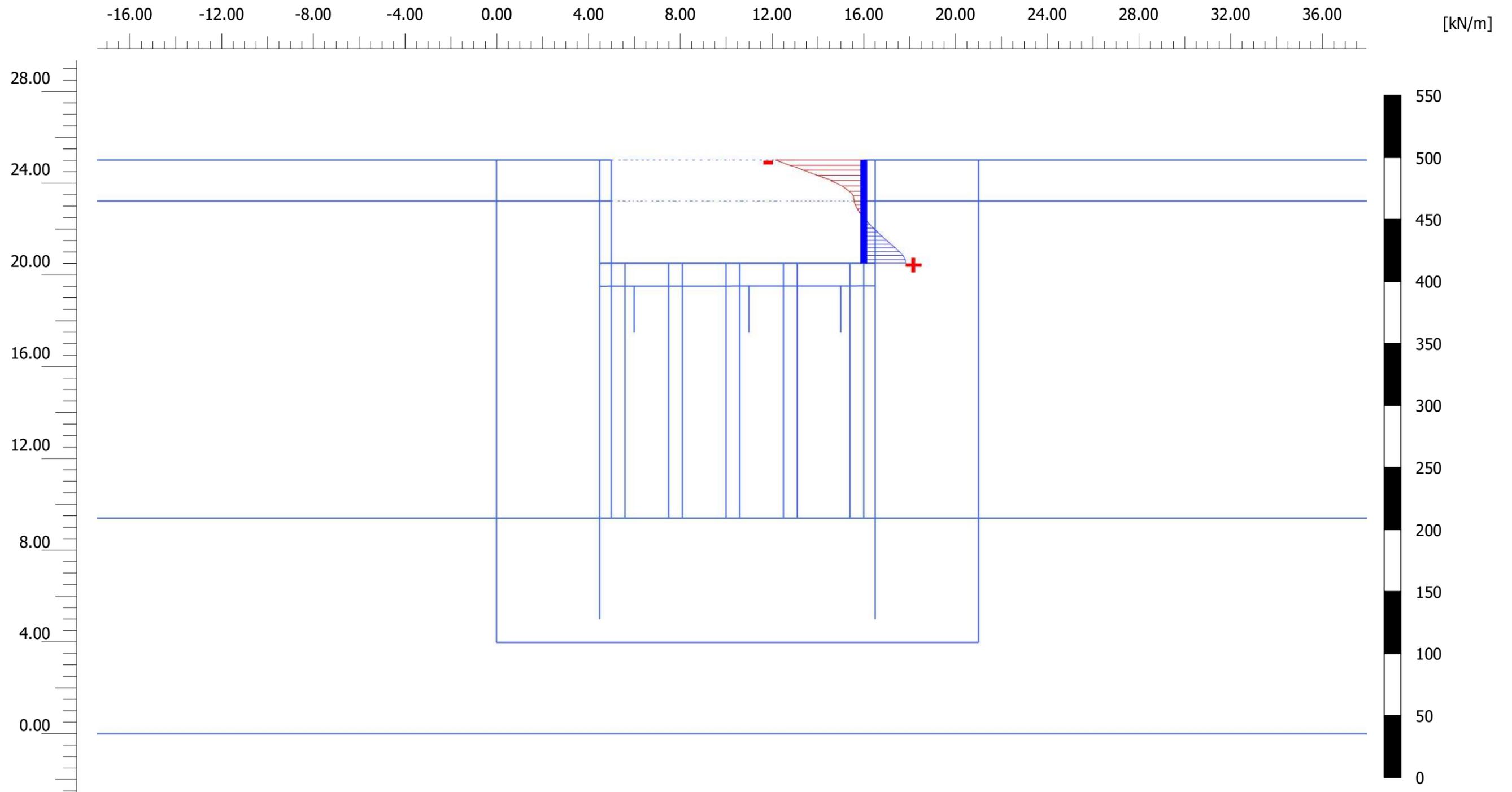
SÓTANO CON COLUMNAS DE GRAVA

Step

41

Company

UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA



**Shear forces Q (scaled up 0.0500 times) (Time 555.0 day)**

Maximum value = 36.39 kN/m (Element 27 at Node 46681)

Minimum value = -76.87 kN/m (Element 16 at Node 45798)



