



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

TRABAJO DE FIN DE GRADO

DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN LA CALLE EUGENIA VIÑES DE VALENCIA

Presentado por

Rubio Soria, Laura

Para la obtención del

Grado en Ingeniería Civil

Curso: 2020/2021

Fecha: 22/06/2021

Tutor: María Elvira Garrido de la Torre

Cotutor: Carlos Hidalgo Signes



ÍNDICE DEL TRABAJO

“DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN LA CALLE EUGENIA VIÑES DE VALENCIA”

- MEMORIA
- ANEJOS



TRABAJO DE FIN DE GRADO

DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN LA CALLE EUGENIA VIÑES DE VALENCIA

MEMORIA





ÍNDICE

1.INTRODUCCIÓN	2	4.1.1. SONDEOS	10
1.1 ANTECEDENTES.....	2	4.1.2. PRUEBAS DE PENETRACIÓN DINÁMICA	11
1.1.1. HISTÓRICOS.....	2	4.2. ENSAYOS DE LABORATORIO	12
1.1.2. CLIMÁTICOS	3	4.3. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS.....	12
1.1.3. OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE (ODS)	4	5.DISEÑO GEOCTÉNICO.....	13
1.2. JUSTIFICACIÓN DE ESTE TFG.....	4	5.1. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS.....	13
1.3. OBJETO Y ALCANCE.....	5	5.2. COMPROBACIONES TÉCNICAS	16
1.4. DOCUMENTACIÓN DE PARTIDA	5	5.2.1.ELU: CAPACIDAD PORTANTE	16
2. ESTUDIOS PREVIOS.....	6	5.2.2.ELS: DEFORMABILIDAD.....	17
2.1. GEOMORFOLOGÍA	6	5.2.3.ELS: FLOTABILIDAD	18
2.2. SISMOLOGÍA	7	5.3. EXCAVACIÓN	18
2.3. HIDROGEOLOGÍA	8	5.3.1. ESTABILIDAD DE TALUDES	18
3.MARCO GEOLÓGICO.....	9	5.3.2. SISTEMAS DE CONTENCIÓN.....	20
4.RECONOCIMIENTOS Y PARAMETRIZACIÓN DEL TERRENO	10	5.3.3. INESTABILIDAD HIDRÁULICA	21
4.1. ENSAYOS DE CAMPO	10	5.3.4. ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO.....	21
		6.RESUMEN Y CONCLUSIONES.....	22

1. INTRODUCCIÓN

Valencia es una ciudad que se encuentra situada en la costa mediterránea de la península ibérica, sobre la gran llanura aluvial de los ríos Turia y Júcar, justo en el centro del golfo de Valencia. Presenta un clima mediterráneo seco, con veranos cálidos e inviernos suaves. En cuanto a las precipitaciones, aunque es relativamente frecuente que algunos meses no llueva absolutamente nada, hay que destacar un fenómeno que se da con más frecuencia en la ciudad de Valencia, fundamentalmente en la veda otoñal, la denominada 'gota fría' o 'DANA'. En este periodo es habitual que se produzcan episodios torrenciales donde, en un solo día o unas horas, pueden caer cantidades de precipitación equivalentes a la cuarta parte o incluso la mitad del promedio de precipitación anual, tal y como se dio en la trágica riada del Turia en 1957, donde Valencia sufrió una de las más graves inundaciones de su historia o, más actualmente, en septiembre de 2019 o noviembre de 2020.

El problema que presenta la ciudad de Valencia es que las aguas pluviales y las aguas residuales (fecales) se recogen a través de los mismos conductos y, cuando se presentan lluvias torrenciales, la red de saneamiento sufre, ya que, no soporta el volumen de agua que cae sobre la ciudad y acaba desbordando el sistema, provocando vertidos contaminantes al mar o a la Albufera. Por eso, remodelar el sistema de saneamiento no es suficiente, ya que invertir dinero en sobredimensionar dichas infraestructuras quizás no sea la solución más adecuada, puesto que el sistema se colapsa solo cuando se presentan lluvias torrenciales, varias veces al año, funcionando correctamente la mayor parte del año. Es por ello por lo que se diseñan los denominados tanques de tormentas, los cuales complementan a la red de estaciones de bombeo y colectores de la ciudad.

En España se está cambiando la forma de gestionar las aguas de lluvia, por un lado, se ha tomado conciencia de la contaminación que la primera hora de lluvia deja y de la importancia que tienen los tanques de tormentas en su depuración, siendo una pieza fundamental en el saneamiento y la preservación del medioambiente. Por otro lado, como consecuencia del cambio climático, los episodios de lluvias torrenciales son cada vez más frecuentes y los tanques de tormenta sirven para laminar los efectos de las inundaciones, cuidar la biodiversidad y la calidad ambiental en ríos y mares.

Valencia, la ciudad donde se ubica la zona de estudio de este documento, cuenta con un depósito de tormentas en el barrio de Cabañal y la delegación del Ciclo Integral del Agua del Ayuntamiento de Valencia está trabajando en la planificación y construcción de este tipo de estructuras con el fin de que almacenen el agua de lluvia hasta que la capacidad del colector oeste se recupere evitando desbordamientos y la contaminación del entorno. Estas infraestructuras son vitales para proteger de aportes contaminantes al mar Mediterráneo, pero también a la Albufera. Esta última es un espacio natural de gran riqueza, que presenta una gran variedad de hábitats que permiten la existencia de una extraordinaria diversidad de especies y faunas, pero a causa del desarrollo urbano e industrial ha sufrido efectos negativos durante los últimos años y es que, pese a las mejoras en los sistemas de saneamiento y depuración, se continúan produciendo vertidos directos sin depurar de origen urbano e industrial y efluentes procedentes de deficiencias estructurales en las redes unitarias.

1.1 ANTECEDENTES

1.1.1. HISTÓRICOS

El acceso al saneamiento y depuración de aguas residuales es un aspecto de suma importancia tanto desde el punto de vista ambiental como sanitario. Por ello, desde la creación de la ciudad de Valencia hasta la actualidad se han producido importantes avances en esta materia. De hecho, todavía existen bajo el suelo de la ciudad numerosas actuaciones hidráulicas realizadas en siglos pasados.

Valencia desde su fundación romana contó con un servicio de agua gracias a infraestructuras como un acueducto y, además, disponía de un alcantarillado muy sencillo.

En el siglo X, se introdujo un nuevo elemento en el servicio de aguas, las acequias de la huerta. Asimismo, el saneamiento se organizó mediante un sistema de cloacas que acababan en el foso de las murallas o "Vall Vell" donde, a través de una acequia, se transportaban las aguas residuales de la ciudad hasta el Turia.

La ciudad tuvo un enorme crecimiento tras la conquista cristiana, siendo necesaria la ampliación de la muralla, donde Vall Vell quedó como un simple alcantarillado y se construyó un nuevo foso, "Vall Nou". Estas obras hidráulicas eran necesarias para proteger a Valencia de las inundaciones.

En el Siglo XX, los barrios fueron creciendo de forma radial. Y tras la riada de 1957 y la sucesiva construcción del Plan Sur, se planificó el alcantarillado en dos grandes colectores, norte y sur, concentrando las aguas en la depuradora de Pinedo. Asimismo, cabe señalar que la red de alcantarillado de la ciudad es mayoritariamente unitaria y se ha visto desbordada en varias ocasiones por las sucesivas Danas.

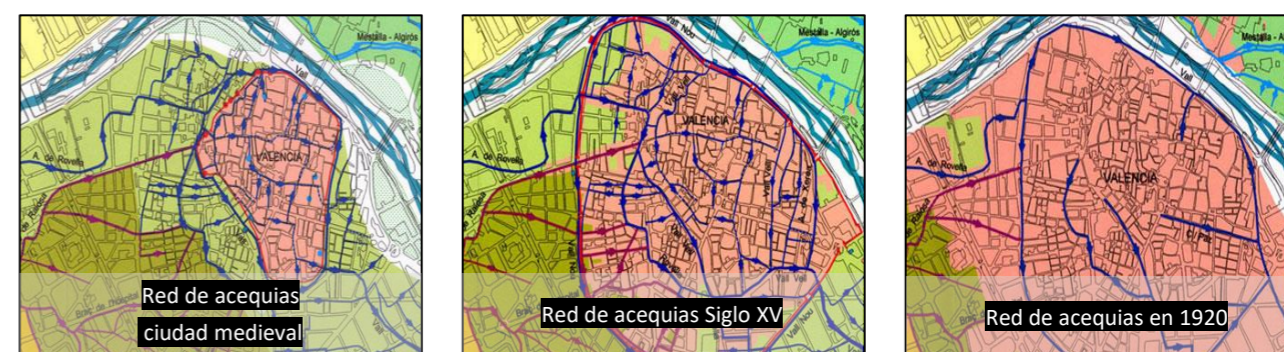


Figura 1. Evolución histórica de la red de acequias de Valencia (Fuente: Ciclo Integral del Agua)

1.1.2. CLIMÁTICOS

El clima en Valencia es de tipo mediterráneo con tránsito al clima desértico, seco y soleado, siendo los meses de invierno muy suaves y los meses de verano calurosos. La temperatura media anual está sobre los 18°C presentándose las más altas en promedio durante el mes de agosto, siendo la media 25°C y las más bajas en enero, con una media de 11°C. Por otro lado, hay que mencionar las escasas e irregulares precipitaciones que se dan durante el año, destacando la sequía estival que se produce durante el verano prolongándose hasta primavera y el otoño con algunas precipitaciones de alguna importancia en los meses de abril y octubre.

Otra característica importante que suele producirse principalmente durante el otoño son las lluvias torrenciales, debido al calor estival acumulado por el mediterráneo y la entrada de aire frío en altura produciendo importantes avenidas de ramblas e inundaciones.

1.1.2.1. TEMPERATURA

La temporada calurosa dura tres meses, desde finales de junio hasta finales de septiembre, siendo la temperatura máxima promedio diaria de más de 27 °C. Sin embargo, La temporada fresca dura cuatro meses, desde finales de noviembre hasta finales de marzo, siendo la temperatura máxima promedio diaria de menos de 19 °C.

En la *Figura 2* podemos observar un gráfico que muestra la temperatura máxima, representada con la línea roja, y la temperatura mínima, representada con la línea azul, promedio diario. Asimismo, se muestran los periodos que comprenden la temporada calurosa y la temporada fresca.

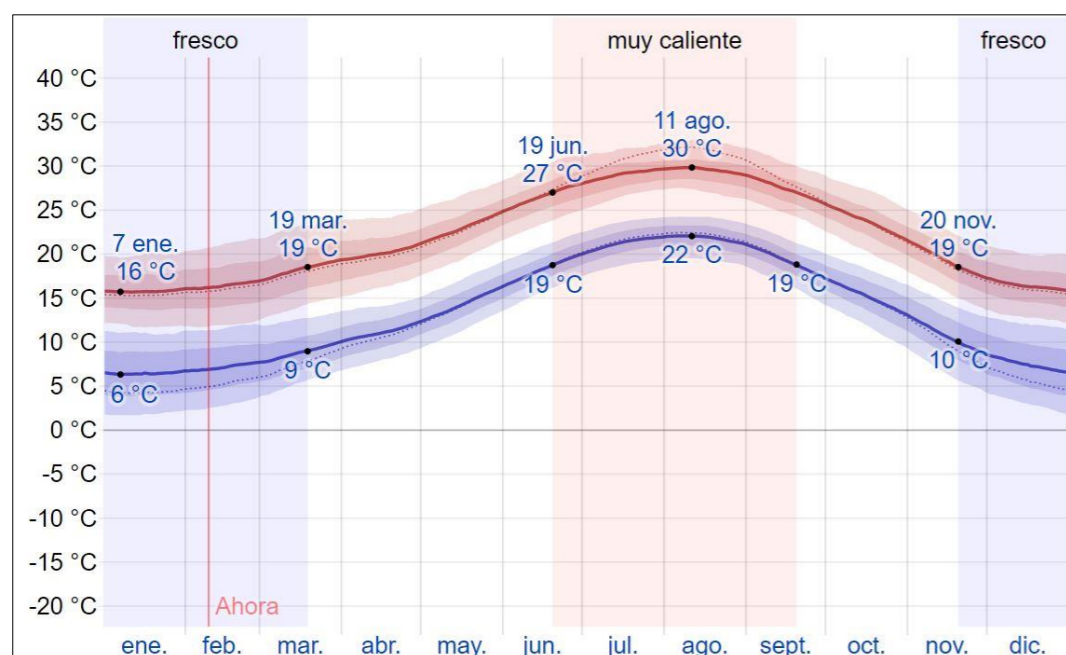


Figura 2. Temperatura máxima y mínima en Valencia. (Fuente: Weather Spark)

1.1.2.2. PRECIPITACIONES

Según la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET), la precipitación media anual en la ciudad de Valencia es de 495 mm, donde las máximas precipitaciones suelen darse en el mes de octubre con una precipitación media de 82 mm y es el mes de julio donde se dan las menores precipitaciones con una media de 10 mm.

La probabilidad de días mojados en Valencia varía durante el año, entendiendo un día mojado como un día con por lo menos 1 mm de líquido o precipitación equivalente a líquido.

La temporada más mojada dura 8,7 meses, desde principio de septiembre hasta finales de mayo, con una probabilidad de más de 11% de que cierto día será un día mojado. La probabilidad máxima de un día mojado se suele dar a mitad de octubre con un valor del 18%. Sin embargo, la temporada más seca dura 3,2 meses, desde finales de mayo hasta principio de septiembre. La probabilidad mínima de un día mojado se suele dar a principios de julio con un valor del 3%.

Los días mojados pueden presentarse en forma de lluvia, de nieve o una combinación de las dos. Respecto a esta categorización, el tipo más común de precipitación durante el año es solo lluvia.

En la *Figura 3* podemos observar un gráfico con la probabilidad diaria de precipitación.

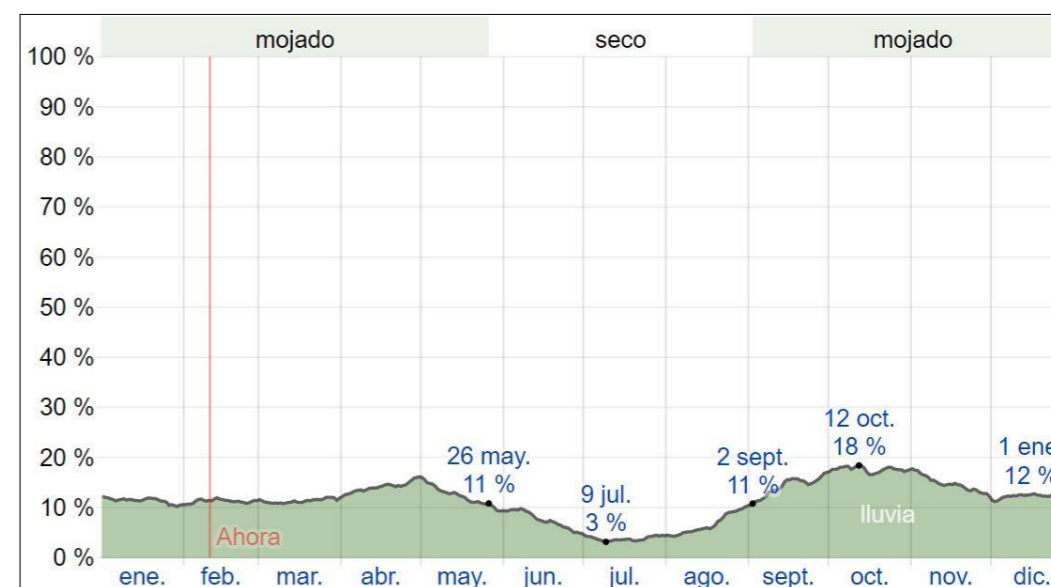


Figura 3. Probabilidad diaria de precipitación en Valencia. (Fuente: Weather Spark)

Respecto a las lluvias, Valencia tiene una variación ligera de lluvia mensual por estación. La temporada de lluvia dura 10,0 meses, desde mitad de agosto hasta mitad de junio, con un intervalo móvil de lluvia de por lo menos 13mm. Durante los 31 días centrados alrededor del 18 de octubre cae la mayoría de las lluvias, con una acumulación total promedio de 44mm. No obstante, el periodo del año sin lluvia dura 2,0 meses, desde mitad de junio hasta mitad de agosto.

En la *Figura 4* podemos observar un gráfico con la precipitación de lluvia mensual promedio.

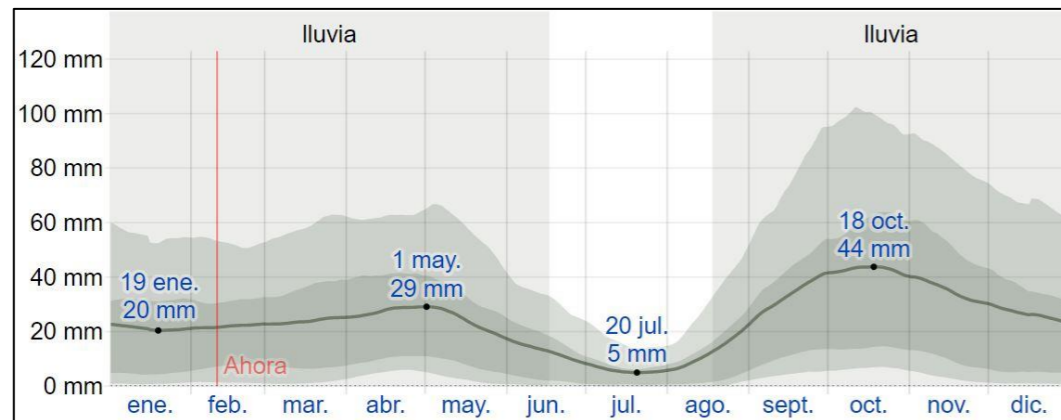


Figura 4. Precipitación de lluvia mensual. (Fuente: Weather Spark)

Octubre es el mes más lluvioso y, además, es el mes que reúne las condiciones más propicias para que se produzcan temporales de lluvias torrenciales, donde en un solo día, o unas horas, puede caer cantidades de precipitación equivalentes a la cuarta parte o incluso a la mitad del promedio de precipitación anual.

1.1.3. OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE (ODS)

En 2015, Naciones Unidas aprobó la Agenda 2030 para el Desarrollo Sostenible, una oportunidad para que los países y sus sociedades emprendan un nuevo camino para mejorar la vida de todas las personas, sin dejar a nadie atrás. La Agenda cuenta con 17 Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) de aplicación universal.

Es importante reflexionar sobre cómo se puede contribuir en conseguir dichos objetivos tanto de manera individual como sociedad. Este trabajo, se alinea con los Objetivos de Desarrollo Sostenible de la ONU y permite a la ciudad de Valencia, en este caso, seguir avanzado en el modelo de ciudad amable y sostenible.

El acceso a agua, saneamiento e higiene es un derecho humano y, sin embargo, una gran cantidad de personas siguen teniendo graves problemas para acceder a los servicios más elementales. La prestación de servicios adecuados de agua y saneamiento es esencial para lograr Objetivos de Desarrollo Sostenible, incluidos los relativos a la salud y a la igualdad de género. Este trabajo, que se centra en el diseño geotécnico de un depósito de tormentas, está estrechamente ligado al aprovechamiento del agua y saneamiento. Gracias a esta infraestructura es posible resolver problemas de inundaciones en las ciudades y evitar verter contaminantes al mar. Asimismo, permite gestionar de manera adecuada el agua, almacenándola y permitiendo su reutilización con otros fines como el regadío, industrial, etc. Por tanto, se deduce que participa en el desarrollo de los siguientes ODS:

- **Objetivo de desarrollo sostenible número 6: Agua limpia y saneamiento.**

Garantizar la disponibilidad y gestión sostenible del agua y el saneamiento para todos.

- **Objetivo de desarrollo sostenible número 11: Ciudades y comunidades sostenibles.**

Lograr que las ciudades y los asentamientos humanos sean inclusivos, seguros, resilientes y sostenibles.

- **Objetivo de desarrollo sostenible número 12: Producción y consumo responsables.**

Garantizar modalidades de consumo y producción sostenibles.

Por otro lado, el crecimiento económico, el desarrollo social y la acción contra el cambio climático dependen en gran medida de la inversión en infraestructuras, desarrollo industrial sostenible y progreso tecnológico. Es importante el desarrollo de dicho objetivo puesto que el hecho de no mejorar las infraestructuras ni promover la innovación tecnológica podría dar como resultado una deficiente asistencia sanitaria, un insuficiente saneamiento y un acceso limitado a la educación, lo que se traduce en un bienestar de vida pésimo. Por tanto, promover infraestructuras como la de este trabajo es importante para solucionar dichos problemas. Se deduce que este trabajo participa en el desarrollo de los siguientes ODS:

- **Objetivo de desarrollo sostenible número 9: Industria, innovación e infraestructura.**

Construir infraestructuras resilientes, promover la industrialización inclusiva y sostenible y fomentar la innovación

En lo referente a los océanos, éstos proporcionan recursos naturales fundamentales como alimentos, medicinas, biocombustibles y otros productos. Mantener la salud de los océanos ayuda en los esfuerzos de adaptación al cambio climático y mitigación de sus efectos. Una de las funciones principales de un depósito de tormentas es minimizar los vertidos del sistema de saneamiento al medio receptor, como mares, océanos, ríos, etc. dejando estos más limpios. Se deduce que este trabajo participa en el desarrollo de los siguientes ODS:

- **Objetivo de desarrollo sostenible número 14: vida submarina**

Conservar y utilizar sosteniblemente los océanos, los mares y los recursos marinos para el desarrollo sostenible

Cabe destacar que cada objetivo tiene metas específicas que deben alcanzarse en los próximos 15 años. La infraestructura de este trabajo contribuye a alcanzar alguna de las metas que tienen los objetivos mencionados anteriormente, las cuales están explicadas en el *Anejo N°0. Objetivos de Desarrollo Sostenible.*

1.2. JUSTIFICACIÓN DE ESTE TFG

Por todo lo comentado anteriormente, es fácil suponer que, con cada gota fría o Dana la ciudad de Valencia sufre daños importantes en su red de saneamiento. En demasiadas ocasiones el sistema acaba desbordando y vertiendo al mar o la Albufera.

En 2004, en el marco de la «Normativa para Obras de Saneamiento de la Ciudad de Valencia» se desarrolló una solución mediante la construcción de tanques de tormentas distribuidos por toda la ciudad. Hasta el

momento el ayuntamiento construyó dos depósitos, uno de ellos en La Torre (8.400 m³) y otro en El Cabañal (20.476,5 m³), además de una cántara en la zona de Cantarranas.

Esta normativa fue revisada, actualizada y aprobada en 2016, de modo que se ha previsto la construcción de siete depósitos más con el objetivo principal de evitar los vertidos al mar, evitar el desbordamiento de los colectores y de la depuradora de Pinedo. Este es el marco en el que se desarrolla este trabajo fin de grado.



Figura 5. Depósitos de tormentas que se prevén construir en la ciudad de Valencia en los próximos años. En rojo la zona de trabajo de este estudio. (Fuente: periódico Levante)

1.3. OBJETO Y ALCANCE

El objeto del presente documento es el estudio del diseño geotécnico de un depósito de tormentas localizado en la ciudad de Valencia. Esta infraestructura se diseña con el fin de contribuir a resolver un problema que la ciudad de Valencia está sufriendo actualmente, se trata de las inundaciones que provocan las cada vez más frecuentes lluvias torrenciales generando un colapso en la red de saneamiento y agotando la capacidad de las estaciones depuradoras induciendo vertidos contaminantes al mar y la Albufera.

El alcance de este trabajo abarca los siguientes puntos:

- Determinar las características geomecánicas del terreno tras los ensayos de campo y laboratorio.
- Elegir y justificar la ubicación, forma y dimensiones del tanque de tormentas dentro de una parcela situada entre las calles Montanejos, Virgen del Sufragio, Eugenia Viñes y la calle del Doctor Marcos Sopena de la ciudad de Valencia.

- Realizar el diseño geotécnico de la estructura efectuando las comprobaciones de seguridad pertinentes: estado límite último de capacidad portante, así como el estado límite de servicio de deformabilidad y flotabilidad.
- Analizar y determinar el sistema de contención más adecuado para la excavación necesaria para este tipo de estructuras enterradas.

1.4. DOCUMENTACIÓN DE PARTIDA

La documentación inicial para llevar a cabo el estudio es la campaña geotécnica proporcionada por los tutores donde se muestran:

- Datos geotécnicos previos. El Mapa Geotécnico General de la zona proporciona los siguientes antecedentes: condiciones constructivas favorables; cargas admisibles de tipo medio y en algunas zonas de tipo bajo; asientos medios a altos; nivel freático superficial; movimientos de tierras sencillos; aconsejable una lenta puesta en carga.
- Trabajos de campo realizados. Realización de cuatro sondeos mecánicos a rotación y cuatro pruebas de penetración dinámica superpesada, la Figura 6 muestra la ubicación aproximada de cada uno. Asimismo, en el transcurso de los sondeos se realizó un muestreo que consistía en la toma de muestras inalteradas según la norma XP-P94-202 y la realización de ensayos SPT, según la norma UNE 103.800/92.
- Trabajos de laboratorio. Realización de ensayos a cuarenta muestras obtenidas del testigo extraído en el transcurso de cada uno de los sondeos, muestras tomadas a distintas profundidades y representativas de todos los niveles.
- Trabajos de gabinete. Elaboración del resumen de los trabajos de campo y laboratorio, de todos los datos y resultados obtenidos.

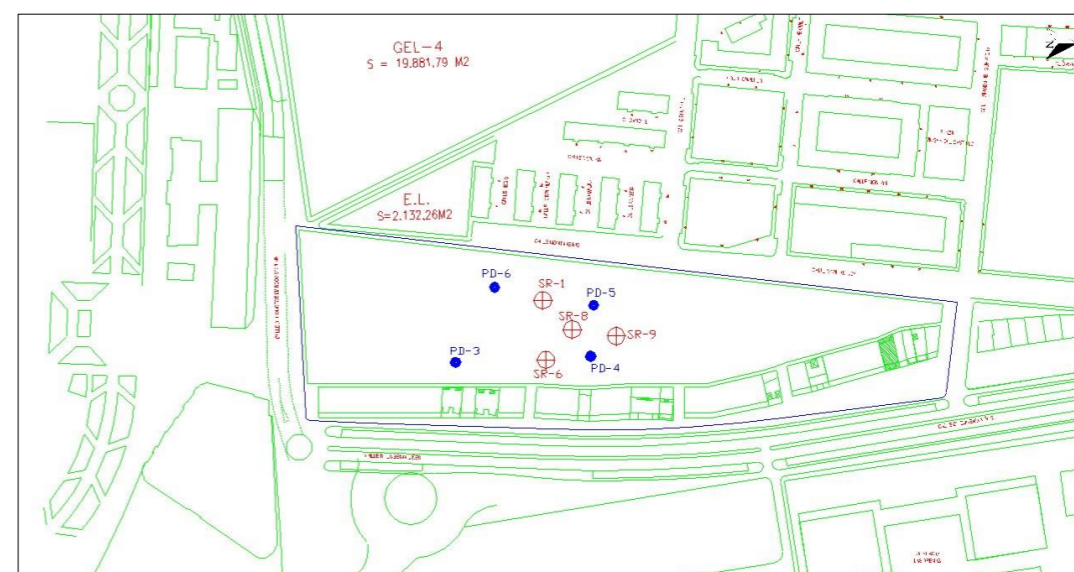


Figura 6. Ubicación de los puntos de reconocimiento (Fuente: campaña geotécnica)

Respecto a la normativa, cabe destacar el uso de:

- 'Manual nacional de recomendaciones para el diseño de tanque de tormenta' elaborado por el Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente (MAGRAMA), como base para el diseño geométrico del depósito.
- 'Guía para cimentaciones en obras de carreteras' elaborado por el Ministerio de Fomento, como base para el diseño geotécnico.

2. ESTUDIOS PREVIOS

2.1. GEOMORFOLOGÍA

La parcela considerada para el emplazamiento de la infraestructura está ubicada en el sur de la manzana existente delimitada por las Calles Montanejos, la Calle Virgen del Sufragio, la Calle Eugenia Viñes y la Calle del Doctor Sopena, en la ciudad de Valencia. Pertenece al distrito 11, que recibe el nombre de Poblados Marítimos, en concreto al barrio del Cabañal. Se encuentra a pocos metros del Puerto de Valencia y de la Playa de las Arenas, como podemos observar en la *Figura 7*.

Dicha parcela es prácticamente rectangular y cuenta con una extensión ligeramente inferior a 22.800 m², con una ocupación del orden de 9.500 m².



Figura 7. Ubicación de la parcela de estudio (Fuente: Google Earth modificado)

En lo referente a la ocupación del suelo, el visor cartográfico *Terrasit* nos proporciona dicha información por medio del SIORSE (*Sistema de Información sobre Ocupación del Suelo de España*) y por medio de CORINE (*Coordination of Information on the Environment*). Según CORINE, la parcela y sus alrededores están clasificadas como tejido urbano continuo.

Según SIORSE, la propia parcela está calificada como ensanche y formada por un 85% vial, aparcamiento o zona peatonal y un 15% suelo no edificado. En las inmediaciones de la parcela nos encontramos con un 70% edificación, 25% vial, aparcamiento o zona peatonal sin vehículos y un 5% zona verde y arbolado urbano.

Hay que añadir que, según el Plan General de Ordenación Urbanística de Valencia, esta parcela está clasificada como suelo urbano (SU).

Este solar ha sido aprovechado para uso ferroviario y posteriormente para zona de aparcamiento de vehículos. En la actualidad, una parte de la parcela sigue siendo una zona de aparcamiento de vehículos y otra parte de la parcela está destinada a la construcción de una pista de atletismo provisional que estará en servicio hasta que se lleve a cabo la construcción de una piscina cubierta, que era la principal acometida en el plan urbanístico del Cabañal.

Respecto al entorno físico de la parcela, cabe destacar que por el Este se encuentran unas casas de edificación antiguas cuyas fachadas dan a la calle Eugenia Viñes y con el acceso principal al Sur. Por el norte y por el oeste linda con las calles Virgen del Sufragio, donde en la acera opuesta se sitúa el Colegio Público de Educación Especial Ruiz Jiménez, y la calle Montanejos, donde en la acera opuesta hay bloques de edificios, respectivamente. También cabe destacar su proximidad al Puerto de Valencia, el paseo marítimo y la playa de Las Arenas.

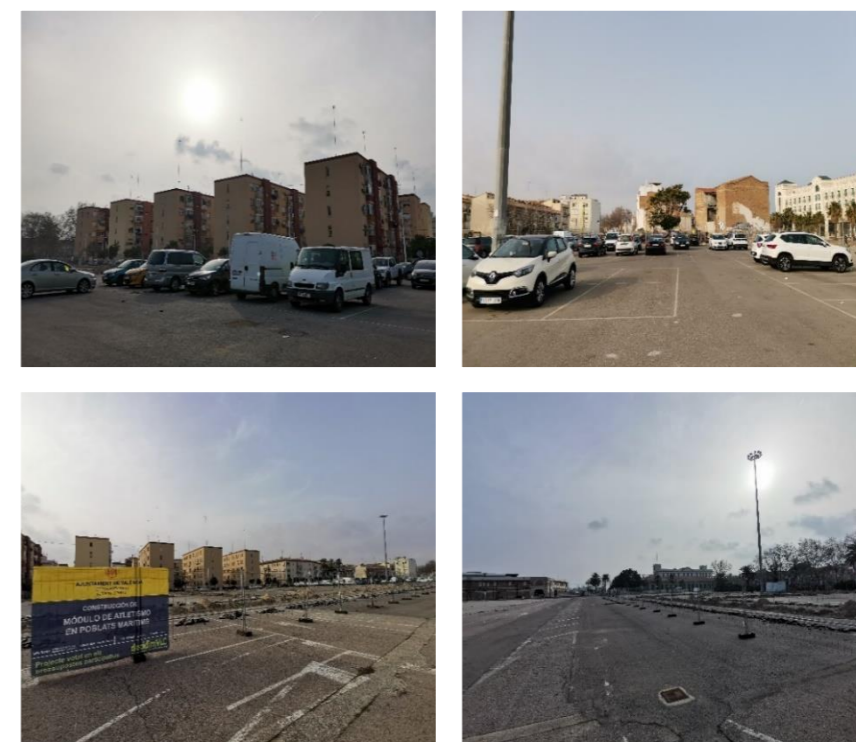


Figura 8. Fotografías de la parcela y su entorno (Fuente: elaboración propia)

2.2. SISMOLOGÍA

Para caracterizar la sismicidad de la zona, los criterios seguidos pertenecen a la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02).