**PLAXIS<sup>®</sup> 2D**

Project filename

CORTANTES EN MUROS

Date

05/07/2023

Project description

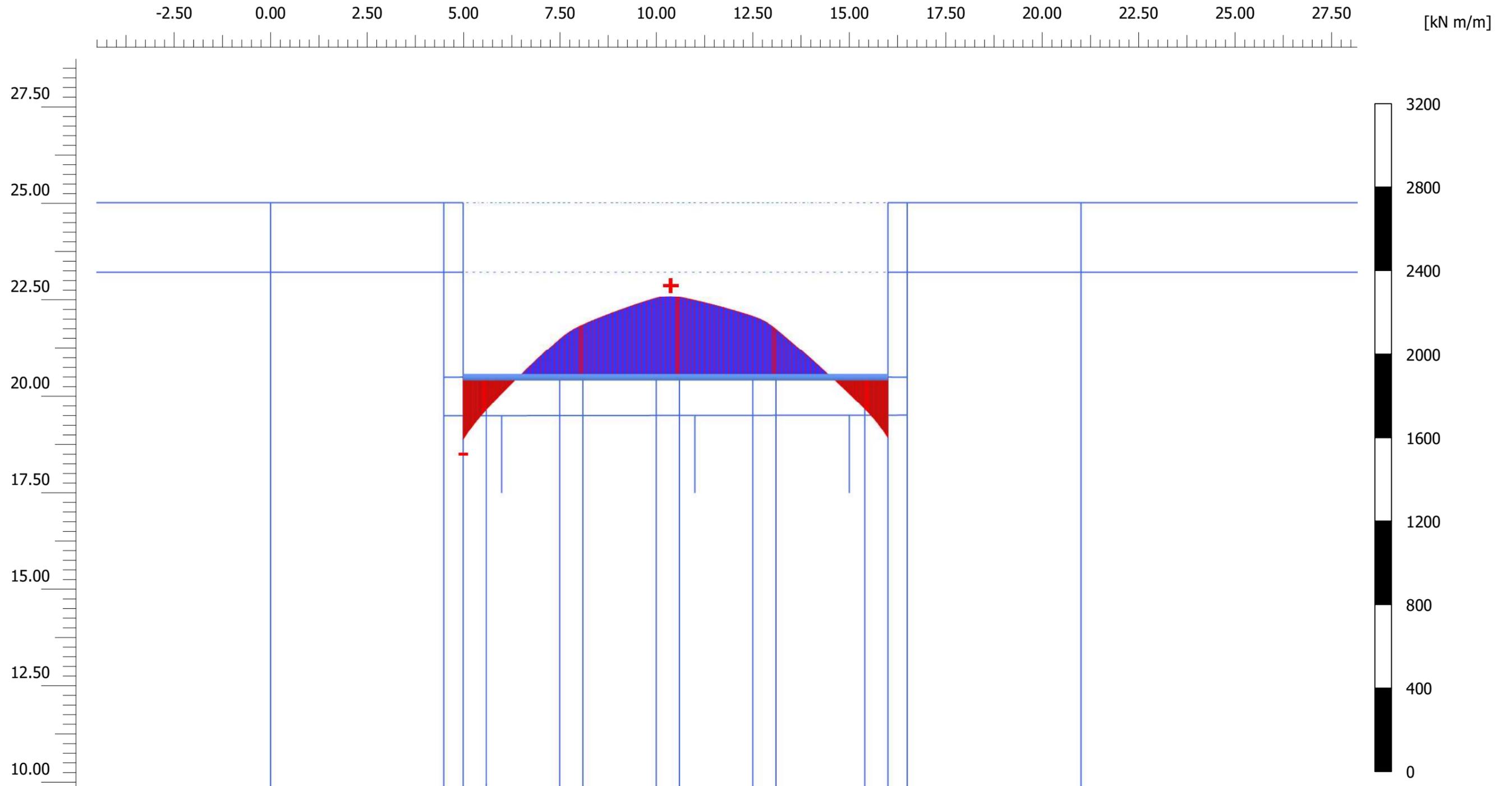
SÓTANO CON COLUMNAS DE GRAVA

Step

41

Company

UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA

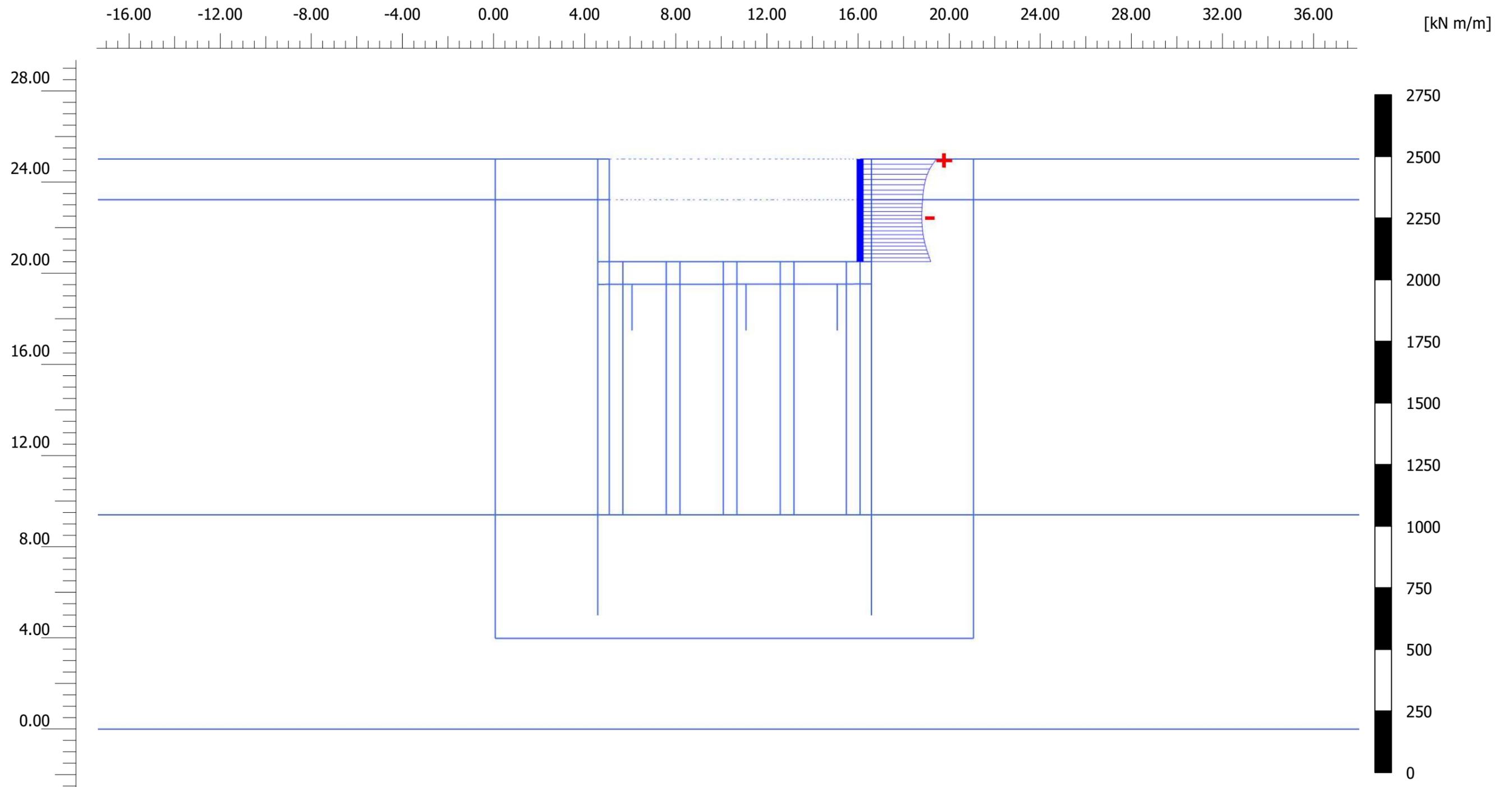


**Bending moments M (scaled up  $5.00 \cdot 10^{-3}$  times) (Time 555.0 day)**  
 Maximum value = 415.8 kN m/m (Element 48 at Node 33096)  
 Minimum value = -321.4 kN m/m (Element 36 at Node 28716)



**PLAXIS<sup>®</sup> 2D**

Project filename		MOMENTOS EN LOSA DE CIMENTACIÓN		Date	05/07/2023
Project description		Step	Company		
SÓTANO CON COLUMNAS DE GRAVA		41	UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA		



**Bending moments M (scaled up 0.0100 times) (Time 555.0 day)**

Maximum value = 337.1 kN m/m (Element 16 at Node 45798)

Minimum value = 273.2 kN m/m (Element 25 at Node 46392)



**PLAXIS<sup>®</sup> 2D**

Project filename

MOMENTOS EN MUROS

Date

05/07/2023

Project description

SÓTANO CON COLUMNAS DE GRAVA

Step

41

Company

UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA



## Anejo IV. Valoración económica



## INDICE

1. METODOLOGÍA.....	1
2. MEDICIONES.....	2
3. VALORACIÓN ECONÓMICA.....	6

## 1. METODOLOGÍA

En el presente anejo se procede a realizar la valoración económica de la alternativa propuesta. Para ello, se ha empleado tanto el generador de precios de la construcción desarrollado por CYPE Ingenieros, S.A., consultado el 29 de junio de 2023, como la base de datos del Instituto Valenciano de la Edificación (IVE) de 2022, para obtener los precios y descripción de las distintas unidades de obra que conforman los elementos de la construcción. Los presupuestos se han realizado con los datos más actualizados para hacer una estimación más ajustada, ya que los precios pueden variar diariamente a causa de la inflación, subida de tipos de interés y los conflictos bélicos, entre ellos, la guerra de Ucrania.