Según el Mapa de Peligrosidad Sísmica, *Figura 9*, la aceleración sísmica básica donde se ubica el tanque de tormentas, es decir, en la ciudad de Valencia es:

$$a_b = 0,06 \cdot g$$

siendo $g = 9.8 \text{ m/s}^2$ la fuerza de la gravedad

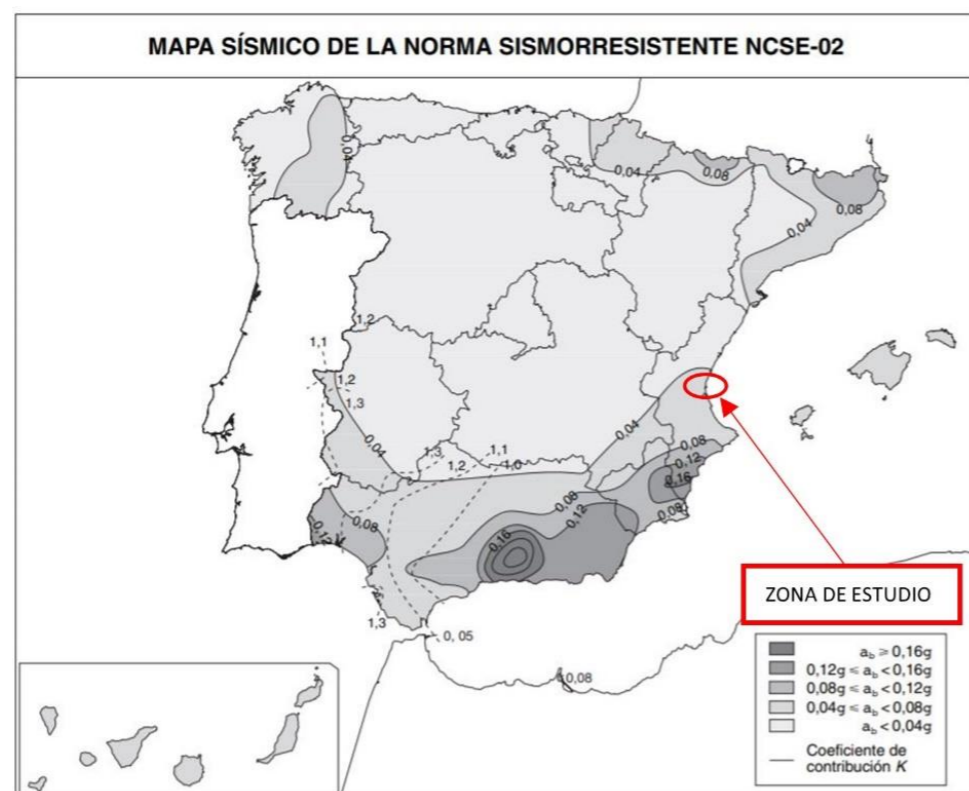


Figura 9. Mapa sísmico indicando con círculo rojo en la zona de estudio (Fuente: Norma NCSE-02 modificada)

Según la normativa, los terrenos se clasifican en cuatro tipos, en este caso concreto, la clasificación está entre los siguientes tipos:

- Terreno tipo III: suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $400 \text{ m/s} \geq v_s > 200,0 \text{ m/s}$.
- Terreno tipo IV: suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s \leq 200,0 \text{ m/s}$.

Donde a cada tipo de terreno se le asigna el valor del coeficiente C indicado en la *Figura 10*.

Tipo de terreno	Coeficiente C
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

Figura 10. Coeficientes del terreno (Fuente: Norma NCSE-02)

Para obtener el valor definitivo del coeficiente C, se determinan los espesores, e_i , de los diferentes tipos de terreno existente, teniendo en cuenta que dicho coeficiente depende de las características de los primeros 30,0 m bajo la superficie. El valor del coeficiente C del terreno es:

$$C = \frac{\sum_i C_i \times e_i}{30} = \frac{(1,6 \cdot 12) + (1,3 \cdot 18)}{30} = 1,42$$

Por otro lado, a efectos de esta Norma, un tanque de tormentas puede considerarse una estructura de importancia moderada, ya que dicha estructura tiene una probabilidad despreciable de que su destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario, o producir daños económicos significativos a terceros.

La aceleración sísmica de cálculo, a_c , se define según la norma como:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

Figura 11. Esquema unidades hidrogeológicas (Fuente: IGME)

Donde,

- a_b es la aceleración sísmica básica, definida anteriormente, con un valor de $a_b = 0,06 \cdot g$
- ρ es el coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el periodo de vida para la que se proyecta la construcción. En este caso, al clasificarse como una construcción de importancia normal, se adopta un valor de $\rho = 1,0$.
- S es el coeficiente de ampliación del terreno. Toma el valor:

$$\rightarrow \text{Para } \rho \cdot a_b \leq 0,1 \text{ g; } S = \frac{C}{1,25} = \frac{1,42}{1,25} = 1,14$$

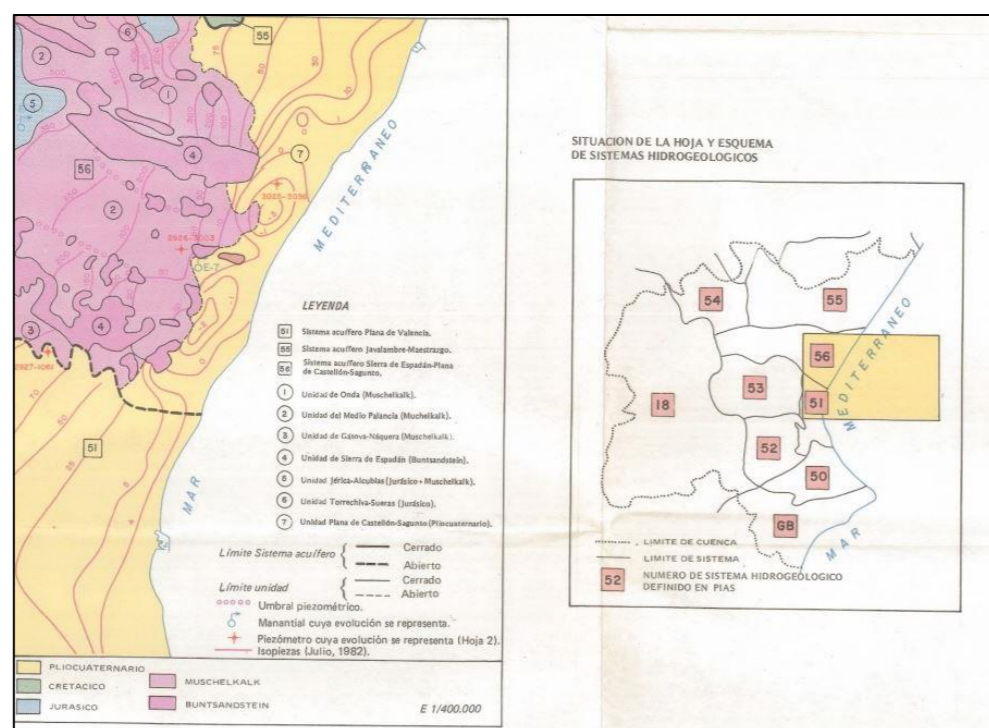
Por tanto, la aceleración sísmica de cálculo resulta ser:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b = 1,14 \cdot 1 \cdot 0,06 \cdot g = 0,07 \cdot g$$

En conclusión, según NCSE-02, cuando la aceleración de cálculo es mayor a $0,06 \cdot g$ sería necesario tener en cuenta las acciones sísmicas en el diseño de la estructura y el cálculo de la cimentación

2.3. HIDROGEOLOGÍA

El área de estudio, por su ubicación, pertenece a la Unidad Hidrogeológica 08.25 Plana de Valencia Norte, y forma parte de la Confederación Hidrográfica del Júcar (CHJ) tal y como podemos observar en la *Figura 11*, la cual nos muestra el Mapa Hidrogeológico de España (hoja 56-Valencia) proporcionado por el IGME.



El acuífero de la Plana de Valencia queda delimitado por varias masas de agua subterráneas y por el Mar Mediterráneo. El Sistema de la Plana de Valencia se subdivide en dos zonas separadas a la altura del lago de La Albufera, por un lado, la zona norte (ocupa acerca de 390 Km² de superficie), correspondiente a la zona de estudio y, por otro lado, la zona Sur como podemos observar en la *Figura 12*.

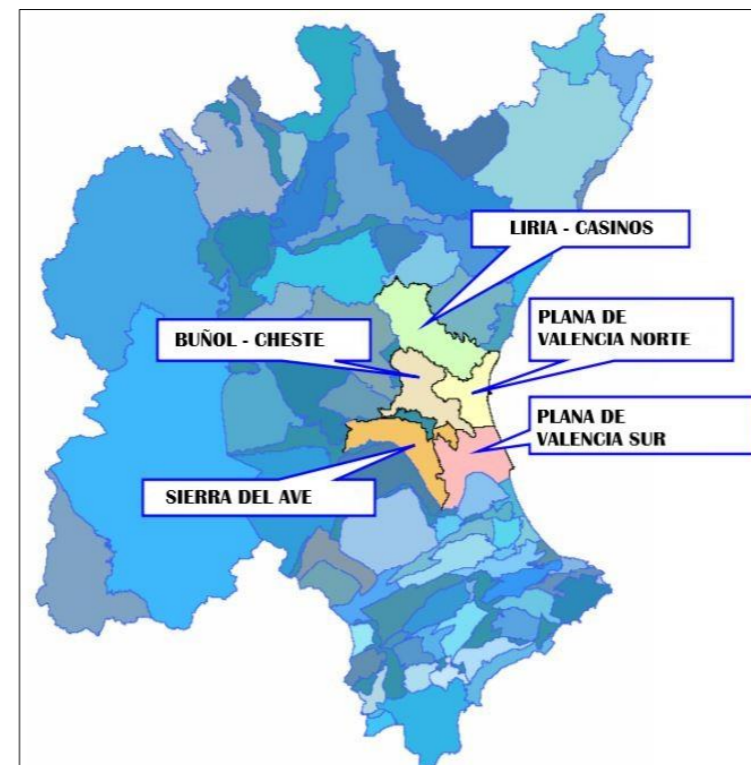


Figura 12. Delimitación del sistema de estudio. (Fuente: IGME)

Por lo general, el flujo del agua subterránea se mueve con dirección oeste a este formando isopiezas paralelas a la línea de costa. Se considera de tipo multicapa y formado por materiales permeables que pueden agruparse en dos tramos grandes superpuestos entre sí. Por una parte, nos encontramos un tramo superior complejo, o acuífero Mioceno terminal constituido por una alternancia de arenas y gravas cuaternarias intercaladas en una formación limo-arcillosa, con ocasionales niveles de calizas lacustres pertenecientes al Mioceno terminal, con la que existe continuidad hidráulica. Por otra parte, nos encontramos con un tramo de menor transmisividad, constituido por paquetes detríticos, niveles de areniscas, calcarenitas e incluso calizas bioclásticas que se intercalan en una formación marga-arcillosa, actúa como sustrato impermeable del acuífero superior.

En lo referente a las características piezométricas, cabe destacar que no ha sufrido cambios significativos en los últimos años y se cuenta con registros de piezometría desde 1971 en diversas captaciones. Con la cercanía a la costa la piezometría desciende, es por ello por lo que muestran cotas piezométricas entre 2 y 6m.s.n.m.

En la *Figura 13* se puede observar una red representativa en la masa de agua subterránea Plana de Valencia Norte y en la *Figura 14* se muestra la evolución del nivel piezométrico desde el año 1972 hasta 2016, ésta última gráfica pertenece a los datos recogidos por el piezómetro 08.25.009, el cual es el más cercano a la costa y el más representativo para nuestra área de estudio. Dichos datos han sido extraídos del 'informe de evolución de niveles piezométricos en la demarcación hidrográfica del Júcar' realizado en el año hidrológico 2016/2017.



Figura 13. Red representativa en la MAS Plana de Valencia Norte (Fuente: Confederación hidrográfica del Júcar)

La Figura 14 permite comprobar que la evolución del nivel freático en este periodo de tiempo es muy estable, especialmente desde 2007. Únicamente se aprecian los cambios estacionales propios de esta zona con recorridos máximos de ± 0.5 m.



Figura 14. Evolución piezométrica (Fuente: Confederación hidrográfica del Júcar)

3. MARCO GEOLÓGICO

La zona de estudio se sitúa al noreste de la Hoja de Valencia 722 (29-28) del Mapa Geológico de España a escala 1:50.000 (2ª serie) proporcionado por el Instituto Geológico y Minero de España (IGME). Como se puede observar en la Figura 15, la obra se construirá sobre materiales pertenecientes al Cuaternario. Más concretamente pertenece a la época del Pleistoceno Superior (Tarantino o Tarantiense). Se observan dichos datos en la Figura 15, y la Figura 16 contiene la leyenda de la hoja 722.

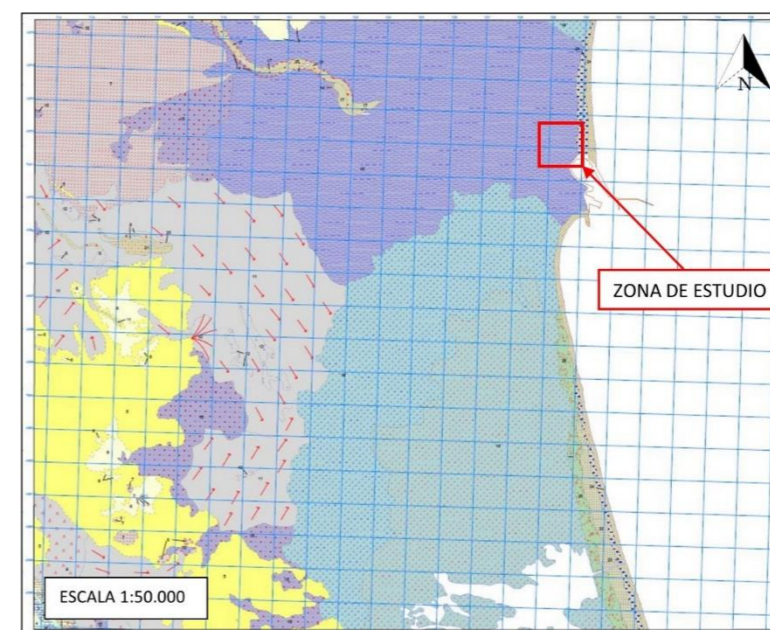


Figura 15. Mapa geológico de Valencia. El recuadro rojo representa la zona de estudio (Fuente: IGME modificado)

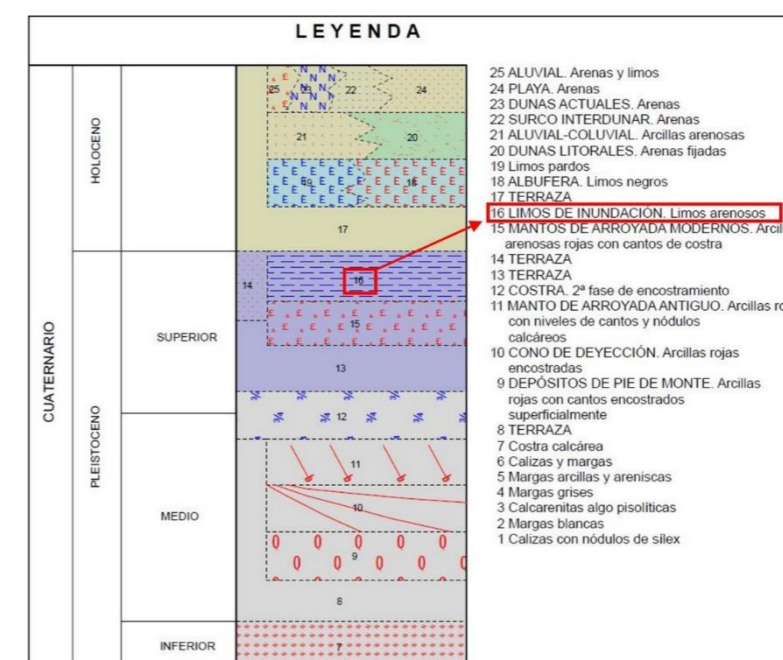


Figura 16. Leyenda del Mapa Geológico de Valencia (Fuente: IGME modificado)

El Cuaternario presenta especial interés dentro de la Hoja de Valencia por su gran extensión superficial, así como por la variedad de sus formaciones. En conjunto, se presenta como una dilatada llanura prelitoral, ocupada en su mayor parte por la Albufera y sedimentos asociados y por los limos de inundación del río Turia.

En términos generales, estos materiales han sido originados dentro de un ciclo continental en el que predominan las litologías procedentes del desmantelamiento de la cobertera calcárea de Edad Mesozoica y generada a su vez dentro de un ciclo marino.

La última etapa de sedimentación, en el Pliocuatnario, se muestra principalmente en el desarrollo de abanicos y llanos aluviales del Río Turia. La formación cuaternaria en la vertical de la ciudad presenta características típicamente deltaicas, y se han formado fundamentalmente por las aportaciones de este río. Según estas aportaciones se hayan producido en épocas de mayor o menor actividad hidráulica del río, la granulometría de los sedimentos varía sensiblemente.

Las características del río Turia de presentar violentas y rápidas crecidas, alternando con épocas de mayor tranquilidad, han producido un juego de aportaciones de los sedimentos que, unido a las grandes oscilaciones del nivel del mar durante el Pleistoceno, han producido en el subsuelo una alternancia de capas de gravas, arenas, limos y arcillas, en las que lo normal es la gran variabilidad tanto horizontal como vertical, de estos lechos y por otra parte que el paso de una capa a otra se realizase de una forma gradual, sin una superficie clara de separación.

Se distinguen tres tipos de depósitos, con diferentes variantes dentro de cada uno de ellos, éstos son: depósitos continentales, depósitos marinos y depósitos mixtos. En el caso de la zona de estudio, se puede encontrar limos de inundación que pertenecen a depósitos mixtos continentales-marinos. Los limos de inundación forman un amplio cono que corresponde a la parte superficial de delta del Turia. Ocupan los alrededores de la ciudad de Valencia y han sido transformados en casi su totalidad en huerta. Están constituidos por limos arenosos grises y parduzcos sobre los que el Turia ha excavado posteriormente un nivel de terrazas. Bajando desde los alrededores de Manises en suave pendiente hasta la costa.

4. RECONOCIMIENTOS Y PARAMETRIZACIÓN DEL TERRENO

4.1. ENSAYOS DE CAMPO

Los trabajos de reconocimiento del terreno pertenecientes a la campaña geotécnica han consistido en la realización de cuatro (4) sondeos mecánicos a rotación, donde se ha ejecutado un muestreo consistente en la toma de muestras inalteradas, según la norma XP-P94-202 y la realización de ensayos de penetración dinámica estándar (SPT), según la norma UNE 103.800/92. Así mismo, como complemento de los sondeos mecánicos, se han realizado cuatro (4) pruebas de penetración dinámica superpesada, según la norma UNE 103.801/94.

En la *Tabla 1* se puede observar una tabla que recoge información sobre los puntos de reconocimiento mencionados anteriormente, sus coordenadas, las profundidades que han alcanzado y, además, información sobre el nivel freático una vez finalizados los sondeos.

Tabla 1. Sondeos rotativos (SR) y pruebas de penetración dinámica (PD) realizadas

ENSAYOS DE CAMPO	COORDENADAS UTM		PROFUNDIDAD (m)	NIVEL DEL AGUA (m)
	X	Y		
SR-06	39.46446	-0.32551	20.55	2.20
SR-07	39.46445	-0.32605	26.95	2.35
SR-08	39.46472	-0.32585	15.45	2.20
SR-09	39.46489	-0.32576	15.45	2.05
PD-03	39.46399	-0.32557	15	-
PD-04	39.46475	-0.32536	15	-
PD-05	39.46469	-0.32597	15	-
PD-06	39.46423	-0.32611	15	-

4.1.1. SONDEOS

Se han realizado cuatro sondeos, cuyo emplazamiento y profundidad se recogen en la *Tabla 1*.

Los sondeos a rotación se han llevado a cabo mediante sonda modelo TP-50 sobre orugas, con batería simple con corona de Widia de diámetro de 101-86 mm y con tubería de revestimiento, y con extracción continua de testigo. Además, las muestras se han colocado en cajas adecuadas y etiquetadas para su posterior traslado y estudio en laboratorio. La *Tabla 2*, se muestran los niveles litológicos atravesados por cada uno de los sondeos y la profundidad a la que se encuentran.

Tabla 2. Materiales encontrados en los sondeos

SONDEO	TRAMO	PROFUNDIDAD (m)
SR-06	I Relleno de gravas de cantos subangulosos de naturaleza caliza	0.00 - 1.20
	II Arenas sueltas con limos de naturaleza no plástica de tonos marrones-grises oscuros	1.20 - 9.00
	III Arcillas de baja plasticidad de tonos marrones-grises	9.00 - 12.00
	IV Arenas con gravas subredondeadas de tonos marrones	12.00 - 18.00
	V Arcillas de baja plasticidad de tonos marrones claros	18.00 - 20.55
SR-07	I Relleno de gravas de cantos subangulosos de naturaleza caliza	0.00 - 1.10
	II Arenas sueltas con limos de naturaleza no plástica de tonos marrones-grises oscuros	1.10 - 10.50
	III Arenas arcillosas de tonos grisáceos	10.50 - 11.70
	IV Arcillas de baja plasticidad de tonos marrones claros, con presencia de pequeños nódulos calcáreos	11.70 - 14.00
	V Arenas sueltas con limos de naturaleza no plástica de tonos marrones claros	14.00 - 15.90
	VI Arenas con gravas subredondeadas de tonos marrones	15.90 - 18.75
	VII Arcillas de baja plasticidad de tonos marrones claros, con presencia de pequeños nódulos calcáreos	18.75 - 20.00
	VIII Arenas sueltas con limos de naturaleza no plástica, de tonos marrones claros *A la cota -20.00 m aparece un bolo de roca caliza de 20 cm aproximadamente	20.00 - 23.10
	IX Arenas con gravas subredondeadas de tonos marrones	23.10 - 24.30
	X Arcillas de baja plasticidad de tonos marrones claros	24.30 - 26.95
SR-08	I Relleno de gravas de cantos subangulosos de naturaleza caliza	0.00 - 0.80
	II Arenas sueltas con limos de naturaleza no plástica, de tonos marrones-grises oscuros	0.80 - 8.85
	III Arenas con arcillas y limos de baja plasticidad de tonos grisáceos	8.85 - 11.70
	IV Limos arenosos de tonos crema claro, de naturaleza no plástica	11.70 - 15.45
SR-09	I Relleno de gravas de cantos subangulosos de naturaleza caliza	0.00 - 1.35
	II Arenas sueltas con limos de naturaleza no plástica, de tonos marrones-grises oscuros	1.35 - 9.45
	III Arcillas de baja plasticidad de tonos grises	9.45 - 11.70
	IV Arcillas con arenas de tonos grisáceos	11.70 - 12.90
	V Arenas limosas sifonadas de tonos crema claro	12.90 - 15.45

Del total de los sondeos registrados se puede extraer una correlación estratigráfica clara, donde se distinguen cuatro niveles bien diferenciados, sin tener en cuenta el relleno antrópico formado por gravas de cantos subangulares:

- **NIVEL I: ARENAS LIMOSAS.** De tonalidades crema claro por encima del nivel freático, y marrón grisáceo bajo la capa freática, de naturaleza no plástica. Debido a la naturaleza granular de este material y a la poca cohesión que existe entre sus partículas, éstas arenas pueden sufrir el fenómeno de sifonamiento bajo el nivel freático.
- **NIVEL II: ARCILLAS DE BAJA PLASTICIDAD.** Este nivel se encuentra embebido dentro del estrato anterior arenoso. Se presenta en forma de filón, prácticamente horizontal de potencia entre 2-3 metros. Se ha detectado en el sondeo SR-09, entre las cotas -9.00 y -12.00 m con tonos grisáceos y en el sondeo SR-06 entre las cotas -18.00 y -20.55 m con tonos crema claro.
- **NIVEL III: ARENAS CON GRAVAS.** Se trata, en general, de arenas limosas de tonos que varían entre el marrón claro y ocre, con abundantes gravas subredondeadas de naturaleza caliza. Se presentan intercaladas entre el estrato arenoso y el siguiente nivel de naturaleza arcillosa.
- **NIVEL IV: ARENAS LIMOSAS SUELTAS.** De tonalidades crema claro y de naturaleza no plástica.

En lo referente al muestreo realizado en el transcurso del sondeo, la *Tabla 3* muestra los resultados N_{30} * obtenidos en los ensayos de penetración dinámica estándar (SPT), corregidos por la presencia del nivel freático, y toma de muestras inalteradas (MG).

Tabla 3. Ensayos de penetración dinámica estándar

	SR-06			SR-08		
	ENSAYO	COTA RELATIVA	N_{30} *	ENSAYO	COTA RELATIVA	N_{30} *
	SPT-1	-2.85	5	SPT-1	-2.85	15
	SPT-2	-5.70	19	SPT-2	-5.70	7
	MG-1	-9.00	6	SPT-3	-8.85	15
	SPT-3	-12.00	10	MG-1	-12.40	19
	SPT-4	-15.15	13	SPT-4	-15.00	8
	SPT-5	-18.00	5			
	SPT-6	-20.10	9			

N_{30} *: Valor corregido

	SR-07			SR-09		
	ENSAYO	COTA RELATIVA	N_{30} *	ENSAYO	COTA RELATIVA	N_{30} *
	SPT-1	-2.25	12	SPT-1	-2.85	16
	SPT-2	-6.15	15	SPT-2	-5.70	19
	SPT-3	-9.00	13	SPT-3	-9.00	2
	MG-1	-12.90	5	MG-1	-12.30	20
	MG-2	-14.70	11	SPT-4	-15.00	9
	SPT-4	-18.30	6			
	SPT-5	-21.30	7			
	SPT-6	-26.50	14			

Respecto al nivel freático, se ha detectado la capa freática, en todos los sondeos rotativos, bajo la cota de explanada del solar entre -1.80 y -2.30 m.

4.1.2. PRUEBAS DE PENETRACIÓN DINÁMICA

Se han realizado cuatro pruebas de penetración dinámica superpesada (DPSH), según la UNE 103.801/94, hasta una profundidad máxima de 15 metros.

En el transcurso de la prueba se distinguen tres tramos bien diferenciados:

- **TRAMO 0.** Se ha observado entre las cotas +0.00 m y -1.80 m, y los valores de golpeo N_{20} son muy altos, debido a la presencia del primer nivel de rellenos antrópicos. En la penetración PD-06 la potencia de dicho relleno era superior a 1.50 m, lo que dificultaba la realización de la prueba por dar rechazo a los pocos centímetros. Para poder continuar con la prueba, se ha atravesado dicho relleno mediante excavación y extracción con sonda rotativa y continuar la prueba en el terreno natural.
- **TRAMO I.** Desde el relleno de gravas hasta la cota -3.50 m, se ha observado en casi todas las pruebas realizadas un descenso del golpeo desde 4 a 12, y al atravesar el nivel freático, éste se vuelve a recuperar lentamente hasta valores máximo de 12. Este tipo de golpeo se corresponde con un material de grano fino, arenas y limos, de compacidad baja. En función del golpeo N_{20} medio obtenido se puede establecer que en el tramo mencionado la tensión máxima admisible oscila entre 150 y 200 kPa.
- **TRAMO II.** Desde el tramo anterior hasta la cota -8.50 m, se ha observado en casi todas las pruebas realizadas un aumento lento del golpeo medio desde 12 a 22 hasta la cota -6.00 m. A partir de esta cota éste vuelve a descender hasta un golpeo medio de 12. Este tipo de golpeo se corresponde con un material granular de grano medio a grueso, de competencia media. En función del golpeo medio obtenido se puede establecer que en el tramo mencionado la tensión máxima admisible estará entre 150 y 200 kPa.
- **TRAMO III.** Desde el tramo anterior hasta el final de las pruebas, cota -15.00 m, se ha observado en casi todas las pruebas realizadas un aumento lento del golpeo, obteniendo un golpeo medio de 10, con sucesivos picos de golpeo debido posiblemente a la alternancia de capas de diferente compacidad. Solo en la prueba dinámica PD-06 se ha producido rechazo a la cota -13.80 m. En función del golpeo medio obtenido se puede establecer que en el tramo mencionado la tensión máxima admisible estará alrededor de 120 kPa.

4.2. ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio han consistido en la realización de ensayos a cuarenta muestras obtenidas del testigo extraído en el transcurso de cada uno de los sondeos, muestras tomadas a distintas profundidades y representativas de todos los niveles anteriormente citados.

Se han realizado ensayos de identificación a casi todas las muestras de suelos y ensayos de resistencia-deformación a las únicas que han permitido tallar las probetas de forma adecuada. Además, se han realizado ensayos de agresividad de suelos a cotas cercanas a la profundidad de cimentación, y agua procedente del nivel freático. A continuación, se muestran los ensayos realizados:

Ensayos de identificación

- Granulometría por tamizado según la Norma UNE 103.101/95.
- Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande según la Norma UNE 103.103/94.
- Determinación del límite plástico de un suelo según la Norma UNE 103.104/93.
- Determinación de la humedad de un suelo mediante secado en estufa según la Norma UNE 103.300/93.
- Determinación de la densidad relativa de las partículas de un suelo según la norma UNE 103302:1994.

Ensayos de resistencia-deformación

- Ensayo de rotura a compresión simple en probetas de suelo según la Norma UNE 103.400/93.
- Determinación de los parámetros resistentes de una muestra de suelo en caja de corte directo. Ensayo consolidado y drenado (CD) según la Norma UNE 103.401/98.
- Ensayo de consolidación unidimensional de un suelo en edómetro según la Norma UNE 103.405/94.

Ensayos de agresividad de suelos y aguas

- Determinación de materia orgánica según la Norma UNE 103.204/93.
- Determinación de sulfatos solubles en suelos según el Anejo 5 de la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE).
- Determinación de la agresividad de las aguas según el Anejo 5 de la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE).

4.3. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Los parámetros geotécnicos del suelo de los diferentes niveles litológicos se han obtenido a partir de los ensayos de campo y de laboratorio realizados. Dichos parámetros son considerados adecuados para la realización de los cálculos para el diseño de la cimentación.

En la *Tabla 4* y *Tabla 5* se muestran los valores de los parámetros geotécnicos de cada uno de los niveles estratigráficos encontrados, además, la *Figura 17* incluye la leyenda para definir estos parámetros.

LEYENDA			
Límite Líquido	WL	Ángulo de rozamiento interno efectivo	ϕ'
Índice de Plasticidad	IP	Cohesión efectiva	c'
Humedad	W	Índice de compresión	Cc
Densidad seca	γ_d	Peso específico de las partículas	γ_s
Densidad aparente	γ	índice de huecos inicial	e0
Resistencia a compresión	Ru	Módulo edométrico	Em
Resistencia al Corte sin Drenaje	Cu	Módulo de deformación a corto plazo	Eu
Sistema unificado clasificación de suelos	S.U.C.S	Materia orgánica	MO

Figura 17. Leyenda para definir los parámetros del terreno (Fuente: elaboración propia)

Tabla 4. Parámetros geotécnicos del nivel de arcillas y limos de baja plasticidad

NIVEL DE ARENAS LIMOSAS Y ARENAS CON GRAVAS		
PARÁMETRO	ARENOSO LIMOSO	ARENAS CON GRAVAS
% FINOS	13 - 49	4 - 14
WL	-	-
IP	No plástico	No plástico
Clasificación S.U.C.S	SM	SP / SM-SP

PARÁMETRO	RESULTADO	UNIDADES
W	15.80 - 26.50	%
γ_d	1.80 - 1.95	g/cm^3
γ	2.16 - 2.26	g/cm^3
Ru	61 - 219	kPa
Deformación de rotura	2.7 - 13.0	%
Cu	30 - 110	kPa
Eu	3000 - 21000	kPa
ϕ'	43 - 50	°
c'	22 - 105	kPa
Cc	0.065 - 0.434	-
γ_s	2.65	g/cm^3
e0	0.515 - 1.048	-
Em	6650 - 17650	kPa

Tabla 5. Parámetros geotécnicos del nivel de arenas limosas y arenas con gravas

NIVEL DE ARCILLAS Y LIMOS DE BAJA PLASTICIDAD		
PARÁMETRO	LIMOS	ARCILLAS
% FINOS	51 - 61	61 - 94
WL	-	34.2 - 2.4
IP	No plástico	14.5 - 7.3
Clasificación S.U.C.S	ML	CL

PARÁMETRO	RESULTADO	UNIDADES
W	14.5 - 37.1	%
γ_d	1.41	g/cm ³
γ	1.99	g/cm ³
Ru	27	kPa
Deformación de rotura	15	%
Cu	13	kPa
Eu	3750 - 10500	kPa
ϕ'	26 - 39	°
c'	80 - 90	kPa
Cc	0.073 - 0.334	-
γ_s	2.65	g/cm ³
e0	0.538 - 1.340	-
Em	4500 - 16000	kPa

Los datos que muestran las *Tablas 4 y 5* han sido obtenidos directamente de la campaña geotécnica, sin embargo, tras analizar los resultados de los ensayos se llega a la conclusión de que éstos no son coherentes con la naturaleza del suelo, su justificación se basa en los siguientes puntos:

- Respecto a las arenas, las comprobaciones geotécnicas se realizan a largo plazo y no a corto plazo como indican los ensayos. Además, la cohesión efectiva debe ser nula y el ángulo de rozamiento interno no debe superar los 34°.
- Respecto a las arcillas, el ángulo de rozamiento interno no debe superar los 30°.

En general, en las muestras analizadas a distintas profundidades no se ha detectado niveles importantes de materia orgánica, a excepción de la cota -8,85 m donde el contenido de materia orgánica es superior al 2%. Respecto a los sulfatos solubles en el terreno, se ha encontrado una muestra a la cota -2.85 m donde se ha obtenido una cantidad de ión de sulfato de 1735 mg/Kg (2000 – 3000 Agresividad Débil según la EHE). En la *Tabla 6*, se puede observar los resultados de los ensayos de materia orgánica y sulfatos de las muestras.

Tabla 6. Resultado de los ensayos de materia orgánica y sulfatos

COTA RELATIVA (m)	MATERIA ORGÁNICA (%)	SULFATOS SOLUBLES (mg/Kg)
-2.85	0.329	1735.55
-5.70	0.241	312.00
-8.85	2.033	553.28
-12.00	0.866	183.87
-15.15	0.179	222.14
-18.30	0.42	216.32
-20.40	0.269	-

5. DISEÑO GEOCTÉNICO

5.1. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

Un depósito de tormentas es una infraestructura hidráulico-sanitaria destinada a optimizar la gestión de los flujos de los sistemas unitarios en episodios de intensas lluvias mediante estrategias de regulación y tratamiento de estos. Esta gestión permitirá evitar, o reducir inundaciones, cuando para ello hayan sido diseñados, y también permitirá minimizar los vertidos del sistema de saneamiento al medio receptor. La regulación de los caudales hacia la EDAR permitirá que ésta sufra menos sobrecargas hidráulicas y los flujos de contaminantes tengan menos oscilaciones, permitiendo que trabaje de forma más eficiente en tiempo de fuertes lluvias.