Para ello, primeramente, se ha dividido la ejecución de la obra en cinco capítulos distintos, éstos consisten en: trabajos previos, movimiento de tierras, mejora del terreno y estructuras; además de considerar un quinto capítulo donde se recogen diversas actuaciones que deben tener lugar durante toda la duración de la obra, como seguridad y salud y gestión de residuos.

Como se observa en los siguientes apartados, cada unidad de obra viene acompañada de un código, éste es el que se encuentra en la base de datos de la que se ha extraído la información, lo que facilita su trazabilidad. En el Apartado N<sup>o</sup>2. “Mediciones”, se indica, para cada unidad de obra empleada, su medición pormenorizada. En el Apartado N<sup>o</sup>3. “Valoración Económica” se indica, para cada unidad de obra empleada, la medición resultante del Apartado N<sup>o</sup>2 y el precio unitario de cada partida obtenida de los bancos de precios referidos anteriormente. La multiplicación de ambos conceptos permite obtener el Presupuesto de Ejecución Material (PEM) de cada unidad de obra. Se indica al final del Apartado el PEM por capítulos y del total de la actuación, así como el Presupuesto de Ejecución por Contrata (PEC) con y sin IVA.

2. MEDICIONES

N	CÓDIGO	UM	DEFINICIÓN	UD.	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL	TOTAL
<b>Capítulo 1. Trabajos previos</b>									
1	ADL005	m <sup>2</sup>	Desbroce y limpieza del terreno con desniveles mínimos, con medios mecánicos. Comprende los trabajos necesarios para retirar de las zonas previstas para la edificación o urbanización: pequeñas plantas, maleza, broza, maderas caídas, escombros, basuras o cualquier otro material existente, hasta una profundidad no menor que el espesor de la capa de tierra vegetal, considerando como mínima 25 cm; y carga a camión. El precio no incluye la tala de árboles. Desbroce y limpieza del terreno.	1	70.00	30.00		2100.00	<b>2100.00 m<sup>2</sup></b>
<b>Capítulo 2. Movimiento de tierras</b>									
1	CTA001	Ud	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo de vibrohincador-extractor hidráulico, para hincas de tablestacas metálicas en el terreno, con carácter provisional o definitivo, a una distancia de hasta 50 km. El precio incluye el desplazamiento a la obra del personal especializado. Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo de maquinaria para hincas de tablestacas.	1				1.00	<b>1.00 Ud.</b>
2	CTA010	m <sup>2</sup>	Pantalla autoportante de tablestacas metálicas machihembradas, hincadas en el terreno de manera provisional, formada por perfiles metálicos de acero laminado, con forma grecada de 800 mm de ancho de perfil, 8 mm de espesor y módulo de resistencia de 1060 cm <sup>3</sup> /m de pared. Pantalla autoportante de tablestacas metálicas.	1	152.00		20	3040.00	<b>3040.00 m<sup>2</sup></b>
3	ECCP10d	m	Montaje y desmontaje de arriostamiento de pantalla para grandes luces, con puntales telescópicos prefabricados con una capacidad de carga de 400 kN. Montaje arriostamiento.	12	11.00			132.00	<b>132.00 m</b>
4	ECCP11d	m	Alquiler diario de arriostamiento de pantalla para grandes luces, con puntales telescópicos prefabricados con una capacidad de carga de 400 kN. Arriostamiento.  Días de alquiler.	12	11.00			132.00	<b>132.00 m</b>
				180				180.00	<b>180.00 d</b>
5	AMME12aaa	m <sup>3</sup>	Excavación entre muros pantalla a cielo abierto mediante medios mecánicos en tierras hasta una profundidad de 6 m, incluida la carga de material y su acopio intermedio o su transporte a vertedero a una distancia menor de 10 km. Excavación de nave principal. Excavación de nave secundaria.	1	55.00	11.00	4.5	2722.50	
				1	13.00	11.00	4.5	643.50	<b>3366.00 m<sup>3</sup></b>



ANEJO IV. VALORACIÓN ECONÓMICA



6	AHP105	Ud	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo de perforación, para la realización de micropozos de bombeo. El precio incluye el desplazamiento a la obra del personal especializado. Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo de perforación para micropozos de bombeo.	1			1.00		<b>1.00 Ud.</b>
7	AHP 106	Ud	Emplazamiento y preparación de equipo de perforación, para la realización de micropozos de bombeo, sobre el punto de perforación. El precio incluye el desplazamiento de la maquinaria y del personal especializado dentro de la misma obra. Emplazamiento y preparación de equipo de perforación para micropozos de bombeo.	1			1.00		<b>1.00 Ud.</b>
8	AHP110	m	Micropozo de bombeo provisional, de hasta 5 m de profundidad, realizado con tubo de acero de 180 mm de diámetro, para alojamiento de bomba sumergible, a utilizar en los trabajos de agotamiento del agua de fondo de la excavación. El precio no incluye la bomba sumergible. Micropozo de bombeo de bombeo provisional.	3	5.00		15.00		<b>15.00 m</b>
9	MMMB.3a	d	Jornada de equipo para reducción del nivel freático, funcionando 24h. Compuesto por lanzas de drenaje, manguitos de conexión, tubo colector, codos y accesorios, bomba de vacío y bomba de hinca. Incluso, canon de vertido de aguas a la red de alcantarillado público. Jornada de equipo para reducción del nivel freático.	180			180.00		<b>180.00 Ud.</b>
<b>Capítulo 3. Mejora del terreno</b>									
1	-	m	Columna de grava de 0.60 m de diámetro con gravas uniformes de tamaño máximo 40 mm. Incluso, puesta en obra y vibrocompactación (Precios Keller). Columna de grava.	120			11	1320.00	<b>1320.00 m</b>
<b>Capítulo 4. Estructuras</b>									
1	AMDR.1a	m <sup>3</sup>	Relleno drenante realizado a base de capas de grava de distintas granulometrías, todo ello compactado mediante bandeja vibratoria en tongadas de 20 cm. Relleno drenante c/ gravas nave principal. Relleno drenante c/ gravas nave secundaria.	1	55.00	11.00	0.2	121.00	
				1	13.00	11.00	0.2	28.60	<b>149.60 m<sup>3</sup></b>
2	AMDR.2a	m <sup>2</sup>	Suministro y colocación de geotextil permeable de 200 gr/m <sup>2</sup> , incluso preparación de superficie de colocación y parte proporcional de elementos auxiliares, totalmente colocado. Geotextil permeable nave principal. Geotextil permeable nave secundaria.	1	55.00	11.00		605.00	
				1	13.00	11.00		143.00	<b>748.00 m<sup>2</sup></b>

3	CSL010	m <sup>3</sup>	Losa de cimentación de hormigón armado, realizada con hormigón HA-30/B/XC2 fabricado en central, y vertido con bomba, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 85 kg/m <sup>3</sup> ; acabado superficial liso mediante regla vibrante. Incluso armaduras para formación de foso de ascensor, refuerzos, pliegues, encuentros, arranques y esperas en muros, escaleras y rampas, cambios de nivel, alambre de atar, y separadores. El precio incluye la elaboración y el montaje de la ferralla en el lugar definitivo de su colocación en obra, pero no incluye el encofrado.					
			Losa de cimentación nave principal.	1	53.01	10.86	1	575.69
			Losa de cimentación nave secundaria.	1	12.08	10.51	1	126.96
								<b>702.65 m<sup>3</sup></b>
4	ENIU.6baa	m <sup>2</sup>	Impermeabilización de losa de cimentación, cimentación corrida o cimentación con zapatas, mediante membrana bicapa no adherida, compuesta por dos láminas tipo LBM-30-FP de betún modificado con plastómeros APP de 30 gr/dm <sup>2</sup> de masa total, con armadura constituida por fieltro de poliéster reformado y estabilizado FP.160 (160 gr/m <sup>2</sup> ), colocadas sin adherir al soporte, totalmente adheridas entre sí mediante calor y adheridas en la entrega a la parte inferior del muro previa imprimación de éste con emulsión bituminosa negra tipo EB, incluso limpieza previa del soporte, mermas y solapos, según DB HS-1 del CTE y Documento: Impermeabilización en la edificación sobre y bajo rasante con láminas bituminosas modificadas de ANFI.					
			Impermeabilización de losa de cimentación principal.	1	53.01	10.86		575.69
			Impermeabilización de losa de cimentación secundaria.	1	12.08	10.51		126.96
								<b>702.65 m<sup>2</sup></b>
5	CCS010	m <sup>3</sup>	Muro de sótano de hormigón armado, realizado con hormigón HA-30/B/20/XC2 fabricado en central, y vertido con cubilote, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 50 kg/m <sup>3</sup> . Incluso alambre de atar y separadores. El precio incluye la elaboración y el montaje de la ferralla en el lugar definitivo de su colocación en obra.					
			Muro de sótano.	1	152.00	0.80	4.5	547.20
								<b>547.20 m<sup>3</sup></b>
6	CCS020	m <sup>2</sup>	Montaje y desmontaje, de sistema de encofrado a una cara con acabado tipo industrial para revestir, realizado con paneles metálicos modulares, amortizables en 150 usos, para formación de muro de hormigón armado, de entre 3 y 6 m de altura y superficie plana, para contención de tierras. Incluso; pasamuros para paso de los tensores; elementos de sustentación, fijación y apuntalamiento necesarios para su estabilidad; y líquido desencofrante, para evitar la adherencia del hormigón al encofrado.					
			Sistema de encofrado para muro de sótano.	1	152.00		4.5	684.00
								<b>684.00 m<sup>2</sup></b>
7	ENIU.7ba	m <sup>2</sup>	Impermeabilización de muro de sótano mediante membrana monocapa adherida, compuesta por lámina de betún modificado con plastómeros APP, tipo LBM-30-FP, de masa total 30 gr/dm <sup>2</sup> , de superficie no protegida, con armadura constituida por fieltro de poliéster reforzado y estabilizado FP.160 (160 gr/m <sup>2</sup> ), adherida al soporte mediante calor previa imprimación con 0.35 kg/m <sup>2</sup> de emulsión bituminosa negra tipo EB, incluso limpieza previa del soporte, mermas y solapos, según DB HS-1 del CTE y Documento: Impermeabilización en la edificación sobre y bajo rasante con láminas bituminosas modificadas de ANFI.					
			Impermeabilización de muro de sótano.	1	152.00		4.5	684.00
								<b>684.00 m<sup>2</sup></b>