Para abordar el problema, para su análisis geotécnico se debe tener en cuenta los distintos factores que condicionan el diseño geométrico y estructural del tanque de tormentas. Para ello, se va a tener en consideración las recomendaciones que ofrece el '*Manual nacional de recomendaciones para el diseño de tanques de tormenta*' elaborado por el Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente (MAGRAMA).

Función principal

Según la función principal dentro del sistema de saneamiento, los tanques de tormenta pueden clasificarse en:

- Depósitos Anti-DSU. Depósitos cuya función principal es evitar el vertido contaminante al medio receptor durante periodos de lluvia.
- Depósitos Anti-Inundación. Depósitos cuya función principal es evitar inundaciones debidas a insuficiencias hidráulicas en la red de saneamiento.
- Depósitos mixtos. Depósitos en los que siendo su función principal la de evitar inundaciones, disponen también de elementos de regulación y control precisos para ser utilizados para la función de reducir de contaminantes al medio receptor.

En este caso, se elige un depósito mixto, ya que, aun siendo la principal acometida resolver el problema de las inundaciones a causa de los cada vez más frecuentes episodios de gota fría, también se quiere reducir el aporte de contaminantes para proteger el mar y la Albufera.

Conexión con la red de saneamiento

Según la posición relativa respecto a la red de saneamiento, los tanques de tormenta pueden clasificarse en:

- Tanques de tormenta en línea u On-Line, son aquellos que están ubicados en la traza del colector, de manera que todo el flujo circulante atraviesa el depósito de retención. Después de la lluvia, el agua almacenada se suele descargar por gravedad a la red y se conduce a la planta de tratamiento.
- Tanque de tormentas fuera de línea, Off-line o depósitos de retención con derivación. La retención fuera de línea se lleva a cabo desviando el caudal desde el sistema de conducción hasta el depósito cuando se supera un valor de caudal predeterminado. El agua desviada se almacena hasta que se recupera la capacidad de la conducción o del tratamiento aguas abajo. En ese instante, el agua almacenada se vacía por gravedad o bombeo a un punto aguas abajo de la red de saneamiento.
- Depósitos de retención combinados, son depósitos que constan de varios compartimentos o cámaras que funcionan de forma acoplada y, normalmente secuencial. El primer compartimento está situado en línea con la red de saneamiento.

En este caso, es preferible un depósito de tormenta On-Line, ya que, al disponer de un volumen de 3000 m³, es decir, un volumen de almacenamiento pequeño, éstos son los más apropiados puesto que el espacio disponible en la traza del colector suele ser insuficiente para grandes volúmenes. Además, tiene la ventaja de ser más económicas.

Tipología

En función de la apariencia, la geometría y la forma de almacenamiento, los tanques de tormenta se clasifican en:

- Balsas de retención a cielo abierto.
- Depósitos de hormigón a cielo abierto o enterrados. Por su geometría pueden ser rectangulares, circulares o de forma irregular.
- Batería de tubos de gran diámetro.
- Túneles.

En este caso, la parcela al estar ubicada en una zona urbana consolidada, la tipología de tanque más adecuado es de hormigón. En cuanto a la forma del tanque se escoge la rectangular, ya que, presenta la ventaja de implementar fácilmente los sistemas de limpieza automáticos. Además, el depósito será enterrado así la parte superior puede ser aprovechada para otro fin, en este caso como un aparcamiento para la pista de atletismo que se encuentra en construcción en esta misma parcela.

Ubicación en la parcela

Para la elección del emplazamiento hay que tener en cuenta que existen diversos condicionantes entre los que se encuentran:

- Disponibilidad suficiente de espacio. Se debe elegir un emplazamiento que tenga las dimensiones suficientes para realizar la construcción del depósito con unas garantías de seguridad.
- Condicionamientos urbanísticos existentes en la parcela, tanto actuales como futuros. Esto condiciona al conjunto de afecciones del tanque en superficie y accesos.
- Proximidad y configuración tanto de los colectores tributarios como del colector de vertido y el medio receptor.
- Condicionantes técnicos debido a que afecte a otros servicios existentes y proximidad a edificaciones.
- Acceso en condiciones al depósito para realizar una correcta explotación y mantenimiento de este.
- Fase de obras. Se debe tener en cuenta que el espacio necesario para realizar las obras es bastante superior a la estricta ocupación del depósito, es por ello por lo que al estar es una zona urbana hay que prever pasos tanto para peatones como para vehículos, asimismo, dejar como mínimo una franja de 6 metros entre el cierre de la obra y las edificaciones más cercanas. Se debe prever desvíos de tráfico para evitar que este condicione el desarrollo de las obras, ya sea en espacio disponible como en tiempo. Igualmente, se deben prever accesos y salidas de los vehículos y maquinaria para la ejecución de la obra, aspecto muy importante en la fase de movimiento de tierras.

Teniendo en cuenta todos los aspectos citados anteriormente, la parcela se dispone de dos posibles zonas para localizar el tanque:

- **Zona 1:** Localizada desde mitad de la parcela hacia el sur, conectando con la calle Doctor Marcos Sopena.
El inconveniente que presenta dicha zona es que se sitúa más lejos de la Estación de Bombeo Doctor Lluch en comparación con la Zona 2, sin embargo, se encuentra más cerca de la Estación de Bombeo Marcos Sopena. También se puede recalcar su proximidad al Depósito de Tormentas Cabañal-Eugenia Viñes.
Respecto a esta zona cabe destacar el gran espacio que posee, además, en la *Figura 18* se puede observar que está prácticamente libre de edificaciones, exceptuando por el oeste, donde se encuentran edificios de forma paralela a la parcela. Por tanto, en esta zona la fase de obras puede realizarse de manera segura, ya que, como se ha dicho anteriormente, se dispone de una amplia área. Además, se podrá ubicar el tanque en una zona donde no interfiera en otros usos futuros del suelo y pueda acceder la maquinaria de limpieza sin ningún problema.
- **Zona 2:** Localizada desde mitad de la parcela hacia el norte, conectando con la calle de la Virgen del Sufragio.
La ventaja que presenta esta segunda zona es que se encuentra bastante próxima a la Estación de Bombeo Doctor Lluch, localizada en la calle de la Virgen del Sufragio a una distancia de unos 200 m aproximadamente. Además, está situada muy cerca del Depósito de Tormentas Cabañal-Eugenia Viñes, lo que facilitaría la conexión entre ambos.

Los inconvenientes que presenta son varios. En primer lugar, en la zona norte de la parcela, se puede observar en la *Figura 18*, que prácticamente está rodeada de edificaciones, incluso hay un espacio de la parcela donde se encuentran unas casas antiguas que probablemente estén protegidas. Esto dificulta, por una parte, la construcción del depósito puesto que no hay espacio suficiente para realizar las obras con seguridad, y, por otra parte, para la explotación no habría un espacio suficiente para el acceso de la maquinaria de limpieza en el tanque. En la parte centro y sur de esta zona, aun habiendo un espacio mayor, se presenta el inconveniente de que se estaría ocupando un espacio que en un futuro puede ser utilizado para otro uso y quedaría inutilizada esa parte.

Tras lo expuesto anteriormente, se deduce que la ubicación más adecuada dentro de la parcela es la Zona 1.



Figura 18. Posibles zonas dentro de la parcela de estudio. (Fuente: Google Maps modificado)

Dentro de la Zona 1, hay múltiples posibilidades de ubicar y colocar el tanque de tormentas, pero no todas son la mejor opción. Tras el estudio de varias opciones, la *Figura 19* recoge la mejor de ellas. El tanque se ubicará en la parte sur de la Zona 1, y se colocará con la dimensión mayor paralela a la calle Doctor Marcos Sopena. Las siguientes razones justifican la elección de la ubicación del mismo:

- Ocupa el menor espacio posible dentro de la propia parcela, la ventaja que presenta es que el resto de la parcela puede utilizarse para otros usos, un ejemplo de ello es la construcción de la pista de atletismo proyectada por el Ayuntamiento de Valencia, cuya obra se realiza también en la Zona 1.

- Está exenta de edificaciones en sus alrededores, por tanto, no produce ningún tipo de molestias.
- Respecto a la fase de obras, se posee de un espacio suficiente para realizarlas con seguridad y sin molestar a las inmediaciones de la parcela.
- Respecto a la fase de explotación, se dispone de un espacio suficiente para que la maquinaria de limpieza pueda acceder sin problemas.



Figura 19. Ubicación del depósito dentro de la Zona 1 (Fuente: Google Maps modificado)

Profundidad de cimentación

Para la determinación del plano de apoyo del depósito es necesario estudiar las características del terreno afectado por las obras. Mediante la campaña geotécnica se realizó el reconocimiento y caracterización del terreno, y se realizaron cuatro perfiles estratigráficos (*Anejo N°4. Perfiles estratigráficos*).

Tal como se ha expuesto anteriormente, el depósito queda ubicado al sur de la parcela por lo que se debe analizar la estratigrafía existente con más detalle. En esta zona no se ha llevado a cabo ninguna técnica de reconocimiento del terreno, sin embargo, hacia la zona central si se han realizado sondeos y pruebas de penetración dinámica, por tanto, se puede deducir el terreno que se tiene en dicha zona.

Dada las dimensiones del depósito, el plano de cimentación estará a una cota de -4.4 m, es decir, el material de apoyo estará constituido por arenas limosas sueltas de compacidad media, con tendencia al sifonamiento al estar por debajo del nivel freático.

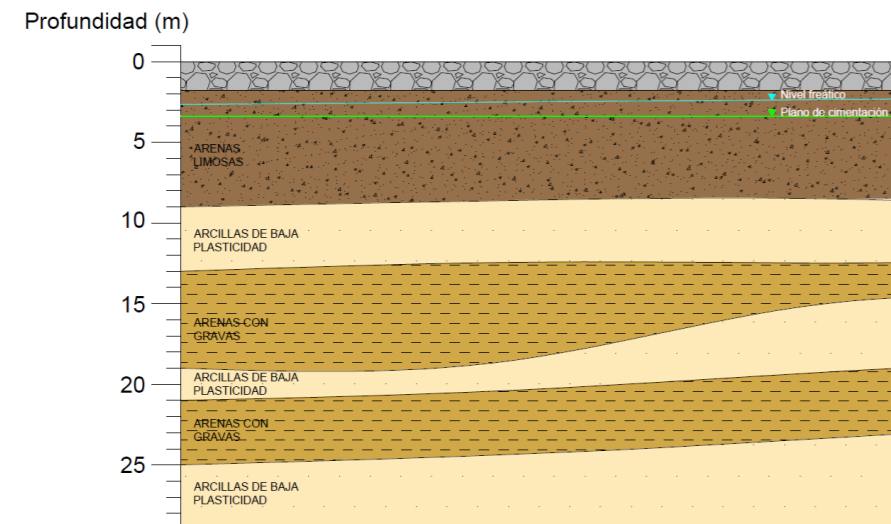


Figura 18. Perfil del terreno donde se ubicará el tanque. (Fuente: Elaboración propia)

Diseño en planta

Para la determinación de la profundidad del depósito se debe tener en cuenta que los tanques más efectivos (menores costes de construcción y mantenimiento) son aquellos que para un mismo volumen tienen una superficie menor (mayor profundidad). En el caso que nos ocupa, al ser un depósito con forma rectangular, son preferibles tanques con relaciones de longitud-anchura de 1,5-2 por temas de limpieza.

Por tanto, para una capacidad de 3.000 m³ se escoge una altura libre de 3 m la cual permite sin complicaciones el acceso y circulación de vehículos de limpieza en el interior del tanque. La longitud elegida es de 50 m y la anchura de 25 m.

A modo de síntesis, el análisis del problema se resuelve con la elección de un depósito enterrado, mixto y construido con hormigón resistente para una agresividad débil de sulfatos solubles. El depósito estará ubicado en la zona sur de la parcela y paralelo a la calle Doctor Marcos Sopena, y apoyado a una profundidad de 4,4 m desde la superficie del terreno, con una configuración rectangular de 50 x 25 m de superficie y una altura libre de 3 m.

5.2. COMPROBACIONES TÉCNICAS

El presente apartado recoge el diseño geotécnico a través de los determinados procedimientos de cálculo relativos a la cimentación. Todos los cálculos realizados en dicho apartado se detallan en el *Anejo N°8. Comprobaciones técnicas. Cálculos.*

Para la comprobación de la seguridad frente al hundimiento de la cimentación del depósito se ha seguido el procedimiento de la *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (GCOC)*, basado en el concepto de los estados límite.

La solución adoptada es una cimentación directa cerrada mediante una losa de cimentación. Por tanto, sabiendo el tipo de cimentación y teniendo en cuenta las características de la infraestructura, se definen los estados límite últimos y de servicio que se analizan más adelante. Respecto a los estados límite últimos (ELU) la condición analizada es el modo de fallo por hundimiento. En lo referente a los estados límite de servicio (ELS) se estudia la deformabilidad provocada por los asentos y la flotabilidad del depósito.

El depósito se cimentará sobre un estrato de arenas limosas sueltas, de compacidad media, con tendencia al sifonamiento, a una profundidad de 4,4 m respecto a la superficie del terreno.

Para realizar las comprobaciones citadas anteriormente, es necesario conocer las dimensiones (en metros) del depósito y de los elementos que lo conforman, así como los parámetros geomecánicos de los estratos del terreno en la zona de estudio.

- Área del depósito: 50 x 25 m
- Losa de cubierta: 50 x 25 x 0,6 m
- Losa de cimentación: 50 x 25 x 0,8 m
- Muros perimetrales: 2 x [(25 x 3 x 0,8) + (50 x 3 x 0,8)]
- Pilares: 0,25 x 0,25 x 3 m

Los pilares se disponen con luces de 5 metros en ambas direcciones, por lo tanto, resulta un total de 36 pilares.

5.2.1. ELU: CAPACIDAD PORTANTE

El presente apartado estudia la capacidad de soporte del terreno la cual se define como la capacidad para soportar las cargas aplicadas sobre él. El modo de fallo analizado es el de hundimiento.

Se define un coeficiente de seguridad frente a hundimiento, que deberá ser mayor de 3 para estar al lado de la seguridad:

$$F = \frac{q_h - q}{q_t - q} \geq 3$$

Donde,

F = factor de seguridad frente al hundimiento

q_h = presión vertical de hundimiento (p_{vh})

q = carga del terreno que se descarga en la excavación (q₀)

q_t = presión total transmitida por la estructura

Para la obtención de la carga que transmite el depósito se consideran dos situaciones. Los cálculos relativos a ambas situaciones se encuentran en el *Anejo Nº8 Comprobaciones técnicas. Cálculos*.

- **Depósito vacío**

Para el cálculo de la carga transmitida para la situación de depósito vacío, se tienen en cuenta todas las cargas a excepción del agua y considerando una sobrecarga de uso, debida al aparcamiento de coches que habrá una vez realizado el depósito, que se estima con una sobrecarga de 10kN/m²

$$q_t = 52,34 \text{ kN/m}^2$$

- **Depósito lleno**

Para el cálculo de la carga transmitida para la situación de depósito lleno, se tienen en cuenta todos los pesos incluido el del agua y considerando la SCU, citada anteriormente, de 10kN/m².

$$q_t = 78,74 \text{ kN/m}^2$$

Para obtener la descarga correspondiente a la excavación de las tierras hasta la cota de cimentación, se debe tener en cuenta el peso de tierras correspondiente al relleno y al estrato de arenas limosas y arcillosas.

$$q_0 = 90,76 \text{ kN/m}^2$$

Los resultados obtenidos muestran que la carga transmitida del terreno (q_t) es menor que la carga de tierras desalojadas (q_0), es decir, $q_t < q_0$. Por tanto, el coeficiente de seguridad frente a hundimiento tenderá a infinito, pudiendo afirmar que no existe problema de capacidad portante.

5.2.2.ELS: DEFORMABILIDAD

El principal objetivo de este apartado es analizar la deformabilidad del terreno, para ello se estudia el asiento que se produce en distintas situaciones utilizando el método elástico, dado que el material de apoyo de la cimentación es de naturaleza granular, y no es susceptible de asientos por consolidación.

El cálculo de asientos con el modelo elástico, tal y como establece la *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera* (GCOC), debe realizarse con la ayuda de la hipótesis de cálculo siguiente: la distribución de tensiones bajo la cimentación es independiente de la posible heterogeneidad del terreno; es aplicable la solución de reparto tensional correspondiente al semiespacio homogéneo e isótropo de Boussinesq.

Según la GCOC, los movimientos que puede admitir una cimentación sin causar daño significativo a la estructura que soporta depende de su tipología. En este caso, al tener una losa de cimentación, un valor orientativo para una estructura de hormigón armado sería un asiento máximo admisible de 50 mm.

Para el cálculo de las deformaciones, se estudian los asientos en un punto "A" situado a la mitad de la distancia entre la losa de solera y el final del estrato sobre el que se apoya el depósito (arenas limosas y arcillosas). La *Figura 20* contempla el perfil estratigráfico con el plano de apoyo del depósito, el depósito y el punto de análisis "A".

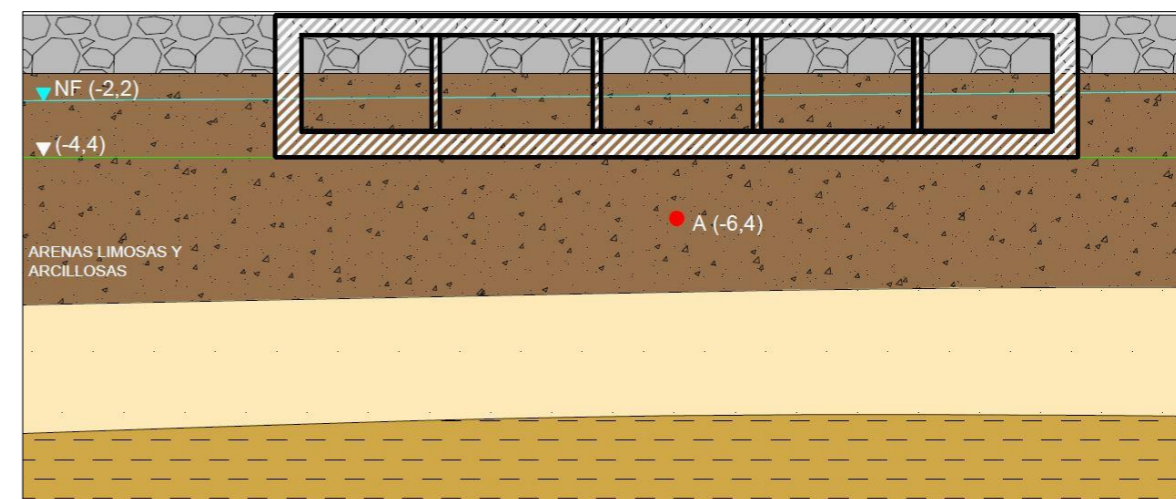


Figura 20. Perfil estratigráfico del terreno donde se aprecia el plano de apoyo, el depósito y el punto de estudio "A" (Fuente: elaboración propia)

Los asientos que se producen deben analizarse en los distintos procesos constructivos y en la puesta en servicio, por tanto, se distinguen tres fases. La primera fase corresponde a la excavación del terreno, es decir, el terreno presenta una descarga tras el desalojo de las tierras, por tanto, se calcula el hinchamiento que sufre el terreno en esta situación. La segunda fase corresponde a la construcción del depósito y primera vez que se llena completamente, donde el terreno sufrirá un asiento. La tercera fase corresponde a la puesta en servicio del depósito, es decir, el depósito se vacía para tareas de limpieza y mantenimiento, por tanto, en el terreno se produce un hinchamiento.

Es de gran importancia tener en cuenta los movimientos que suceden de la fase dos a la fase tres y viceversa, es decir, el asiento diferencial entre el depósito vacío y el depósito lleno, ya que, al ser un proceso repetitivo durante toda la vida útil del depósito, la conexión con el conector debe aguantar este movimiento.

El asiento diferencial obtenido entre la fase de depósito vacío y la fase de depósito lleno es de aproximadamente 50,6 mm. El resultado obtenido está próximo al límite que la GCOC ofrece, pero se puede afirmar que no hay problemas de deformabilidad. Asimismo, es importante informar de la variación que se produce cuando cambia de depósito vacío a depósito lleno, ya que, la junta entre el colector y el depósito debe tener una holgura suficiente para el correcto funcionamiento.

5.2.3. ELS: FLOTABILIDAD

El presente apartado estudia el empuje vertical que ejerce el agua contra la losa del depósito debido a la presencia de nivel freático. Para ello, se obtiene un coeficiente de seguridad que, según el *Código Técnico de la Edificación* (CTE) recomienda que debe ser igual o superior a $F=1,5$.

Para el estudio de la flotabilidad se plantea la situación más desfavorable, cuando el depósito está vacío, ya que, la infraestructura ejerce menos peso y, por tanto, presenta menor reacción al empuje del agua. No obstante, se tiene en cuenta tres situaciones que dependen de la posición del nivel freático.

- La primera situación considera la posición del nivel freático a la cota -2,2 m, la obtenida en los ensayos de campo. En esta situación el coeficiente de seguridad cumple con la condición de ser mayor a 1,5.
- La segunda situación considera la posición del nivel freático a la cota -1,2 m, tras haber experimentado una subida del nivel freático de 1 metro debido a la carrera de marea (la cual en Valencia oscila en ± 1 m). En esta situación el coeficiente de seguridad obtenido es de $F=1,32$ ligeramente inferior al límite $F=1,5$.
- La tercera situación considera el hipotético caso de que el nivel freático aumenta hasta la superficie a causa de un evento de lluvias torrenciales. En esta situación el coeficiente de seguridad obtenido es de $F=0,96$ muy por debajo de límite.

En la tercera situación, al obtener un coeficiente de seguridad mucho menor a $F=1,5$ se ha considerado un redimensionamiento de la estructura que cumpla con el principal condicionante, disminuyendo el volumen interior hasta los 3000m³ de capacidad. Los cambios realizados para disminuir el riesgo de flotabilidad y que cumplan con los condicionantes necesarios, son los siguientes:

- Aumento del peso específico del hormigón ($\gamma_h=26$ kN/m³)
- Aumento del espesor de los muros perimetrales ($e=1$ m)

Tras el redimensionamiento de la estructura, el coeficiente obtenido en la segunda situación ha aumentado ($F=1,44$), por tanto, al ser un valor tan cercano a $F=1,5$ se puede afirmar que cumple. El coeficiente obtenido en la tercera situación tiene un valor de $F=1,04$. En esta situación hipotética, aun teniendo un coeficiente menor al recomendado se puede afirmar que cumpliría, ya que, si se dan lluvias torrenciales el depósito no estará vacío, sino que se irá llenando a la vez que la lluvia esté presente. Por tanto, un coeficiente ligeramente superior a la unidad sería suficiente.

Como consecuencia de haber realizado el redimensionamiento de la estructura, se debe volver a comprobar las condiciones de capacidad portante y deformabilidad.

Respecto a la capacidad portante, tras haber realizado los cambios, los resultados obtenidos muestran que la carga transmitida del terreno (q_t) es menor que la carga de tierras desalojadas (q_0), es decir, $q_t < q_0$. Por tanto, el coeficiente de seguridad frente a hundimiento tenderá a infinito, pudiendo afirmar que no existe problema de capacidad portante.

Por lo que respecta a la deformabilidad, el asiento diferencial obtenido entre la fase de depósito vacío y la fase de depósito lleno es de aproximadamente 50,7 mm. El resultado obtenido está próximo al límite que la

GCOC ofrece, pero se puede afirmar que no hay problemas de deformabilidad. Asimismo, es importante informar de la variación que se produce cuando cambia de depósito vacío a depósito lleno, ya que, la junta entre el colector y el depósito debe tener una holgura suficiente para el correcto funcionamiento.

5.3. EXCAVACIÓN

El objetivo del presente apartado es resolver el problema derivado de la inestabilidad de los taludes en la fase de excavación y, evitar que se produzcan deslizamientos inesperados cuyos efectos suelen ser de gran importancia, pudiendo causar tanto daños materiales como humanos. Dicho problema se analiza con la ayuda de la aplicación SLIDE 5.0 (Rocscience, 2005).

En caso de ser necesario realizar la excavación al abrigo de elementos de contención se determinará cual es el sistema más adecuado, tanto desde el punto de vista técnico como del económico, para llevar a cabo la excavación con total seguridad.

5.3.1. ESTABILIDAD DE TALUDES

Los métodos de cálculo de estabilidad de taludes se basan en las teorías del Equilibrio Límite, que consiste en suponer que se puede movilizar la resistencia a corte máxima del terreno a lo largo de toda la superficie de deslizamiento.

En la casi todos los métodos del equilibrio límite la seguridad de un talud se cuantifica por medio de un factor de seguridad, este se define como el cociente entre la resistencia a corte en la superficie de deslizamiento y la necesaria para mantener el equilibrio de la masa deslizante.

Se estudia el factor de seguridad de posibles deslizamientos de rotura circular mediante la aplicación comercial denominada SLIDE 5.0 (Rocscience,2005), que se fundamenta en la teoría de las dovelas, específicamente utilizando el método aproximado de Bishop (1955).

En primer lugar, se ha estudiado la estabilidad de los taludes de excavación con taludes verticales sin elementos de contención. En el caso que los coeficientes de seguridad fueran bajos, a continuación, se realizarán comprobaciones con taludes cada vez más inclinados hasta determinar cuál es la inclinación mínima posible que permite excavar estos taludes con seguridad. Finalmente se hará una comparativa entre esta opción y la que corresponde a la excavación con taludes verticales, pero empleando métodos de contención convencionales. Las situaciones analizadas son las siguiente: taludes verticales y taludes inclinados a 60°, 45° y 30°. (*Gráficos de salida de SLIDE en Anejo Nº5. Gráficos de salida. SLIDE 5.0 (Rocscience, 2005)*).

En todas las simulaciones se tendrá en cuenta el tránsito de maquinaria de obra alrededor de la excavación, necesarios para la ejecución de la propia obra, mediante una sobrecarga en coronación del talud de 20 kN/m².

La primera situación analizada es la excavación con un talud vertical (Figura 21), siendo esta la alternativa más económica. El factor de seguridad obtenido es de 0,318 lo cual indica que el talud vertical es inestable. Como se observa en la Figura 21, existe una alta probabilidad de que se produzca una rotura parcial de la parte más superficial del talud que iniciaría la inestabilidad del conjunto. Luego, se demuestra que no es posible realizar la excavación con taludes verticales.

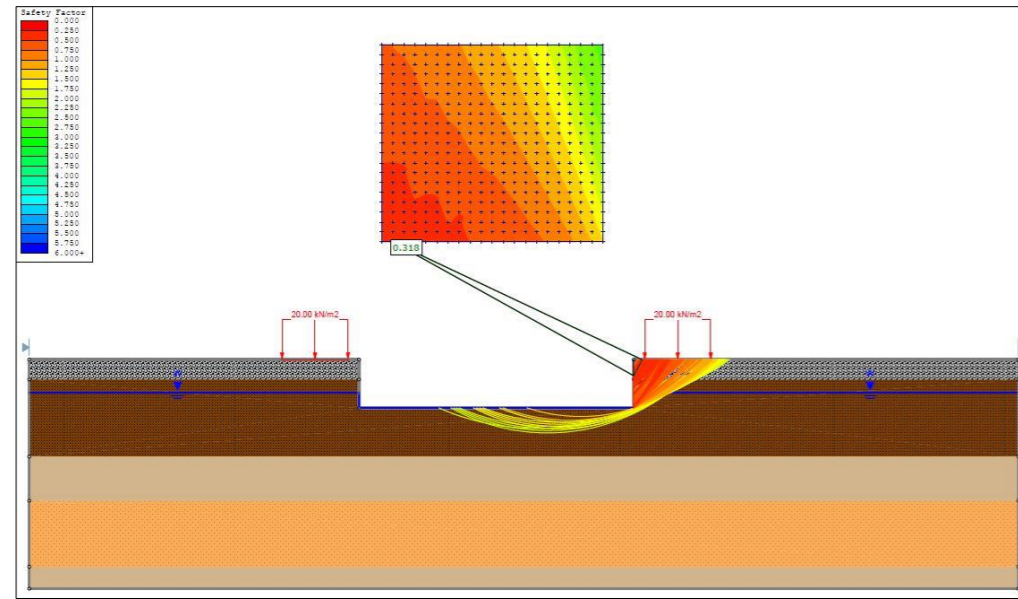


Figura 21. Gráfica de la excavación con talud vertical mediante Bishop simplificado (Fuente: Software Slide)

La segunda situación que se analiza es la excavación con un talud de 60° (Figura 22). El factor de seguridad obtenido es de 0,364, la mejora con respecto al caso anterior es insignificante, lo cual indica que el talud inclinado 60° es inestable. Se produce una rotura parcial del talud.

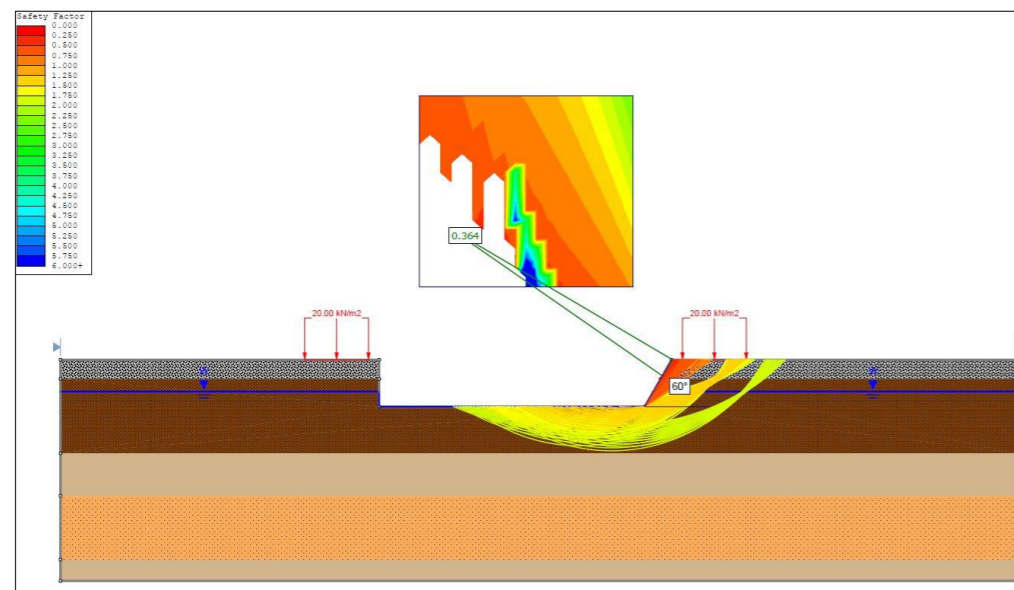


Figura 22. Gráfica de la excavación con talud tendido 60° mediante Bishop simplificado (Fuente: Software Slide)

La tercera situación que se analiza es la excavación con un talud de 45° (Figura 23). El factor de seguridad obtenido es de 0,441 lo cual indica que el talud inclinado 45° es inestable. Se produce una rotura parcial del talud.

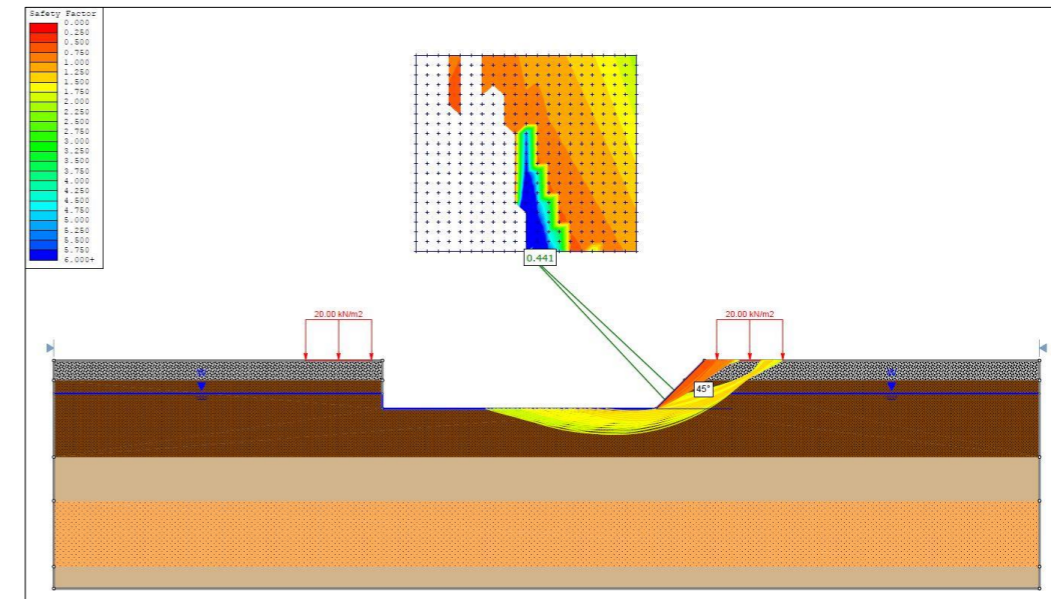


Figura 23. Gráfica de la excavación con talud tendido 45° mediante Bishop simplificado (Fuente: Software Slide)

La última situación que se analiza es la excavación con un talud de 30° (Figura 24). El factor de seguridad obtenido es de 0,868 lo cual indica que el talud inclinado 60° es inestable. Se produce una rotura parcial del talud.