8	EHR025	m <sup>2</sup>	<p>Forjado reticular de hormigón armado con casetón recuperable, horizontal, con 15% de zonas macizas, con altura libre de planta de hasta 3 m, canto total 50 = 40+10 cm, realizado con hormigón HA-25/F/20/XC2 fabricado en central, y vertido con cubilote, volumen 0,309 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>, y acero UNE-EN 10080 B 500 S en zona de ábacos, nervios y zunchos, cuantía 19 kg/m<sup>2</sup>; nervios de hormigón "in situ" de 12 cm de espesor, intereje 70 cm; casetón recuperable de PVC, 64x70x40 cm; capa de compresión de 10 cm de espesor, con armadura de reparto formada por malla electrosoldada ME 20x20 Ø 5-5 B 500 T 6x2,20 UNE-EN 10080; montaje y desmontaje de sistema de encofrado continuo, con acabado visto con textura lisa, formado por: superficie encofrante de tableros de madera tratada, reforzados con varillas y perfiles, amortizables en 20 usos; estructura soporte horizontal de sopandas metálicas y accesorios de montaje, amortizables en 150 usos y estructura soporte vertical de puntales metálicos, amortizables en 150 usos, en zonas macizas y montaje y desmontaje de sistema de encofrado continuo, formado por: superficie encofrante de casetones recuperables; estructura soporte horizontal de portasopandas y guías metálicas y accesorios de montaje, amortizables en 150 usos y estructura soporte vertical de puntales metálicos, amortizables en 150 usos, en zonas aligeradas. Incluso alambre de atar, separadores, líquido desencofrante, para evitar la adherencia del hormigón al encofrado y agente filmógeno, para el curado de hormigones y morteros. El precio incluye la elaboración de la ferralla (corte, doblado y conformado de elementos) en taller industrial y el montaje en el lugar definitivo de su colocación en obra, pero no incluye los pilares.</p>						
			Forjado reticular con casetón recuperable y pilares nave principal.	1	53.01	10.86	0.8	460.55	
			Forjado reticular con casetón recuperable y pilares nave secundaria.	1	12.08	10.51	0.8	101.57	
									<b>562.12 m<sup>2</sup></b>