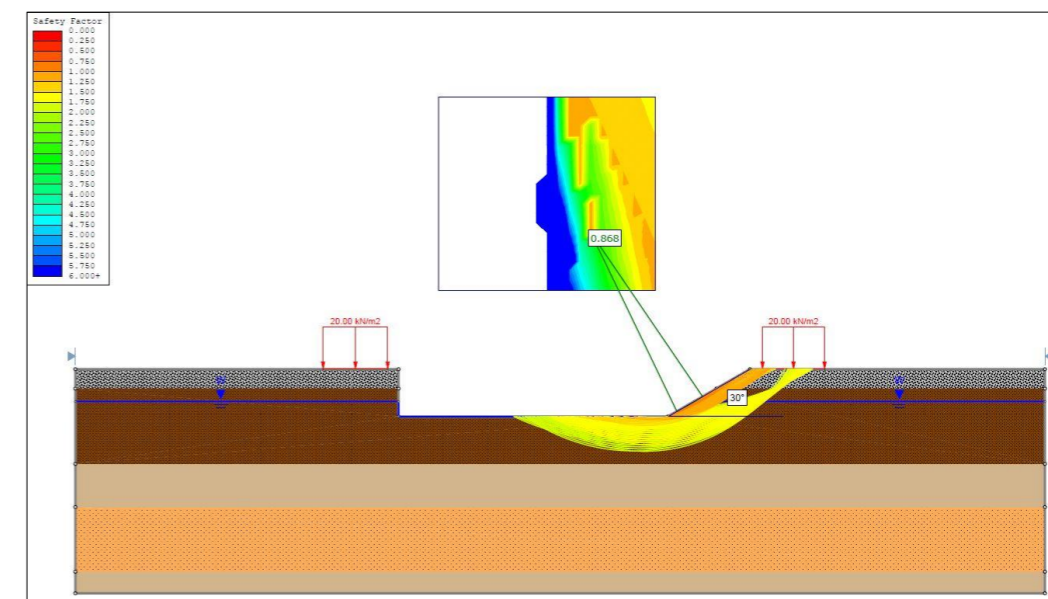


Figura 24. Gráfica de la excavación con talud tendido 30° mediante Bishop simplificado (Fuente: Software Slide)

En base a los resultados obtenidos se comprueba que no se puede realizar la excavación sin el uso de elementos de contención dado que la inclinación tendría que ser tan elevada que sería necesario realizar una sobreexcavación de gran volumen de tierras, con lo que esto supone en cuanto al aumento de coste y de ocupación de la parcela. En consecuencia, a continuación, se plantea el uso de sistemas de contención para la excavación hasta la cota de cimentación.

5.3.2. SISTEMAS DE CONTENCIÓN

Puesto que desde el punto de vista estructural no es necesario construir muros pantalla, se recomienda contener los taludes de la excavación mediante tablestacado. Las tablestacas son un tipo de pantalla o estructura flexible de contención, donde la dimensión longitudinal es muy superior a las otras. Están formadas por elementos prefabricados de acero, aunque también las hay de otros materiales (hormigón armado, hormigón pretensado y madera). Los elementos prefabricados que componen las tablestacas se hincan en el terreno mediante vibración o golpeo. Para resolver el problema se va a utilizar una estructura de contención de acero y temporal (o recuperable).

Las ventajas que presenta el uso de tablestacas respecto a otros sistemas de contención tradicionales (por ejemplo, los muros pantalla) son:

- Aumento de los rendimientos en la ejecución de la obra.
- Bajo coste.
- Mayor capacidad de impermeabilización.
- Mayor calidad en los acabados.

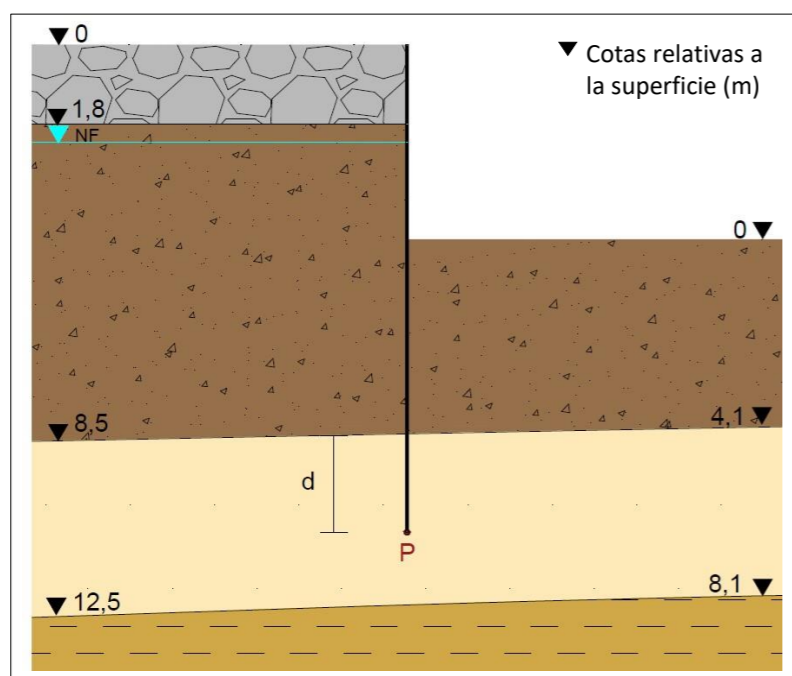


Figura 25. Perfil estratigráfico con tablestaca hincada en función de "d". (Fuente: Elaboración propia)

Para obtener la longitud de las tablestacas se realizan los cálculos mediante la teoría de Rankine. Con los parámetros obtenidos en el estudio geotécnico del terreno y los coeficientes de empuje activo (K_a) y pasivo (K_p), calculados en el Anejo N°8. Excavación, se pueden extraer los empujes sobre la tablestaca, los cuales están en función de 'd', dicha incógnita permite conocer la longitud de empotramiento de la tablestaca. La Figura 25 muestra el perfil estratigráfico con la tablestaca hincada indicando la longitud 'd' y el punto P.

La distribución de empujes activos del terreno y el empuje del agua en el trasdós se observa de forma gráfica en la Figura 26.

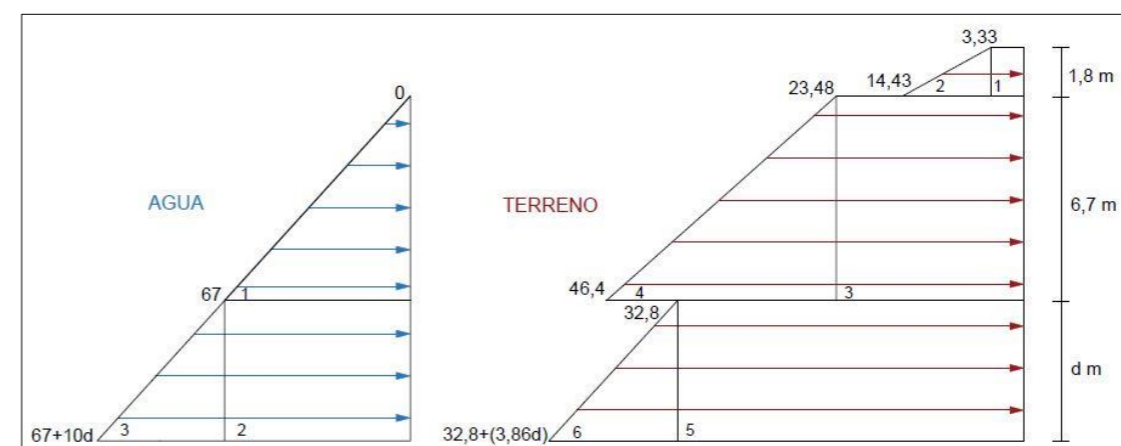


Figura 26. Distribución de empujes unitarios efectivos activos en kPa. (Fuente: Elaboración propia)

La distribución de empujes pasivos del terreno y el empuje del agua en el intradós se observa de forma gráfica en la Figura 27.

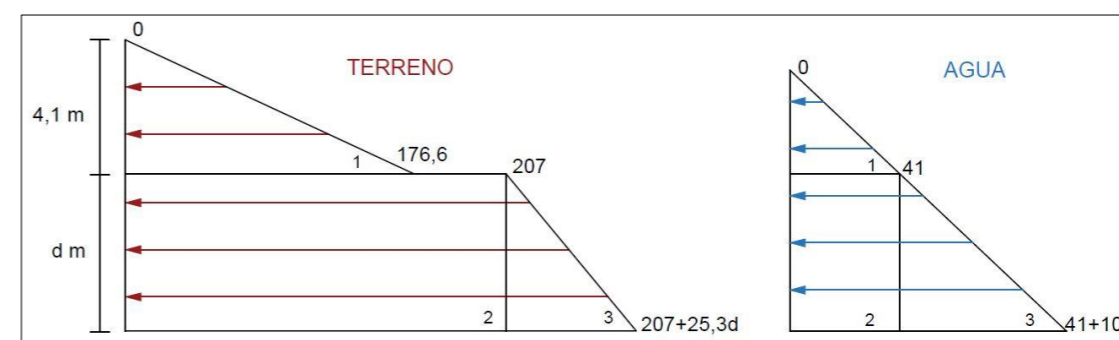


Figura 27. Distribución de empujes unitarios efectivos pasivos en kPa. (Fuente: Elaboración propia)

Una vez obtenidos los empujes, para resolver la longitud de la tablestaca se utiliza el Método de Blume donde se plantea un modelo isostático que tiene como incógnitas el empotramiento y el contraempuje.

El empotramiento se resuelve planteando momentos respecto al punto P (el cual se observa en la *Figura 25*), de esta manera se consigue que la pantalla no vuelque y, además, se obtiene la profundidad 'd' (d=3,8). Este valor justifica que la tablestaca sobrepasa el nivel de arcillas y queda empotrado en el nivel de arenas con gravas. Al sobrepasar el estrato de arcillas, corta completamente la red de flujo, por lo que, si las tablestacas cierran correctamente el recinto, lo cual depende de la ejecución, se debe estudiar la inestabilidad hidráulica denominada levantamiento de fondo. Dicha comprobación se comenta en el siguiente apartado '5.3.3. Inestabilidad hidráulica'.

Para obtener la longitud total de la tablestaca se debe tener en cuenta:

- Longitud en voladizo = 4,4 m.
- Longitud de empotramiento = 4,1 + d = 7,9 m.
- Por seguridad, se toma como empotramiento el obtenido incrementado en un 20%, es decir, una longitud de empotramiento de 9,48 m.
- Se considera 0,5 metro de tablestaca por encima de la superficie del terreno.

Por tanto, la longitud de la tablestaca es:

$$L_{tablestaca} \cong 14,5 \text{ m}$$

5.3.3. INESTABILIDAD HIDRÁULICA

El flujo superficial y subterráneo del agua, así como las oscilaciones del nivel freático en un terreno, por causas naturales o artificiales, provocan consecuencias tanto en el terreno propio como en los colindantes. En el caso de una excavación que intercepte la capa freática va a suponer problemas tanto para la propia excavación, y posterior ejecución de las obras en el recinto, como en los terrenos y estructuras colindantes.

Respecto a la excavación que se aborda en este trabajo, la inestabilidad hidráulica que podría producirse es levantamiento de fondo o taponazo (uplift), ya que, es típico de un estrato de baja permeabilidad como las arcillas, en este caso el situado entre las cotas -8,5 m y -12,5 m, situado sobre un acuífero confinado de mayor conductividad hidráulica como es en este caso el estrato de arenas con gravas, localizado a partir de la cota -12,5 m. En esta situación, el fondo de la excavación será inestable cuando el peso del terreno no es capaz de equilibrar al empuje del agua.

Se ha analizado el efecto taponazo en el punto 'M', situado en el plano de contacto entre el estrato de arcillas de baja plasticidad y el estrato de arenas con gravas, tal y como se observa en la *Figura 28*.

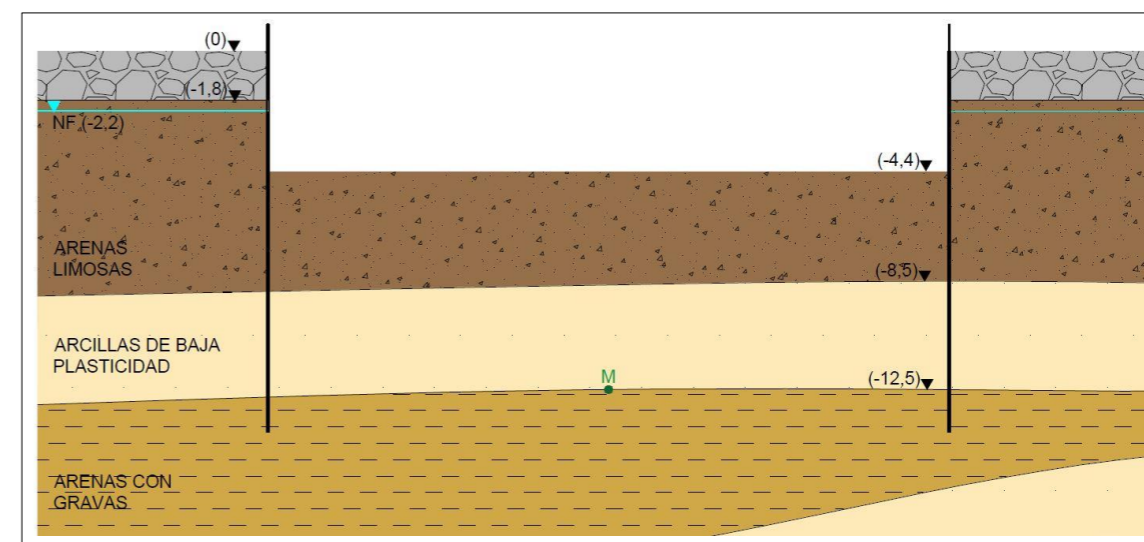


Figura 28. Perfil estratigráfico con tablestacas hincadas y excavación realizada indicando el punto M de estudio. Cotitas en metros (Fuente: elaboración propia)

La condición para que el material permeable rompa y levante el bloque de material impermeable es que la tensión efectiva en el punto 'M' sea igual a cero. ($\sigma'_M=0$). Para ello, se ha calculado la presión total y la presión del agua en el punto 'M'. La columna de agua que debe calcularse es la máxima que se puede dar en el trasdós de las tablestacas, es decir, la situación más desfavorable. Por tanto, se va a considerar que el máximo corresponde a la DANA de 2019 que dio lugar a que el agua se embalsara sobre la superficie del terreno hasta casi 0,5 m por encima de la superficie del terreno en esta zona de la ciudad.

Se comprueba que el levantamiento de fondo en las arcillas no tendrá lugar, ya que, en el peor de los escenarios, la tensión efectiva en el punto 'M' es distinta de cero y, además, se obtiene un coeficiente de seguridad $F=1,3$.

5.3.4. ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO

En los trabajos a cielo abierto, donde el nivel freático se encuentra por encima de la cota de excavación, es necesario utilizar procedimientos constructivos para rebajar la capa freática por debajo de la cota de cimentación, y así poder trabajar en condiciones secas.

La elección del sistema de control del nivel freático depende principalmente de la estabilidad y permeabilidad del terreno, del caudal a evacuar y de la geometría.

La Figura 29 muestra una orientación inicial que recoge el rango de aplicación de los sistemas de control del nivel freático en función de la permeabilidad del terreno y de la reducción requerida del nivel del agua.

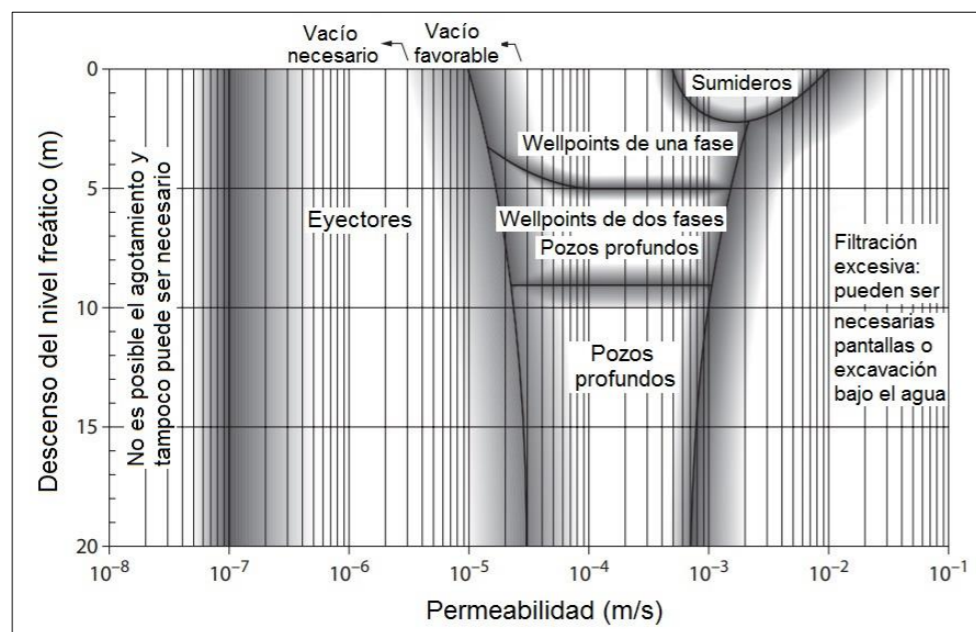


Figura 29. Rango de aplicación de los sistemas de control del nivel freático (Fuente: Cashman y Preene, 2012)

La estimación de la permeabilidad de los suelos puede realizarse mediante tres tipos de procedimientos:

- Valoración de la permeabilidad mediante relaciones empíricas establecidas entre la misma y alguna característica del suelo, generalmente su granulometría.
- Medida directa de la permeabilidad sobre una muestra adecuada (inalterada) en laboratorio.
- Estimación directa de la permeabilidad "in situ" mediante ensayos tipo Lefranc, realizada durante la ejecución de sondeos, ya sean de carga variable para suelos cohesivos y de carga constante para suelos de naturaleza granular.

La campaña geotécnica no presenta ningún ensayo donde se obtengan datos de la permeabilidad. En este proyecto se han tomado valores de permeabilidad proporcionados por el Código técnico de la edificación (CTE) (Figura 30), estando estos entre los valores 10^{-2} y 10^{-5} (m/s) para arena limpia y mezcla de grava.

Tabla D.28. Valores orientativos del coeficiente de Permeabilidad	
Tipo de suelo	k_z (m/s)
Grava limpia	$> 10^{-2}$
Arena limpia y mezcla de grava y arena limpia	$10^{-2} - 10^{-5}$
Arena fina, limo, mezclas de arenas, limos y arcillas	$10^{-5} - 10^{-9}$
Arcilla	$< 10^{-9}$

Figura 30. Valores orientativos del coeficiente de permeabilidad (Fuente: CTE DB SE-C)

Tomando como referencia los valores orientativos que proporciona el CTE sobre la conductividad hidráulica del terreno (arenas con gravas) y, teniendo en cuenta que las tablestacas crearán un recinto estanco, el nivel freático se bombea desde el interior de la excavación. Se ha supuesto que fuera de las pantallas de tablestacas, el nivel freático no será modificado, por tal motivo, no se producirán daños en estructuras cercanas.

Teniendo en cuenta la longitud del tablestacado, las tablestacas se empotrarán en el nivel de arcillas, cortando completamente la red de flujo. De esta manera, solo debe extraerse el agua que interfiere en el adecuado procedimiento de vaciado (4,4 m), sin embargo, es recomendable que el nivel freático se mantenga a una profundidad de medio metro por debajo del fondo de excavación para asegurar que siempre haya una tensión efectiva distinta a cero.

El sistema de control y rebaje del nivel freático recomendado para este proyecto es el método llamado lanzas de drenaje o, como se le conoce comúnmente, "wellpoint". Se trata de un método de control del descenso de agua subterránea, un sistema simple, versátil y de costo razonable, especialmente cuando el sitio donde se va a construir es accesible y el estrato saturado que se pretende drenar no es muy profundo, inferior a 10 m de profundidad.

6.RESUMEN Y CONCLUSIONES

El presente documento ofrece una solución al problema que generan los episodios de lluvias torrenciales en la ciudad de Valencia, dando lugar a inundaciones, graves daños en la red de saneamiento y vertidos contaminantes a sistemas acuáticos naturales. Dicho problema se resuelve mediante el diseño de un depósito de tormentas ubicado en la calle Eugenia Viñes, Valencia.

El diseño se ha efectuado a través del análisis de los estudios previos, condicionantes geológicos-geotécnicos e hidrológicos de la zona de emplazamiento del depósito, de las características del terreno y del estudio geotécnico de la cimentación de acuerdo con los métodos de comprobación de seguridad en base a la *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera* (GCOC). Asimismo, el uso del *Manual Nacional de recomendaciones para el diseño de tanques de tormenta* ha servido para definir de manera adecuada el tipo de depósito.

A continuación, se detallan las conclusiones extraídas en base a la definición de la solución al problema planteado.

1. La ciudad de Valencia tiene un gran problema de inundaciones cuando se presentan episodios de lluvias torrenciales. Estas inundaciones provocan la saturación de la red de saneamiento, induciendo a que se viertan contaminantes al mar. Por estas razones, es necesario la realización de un depósito de tormentas, el cual permitirá mitigar dichos problemas.
2. El emplazamiento del depósito se considera en una parcela ubicada en la calle Eugenia Viñes, en el barrio del Cabañal, en la ciudad de Valencia. Se encuentra a pocos metros del Puerto de Valencia y de la Playa de las Arenas.

3. La parcela y sus alrededores están calificados como tejido urbano continuo. Respecto al entorno físico de los alrededores de la parcela cabe destacar que cuenta con edificios y aparcamientos.
4. La campaña de reconocimientos se compone de ensayos de campo y ensayos de laboratorio. Respecto a los ensayos de campo, se han realizado cuatro sondeos mecánicos rotativos, un muestreo consistente en la toma de muestras inalteradas, ensayos de penetración dinámica estándar (SPT) y cuatro pruebas de penetración dinámica superpesada (DPSH). Respecto a los ensayos de laboratorio, se han efectuado los recogidos en el apartado '4.2. Ensayos de laboratorio' sobre las distintas muestras proporcionadas en los trabajos de campo.
5. Reconocimiento de los siguientes niveles geotécnicos:
 - Nivel I: arenas limosas
 - Nivel II: arcillas de baja plasticidad
 - Nivel III: arenas con gravas
 - Nivel IV: arenas limosas sueltas
6. El diseño geotécnico de la cimentación se realiza de acuerdo con los métodos de análisis de la seguridad establecidos en la *Guía de cimentaciones en Obras de Carretera*. Concretamente, a través del método de los estados límite, último y de servicio. Se establece el procedimiento del coeficiente de seguridad. Los estados límite que se comprueban son: ELU de capacidad portante y ELS de deformabilidad y flotabilidad.
7. La solución se analiza mediante cimentación directa cerrada, esto es, una losa de cimentación.
8. Para realizar las comprobaciones pertinentes es necesario conocer los parámetros geomecánicos del terreno. Los datos extraídos de la campaña geotécnica son erróneos, por tanto, han sido modificados.
9. Tras realizar las comprobaciones citadas anteriormente, se recomienda ejecutar un depósito de 50 x 25 x 4,4 metros, apoyado en el terreno a una profundidad de 4,4 metros, sobre el estrato de arenas limosas.
10. En lo referente a la estabilidad de taludes, mediante la aplicación SLIDE 5.0 (Rocscience,2005) se ha comprobado que tanto los taludes verticales como los taludes inclinados producen una rotura parcial del terreno, por tanto, se debe utilizar un sistema de contención durante el vaciado.
11. El sistema de contención más adecuado es la tablestaca. La longitud de las tablestacas se resuelve mediante el método de Blume. Se obtiene que la longitud de las tablestacas resulta ser de 14,5 m, apoyadas en un estrato de arenas con gravas que se localiza a partir de la cota -12,5 m.
12. Se analiza la posibilidad de que se produzca una inestabilidad hidráulica como consecuencia del proceso de excavación del recinto. En este caso, el fenómeno a analizar es el levantamiento de fondo

en el plano de contacto entre un estrato de arcillas y el inmediatamente inferior de arenas con gravas, a cota -12,5 m. Se realiza la comprobación para la situación más desfavorable, y se obtiene un coeficiente de seguridad frente a levantamiento de fondo de $F=1,3$, por tanto, no se produce levantamiento de fondo.

13. Las tablestacas conformaran un recinto cerrado y estanco que permitirá agotar el nivel freático mediante el sistema *wellpoint*.

Valencia, junio de 2021

Firmado: Laura Rubio Soria





TRABAJO DE FIN DE GRADO

DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN LA CALLE EUGENIA VIÑES DE VALENCIA

ANEJOS





ANEJO Nº0. OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE

Relación del TFG/TFM “Diseño geotécnico de un depósito de tormentas en la calle Eugenia Viñes de Valencia” con los Objetivos de Desarrollo Sostenible de la Agenda 2030.

Grado de relación del trabajo con los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS).

Objetivos de Desarrollo Sostenibles	Alto	Medio	Bajo	No Procede
ODS 1. Fin de la pobreza.				X
ODS 2. Hambre cero.				X
ODS 3. Salud y bienestar.			X	
ODS 4. Educación de calidad.				X
ODS 5. Igualdad de género.				X
ODS 6. Agua limpia y saneamiento.	X			
ODS 7. Energía asequible y no contaminante.				X
ODS 8. Trabajo decente y crecimiento económico.				X
ODS 9. Industria, innovación e infraestructuras.		X		
ODS 10. Reducción de las desigualdades.				X
ODS 11. Ciudades y comunidades sostenibles.	X			
ODS 12. Producción y consumo responsables.	X			
ODS 13. Acción por el clima.				X
ODS 14. Vida submarina.		X		
ODS 15. Vida de ecosistemas terrestres.			X	
ODS 16. Paz, justicia e instituciones sólidas.				X
ODS 17. Alianzas para lograr objetivos.				X

Descripción de la alineación del TFG con los ODS con un grado de relación más alto.

En 2015, Naciones Unidas aprobó la Agenda 2030 para el Desarrollo Sostenible, una oportunidad para que los países y sus sociedades emprendan un nuevo camino para mejorar la vida de todas las personas, sin dejar a nadie atrás. La Agenda cuenta con 17 Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) de aplicación universal. Estos 17 objetivos son los mencionados en la tabla anterior.

Es importante reflexionar sobre cómo se puede contribuir en conseguir dichos objetivos tanto de manera individual como sociedad. Este trabajo, de título: “Diseño geotécnico de un depósito de tormentas en la calle Eugenia Viñes de Valencia”, se alinea con los Objetivos de Desarrollo Sostenible de la ONU y permite a la ciudad de Valencia, en este caso, seguir avanzado en el modelo de ciudad amable y sostenible.

Debe quedar claro que el acceso a agua, saneamiento e higiene es un derecho humano y, sin embargo, una gran cantidad de personas siguen teniendo graves problemas para acceder a los servicios más elementales.

Según estudios realizados por la ONU, alrededor de 1800 millones de personas en todo el mundo utilizan una fuente de agua potable que está contaminada por restos fecales. Unos 2400 millones de personas carecen de acceso a servicios básicos de saneamiento. Más del 80% de las aguas residuales resultantes de la actividad humana se vierte en los ríos o en el mar sin ningún tratamiento, lo que provoca su contaminación.

Las enfermedades relacionadas con el agua y el saneamiento siguen estando entre las principales causas de fallecimiento de niños menores de 5 años. Más de 800 niños mueren cada día por enfermedades asociadas a la falta de higiene.

La prestación de servicios adecuados de agua y saneamiento es esencial para lograr Objetivos de Desarrollo Sostenible, incluidos los relativos a la salud y a la igualdad de género.

Asimismo, se prevé que en los próximos veinte años se sumen más personas a la clase media en todo el mundo. Este hecho es bueno para la prosperidad individual, sin embargo, aumentara la demanda de recursos naturales, ya limitados.

Mediante la gestión sostenible de los recursos hídricos, también se puede gestionar mejor la producción de alimentos y energía y contribuir al trabajo decente y al crecimiento económico. De la misma forma, se puede preservar los ecosistemas hídricos y la diversidad biológica y adoptar medidas para combatir el cambio climático.

Este trabajo, que se centra en el diseño geotécnico de un depósito de tormentas en la ciudad de Valencia, está estrechamente ligado al aprovechamiento del agua y saneamiento. Gracias a esta infraestructura es posible resolver problemas de inundaciones en las ciudades y evitar verter contaminantes al mar. Asimismo, permite gestionar de manera adecuada el agua, almacenándola y permitiendo su reutilización con otros fines como el regadío, industrial, etc. De modo que, con lo dicho anteriormente se deduce que participa en el desarrollo de los ODS número 6, 11 y 12, los cuales quedan definidos a continuación.

Objetivo de desarrollo sostenible número 6: Agua limpia y saneamiento

Garantizar la disponibilidad y gestión sostenible del agua y el saneamiento para todos.

Objetivo de desarrollo sostenible número 11: Ciudades y comunidades sostenibles

Lograr que las ciudades y los asentamientos humanos sean inclusivos, seguros, resilientes y sostenibles.

Objetivo de desarrollo sostenible número 12: Producción y consumo responsables

Garantizar modalidades de consumo y producción sostenibles.

Por otro lado, el crecimiento económico, el desarrollo social y la acción contra el cambio climático dependen en gran medida de la inversión en infraestructuras, desarrollo industrial sostenible y progreso tecnológico.

Ante la rápida evolución del panorama económico mundial y el aumento de las desigualdades, el crecimiento sostenido debe incluir una industrialización que, en primer lugar, ofrezca oportunidades a todas las personas y, en segundo lugar, cuente con el respaldo de la innovación y de infraestructuras resilientes.

El problema radica en que las infraestructuras básicas como las carreteras, las tecnologías de la información y comunicación, el saneamiento, la energía eléctrica y el agua siguen siendo escasos en muchos países en desarrollo.

Es importante el desarrollo de dicho objetivo puesto que el hecho de no mejorar las infraestructuras ni promover la innovación tecnológica podría dar como resultado una deficiente asistencia sanitaria, un insuficiente saneamiento y un acceso limitado a la educación, lo que se traduce en un bienestar de vida pésimo.

Por tanto, promover infraestructuras como la de este trabajo es importante para solucionar los problemas citados anteriormente. Se deduce que este proyecto va ligado al desarrollo del objetivo número 9, el cual queda definido a continuación.

Objetivo de desarrollo sostenible número 9: Industria, innovación e infraestructura

Construir infraestructuras resilientes, promover la industrialización inclusiva y sostenible y fomentar la innovación

En lo referente a los océanos, éstos proporcionan recursos naturales fundamentales como alimentos, medicinas, biocombustibles y otros productos. Contribuyen a la descomposición molecular y a la eliminación de los desechos y la contaminación, y sus ecosistemas costeros actúan como amortiguadores para reducir los daños causados por las tormentas. Mantener la salud de los océanos ayuda en los esfuerzos de adaptación al cambio climático y mitigación de sus efectos.

Parece evidente proteger la vida submarina, sin embargo, los residuos en los océanos, cada vez mayores, están teniendo un gran impacto ambiental y económico.

Una de las funciones principales de un tanque de tormentas es minimizar los vertidos del sistema de saneamiento al medio receptor, como mares, océanos, ríos, etc. dejando estos más limpios. Se deduce por tanto que este proyecto va ligado al desarrollo del objetivo número 14, el cual se define a continuación.

Objetivo de desarrollo sostenible número 14: vida submarina

Conservar y utilizar sosteniblemente los océanos, los mares y los recursos marinos para el desarrollo sostenible

Cabe destacar que cada objetivo tiene metas específicas que deben alcanzarse en los próximos 15 años. A continuación, se enumeran las metas que este trabajo contribuye a que sean alcanzadas.

Metas del objetivo 6:

- 6.3. De aquí a 2030, mejorar la calidad del agua reduciendo la contaminación, eliminando el vertimiento y minimizando la emisión de productos químicos y materiales peligrosos, reduciendo a la mitad el porcentaje de aguas residuales sin tratar y aumentando considerablemente el reciclado y la reutilización sin riesgos a nivel mundial
- 6.6. De aquí a 2030, proteger y restablecer los ecosistemas relacionados con el agua, incluidos los bosques, las montañas, los humedales, los ríos, los acuíferos y los lagos

Metas del objetivo 9:

- 9.4 De aquí a 2030, modernizar la infraestructura y reconvertir las industrias para que sean sostenibles, utilizando los recursos con mayor eficacia y promoviendo la adopción de tecnologías y procesos industriales limpios y ambientalmente racionales, y logrando que todos los países tomen medidas de acuerdo con sus capacidades respectivas
- 9.b Apoyar el desarrollo de tecnologías, la investigación y la innovación nacionales en los países en desarrollo, incluso garantizando un entorno normativo propicio a la diversificación industrial y la adición de valor a los productos básicos, entre otras cosas

Metas del objetivo 11:

- 11.5. De aquí a 2030, reducir significativamente el número de muertes causadas por los desastres, incluidos los relacionados con el agua, y de personas afectadas por ellos, y reducir considerablemente las pérdidas económicas directas provocadas por los desastres en comparación con el producto interno bruto mundial, haciendo hincapié en la protección de los pobres y las personas en situaciones de vulnerabilidad.