Capítulo 5. Otros

1	Ud.	Seguridad y Salud.		1			1.00	<b>1 Ud.</b>
2	Ud.	Gestión de residuos.		1			1.00	<b>1 Ud.</b>

## 3. VALORACIÓN ECONÓMICA

N	CÓDIGO	UM	DEFINICIÓN	MEDICIÓN	PRECIO	IMPORTE
Capítulo 1. Trabajos previos						<b>2,373.00 €</b>
1	ADL005	m <sup>2</sup>	Desbroce y limpieza del terreno con desniveles mínimos, con medios mecánicos. Comprende los trabajos necesarios para retirar de las zonas previstas para la edificación o urbanización: pequeñas plantas, maleza, broza, maderas caídas, escombros, basuras o cualquier otro material existente, hasta una profundidad no menor que el espesor de la capa de tierra vegetal, considerando como mínima 25 cm; y carga a camión. El precio no incluye la tala de árboles.	2100.00	1.13 €	2,373.00 €
Capítulo 2. Movimiento de tierras						<b>415,222.78 €</b>
1	CTA001	Ud	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo de vibrohincador-extractor hidráulico, para hincas de tablestacas metálicas en el terreno, con carácter provisional o definitivo, a una distancia de hasta 50 km. El precio incluye el desplazamiento a la obra del personal especializado.	1.00	10,144.51 €	10,144.51 €
2	CTA010	m <sup>2</sup>	Pantalla autoportante de tablestacas metálicas machihembradas, hincadas en el terreno de manera provisional, formada por perfiles metálicos de acero laminado, con forma grecada de 800 mm de ancho de perfil, 8 mm de espesor y módulo de resistencia de 1060 cm <sup>3</sup> /m de pared.	3040.00	100.60 €	305,824.00 €
3	ECCP10d	m	Montaje y desmontaje de arriostramiento de pantalla para grandes luces, con puntales telescópicos prefabricados con una capacidad de carga de 400 kN.	132.00	109.25 €	14,421.00 €
4	ECCP11d	m	Alquiler diario de arriostramiento de pantalla para grandes luces, con puntales telescópicos prefabricados con una capacidad de carga de 400 kN.	132.00 180.00	0.97 € 0.97 €	128.04 € 174.60 €
5	AMME12aa a	m <sup>3</sup>	Excavación entre muros pantalla a cielo abierto mediante medios mecánicos en tierras hasta una profundidad de 6 m, incluida la carga de material y su acopio intermedio o su transporte a vertedero a una distancia menor de 10 km.	3366.00	8.59 €	28,913.94 €
6	AHP105	Ud	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo de perforación, para la realización de micropozos de bombeo. El precio incluye el desplazamiento a la obra del personal especializado.	1.00	3,041.81 €	3,041.81 €
7	AHP 106	Ud	Emplazamiento y preparación de equipo de perforación, para la realización de micropozos de bombeo, sobre el punto de perforación. El precio incluye el desplazamiento de la maquinaria y del personal especializado dentro de la misma obra.	1.00	160.68 €	160.68 €
8	AHP110	m	Micropozo de bombeo provisional, de hasta 5 m de profundidad, realizado con tubo de acero de 180 mm de diámetro, para alojamiento de bomba sumergible, a utilizar en los trabajos de agotamiento del agua de fondo de la excavación. El precio no incluye la bomba sumergible.	15.00	254.28 €	3,814.20 €
9	MMMB.3a	d	Jornada de equipo para reducción del nivel freático, funcionando 24h. Compuesto por lanzas de drenaje, manguitos de conexión, tubo colector, codos y accesorios, bomba de vacío y bomba de hincas. Incluso, canon de vertido de aguas a la red de alcantarillado público.	180.00	270.00 €	48,600.00 €



Capítulo 3. Mejora del terreno			59,400.00 €			
1	-	m	Columna de grava de 0.60 m de diámetro con gravas uniformes de tamaño máximo 40 mm. Incluso, puesta en obra y vibrocompactación (Precios Keller).	1320.00	45.00 €	59,400.00 €
Capítulo 4. Estructuras			412,456.10 €			
1	AMDR.1a	m	Relleno drenante realizado a base de capas de grava de distintas granulometrías, todo ello compactado mediante bandeja vibratoria en tongadas de 20 cm.	149.60	33.59 €	5,025.06 €
2	AMDR.2a	m <sup>2</sup>	Suministro y colocación de geotextil permeable de 200 gr/m <sup>2</sup> , incluso preparación de superficie de colocación y parte proporcional de elementos auxiliares, totalmente colocado.	748.00	2.09 €	1,563.32 €
3	CSL010	m <sup>3</sup>	Losa de cimentación de hormigón armado, realizada con hormigón HA-30/B/XC2 fabricado en central, y vertido con bomba, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 85 kg/m <sup>3</sup> ; acabado superficial liso mediante regla vibrante. Incluso armaduras para formación de foso de ascensor, refuerzos, pliegues, encuentros, arranques y esperas en muros, escaleras y rampas, cambios de nivel, alambre de atar, y separadores. El precio incluye la elaboración y el montaje de la ferralla en el lugar definitivo de su colocación en obra, pero no incluye el encofrado.	702.65	249.68 €	175,437.65 €
4	ENIU.6baa	m <sup>2</sup>	Impermeabilización de losa de cimentación, cimentación corrida o cimentación con zapatas, mediante membrana bicapa no adherida, compuesta por dos láminas tipo LBM-30-FP de betún modificado con plastómeros APP de 30 gr/dm <sup>2</sup> de masa total, con armadura constituida por fieltro de poliéster reformado y estabilizado FP.160 (160 gr/m <sup>2</sup> ), colocadas sin adherir al soporte, totalmente adheridas entre sí mediante calor y adheridas en la entrega a la parte inferior del muro previa imprimación de éste con emulsión bituminosa negra tipo EB, incluso limpieza previa del soporte, mermas y solapos, según DB HS-1 del CTE y Documento: Impermeabilización en la edificación sobre y bajo rasante con láminas bituminosas modificadas de ANFI.	702.65	23.06 €	16,203.11 €
5	CCS010	m <sup>3</sup>	Muro de sótano de hormigón armado, realizado con hormigón HA-30/B/20/XC2 fabricado en central, y vertido con cubilote, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 50 kg/m <sup>3</sup> . Incluso alambre de atar y separadores. El precio incluye la elaboración y el montaje de la ferralla en el lugar definitivo de su colocación en obra.	547.20	204.33 €	111,809.38 €
6	CCS020	m <sup>2</sup>	Montaje y desmontaje, de sistema de encofrado a una cara con acabado tipo industrial para revestir, realizado con paneles metálicos modulares, amortizables en 150 usos, para formación de muro de hormigón armado, de entre 3 y 6 m de altura y superficie plana, para contención de tierras. Incluso; pasamuros para paso de los tensores; elementos de sustentación, fijación y apuntalamiento necesarios para su estabilidad; y líquido desencofrante, para evitar la adherencia del hormigón al encofrado.	684.00	28.46 €	19,466.64 €
7	ENIU.7ba	m <sup>2</sup>	Impermeabilización de muro de sótano mediante membrana monocapa adherida, compuesta por lámina de betún modificado con plastómeros APP, tipo LBM-30-FP, de masa total 30 gr/dm <sup>2</sup> , de superficie no protegida, con armadura constituida por fieltro de poliéster reforzado y estabilizado FP.160 (160 gr/m <sup>2</sup> ), adherida al soporte mediante calor previa imprimación con 0.35 kg/m <sup>2</sup> de emulsión bituminosa negra tipo EB, incluso limpieza previa del soporte, mermas y solapos, según DB HS-1 del CTE y Documento: Impermeabilización en la edificación sobre y bajo rasante con láminas bituminosas modificadas de ANFI.	684.00	14.15 €	9,678.60 €