Metas del objetivo 12:

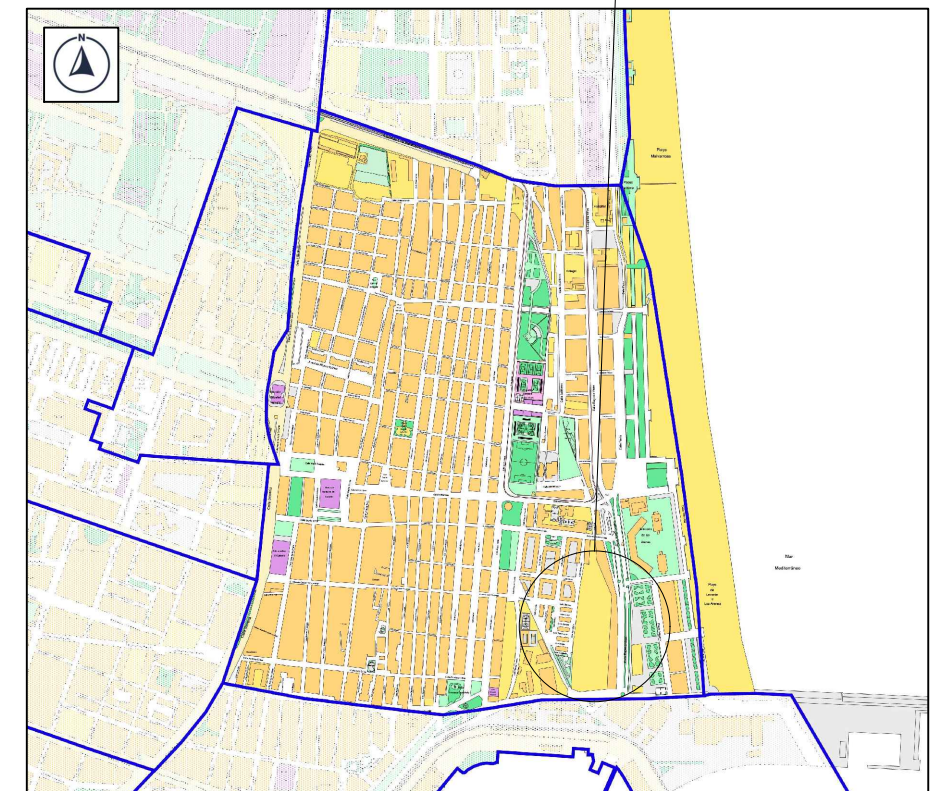
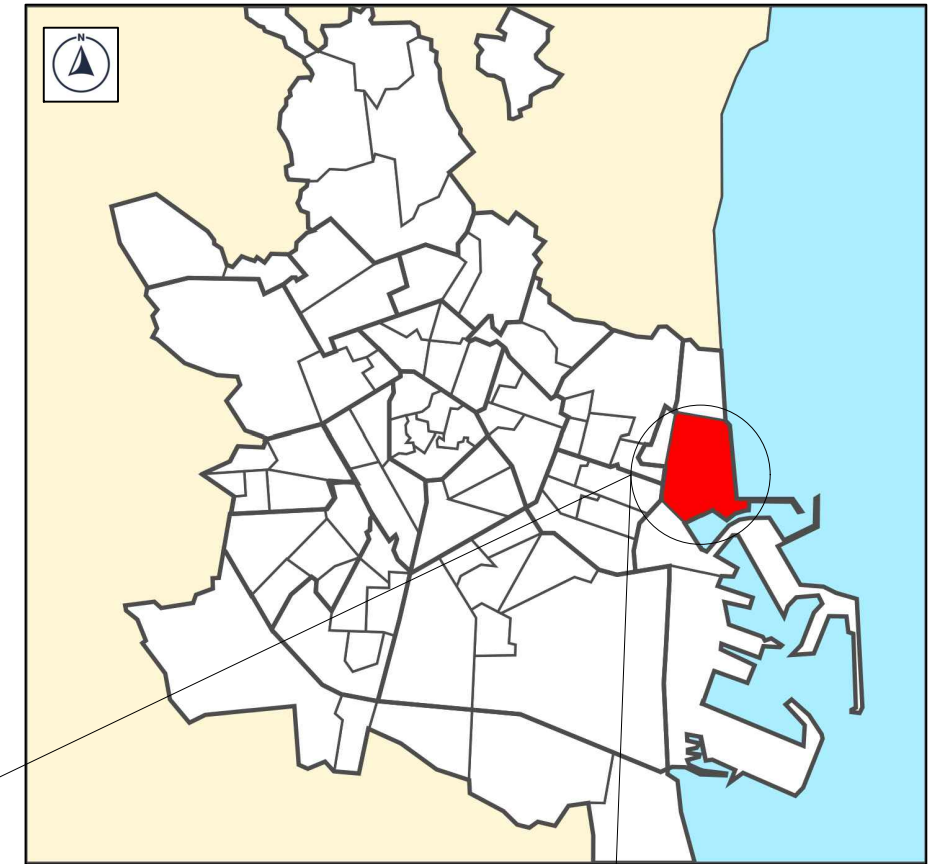
- 12.2 De aquí a 2030, lograr la gestión sostenible y el uso eficiente de los recursos naturales
- 12.4 De aquí a 2020, lograr la gestión ecológicamente racional de los productos químicos y de todos los desechos a lo largo de su ciclo de vida, de conformidad con los marcos internacionales convenidos, y reducir significativamente su liberación a la atmósfera, el agua y el suelo a fin de minimizar sus efectos adversos en la salud humana y el medio ambiente


Metas del objetivo 14:

- 14.1. De aquí a 2025, prevenir y reducir significativamente la contaminación marina de todo tipo, en particular la producida por actividades realizadas en tierra, incluidos los detritos marinos y la polución por nutrientes



ANEJO Nº1. LOCALIZACIÓN





<p>UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA</p> <p>ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS</p>	<p>AUTOR DEL PROYECTO:</p>  <p>LAURA RUBIO SORIA</p>	<p>FECHA:</p> <p>JUNIO 2021</p>	<p>TÍTULO DEL PROYECTO:</p> <p>DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN LA CALLE EUGENIA VIÑES DE VALENCIA</p>	<p>ESCALA:</p> <p>SIN ESCALA</p>	<p>TÍTULO:</p> <p>LOCALIZACIÓN</p>	<p>NÚMERO DE HOJA:</p> <p>1/1</p>
--	--	---------------------------------	--	----------------------------------	------------------------------------	-----------------------------------




ANEJO Nº2. PLANTA DE PROSPECCIONES

LEYENDA:

-  ENSAYO DPSH
-  SONDEO ROTATIVO



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS	AUTOR DEL PROYECTO:  LAURA RUBIO SORIA	FECHA: JUNIO 2021	TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN LA CALLE EUGENIA VIÑES DE VALENCIA	ESCALA: 1:2000	TÍTULO: PLANTA DE PROSPECCIONES	NÚMERO DE HOJA: 1/1
--	--	--------------------------	--	-----------------------	--	----------------------------



ANEJO Nº3. ENSAYOS DE CAMPO



ÍNDICE

ANEJO Nº3. ENSAYOS DE CAMPO

1. SONDEOS ROTATIVOS
2. PENETRACIÓN DINÁMICA ESTÁNDAR



SONDEOS ROTATIVOS



OBRA: PISCINAS BALCÓN AL MAR DE VALENCIA, C/ DR. MARCOS SOPENA S/N SONDEO: SR - 6										
PETICIONARIO: AREAS, INGENIERIA Y ARQUITECTURA, S.L.										
EMPRESA DE SONDEOS: TALLER ACAR, S.L. HOJA HOJA 1 DE 1										
N.F.	COTA (m) REL.	LITOLÓGICA	COTA (m)	TIPO	ENSAYOS DE CAMPO				DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA	
					GOLPEO			N ₆₀		
					15	15	15			
	0									
	-0.5									RELLENO DE GRAVAS DE CANTOS SUBANGULARES
	-1.0		-1.20							
	-1.5									ARENAS SUeltas DE TONOS MARRONES CLAROS
	-2.0		-1.80							
	-2.5									
	-3.0		-2.85	SPT-1	2	1	4	-	5	
	-3.5		-3.30							
	-4.0									
	-4.5									
	-5.0									
	-5.5									ARENAS LIMOSAS SIFONADAS DE TONOS MARRONES - GRISES
	-6.0		-5.70	SPT-2	7	12	11	-	19	
	-6.5		-6.15							
	-7.0									
	-7.5									
	-8.0									
	-8.5									
	-9.0		-9.00							
	-9.5			MG-1	1	4	6	6	6	
	-10.0		-9.60							
	-10.5									
	-11.0									
	-11.5									
	-12.0		-12.00							
	-12.5		-12.45	SPT-3	5	4	6	-	10	
	-13.0									
	-13.5									
	-14.0									
	-14.5									
	-15.0		-15.15	SPT-4	4	7	6	-	13	
	-15.5		-15.60							
	-16.0									
	-16.5									
	-17.0									
	-17.5									
	-18.0		-18.00	SPT-5	1	2	3	-	5	
	-18.5		-18.45							
	-19.0									
	-19.5									
	-20.0		-20.10	SPT-6	2	3	6	-	9	
	-20.5		-20.55							
										FIN DE SONDEO

NOTA: N.F.: Nivel freático MC: Testigo continuo MG: Muestra traída con tomamuestras de pared gruesa SPT: ensayo penetración dinámica estándar

OBRA: PISCINAS BALCÓN AL MAR DE VALENCIA, C/ DR. MARCOS SOPENA S/N SONDEO: SR - 7										
PETICIONARIO: AREAS, INGENIERIA Y ARQUITECTURA, S.L.										
EMPRESA DE SONDEOS: TALLER ACAR, S.L. HOJA HOJA 1 DE 1										
N.F.	COTA (m) REL.	LITOLÓGICA	COTA (m)	TIPO	ENSAYOS DE CAMPO				DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA	
					GOLPEO			N ₆₀		
					15	15	15			
	0									
	-0.5									
	-1.0		-1.10							RELLENO DE GRAVAS DE CANTOS SUBANGULARES DE NATURALEZA CALIZA
	-1.5									
	-2.0									ARENAS SUeltas DE TONOS MARRONES CLAROS
	-2.5		-2.25							
	-3.0		-2.70	SPT-1	3	5	7	-	12	
	-3.5									
	-4.0									
	-4.5									
	-5.0									
	-5.5									ARENAS LIMOSAS SIFONADAS DE TONOS MARRONES - GRISES
	-6.0		-6.15	SPT-2	2	6	9	-	15	
	-6.5		-6.60							
	-7.0									
	-7.5									
	-8.0									
	-8.5									
	-9.0		-9.00	SPT-3	6	8	5	-	13	
	-9.5		-9.45							
	-10.0		-10.50							
	-10.5									
	-11.0									
	-11.5									ARENAS CON ARCILLAS DE TONOS GRISÁCEOS
	-12.0		-11.70							
	-12.5		-12.90							
	-13.0		-13.50	MG-1	2	3	5	6	5	
	-13.5									
	-14.0									
	-14.5		-14.70	MG-2	6	11	8	11	11	
	-15.0		-15.30							
	-15.5		-15.90							
	-16.0									
	-16.5									
	-17.0		-17.30	SPT-4	2	3	3	-	6	
	-17.5		-18.30							
	-18.0		-18.75							
	-18.5									
	-19.0									
	-19.5									
	-20.0		-20.00							
	-20.5		-20.20							NIVEL CENTIMÉTRICO DE ROCA ARENISCA
	-21.0									
	-21.5		-21.30	SPT-5	2	4	3	-	7	
	-22.0		-21.75							
	-22.5									
	-23.0		-23.10							
	-23.5									
	-24.0		-24.30							
	-24.5									
	-25.0									
	-25.5									
	-26.0									
	-26.5		-26.50	SPT-6	4	6	8	-	14	
	-27.0		-26.95							
										FIN DE SONDEO

NOTA: N.F.: Nivel freático MC: Testigo continuo MG: Muestra traída con tomamuestras de pared gruesa SPT: ensayo penetración dinámica estándar



SONDEOS ROTATIVOS



OBRA: **PISCINAS BalcÓN AL MAR DE VALENCIA, C/ DR. MARCOS SOPENA S/N** SONDEO: **SR - 8**

PETICIONARIO: **AREAS, INGENIERIA Y ARQUITECTURA, S.L.**

EMPRESA DE SONDEOS: **TALLER ACAR, S.L.** HOJA **HOJA 1 DE 1**

N.F.	COTA (m)		LITOLOGIA	ENSAYOS DE CAMPO					DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA
	REL.	COTA (m)		TIPO	GOLPEO				
					15	15	15	15	
	0								
	-0.5								RELLENO DE ARENAS, LIMOS Y GRAVAS DE TONOS MARRONES.
	-1.0	-0.80							
	-1.5								ARENAS SUeltas DE TONOS MARRONES CLAROS
	-2.0	-2.20							
	-2.5								
	-3.0	-2.85							
	-3.5	-3.30		SPT-1	4	7	8	-	15
	-4.0								
	-4.5								
	-5.0								
	-5.5	-5.70							
	-6.0	-6.15		SPT-2	4	3	-	-	7
	-6.5								
	-7.0								
	-7.5								
	-8.0								
	-8.5								
	-9.0	-8.85							
	-9.5	-9.30		SPT-3	12	12	4	-	15
	-10.0								
	-10.5								
	-11.0								
	-11.5	-11.70							
	-12.0								
	-12.5	-12.40							
	-13.0	-13.00		MG-1	9	11	12	16	19
	-13.5								
	-14.0								
	-14.5								
	-15.0	-15.00							
	-15.5			SPT-4	2	3	5	-	8
	-15.45								FIN DE SONDEO

NOTA: N.F.: Nivel freático MC: Testigo continuo MG: Muestra Inalterada con tomamuestras de pared gruesa SPT: ensayo penetración dinámica estándar

OBRA: **PISCINAS BalcÓN AL MAR DE VALENCIA, C/ DR. MARCOS SOPENA S/N** SONDEO: **SR - 9**

PETICIONARIO: **AREAS, INGENIERIA Y ARQUITECTURA, S.L.**

EMPRESA DE SONDEOS: **TALLER ACAR, S.L.** HOJA **HOJA 1 DE 1**

N.F.	COTA (m)		LITOLOGIA	ENSAYOS DE CAMPO					DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA
	REL.	COTA (m)		TIPO	GOLPEO				
					15	15	15	15	
	0								
	-0.5								
	-1.0	-1.35							RELLENO DE GRAVAS DE CANTOS SUBANGULARES DE NATURALEZA CALIZA
	-1.5								
	-2.0	-2.00							ARENAS SUeltas DE TONOS MARRONES CLAROS
	-2.5								
	-3.0	-2.85							
	-3.5	-3.30		SPT-1	5	8	9	-	16
	-4.0								
	-4.5								
	-5.0								
	-5.5	-5.70							
	-6.0	-6.15		SPT-2	5	10	12	-	19
	-6.5								
	-7.0								
	-7.5								
	-8.0								
	-8.5								
	-9.0	-9.00							
	-9.5	-9.45		SPT-3	1	1	1	-	2
	-10.0								
	-10.5								
	-11.0								
	-11.5								
	-12.0	-11.70							
	-12.5	-12.30							
	-13.0	-13.00		MG-1	11	10	13	14	20
	-13.5								
	-14.0								
	-14.5								
	-15.0	-15.00							
	-15.5			SPT-4	3	4	5	-	9
	-15.45								FIN DE SONDEO

NOTA: N.F.: Nivel freático MC: Testigo continuo MG: Muestra Inalterada con tomamuestras de pared gruesa SPT: ensayo penetración dinámica estándar

ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA ESTÁNDAR (SPT) - UNE 103.800/92

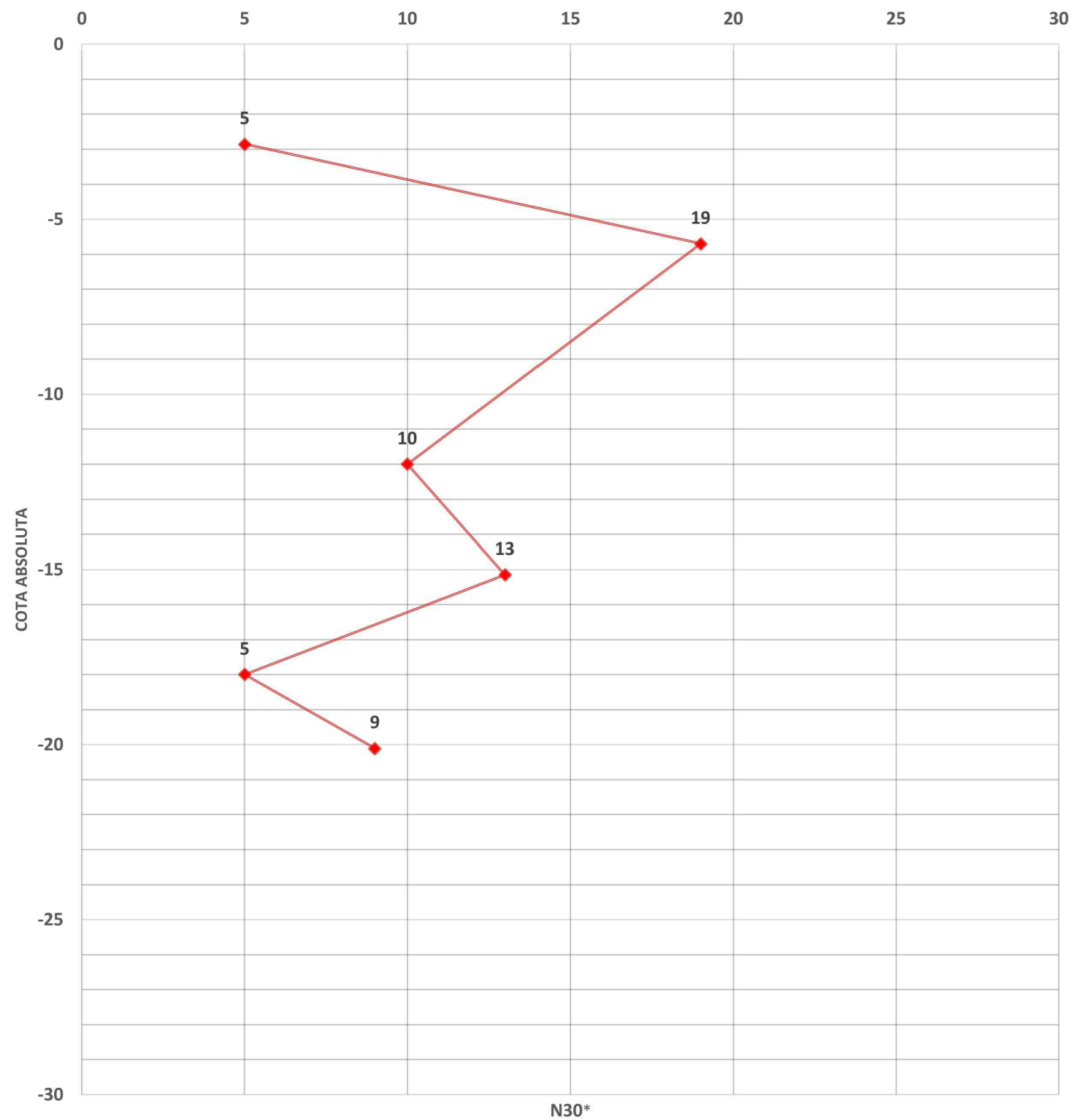
SPT (SR-06)



DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN LA CALLE EUGENIA VIÑES DE VALENCIA



REPRESENTACIÓN GRÁFICA - N30*



COTA ABSOLUTA (m)	N30* (golpes)
-2.9	5
-5.7	19
-12.0	10
-15.2	13
-18.0	5
-20.1	9

ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA ESTÁNDAR (SPT) - UNE 103.800/92

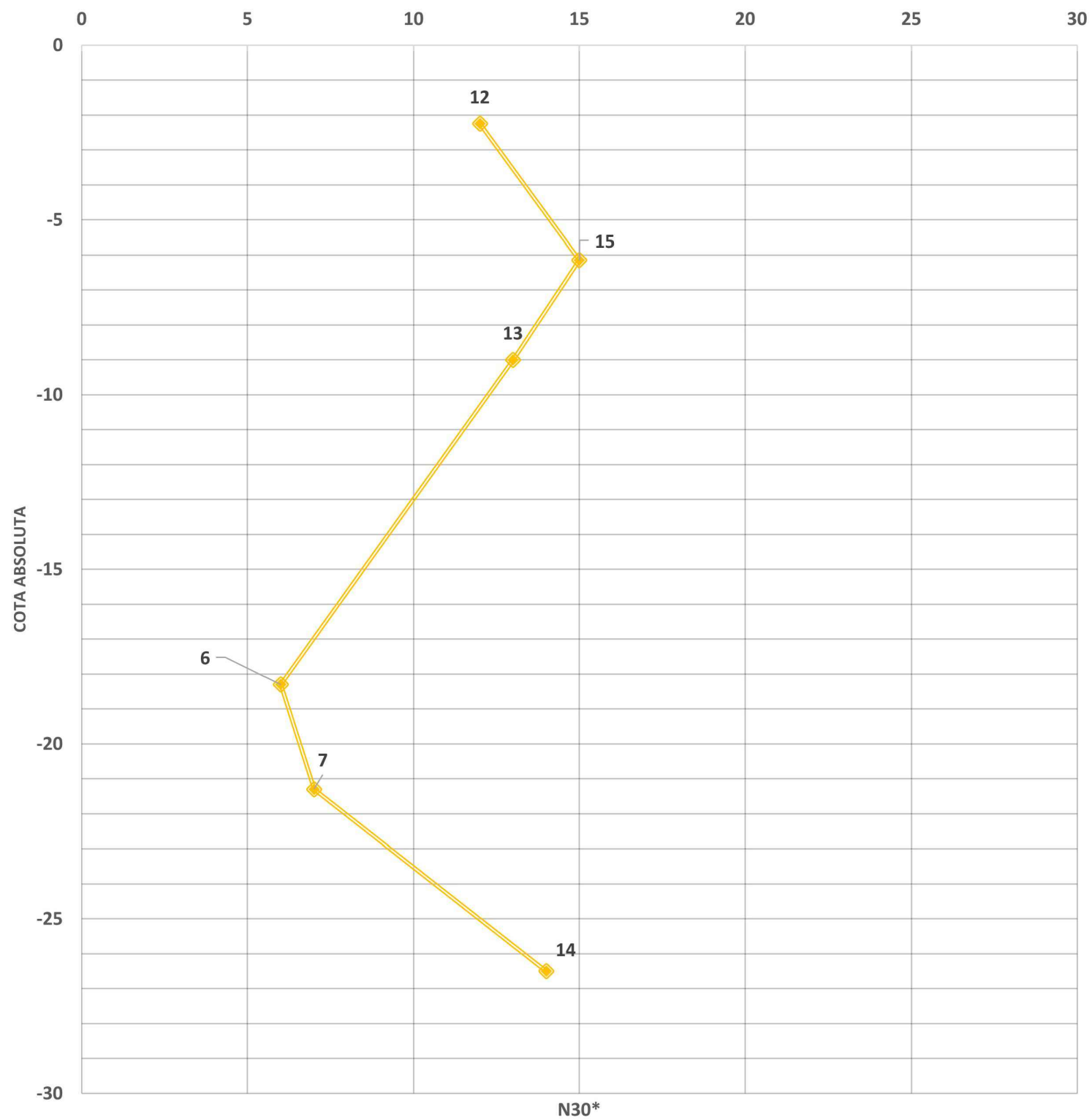
SPT (SR-07)



DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN LA CALLE EUGENIA VIÑES DE VALENCIA



REPRESENTACIÓN GRÁFICA - N30*



COTA ABSOLUTA (m)	N30* (golpes)
-2.3	12
-6.2	15
-9.0	13
-18.3	6
-21.3	7
-26.5	14

ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA ESTÁNDAR (SPT) - UNE 103.800/92

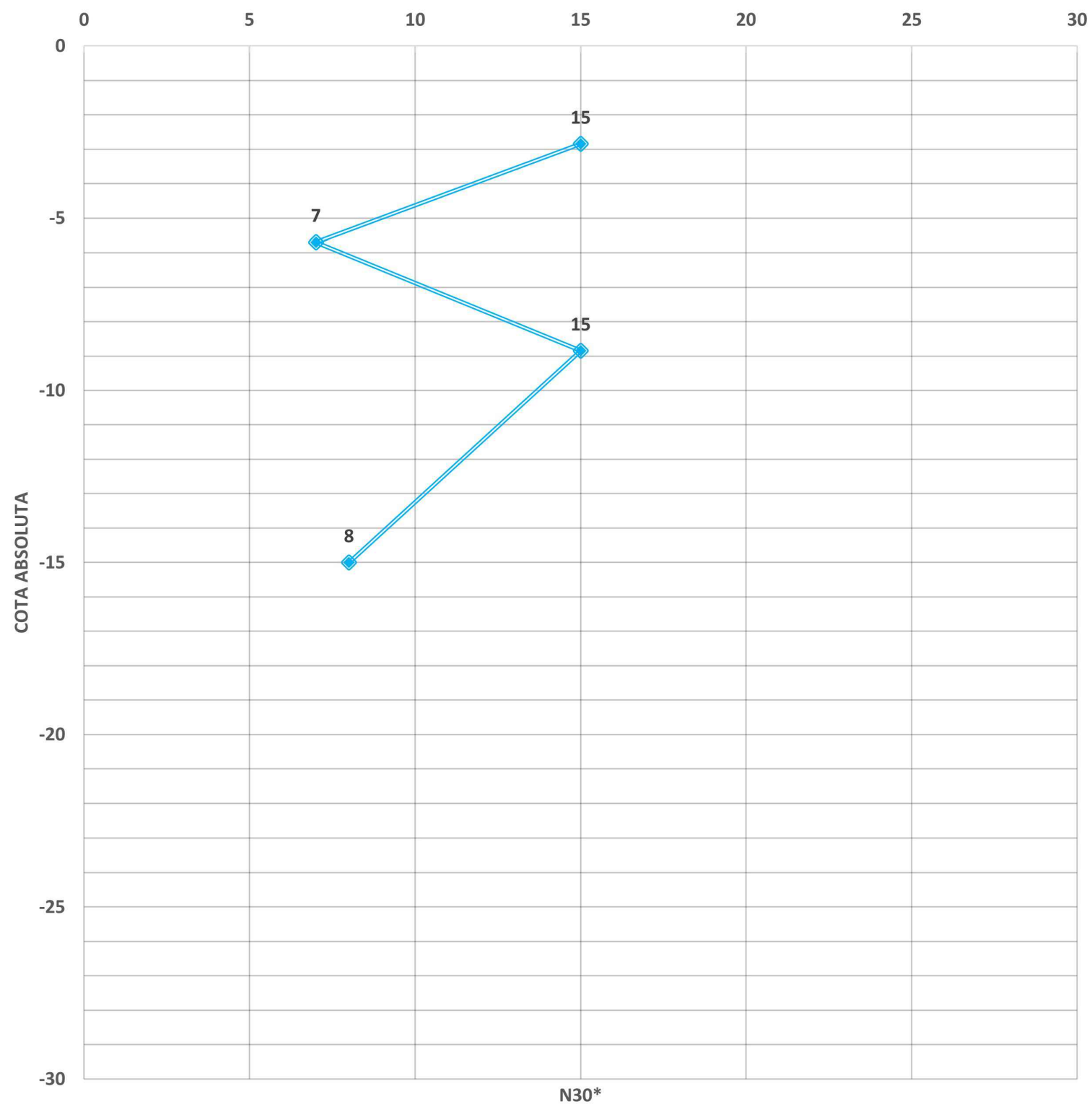
SPT (SR-08)



DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN LA CALLE EUGENIA VIÑES DE VALENCIA



REPRESENTACIÓN GRÁFICA - N30*



COTA ABSOLUTA (m)	N30* (golpes)
-2.9	15
-5.7	7
-8.9	15
-15.0	8

ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA ESTÁNDAR (SPT) - UNE 103.800/92

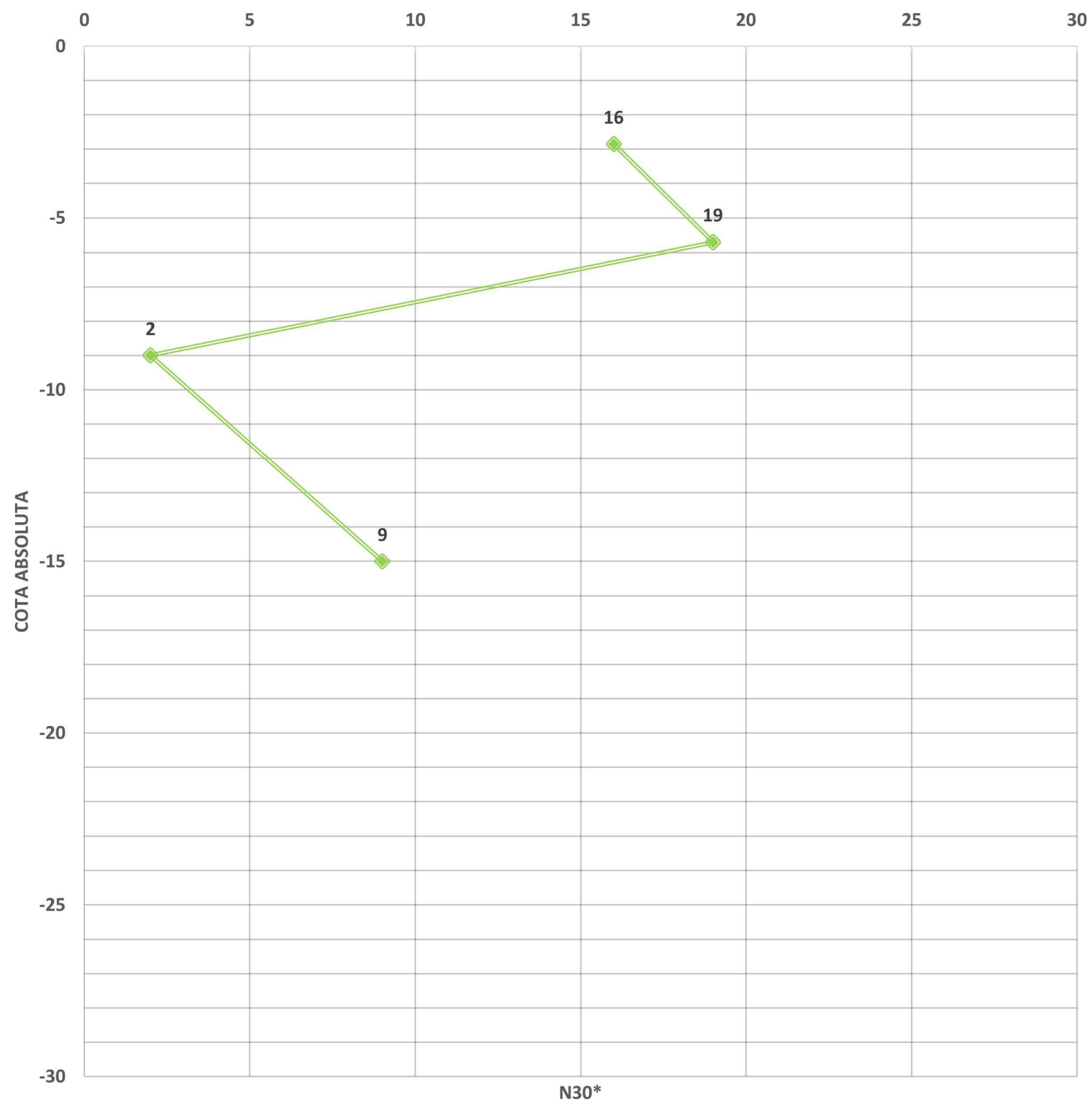
SPT (SR-09)



DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN LA CALLE EUGENIA VIÑES DE VALENCIA



REPRESENTACIÓN GRÁFICA - N30*



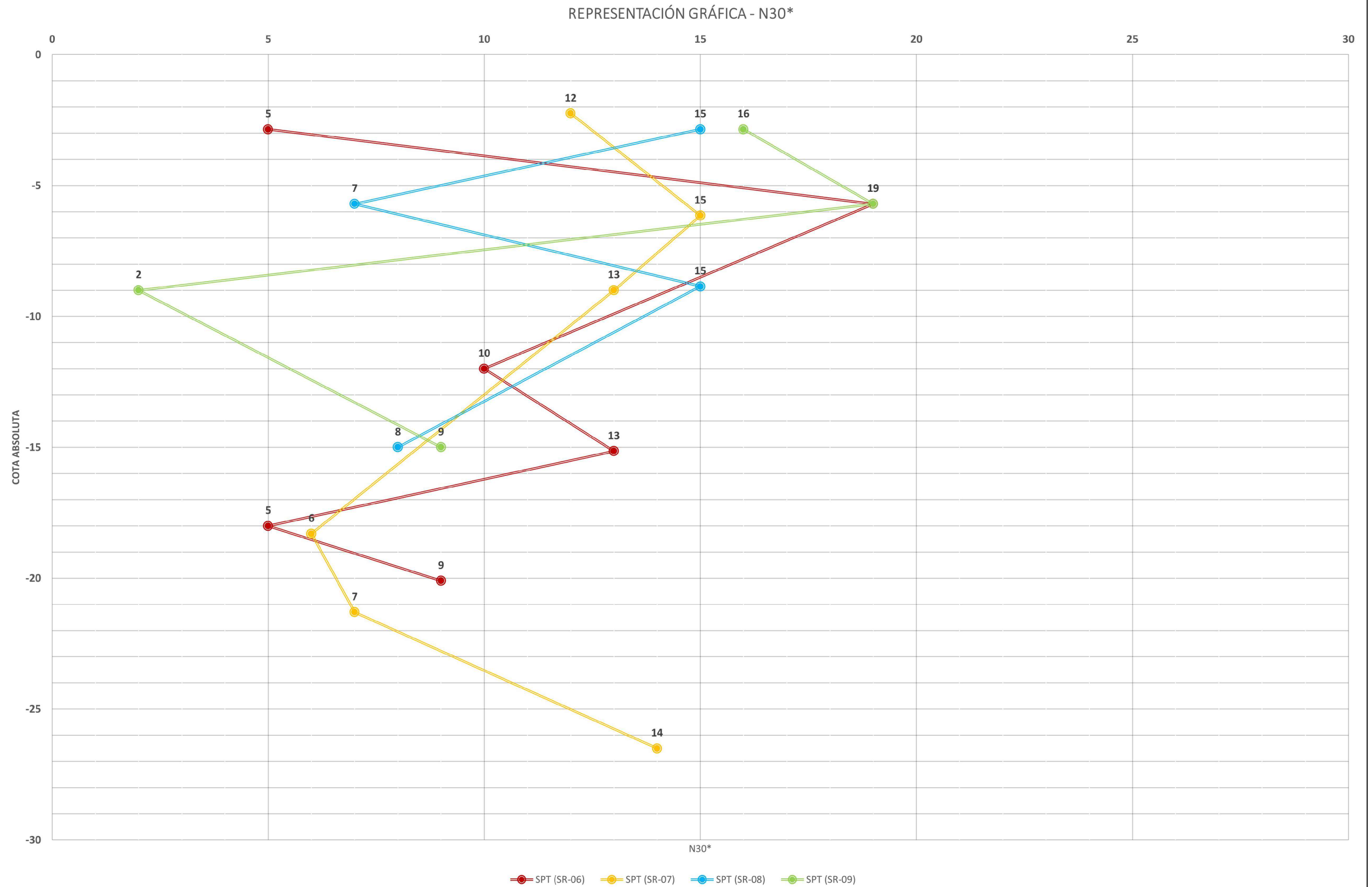
COTA ABSOLUTA (m)	N30* (golpes)
-2.9	16
-5.7	19
-9.0	2
-15.0	9

ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA ESTÁNDAR (SPT) - UNE 103.800/92

SPT (REPRESENTACIÓN CONJUNTA)

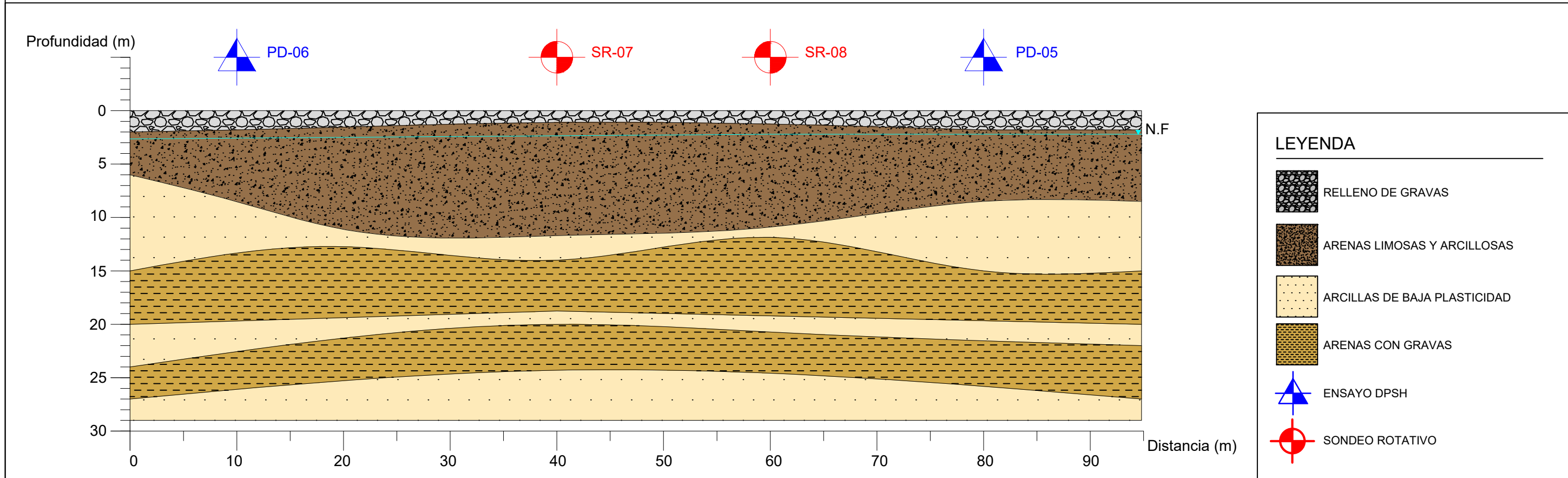
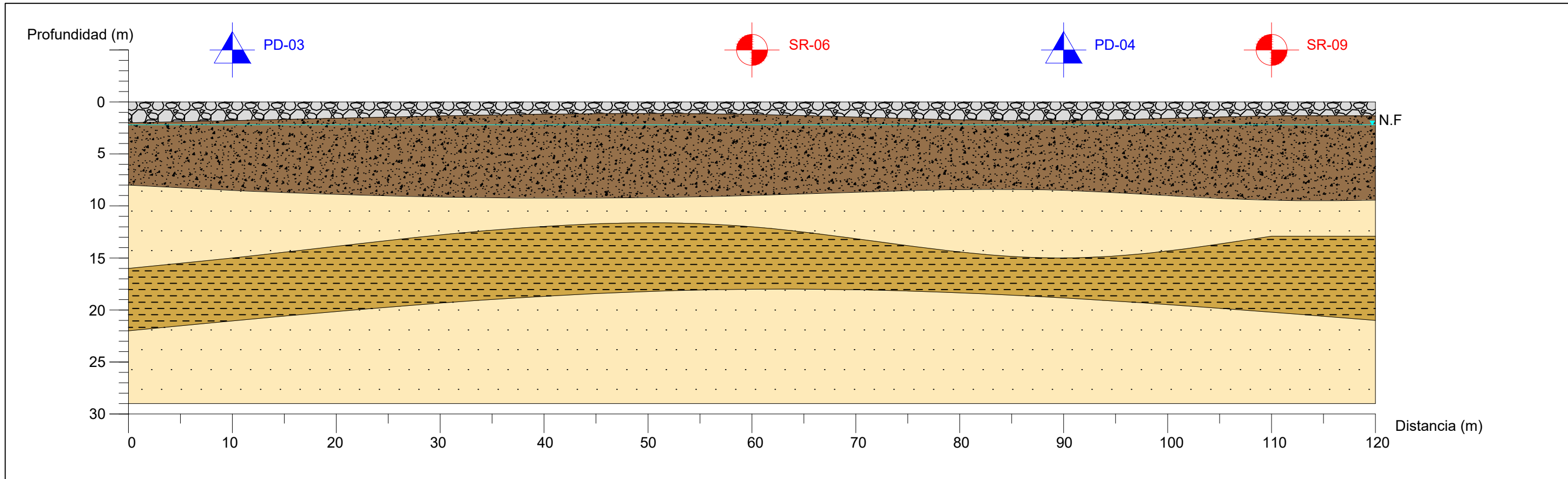


DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN LA CALLE EUGENIA VIÑES DE VALENCIA






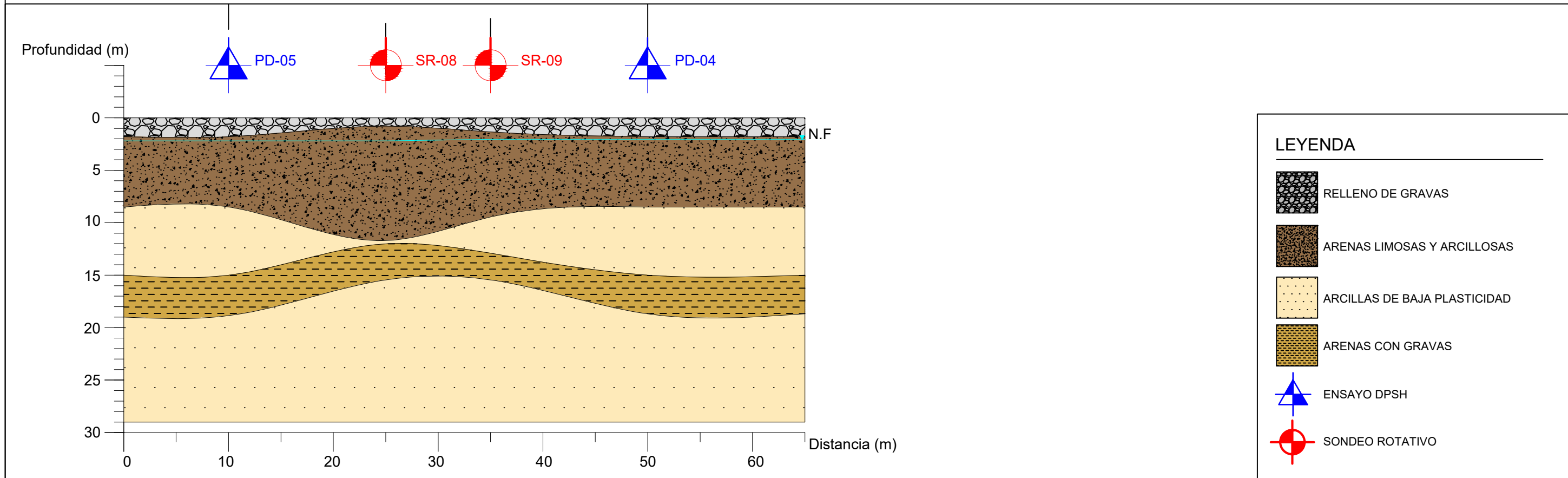
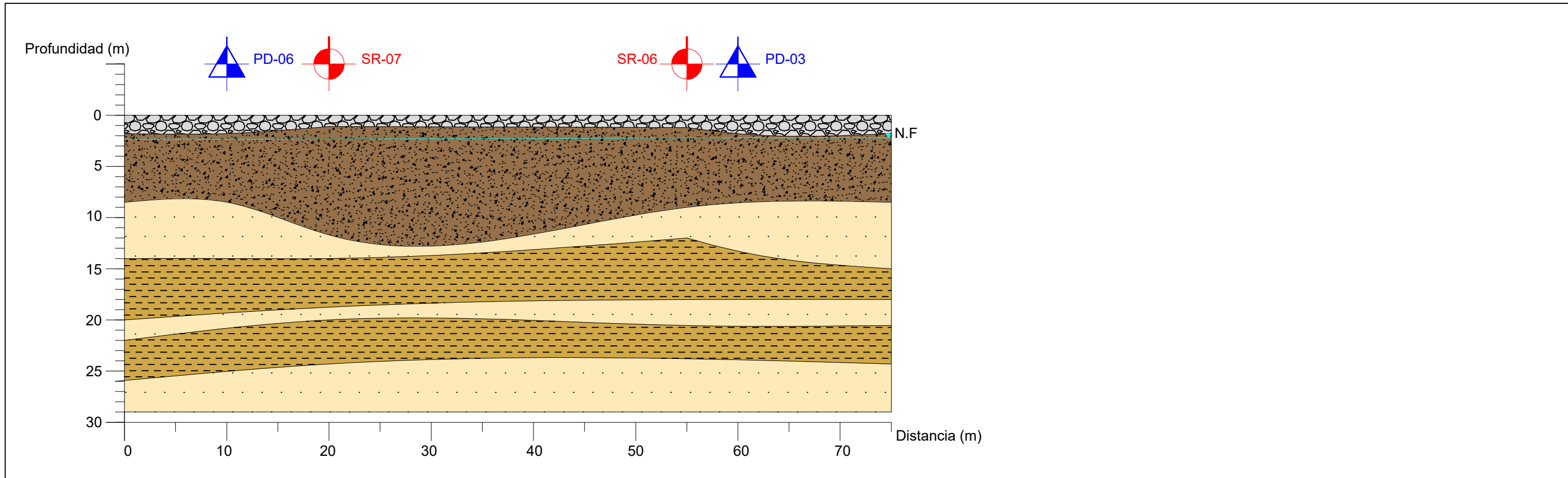
ANEJO Nº4. PERFILES ESTRATIGRÁFICOS



LEYENDA

-  RELLENO DE GRAVAS
-  ARENAS LIMOSAS Y ARCILLOSAS
-  ARCILLAS DE BAJA PLASTICIDAD
-  ARENAS CON GRAVAS
-  ENSAYO DPSH
-  SONDEO ROTATIVO

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS	AUTOR DEL PROYECTO:  LAURA RUBIO SORIA	FECHA: JUNIO 2021	TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN LA CALLE EUGENIA VIÑES DE VALENCIA	ESCALA: GRÁFICA	TÍTULO: PERFILES ESTRATIGRÁFICOS	NÚMERO DE HOJA: 1/3
---	--	----------------------	---	--------------------	-------------------------------------	------------------------

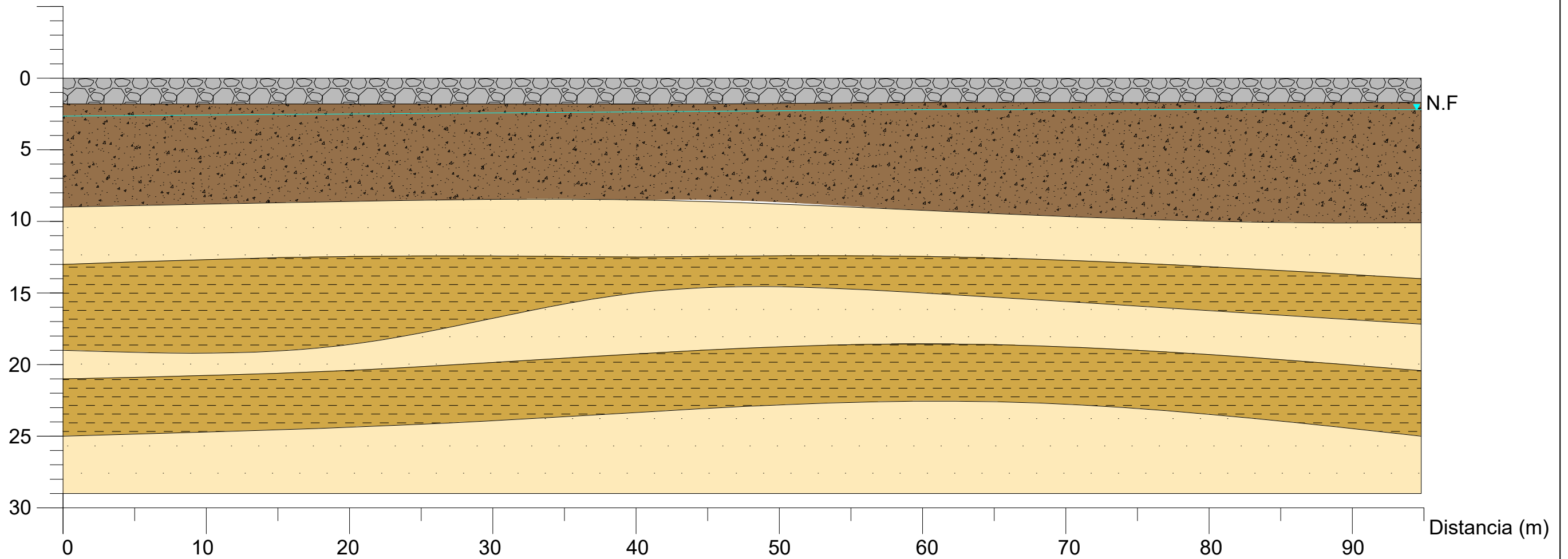


LEYENDA

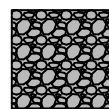
	RELLENO DE GRAVAS
	ARENAS LIMOSAS Y ARCILLOSAS
	ARCILLAS DE BAJA PLASTICIDAD
	ARENAS CON GRAVAS
	ENSAYO DPSH
	SONDEO ROTATIVO

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA	AUTOR DEL PROYECTO: LAURA RUBIO SORIA	FECHA: JUNIO 2021	TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN LA CALLE EUGENIA VIÑES DE VALENCIA	ESCALA: GRÁFICA	TÍTULO: PERFILES ESTRATIGRÁFICOS	NÚMERO DE HOJA: 2/3
-------------------------------------	--	----------------------	--	--------------------	-------------------------------------	------------------------

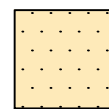
Profundidad (m)



LEYENDA:



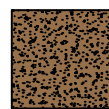
RELLENO DE GRAVAS



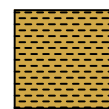
ARCILLAS DE BAJA PLASTICIDAD



ENSAYO DPSH




ARENAS LIMOSAS Y ARCILLOSAS



ARENAS CON GRAVAS



SONDEO ROTATIVO

<p>UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA ESCUOLA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS</p>	<p>AUTOR DEL PROYECTO:  LAURA RUBIO SORIA</p>	<p>FECHA: JUNIO 2021</p>	<p>TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN LA CALLE EUGENIA VIÑES DE VALENCIA</p>	<p>ESCALA: GRÁFICA</p>	<p>TÍTULO: PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL EMPLAZAMIENTO DEL DEPÓSITO</p>	<p>NÚMERO DE HOJA: 3/3</p>
---	---	------------------------------	---	----------------------------	---	--------------------------------



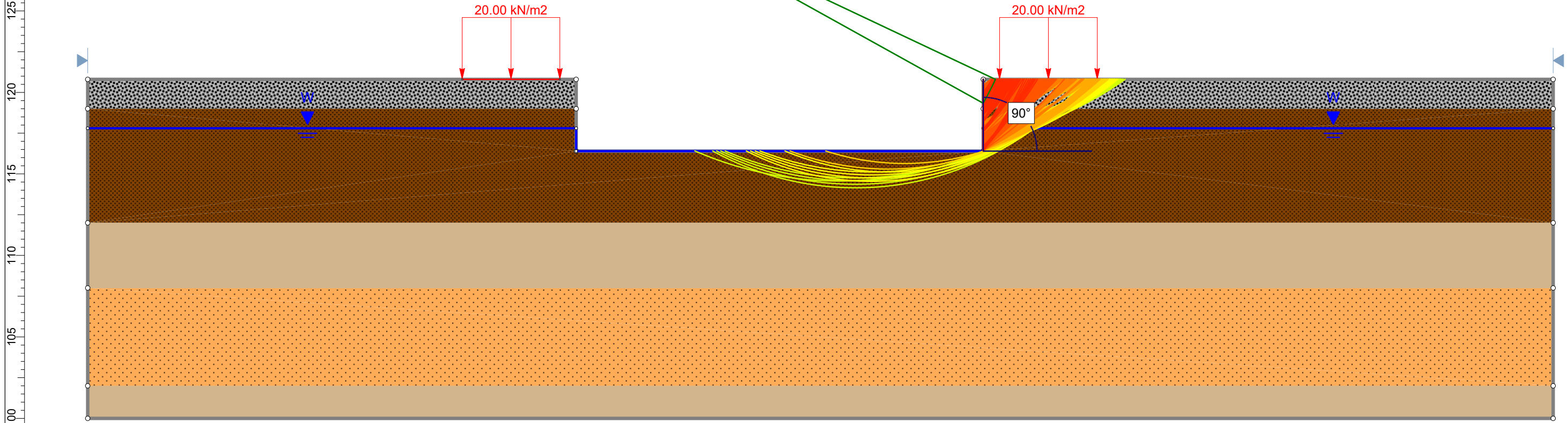
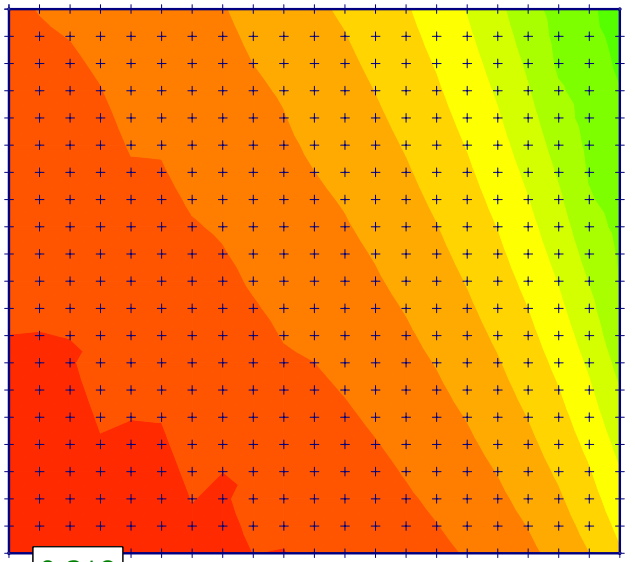
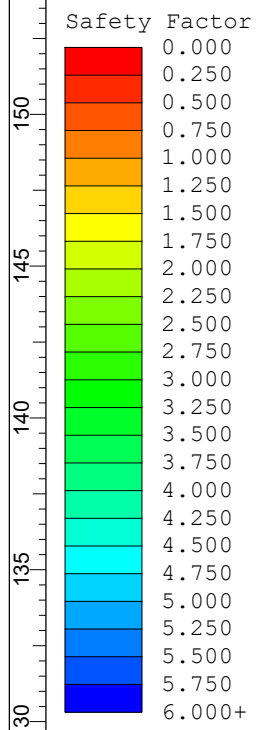
ANEJO Nº5. GRÁFICOS DE SALIDA. SLIDE 5.0
(ROCSOURCE,2005)



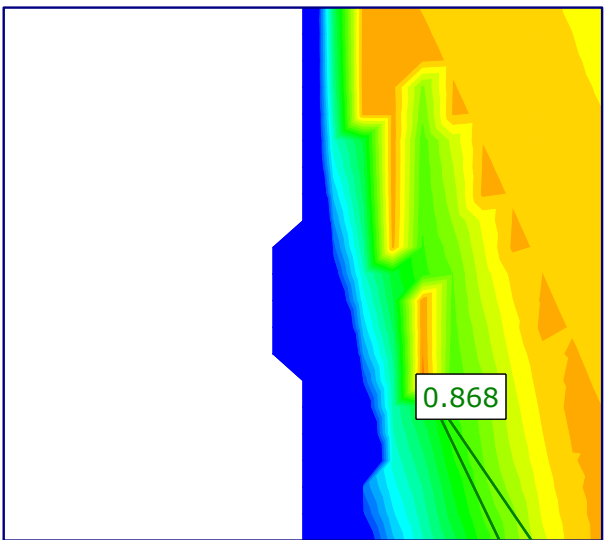
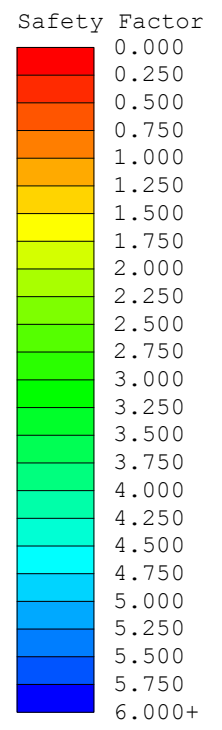
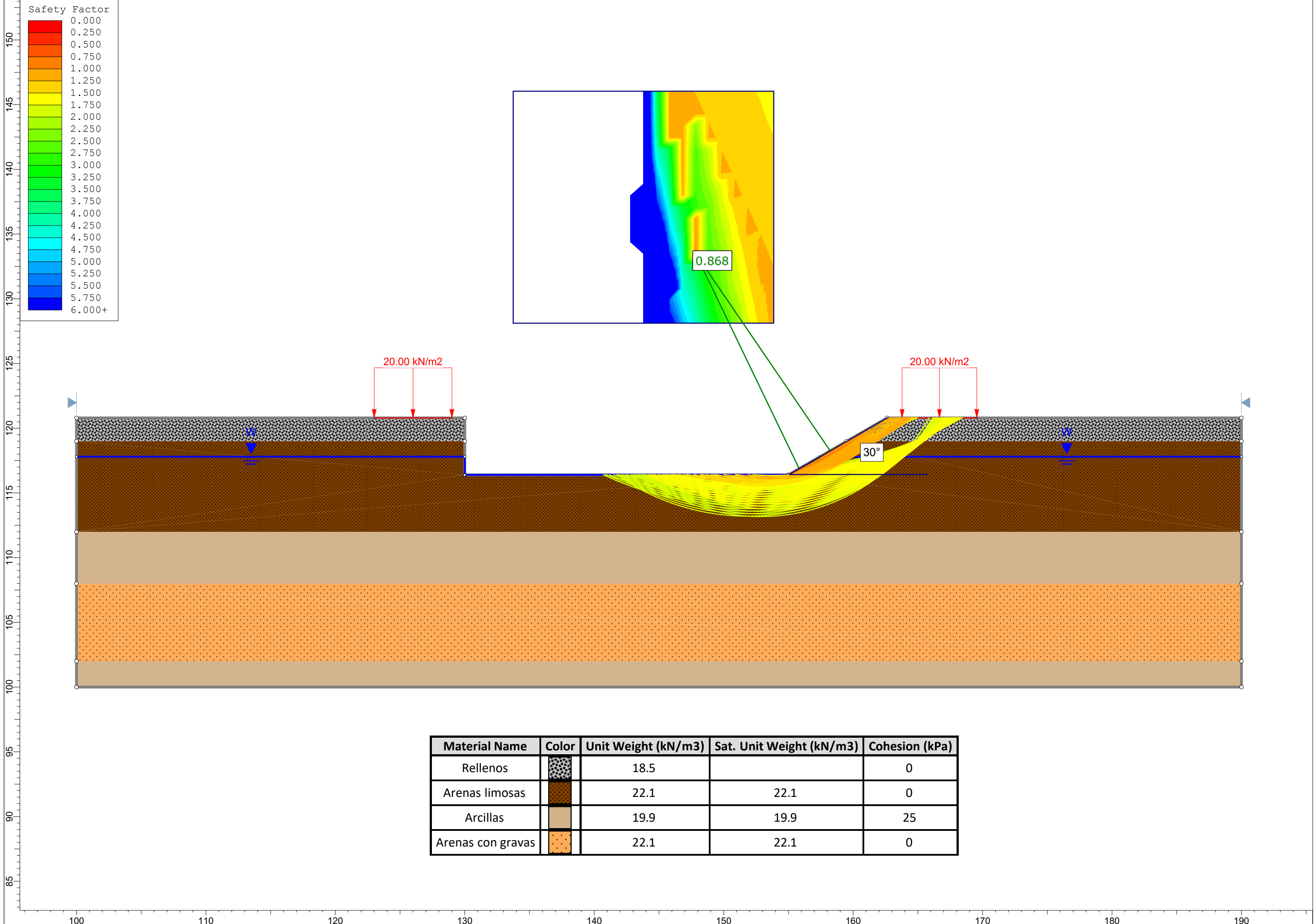
ÍNDICE

ANEJO Nº5. GRÁFICOS DE SALIDA. SLIDE 5.0 (ROCSCIENCE, 2005)

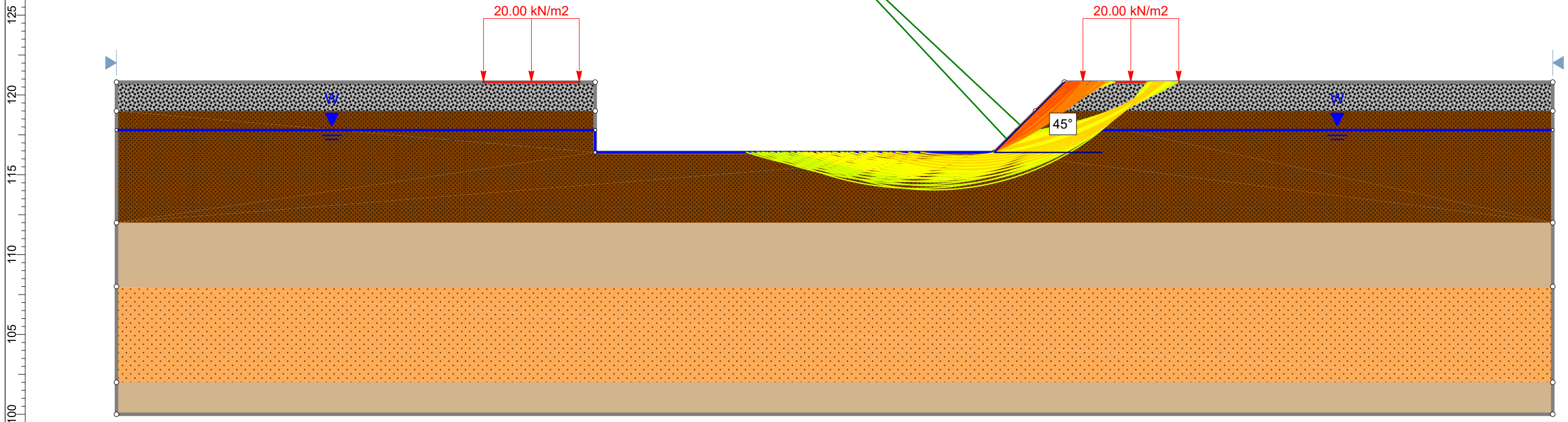
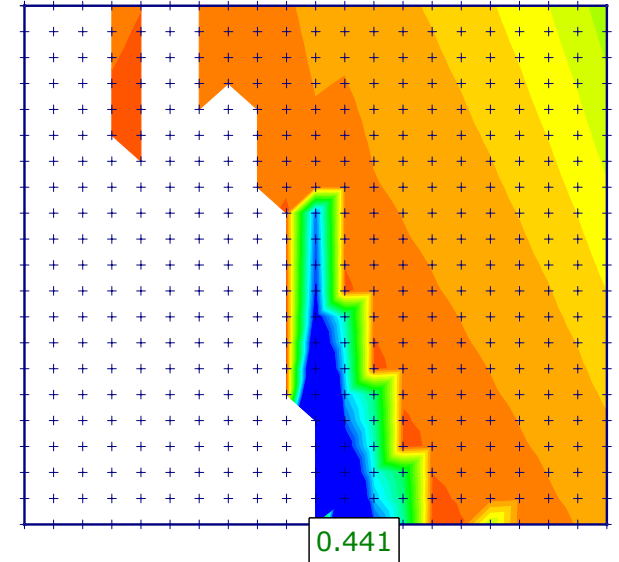
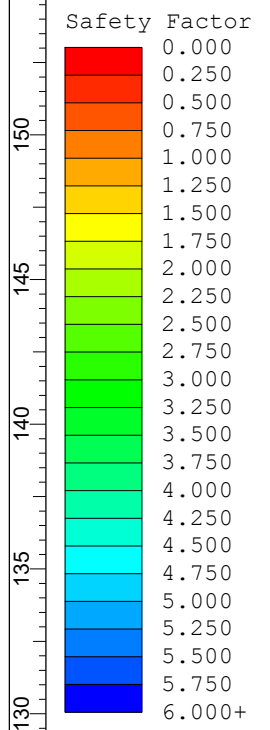
1. TALUD VERTICAL
2. TALUD INCLINADO 30°
3. TALUD INCLINADO 45°
4. TALUD INCLINADO 60°



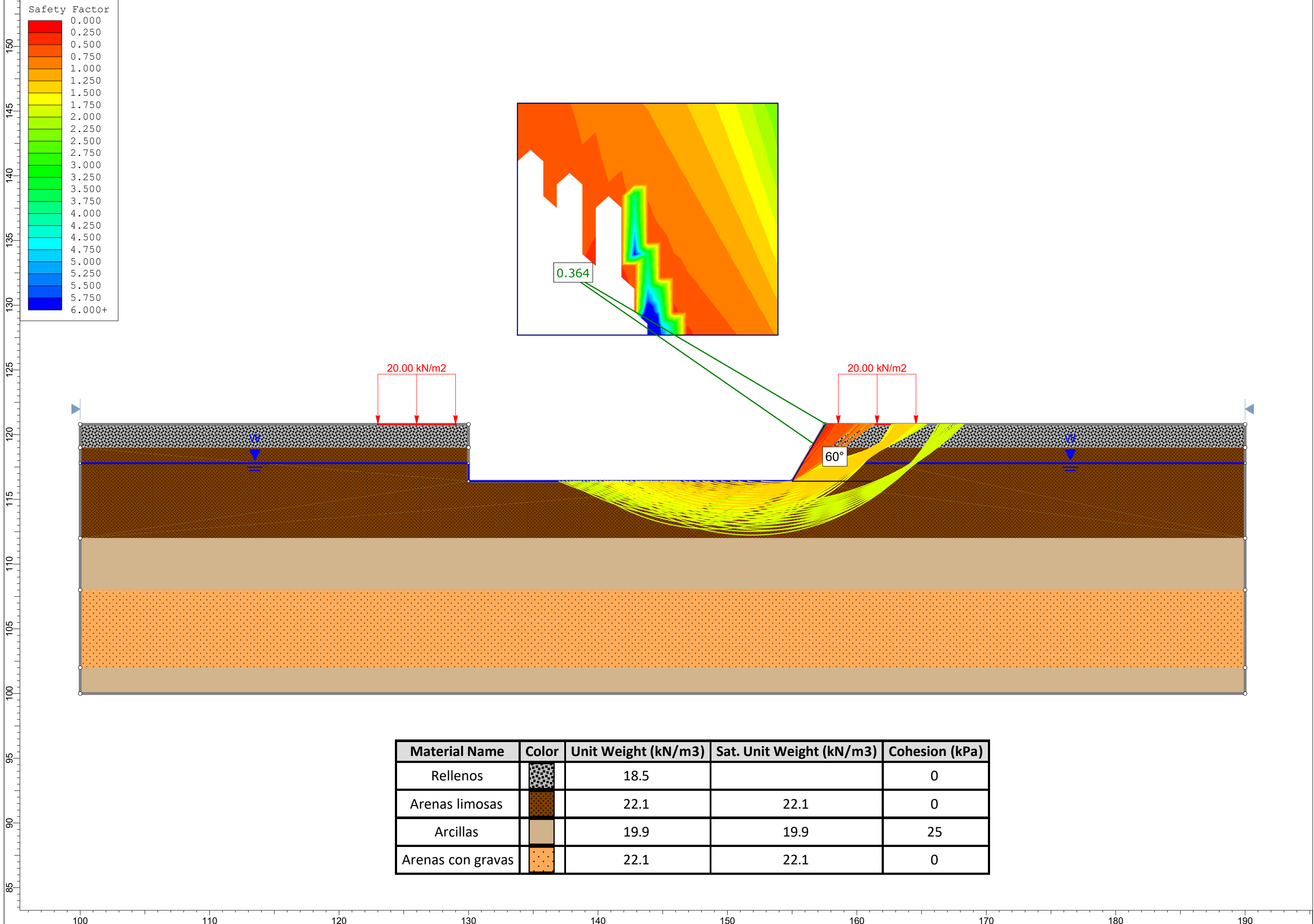
Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Sat. Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)
Rellenos		18.5		0
Arenas limosas		22.1	22.1	0
Arcillas		19.9	19.9	25
Arenas con gravas		22.1	22.1	0