8	EHR025	m <sup>2</sup>		562.12	130.35 €	73,272.34 €
---	--------	----------------	--	--------	----------	-------------

Forjado reticular de hormigón armado con casetón recuperable, horizontal, con 15% de zonas macizas, con altura libre de planta de hasta 3 m, canto total 50 = 40+10 cm, realizado con hormigón HA-25/F/20/XC2 fabricado en central, y vertido con cubilote, volumen 0,309 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>, y acero UNE-EN 10080 B 500 S en zona de ábacos, nervios y zunchos, cuantía 19 kg/m<sup>2</sup>; nervios de hormigón "in situ" de 12 cm de espesor, intereje 70 cm; casetón recuperable de PVC, 64x70x40 cm; capa de compresión de 10 cm de espesor, con armadura de reparto formada por malla electrosoldada ME 20x20 Ø 5-5 B 500 T 6x2,20 UNE-EN 10080; montaje y desmontaje de sistema de encofrado continuo, con acabado visto con textura lisa, formado por: superficie encofrante de tableros de madera tratada, reforzados con varillas y perfiles, amortizables en 20 usos; estructura soporte horizontal de sopandas metálicas y accesorios de montaje, amortizables en 150 usos y estructura soporte vertical de puntales metálicos, amortizables en 150 usos, en zonas macizas y montaje y desmontaje de sistema de encofrado continuo, formado por: superficie encofrante de casetones recuperables; estructura soporte horizontal de portasopandas y guías metálicas y accesorios de montaje, amortizables en 150 usos y estructura soporte vertical de puntales metálicos, amortizables en 150 usos, en zonas aligeradas. Incluso alambre de atar, separadores, líquido desencofrante, para evitar la adherencia del hormigón al encofrado y agente filmógeno, para el curado de hormigones y morteros. El precio incluye la elaboración de la ferralla (corte, doblado y conformado de elementos) en taller industrial y el montaje en el lugar definitivo de su colocación en obra, pero no incluye los pilares.

---

**Capítulo 5. Otros**


---

**3,545.00 €**

1	Ud.	Seguridad y Salud.	1.00		2,125.00 €
2	Ud.	Gestión de residuos.	1.00		1,420.00 €

**Presupuesto de Ejecución Material**


---

**892,996.88 €**

13.0% Costes Indirectos s/897,595.56

116,089.59 €

6.0% Gastos Generales s/897,595.56

53,579.81 €

**Presupuesto de Ejecución por Contrata**
**1,062,666.29 €**

I.V.A 21.0% s/1,068,138.72

223,159.92 €

**Presupuesto de Ejecución por Contrata + IVA**
**1,285,826.21 €**

Asciede el presupuesto de Ejecución por Contrata + IVA a

**UN MILLÓN DOSCIENTOS OCHENTA Y CINCO MIL OCHOCIENTOS VEINTISÉIS EUROS CON VEINTIÚN CÉNTIMOS (1,285,826.21 €)**