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Sat. Unit Weight (kN/m3)	Cohesion (kPa)
Rellenos		18.5		0
Arenas limosas		22.1	22.1	0
Arcillas		19.9	19.9	25
Arenas con gravas		22.1	22.1	0



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Sat. Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)
Rellenos		18.5		0
Arenas limosas		22.1	22.1	0
Arcillas		19.9	19.9	25
Arenas con gravas		22.1	22.1	0





ANEJO Nº6. PLANOS




ÍNDICE


ANEJO Nº6. PLANOS

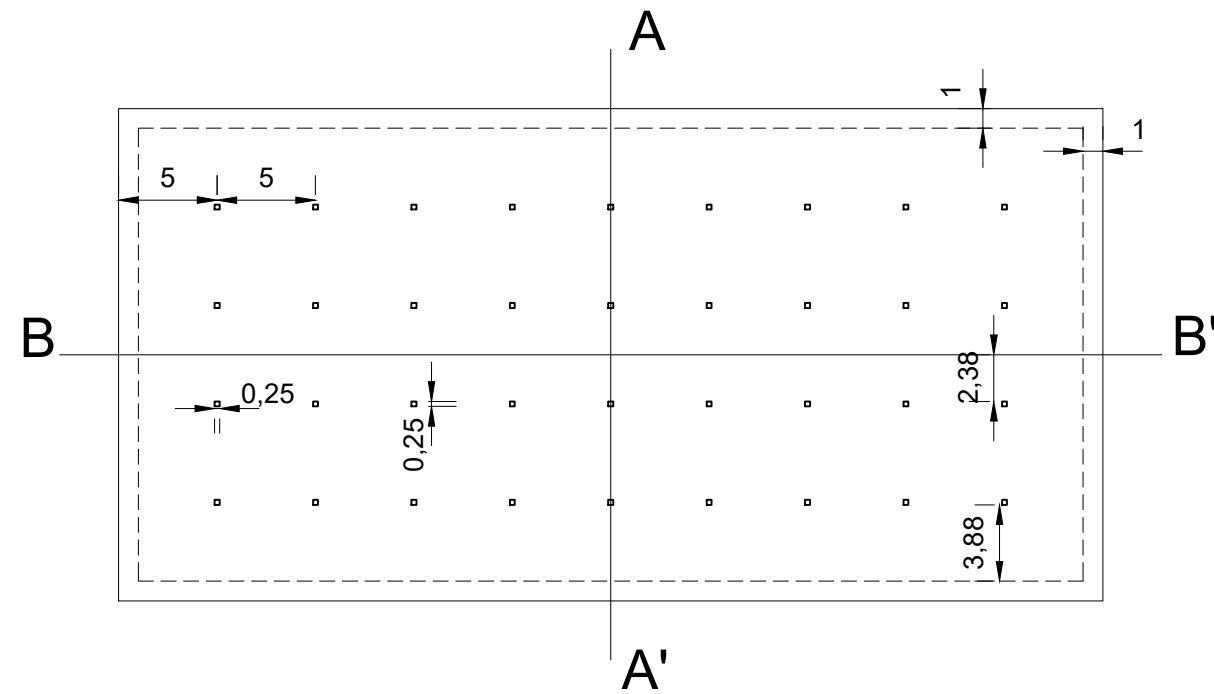
1. LOCALIZACIÓN DEL DEPÓSITO
 2. PLANOS DE PROYECCIÓN
 3. PERFIL DEL TERRENO CON TABLESTACAS
 4. PERFIL DEL TERRENO CON DEPÓSITO
 5. PERFIL DEL TERRENO CON DEPÓSITO EN FUNCIONAMIENTO
-



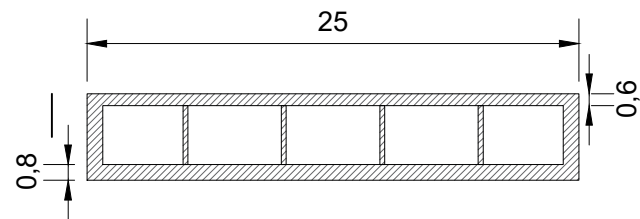
LEYENDA:

 Depósito de tormentas

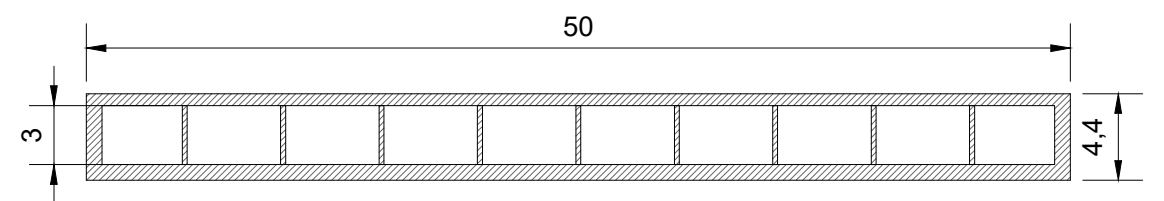
<p>UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA</p> <p>ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS</p>	<p>AUTOR DEL PROYECTO:</p>  <p>LAURA RUBIO SORIA</p>	<p>FECHA:</p> <p>JUNIO 2021</p>	<p>TÍTULO DEL PROYECTO:</p> <p>DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN LA CALLE EUGENIA VIÑES DE VALENCIA</p>	<p>ESCALA:</p> <p>1: 3000</p>	<p>TÍTULO DEL PLANO:</p> <p>LOCALIZACIÓN DEL DEPÓSITO</p>	<p>NÚMERO DE PLANO:</p> <p>1/5</p>
--	--	---------------------------------	--	-------------------------------	---	------------------------------------




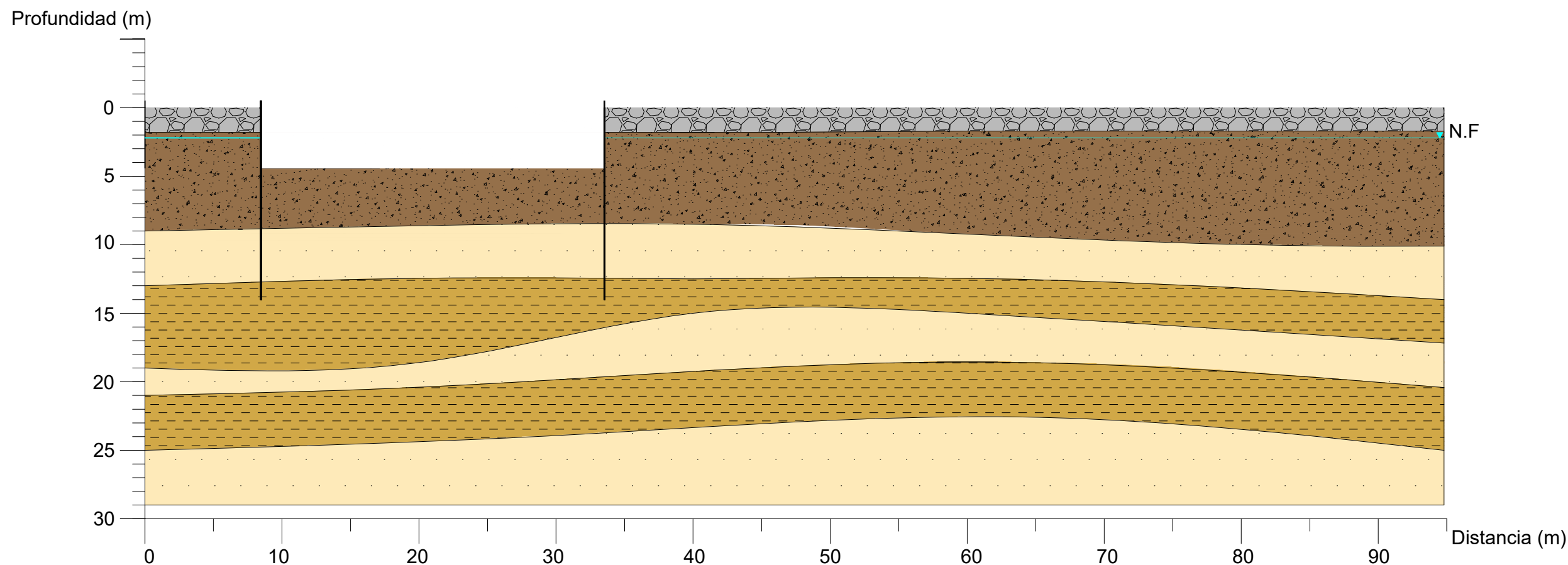
CORTE A-A'



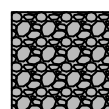
CORTE B-B'



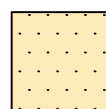
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS	AUTOR DEL PROYECTO:  LAURA RUBIO SORIA	FECHA: JUNIO 2021	TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN LA CALLE EUGENIA VIÑES DE VALENCIA	ESCALA: 1:1000	TÍTULO DEL PLANO: PLANOS DE PROYECCIÓN	NÚMERO DE PLANO: 2/5
--	--	----------------------	--	-------------------	---	-------------------------



LEYENDA:



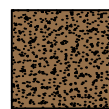
RELLENO DE GRAVAS



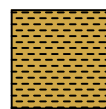
ARCILLAS DE BAJA PLASTICIDAD



ENSAYO DPSH




ARENAS LIMOSAS Y ARCILLOSAS



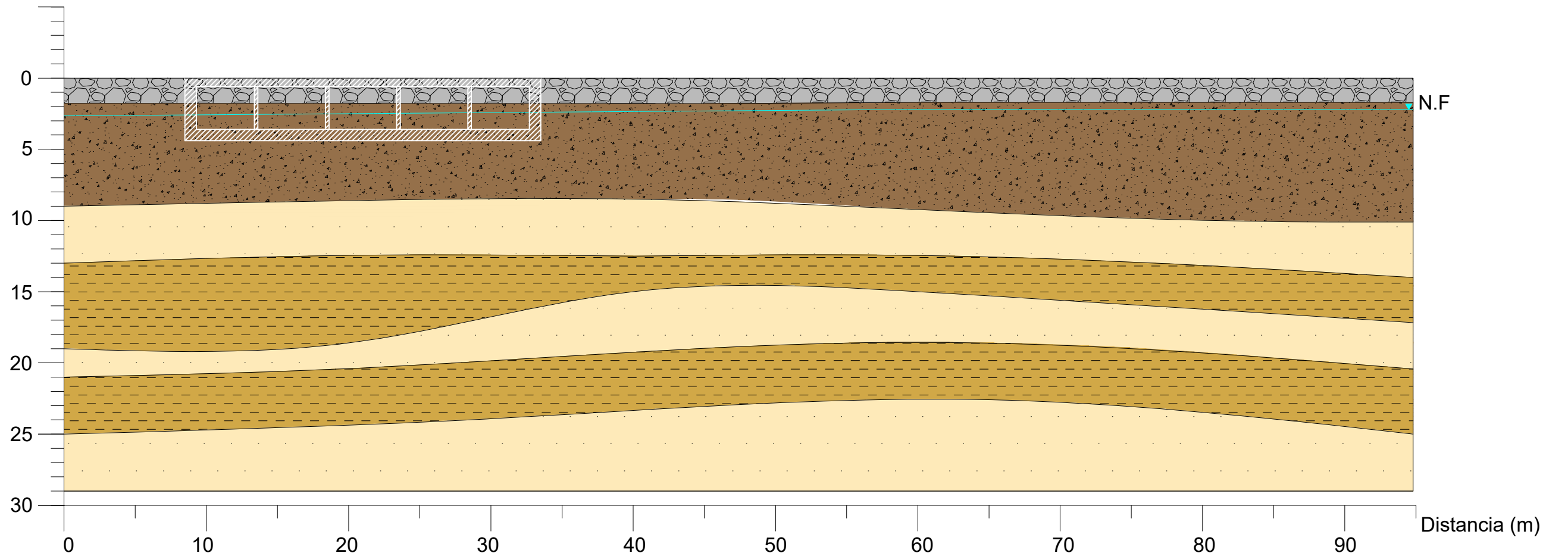
ARENAS CON GRAVAS



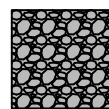
SONDEO ROTATIVO

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS	AUTOR DEL PROYECTO:  LAURA RUBIO SORIA	FECHA: JUNIO 2021	TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN LA CALLE EUGENIA VIÑES DE VALENCIA	ESCALA: GRÁFICA	TÍTULO DEL PLANO: PERFIL DEL TERRENO CON TABLESTACAS	NÚMERO DE PLANO: 3/5
---	--	----------------------	---	--------------------	---	-------------------------

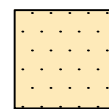
Profundidad (m)



LEYENDA:



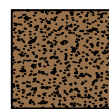
RELLENO DE GRAVAS



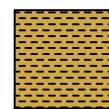
ARCILLAS DE BAJA PLASTICIDAD



ENSAYO DPSH




ARENAS LIMOSAS Y ARCILLOSAS



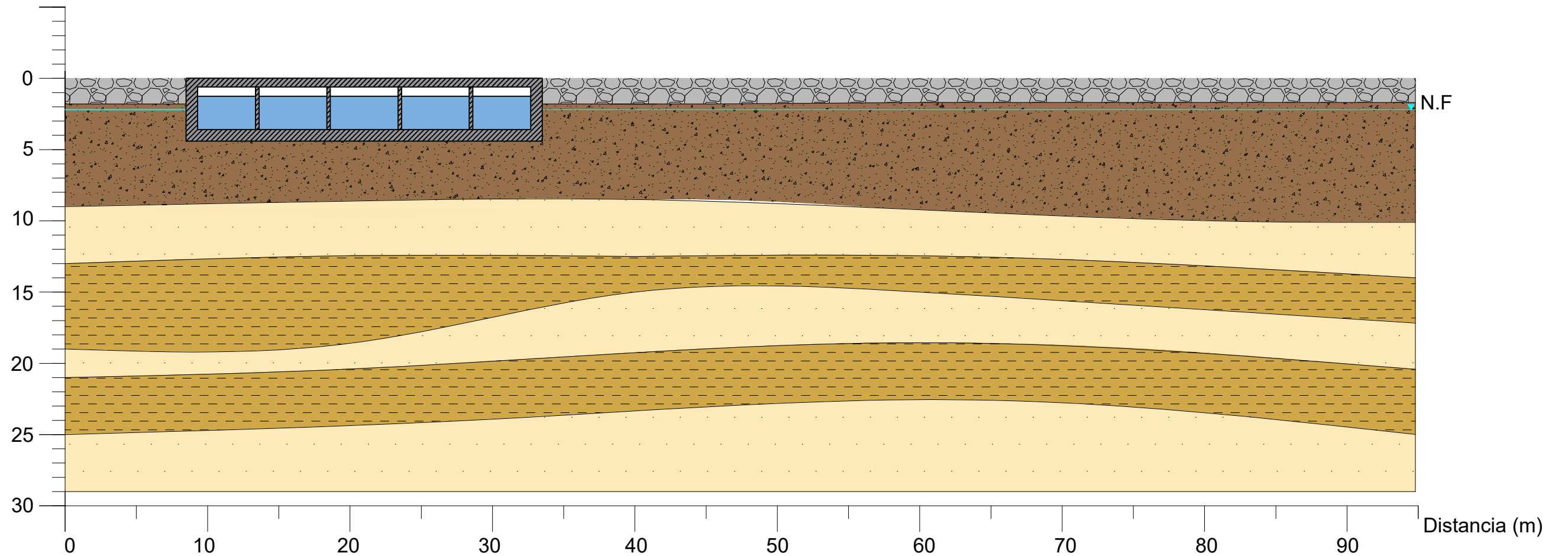
ARENAS CON GRAVAS



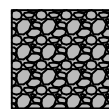
SONDEO ROTATIVO

<p>UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA ESCUOLA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS</p>	<p>AUTOR DEL PROYECTO:  LAURA RUBIO SORIA</p>	<p>FECHA: JUNIO 2021</p>	<p>TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN LA CALLE EUGENIA VIÑES DE VALENCIA</p>	<p>ESCALA: GRÁFICA</p>	<p>TÍTULO DEL PLANO: PERFIL DEL TERRENO CON DEPÓSITO</p>	<p>NÚMERO DE PLANO: 4/5</p>
---	---	------------------------------	---	----------------------------	--	---------------------------------

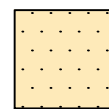
Profundidad (m)



LEYENDA:



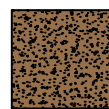
RELLENO DE GRAVAS



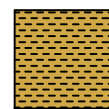
ARCILLAS DE BAJA PLASTICIDAD



ENSAYO DPSH




ARENAS LIMOSAS Y ARCILLOSAS



ARENAS CON GRAVAS



SONDEO ROTATIVO

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS	AUTOR DEL PROYECTO:  LAURA RUBIO SORIA	FECHA: JUNIO 2021	TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN LA CALLE EUGENIA VIÑES DE VALENCIA	ESCALA: GRÁFICA	TÍTULO DEL PLANO: PERFIL DEL TERRENO CON DEPÓSITO EN FUNCIONAMIENTO	NÚMERO DE PLANO: 5/5
---	--	----------------------	---	--------------------	--	-------------------------



ANEJO Nº7. DOCUMENTACIÓN GRÁFICA



ÍNDICE

ANEJO Nº7. DOCUMENTACIÓN GRÁFICA

1. CAJAS PORTATESTIGOS DE LOS SONDEOS
2. FOTOGRAFÍAS DE LA PARCELA Y ALREDEDORES

CAJAS PORTATESTIGOS DE LOS SONDEOS

SONDEO ROTATIVO SR-06 (1/2)



DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN LA CALLE EUGENIA VIÑES DE VALENCIA



CAJA 1



CAJA 2



CAJA 3



CAJA 4



CAJA 5



CAJA 6

CAJAS PORTATESTIGOS DE LOS SONDEOS

SONDEO ROTATIVO SR-06 (2/2)



DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN LA CALLE EUGENIA VIÑES DE VALENCIA



CAJA 7

CAJAS PORTATESTIGOS DE LOS SONDEOS

SONDEO ROTATIVO SR-07 (1/2)



DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN LA CALLE EUGENIA VIÑES DE VALENCIA



CAJA 1



CAJA 2



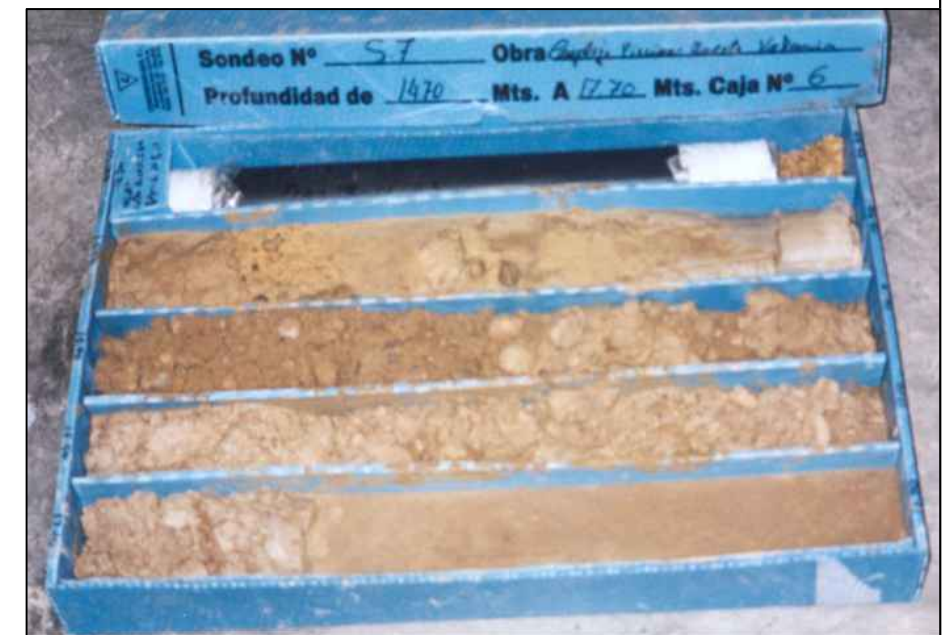
CAJA 3



CAJA 4



CAJA 5



CAJA 6

CAJAS PORTATESTIGOS DE LOS SONDEOS

SONDEO ROTATIVO SR-07 (2/2)



DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN LA CALLE EUGENIA VIÑES DE VALENCIA



CAJA 7



CAJA 8



CAJA 9

CAJAS PORTATESTIGOS DE LOS SONDEOS

SONDEO ROTATIVO SR-08 (1/1)



DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN LA CALLE EUGENIA VIÑES DE VALENCIA



CAJA 1



CAJA 2



CAJA 3



CAJA 4



CAJA 5



CAJA 6

CAJAS PORTATESTIGOS DE LOS SONDEOS

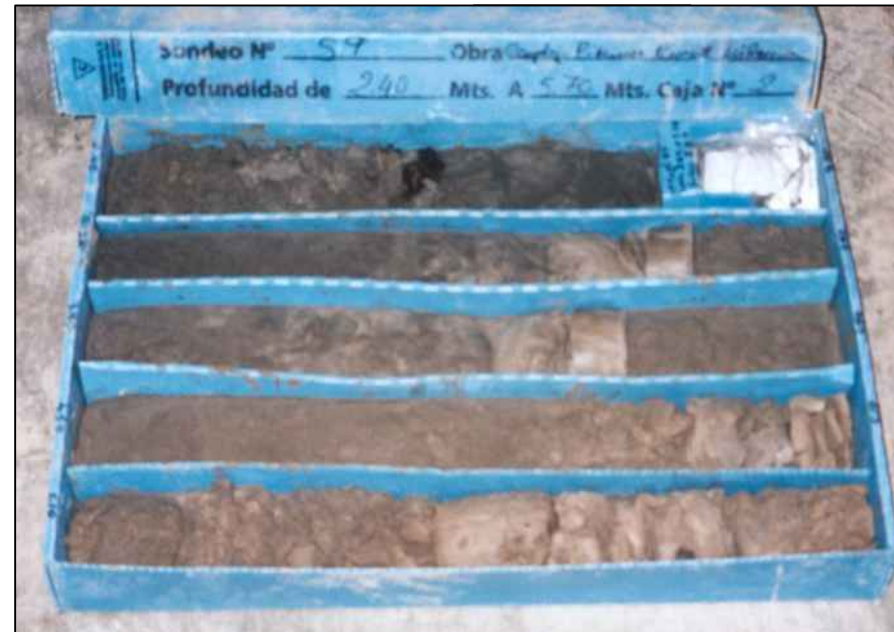
SONDEO ROTATIVO SR-09 (1/1)



DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN LA CALLE EUGENIA VIÑES DE VALENCIA



CAJA 1



CAJA 2



CAJA 3



CAJA 4



CAJA 5

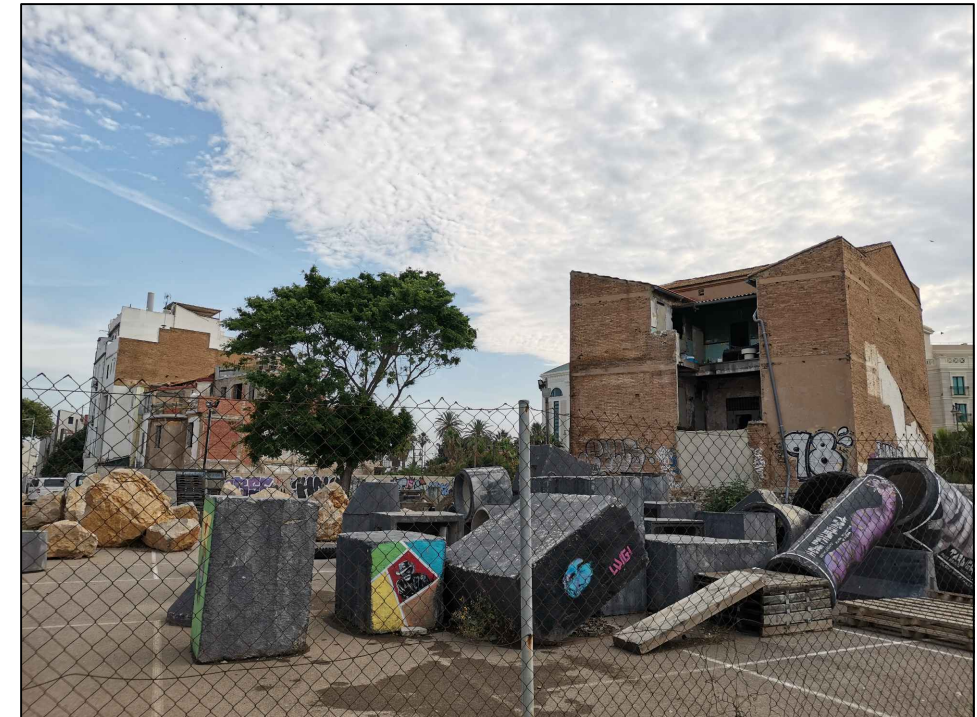
DOCUMENTACIÓN GRÁFICA DE LA PARCELA DE ESTUDIO



DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN LA CALLE EUGENIA VIÑES DE VALENCIA



Zona norte



Casas dentro de la parcela (zona norte)



Edificios colindantes al oeste de la parcela



Zona este

DOCUMENTACIÓN GRÁFICA DE LA PARCELA DE ESTUDIO



DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN LA CALLE EUGENIA VIÑES DE VALENCIA



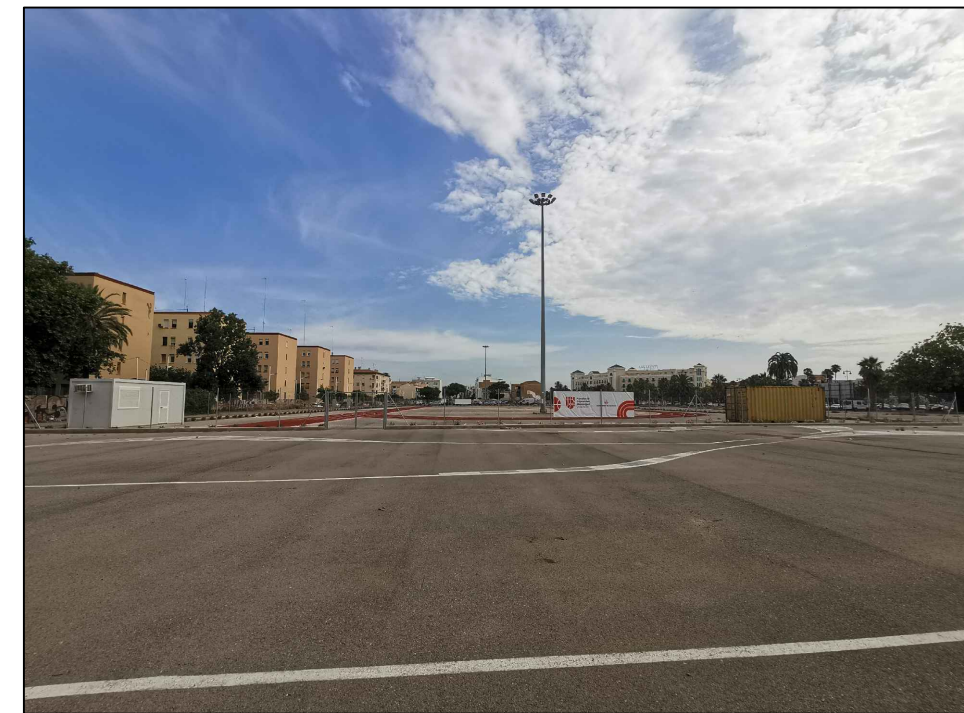
Zona norte



Zona central



Zona central



Zona sur

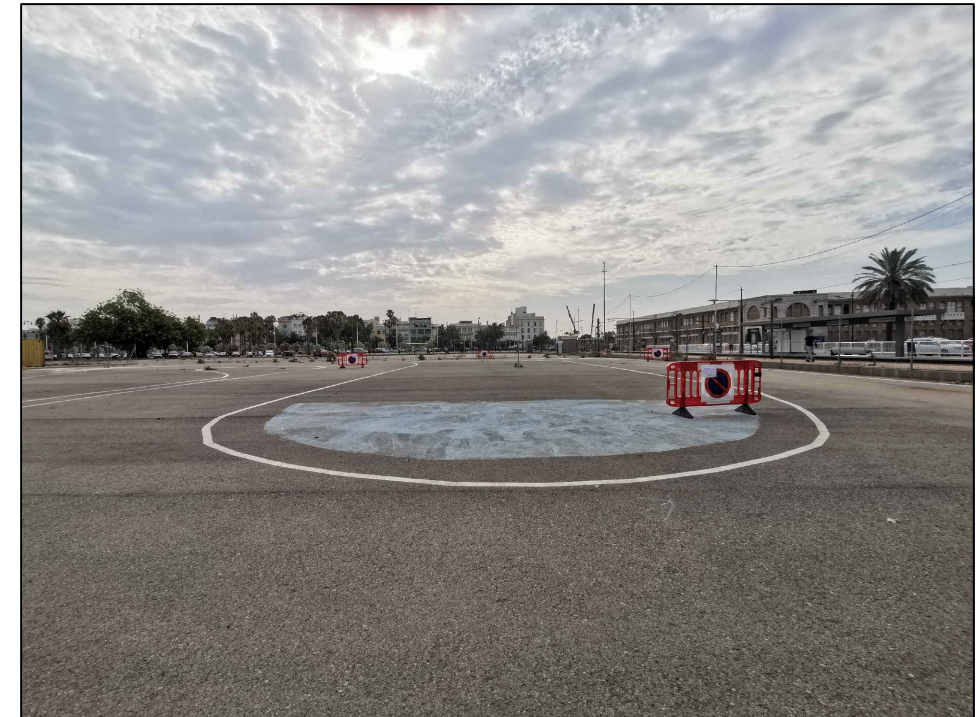
DOCUMENTACIÓN GRÁFICA DE LA PARCELA DE ESTUDIO



DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN LA CALLE EUGENIA VIÑES DE VALENCIA



Ubicación del depósito (zona sur)



Ubicación del depósito (zona sur)



Ubicación del depósito (zona sur)



Ubicación del depósito (zona sur)



ANEJO Nº8. COMPROBACIONES TÉCNICAS. CÁLCULOS



ÍNDICE

ANEJO Nº8. COMPROBACIONES TÉCNICAS. CÁLCULOS.

1.OBJETO	2
2.MÉTODOS DE CÁLCULO.....	2
3.CONSIDERACIONES INICIALES	2
4.PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DE LOS ESTRATOS	3
5.COMPROBACIÓN TÉCNICA.....	4
5.1. E.L.U: CAPACIDAD PORTANTE	4
5.2. E.L.S: DEFORMABILIDAD.....	5
5.3. E.L.S: FLOTABILIDAD	8
6.REDIMENSIONAMIENTO	8
6.1. E.L.S: FLOTABILIDAD	9
6.2. E.L.U: CAPACIDAD PORTANTE	9
6.3.E.L.S: DEFORMABILIDAD.....	10
7.RESUMEN Y CONCLUSIONES	10

1.OBJETO

El objeto del presente anejo es resolver el diseño geotécnico de la cimentación correspondiente al depósito de tormentas a través de los métodos de análisis de la seguridad durante su vida útil según las normativas técnicas vigentes.

Para la resolución del diseño geotécnico se ha empleado principalmente la *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera* (GCOC), y el *Código técnico de la Edificación* (CTE) para determinados cálculos y valores recomendados que la guía de cimentaciones no ofrece.

2.MÉTODOS DE CÁLCULO

El procedimiento general que se recomienda para comprobar la seguridad de una cimentación, según la *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera* (GCOC), es el basado en el concepto de los estados límite. En un estado límite, la cimentación alcanzaría una situación no deseada, que, en conciencia, debe evitarse.

Atendiendo a la gravedad de sus efectos, los estados límite se clasifican en dos grupos: estados límite últimos (ELU) y estados límite de servicio (ELS).

Los estados límite últimos de tipo geotécnico son aquellos cuya ocurrencia está controlada principalmente por las características del terreno. Para cimentaciones superficiales se definen los siguientes modos de fallo, entendiéndose modo de fallo como el mecanismo de rotura que implica el colapso de la infraestructura:

- Hundimiento
- Deslizamiento
- Vuelco

La condición analizada referente a ELU en este estudio es el modo de fallo por hundimiento.

Los estados límite de servicio son aquellos cuya estructura podría dejar de cumplir el cometido para el que fue proyectada por razones vinculadas al normal funcionamiento de la misma, de durabilidad o estéticas. Los estados límite de servicio que se comprueban en este documento son la deformabilidad provocada por los asientos y la flotabilidad.

Además, el método de cálculo debe permitir la definición de un coeficiente de seguridad, ya que este, es una medida indirecta de la fiabilidad de la cimentación frente a un modo de fallo concreto y se calcula mediante un procedimiento específico que debe quedar definido sin ambigüedad.

Con el fin de proporcionar una seguridad suficientemente elevada a las cimentaciones, la GCOC establece coeficientes de seguridad mínimos para cada modo de fallo y para cada hipótesis de cálculo correspondiente.

3.CONSIDERACIONES INICIALES

Respecto al diseño geotécnico de la cimentación, se ha analizado la solución mediante cimentación directa cerrada, es decir, una losa de cimentación.

En cuanto al plano de apoyo de la cimentación se sitúa en el estrato formado por arenas limosas y arcillosas, a una profundidad de 4,4 m respecto a la superficie del terreno. Las características de dicho estrato se muestran en el apartado '4.3 Parámetros geotécnicos' de la memoria. En la *Figura 1* se observa donde está ubicado el plano de apoyo, el nivel freático y los distintos estratos en la zona de emplazamiento del depósito, así como la profundidad a la que se encuentran.

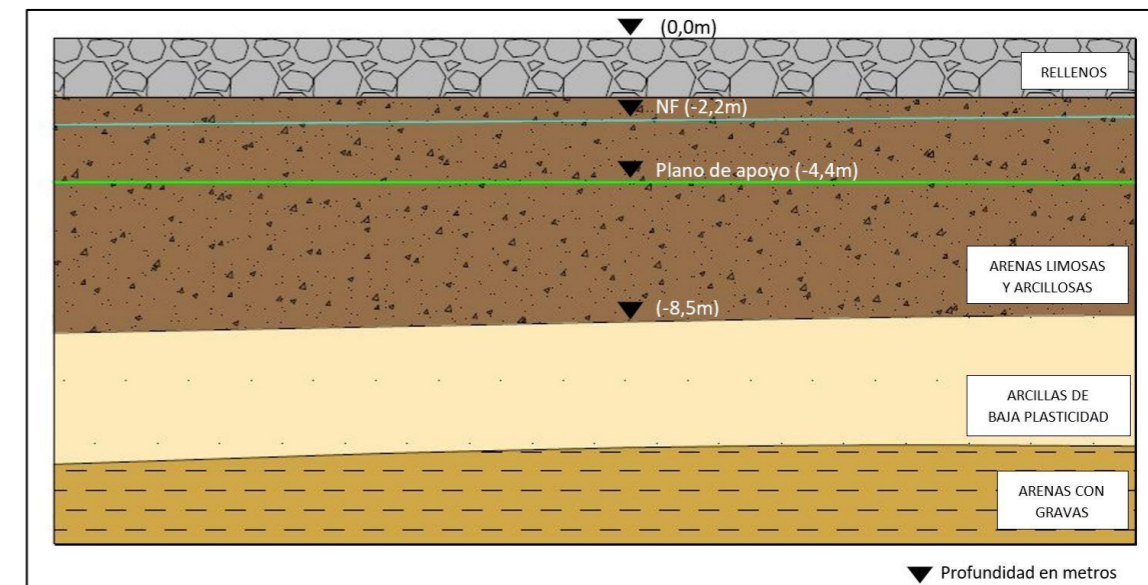


Figura 1. Perfil estratigráfico donde se observan los estratos, las cotas más importantes y el plano de apoyo de la cimentación (Fuente: Elaboración propia)

En lo referente a las dimensiones del depósito, en geotecnia se denomina B a la dimensión menor, en este caso le corresponde un valor de 25m, y L a la dimensión mayor, en este caso un valor correspondiente de 50 m. No obstante, son necesarias las dimensiones de cada elemento que constituye el depósito (en metros) para la realización de las comprobaciones pertinentes.

- Losa de cubierta: 50 x 25 x 0,6 m
- Losa de solera: 50 x 25 x 0,8 m
- Muros perimetrales: 2 x [(25 x 3 x 0,8) + (50 x 3 x 0,8)] m
- Pilares: 0,25 x 0,25 x 3 m

Los pilares se disponen con luces de 5 metros en ambas direcciones, por lo tanto, resulta un total de 36 pilares.

4. PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DE LOS ESTRATOS

En base a los resultados obtenidos en los ensayos de campo y laboratorio de la campaña geotécnica, se determinan las características geomecánicas del terreno necesarias para realizar el estudio y diseño de la cimentación del depósito. Se han obtenido los parámetros geomecánicos del nivel de arenas limosas y arenas con gravas, así como del nivel de arcillas y limos de baja plasticidad.

NIVEL DE ARENAS LIMOSAS Y ARENAS CON GRAVAS

- Índice de Huecos (e)
Para obtener el índice de huecos se realiza la media entre los valores máximos y mínimos obtenidos en los ensayos de laboratorio.

$$e = \frac{0,515 + 1,048}{2} = 0,782$$

- Peso específico relativo de las partículas (G_s)
El peso específico relativo de las partículas es la relación entre el peso de un volumen de suelo y el peso de un volumen equivalente de agua.

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{26,5 \text{ kN/m}^3}{10 \text{ kN/m}^3} = 2,65$$

- Peso específico saturado (γ_{sat})
El peso específico saturado se obtiene del cociente entre el peso total del suelo (sólido+agua*) y el volumen total.

$$\begin{aligned} \gamma_{sat} &= \frac{P_s + P_w^*}{V_T} = \frac{\gamma_s \cdot V_s + \gamma_w \cdot V_w}{V_w + V_s} = \frac{\gamma_s \cdot 1 + \gamma_w \cdot e}{e + 1} = \\ &= \frac{26,5 \cdot 1 + 10 \cdot 0,7815}{0,7815 + 1} = 19,26 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

- Peso específico aparente (γ)
El peso específico aparente es el cociente entre el peso total del suelo y el volumen total. Se ha obtenido realizando la media de las densidades aparentes multiplicado por la gravedad, considerando ésta en geotecnia con un valor de 10 m/s^2 .

$$\gamma = \frac{2,16 + 2,26}{2} \cdot 10 = 22,1 \text{ kN/m}^3$$

- Peso específico sumergido (γ')
El peso específico sumergido se obtiene de la diferencia entre el peso específico saturado del suelo y el peso específico del agua.

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 19,26 - 10 = 9,26 \text{ kN/m}^3$$

NIVEL DE ARCILLAS Y LIMOS DE BAJA PLASTICIDAD

- Índice de Huecos (e)
Para obtener el índice de huecos se realiza la media entre los valores máximos y mínimos obtenidos en los ensayos de laboratorio.

$$e = \frac{0,538 + 1,340}{2} = 0,939$$

- Peso específico relativo de las partículas (G_s)
El peso específico relativo de las partículas es la relación entre el peso de un volumen de suelo y el peso de un volumen equivalente de agua.

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{26,5 \text{ kN/m}^3}{10 \text{ kN/m}^3} = 2,65$$

- Peso específico saturado (γ_{sat})
El peso específico saturado se obtiene del cociente entre el peso total del suelo (sólido+agua*) y el volumen total.

$$\begin{aligned} \gamma_{sat} &= \frac{P_s + P_w^*}{V_T} = \frac{\gamma_s \cdot V_s + \gamma_w \cdot V_w}{V_w + V_s} = \frac{\gamma_s \cdot 1 + \gamma_w \cdot e}{e + 1} = \\ &= \frac{26,5 \cdot 1 + 10 \cdot 0,393}{0,393 + 1} = 18,51 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

- **Peso específico aparente (γ)**
El peso específico aparente es el cociente entre el peso total del suelo (sólido+agua) y el volumen total.

$$\gamma = 1,99 \cdot 10 = 19,9 \text{ kN/m}^3$$

- **Peso específico sumergido (γ')**
El peso específico sumergido se obtiene de la diferencia entre el peso específico saturado del suelo y el peso específico del agua.

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 18,51 - 10 = 5,51 \text{ kN/m}^3$$

Los valores de los parámetros geomecánicos del suelo se han tomado de la campaña geotécnica, sin embargo, tras analizar los resultados de los ensayos y los parámetros calculados anteriormente, se llega a la conclusión de que éstos no son coherentes con la naturaleza del suelo, su justificación se basa en los siguientes puntos:

- Respecto a las arenas, las comprobaciones geotécnicas se realizan a largo plazo y no a corto plazo como indican los ensayos. Además, la cohesión efectiva debe ser nula y el ángulo de rozamiento interno no debe superar los 34°.
- Respecto a las arcillas, el ángulo de rozamiento interno no debe superar los 30°.
- En la estimación de los parámetros geomecánicos, se ha obtenido un valor de peso específico saturado menor que el peso específico aparente, lo cual no es posible.

Por tanto, no se van a tomar los datos de laboratorio, ya que, es evidente que deben estar mal interpretados y en su caso se van a modificar los parámetros acordes con la naturaleza de cada suelo. La *Tabla 1* recoge los parámetros modificados más relevantes los cuales se utilizarán en posteriores apartados.

Tabla 1. Parámetros geomecánicos modificados

	ϕ' (°)	c' (kPa)	γ_{ap} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)
Rellenos	30	0	18,5	18,5
Arenas limosas	34	0	22,1	22,1
Arcillas baja plasticidad	26	25	19,9	19,9

5.COMPROBACIÓN TÉCNICA

El presente apartado recoge el procedimiento de comprobación según las indicaciones de la GCOC, la cual está basada en el método de los estados límite, últimos y de servicio. Se realiza el análisis de seguridad para cimentación directa mediante la verificación de la resistencia frente a determinados modos de fallo.

5.1. E.L.U: CAPACIDAD PORTANTE

En cimentaciones se define capacidad portante a la capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él. En este caso, el hundimiento es el modo de fallo correspondiente al ELU citado. El hundimiento se produce cuando la capacidad de soporte del terreno es inferior a la carga que transmite la cimentación al terreno. En tal circunstancia, tanto el elemento de cimentación, en este caso una losa, como el terreno situado inmediatamente debajo experimentan movimientos inadmisibles que arruinan la construcción que estaban soportando.

Para realizar la comprobación de la capacidad portante, se debe conocer, por un lado, la carga que transmite el depósito y, por otro lado, la carga correspondiente al terreno desalojado en la excavación.

Respecto a la obtención de la carga que transmite el depósito se consideran dos situaciones: el depósito vacío y el depósito lleno, correspondiente a un volumen máximo de 3000 m³. Para ello, se debe conocer el peso de cada elemento que constituye el depósito.

- Losa de solera

$$P_{solera} = 50m \cdot 25m \cdot 0,8m \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 25000kN$$

- Losa de cubierta

$$P_{cubierta} = 50m \cdot 25m \cdot 0,6m \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 18750 \text{ kN}$$

- Pilares

$$P_{pilares} = 0,25m \cdot 0,25m \cdot 3m \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 36 = 168,75 \text{ kN}$$

- Muros perimetrales

$$P_{muros} = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 2 \cdot ((3m \cdot 0,8m \cdot 25m) + (3m \cdot 0,8m \cdot 50m)) = 9000kN$$

- Agua
Consideramos el peso específico del agua de 11kN/m^3 ya que se trata de agua con partículas, aguas "sucia".

$$P_{\text{agua}} = 3000\text{m}^3 \cdot 11\text{kN/m}^3 = 33000\text{kN}$$

Para el cálculo de la carga transmitida, en el caso de la situación de depósito vacío, se tienen en cuenta todos los pesos a excepción del agua y considerando una sobrecarga de uso (SCU) de 10 kN/m^2 correspondiente a un futuro aparcamiento de coches.

$$q_t = \frac{168.75\text{kN} + 25000\text{kN} + 18750\text{kN} + 9000\text{kN}}{50\text{m} \cdot 25\text{m}} + \text{SCU} = 52,34\text{ kN/m}^2$$

Para el cálculo de la carga transmitida para la situación de depósito lleno, se tienen en cuenta todos los pesos incluido el del agua y considerando la SCU, citada anteriormente, de 10 kN/m^2 .

$$q_t = \frac{168.75\text{kN} + 25000\text{kN} + 18750\text{kN} + 9000\text{kN} + 33000\text{kN}}{50\text{m} \cdot 25\text{m}} + \text{SCU} = 78,74\text{ kN/m}^2$$

Para la obtención de la carga correspondiente al peso del terreno que hay encima de la base de la cimentación, es decir, el terreno desalojado en la excavación, se debe conocer el plano de apoyo del depósito. Éste se sitúa a una profundidad de $4,4\text{ m}$ y el nivel freático a una profundidad de $2,2\text{ m}$, tal y como se puede observar en la *Figura 1*.

- Peso del relleno
Se debe tener en cuenta que el nivel freático al estar próximo a la superficie, lo más seguro es que el relleno esté saturado por succión, por tanto, se considera un peso específico saturado del relleno de $18,5\text{ kN/m}^3$.

$$P_{\text{relleno}} = 1.8\text{m} \cdot 25\text{m} \cdot 50\text{m} \cdot 18,5\text{kN/m}^3 = 41625\text{kN}$$

- Peso de la arena limosa

$$P_{\text{arena}} = 2.6\text{m} \cdot 25\text{m} \cdot 50\text{m} \cdot 22,1\text{kN/m}^3 = 71825\text{kN}$$

El peso de tierras que se desaloja es el resultado de la suma del peso de los rellenos y arenas y como resultado se obtiene:

$$P_{\text{Total}} = 41625\text{ kN} + 62725\text{ kN} = 113450\text{ kN}$$

Por tanto, la descarga del terreno resulta ser de:

$$q_0 = \frac{113450\text{ kN}}{50\text{m} \cdot 25\text{m}} = 90,76\text{ kN/m}^2$$

Una vez obtenidas las cargas transmitidas del depósito (q_t) y la descarga que produce el terreno al excavar (q_0), se realiza el cálculo para la obtención de la presión vertical de hundimiento neta (p_{vhn}), la cual se define como la diferencia entre la carga transmitida y la descarga del terreno, en la situación más desfavorable, es decir, cuando el depósito está lleno.

$$p_{vhn} = q_t - q_0 = 78,74 - 90,76$$

Los resultados obtenidos muestran que la carga transmitida del terreno (q_t) es menor que la carga de tierras desalojadas (q_0), es decir, $q_t < q_0$. Por tanto, se puede afirmar que no existe problema de capacidad portante para la construcción del depósito de tormentas.

5.2. E.L.S: DEFORMABILIDAD

El objetivo de este apartado es obtener el asiento que se produce en tres situaciones distintas: excavación, construcción del depósito (vacío) y depósito en servicio (lleno). Para ello se emplea el *método elástico*.

Según la GCOC, los movimientos que puede admitir una cimentación sin causar daño significativo a la estructura que soporta depende de su tipología. En este caso, al tener una losa de cimentación, un valor orientativo para una estructura de hormigón sería un asiento máximo admisible de 5 cm .

El cálculo de asientos con el modelo elástico, tal y como establece la *guía de cimentaciones en obras de carretera* (GCOC), debe realizarse con la ayuda de la hipótesis de cálculo siguiente: la distribución de tensiones bajo la cimentación es independiente de la posible heterogeneidad del terreno; es aplicable la solución de reparto tensional correspondiente al semiespacio homogéneo e isótropo de Boussinesq.

Para el cálculo con modelos elásticos lineales, se requiere del módulo de elasticidad y módulo de Poisson (E y ν) del esqueleto del suelo. El suelo que se dispone son arenas limosas, por tanto, se necesitan parámetros elásticos a largo plazo: E' y ν' .

El módulo de elasticidad sin drenaje, E_u , que se adopta es el extraído en los ensayos de laboratorio con un valor de 21000 kPa. Además, como no se ha proporcionado un valor del coeficiente de Poisson (ν'), se escoge un valor de 0,30, valor orientativo según la 'Tabla D.24 de CTE. Valores orientativos del coeficiente de Poisson', para arenas y suelos granulares.

Como los esfuerzos cortantes son iguales en tensiones totales o en efectivas, los módulos de rigidez G coincidirán, lo cual permite deducir el módulo de elasticidad drenado (E') conocidos E_u y ν' mediante la siguiente expresión:

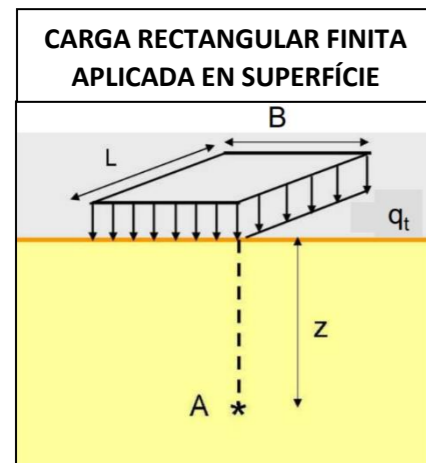
$$\frac{E_u}{(1 + 0.5)} = \frac{E'}{(1 + \nu')}$$

Por tanto, se obtiene un módulo de elasticidad E' de 17848 KPa.

Para el cálculo de asientos inmediatos, así como los que ocurren a largo plazo, requieren conocer los esfuerzos que una sobrecarga impuesta al suelo induce dentro de la masa de suelo. Una de las soluciones que se utiliza para determinar estos esfuerzos es la Teoría de Boussinesq.

En el semiespacio de Boussinesq, el terreno se encuentra limitado por un plano horizontal y el material es homogéneo, isótropo y elástico lineal.

En esta situación, la Teoría de la Elasticidad proporciona soluciones de las tensiones provocadas por la disposición de cargas en la superficie del semiespacio. En este caso, la situación presentada es una carga rectangular finita aplicada en superficie.



El cálculo de $\Delta\sigma$ sólo en puntos bajo la esquina del área cargada, en otros puntos se aplica el *Principio de superposición*.

$$\Delta\sigma_A = q_t \cdot I_z$$

Donde,

q_t = carga transmitida

I_z = factor de influencia

Figura 2. Carga rectangular finita aplicable en superficie (Fuente: Mecánica de suelos y rocas)

Una de las grandes ventajas que presenta la hipótesis de que el terreno es elástico lineal es la validez del principio de superposición, cuyo enunciado dice que "si se tienen dos estados de tensiones y deformaciones

correspondientes, al estado tensional suma le corresponde el estado de deformaciones suma". En la *Figura 3* se puede observar el principio de superposición aplicado a las dimensiones de este problema.

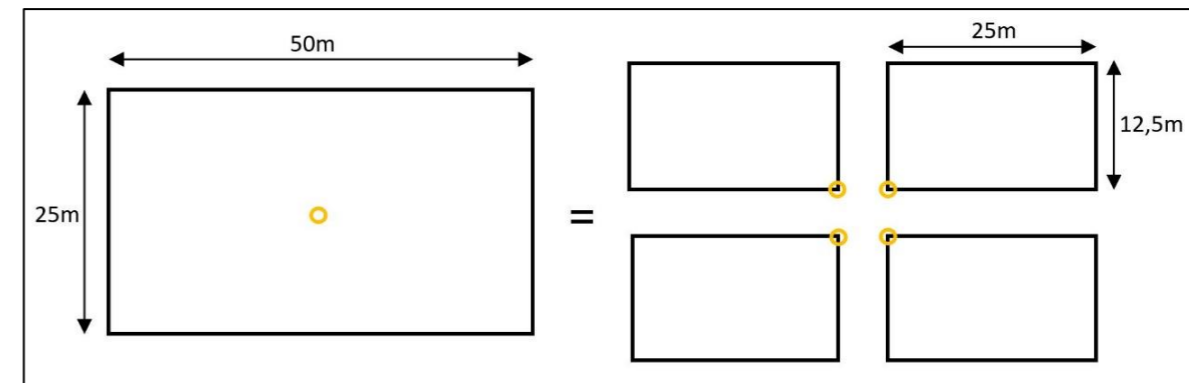


Figura 3. Principio de superposición (Fuente: elaboración propia)

Para la obtención del $\Delta\sigma$, la expresión cuenta con el factor de influencia (I_z) el cual, para un punto situado a una profundidad z ($z=2m$) bajo la esquina del área rectangular cargada, si el lado mayor del área cargada es L (25m) y el lado menor es B (12.5m), se definen los siguientes parámetros:

$$m = \frac{B}{z} = \frac{12.5}{2} = 6.25$$

$$n = \frac{L}{z} = \frac{25}{2} = 12.5$$

Por tanto, siendo $m^2 + n^2 + 1 < m^2 \cdot n^2$, el factor de influencia (I_z) se obtiene mediante la siguiente expresión:

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

$$I_z = 0.2496$$

$$I_{z_{centro}} = 4 \cdot I_z = 4 \cdot 0.2496 = 0.9982$$

La teoría de la elasticidad proporciona soluciones de asientos en el semiespacio de Boussinesq. Para áreas de carga circulares, cuadradas y rectangulares, el asiento bajo el centro se obtiene de la expresión:

$$S_i = I_s \cdot q_{tn} \cdot B \cdot (1 - \nu^2) \cdot \frac{1}{E}$$

Donde B es el lado menor del área cargada e I_s es un coeficiente de influencia que, para cargas rectangulares, se puede obtener el asiento en una esquina mediante la fórmula anterior, pero adoptando un coeficiente de influencia que viene dado por esta expresión:

$$I_s = \frac{1}{\pi} \cdot \left[\ln(n + \sqrt{1+n^2}) + n \cdot \ln \frac{1 + \sqrt{1+n^2}}{n} \right] = 0.765$$

Siendo,

$$n = \frac{L}{B} = \frac{50}{25} = 2$$

Para el cálculo de las deformaciones, se estudian los asentamientos en un punto "A" situado a la mitad de la distancia entre la losa de solera y el final del estrato sobre el que se apoya el depósito (arenas limosas y arcillosas). La Figura 4 contempla el perfil estratigráfico con el plano de apoyo del depósito, el depósito y el punto de análisis "A".

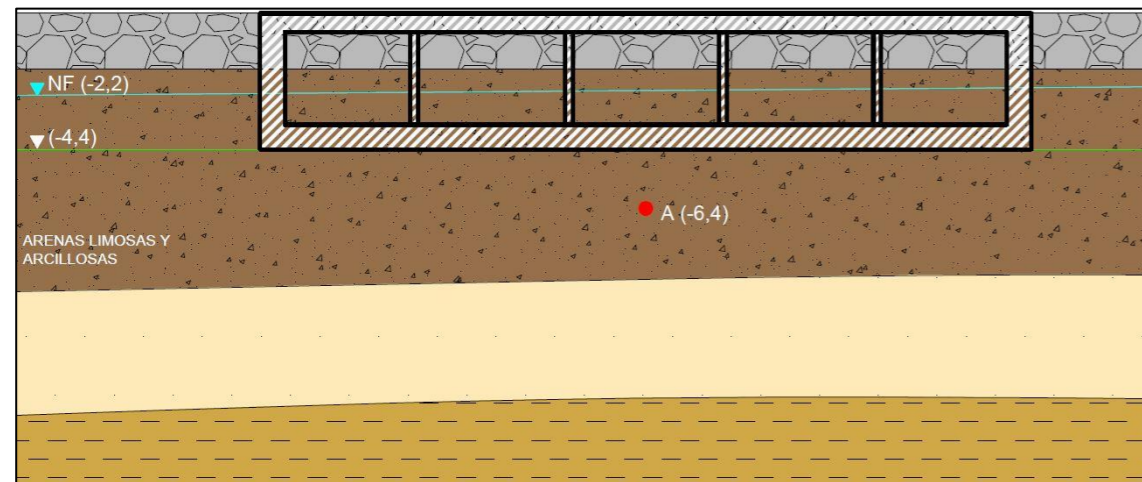


Figura 4. Perfil estratigráfico con depósito (Fuente: elaboración propia)

Hay que añadir que para el cálculo de los asentamientos se estudian tres situaciones: fase de excavación, fase de construcción del depósito y depósito en servicio.

- Estado inicial

$$\begin{aligned} \sigma_{0A} &= \gamma_{relleno} \cdot 1,8m + \gamma_{sat_{arenas}} \cdot (2,6 + 2) = \\ &= 18,5 \cdot 1,8 + 22,1 \cdot (2,6 + 2) = 134,96 \text{ kPa} \end{aligned}$$

- Excavación

Para obtener el incremento de tensión ($\Delta\sigma_A$) que se produce en el punto "A" tras el desalojo de las tierras en la fase de excavación, tal y como se ha expuesto anteriormente, es necesario el factor de influencia (I_z) y la carga transmitida, obtenida en el apartado '3.E.L.U: capacidad portante'.

$$\Delta\sigma_A = q_t \cdot I_z = 90,76 \cdot 0,9982 = 90,59 \text{ kN/m}^2$$

El asiento que se obtiene es el siguiente:

$$s_i = 2 \cdot \left[0,765 \cdot (-90,59) \cdot 25 \cdot (1 - 0,3^2) \cdot \frac{1}{17848} \right] = -0,17 \text{ m} = -17 \text{ cm}$$

- Construcción del depósito (vacío)

Para obtener el incremento de tensión ($\Delta\sigma_A$) que se produce en el punto "A" tras la construcción de depósito y estando este vacío tal y como se ha expuesto anteriormente, es necesario el factor de influencia (I_z) y la carga transmitida. Para el cálculo de la carga transmitida es necesario conocer el peso del depósito, calculado en el apartado '3.E.L.U: capacidad portante' con un valor de 52919 kN y, por tanto, la carga transmitida con el depósito vacío es de 42,34 kN/m².

$$\Delta\sigma_A = q_t \cdot I_z = 42,32 \cdot 0,9982 = 42,26 \text{ kN/m}^2$$

El asiento que se obtiene es el siguiente:

$$s_i = 2 \cdot \left[0,765 \cdot 42,26 \cdot 25 \cdot (1 - 0,3^2) \cdot \frac{1}{17848} \right] = 0,0824 \text{ m} = 8,24 \text{ cm}$$

- Depósito en servicio (lleno)

Para obtener el incremento de tensión ($\Delta\sigma_A$) que se produce en el punto "A" en fase de explotación del depósito, es decir, cuando esté lleno, tal y como se ha expuesto anteriormente, es necesario el factor de influencia (I_z) y la carga transmitida. Para el cálculo de la carga transmitida es necesario conocer el peso del depósito, calculado en el apartado '3.E.L.U: capacidad portante' con un valor de 85918,8 kN y, por tanto, la carga transmitida con el depósito lleno es de 68,73 kN/m².

$$\Delta\sigma_A = q_t \cdot I_z = 68,73 \cdot 0,9982 = 68,6 \text{ kN/m}^2$$

El asiento que se obtiene es el siguiente:

$$s_i = 2 \cdot \left[0,765 \cdot 68,6 \cdot 25 \cdot (1 - 0,3^2) \cdot \frac{1}{17848} \right] = 0,133 \text{ m} = 13,3 \text{ cm}$$

El asiento diferencial obtenido entre la fase de depósito vacío y la fase de depósito lleno es de aproximadamente 50,6 mm. El resultado está próximo al límite que la GCOC ofrece, pero se puede afirmar que no hay problemas de deformabilidad. Asimismo, es importante informar de la variación que se produce cuando cambia de depósito vacío a depósito lleno, ya que, la junta entre el colector y el depósito debe tener una holgura suficiente para el correcto funcionamiento.

5.3. E.L.S: FLOTABILIDAD

En este apartado se ha evaluado la flotabilidad del depósito, donde se comparado el peso del depósito en tres situaciones distintas (detalladas más adelante), frente a la subpresión que existe en la base de la losa, obteniendo un coeficiente de seguridad que, según el *Código Técnico de la Edificación* (CTE) recomienda que sea igual o superior a $F=1,5$.

Para el estudio de la flotabilidad se tienen en cuenta tres situaciones, descritas a continuación.

- Situación 1.

Se considera que el depósito se encuentra vacío y que la posición del nivel freático está a la cota -2,2m.

Es necesario conocer el peso del depósito vacío el cual se ha obtenido en el apartado '3.E.L.U: capacidad portante', cuyo valor es de 52919 kN. Además, se ha de obtener la columna de agua que ejerce contra la solera del depósito:

$$columna\ de\ agua = 2,2 \cdot \gamma_w \cdot 25 \cdot 50 = 27500kN$$

$$F = \frac{52919}{27500} = 1,92$$

El coeficiente de seguridad obtenido para la situación descrita cumple. ($F>1,5$)

- Situación 2.

Se considera que el depósito se encuentra vacío y que la posición del nivel freático está a la cota -1,2m debido a la carrera de marea la cual en Valencia oscila en $\pm 1m$.

La columna de agua que ejerce contra la solera del depósito es:

$$columna\ de\ agua = 3,2 \cdot \gamma_w \cdot 25 \cdot 50 = 40000kN$$

$$F = \frac{52919}{40000} = 1,32$$

El coeficiente de seguridad obtenido para la situación descrita es menor a $F=1,5$

- Situación 3.

Se considera el hipotético caso de que el nivel freático aumenta hasta la superficie a causa de un evento de lluvias torrenciales y que el depósito se encuentra vacío.

La columna de agua que ejerce contra la solera del depósito es:

$$columna\ de\ agua = 4,4 \cdot \gamma_w \cdot 25 \cdot 50 = 55000kN$$

$$F = \frac{52919}{55000} = 0,96$$

El coeficiente de seguridad obtenido en la situación descrita es mucho menor a $F=1,5$ por tanto se va a considerar un redimensionamiento de la estructura que cumpla con el principal condicionante, que el volumen interior sea de 3000m³ de capacidad.

6. REDIMENSIONAMIENTO

Para el redimensionamiento de la estructura y teniendo en cuenta que se debe cumplir que el volumen interior del depósito sea de 3000m³, se han realizado las siguientes modificaciones:

- Aumento del peso específico del hormigón ($\gamma_h=26\text{ kN/m}^3$)
- Aumento del espesor de los muros perimetrales ($e=1\text{ m}$)

La *Tabla 2*, muestra los nuevos valores de los pesos de cada elemento del depósito tras realizar los cambios citados anteriormente.

Tabla 2. Peso total en dos situaciones: depósito lleno y vacío

	PESO (kN)
Losa de solera	26000
Losa de cubierta	19500
Muros perimetrales	11700
Pilares	175.5
Agua	33000
Total (vacío)	57375.5
Total (lleno)	90375.5

Al aumentar el espesor de los muros perimetrales se ha reducido el espacio interior del mismo, aun así, sigue cumpliendo la condición de tener una capacidad de 3000 m³ en su interior.

$$Volumen interior = 5500 - 2206,75 = 3293,25 m^3$$

Modificados los elementos anteriores, se debe comprobar si cumple la flotabilidad, la cual había dado problemas y, a continuación, se deberá comprobar de nuevo la capacidad portante y la deformabilidad.

6.1. E.L.S: FLOTABILIDAD

- Situación 1.

Es necesario conocer el peso del depósito vacío que, con los cambios realizados, tiene un valor de 57376 kN. La columna de agua que ejerce contra la solera del depósito es la misma que se ha calculado anteriormente para esta situación, con valor de 27500 kN.

El coeficiente de seguridad resulta ser:

$$F = \frac{57376}{27500} = 2,09$$

El coeficiente de seguridad obtenido para la situación descrita cumple ($F > 1,5$).

- Situación 2.

La columna de agua que ejerce contra la solera del depósito es la misma que se ha calculado anteriormente para esta situación, con valor de 40000 kN.

El coeficiente de seguridad resulta ser:

$$F = \frac{57376}{40000} = 1,44$$

El coeficiente de seguridad obtenido para la situación descrita está muy próximo a $F=1,5$, por tanto, es aceptable.

- Situación 3.

La columna de agua que ejerce contra la solera del depósito es la misma que se ha calculado anteriormente para esta situación, con valor de 55000 kN

El coeficiente de seguridad resulta ser:

$$F = \frac{57376}{55000} = 1,04$$

En esta situación hipotética, el coeficiente de flotabilidad cumpliría, ya que, si se producen lluvias torrenciales el depósito no estará vacío porque se irá llenando conforme la lluvia esté presente, por tanto, un coeficiente ligeramente superior a la unidad sería suficiente.

Se determina que se cumple la condición de flotabilidad y que, por tanto, se estima que no es necesario emplear medidas técnicas más costosas como la ejecución de anclajes o micropilotes

6.2. E.L.U: CAPACIDAD PORTANTE

Los pesos de los elementos tras el cambio que se ha realizado se encuentran en la *Tabla 2*. Se determinan las cargas transmitidas de la misma manera y en las mismas situaciones.

Para el cálculo de la carga transmitida para la situación de depósito vacío, se tienen en cuenta todos los pesos a excepción del agua y considerando la SCU, citada anteriormente, de 10kN/m².

$$q_t = \frac{175,5kN + 26000kN + 19500kN + 11700kN}{50m \cdot 25m} + SCU = 55,90 kN/m^2$$

Para el cálculo de la carga transmitida para la situación de depósito lleno, se tienen en cuenta todos los pesos incluido el del agua y considerando la SCU, citada anteriormente, de 10kN/m².

$$q_t = \frac{175,5kN + 26000kN + 19500kN + 11700kN + 33000kN}{50m \cdot 25m} + SCU = 82,30 kN/m^2$$

La carga resultante del desalojo de tierras tras la excavación se ha calculado en el apartado '3.E.L.U: capacidad portante' cuyo valor es de $q_0 = 83,48 kN/m^2$.

Por tanto, la presión vertical de hundimiento neta en la situación más desfavorable, es decir, cuando el depósito está lleno es:

$$pvhn = q_t - q_0 = 82,30 - 90,76$$

Los resultados obtenidos muestran que la carga transmitida del terreno (q_t) es menor que la carga de tierras desalojadas (q_0), es decir, $q_t < q_0$. Por tanto, el coeficiente de seguridad frente a hundimiento tenderá a infinito. En consecuencia, se deduce que aun habiendo modificado las dimensiones del depósito sigue sin existir problemas en cuanto al modo de fallo por hundimiento.

6.3.E.L.S: DEFORMABILIDAD

- Estado inicial

$$\begin{aligned}\sigma_{0A} &= \gamma_{relleno} \cdot 1,8m + \gamma_{satarenas} \cdot (2,6 + 2) = \\ &= 18,5 \cdot 1,8 + 22,1 \cdot (2,6 + 2) = 134,96 \text{ kPa}\end{aligned}$$

- Excavación

Para obtener el incremento de tensión ($\Delta\sigma_A$) que se produce en el punto "A" tras el vaciado de las tierras en la fase de excavación, tal y como se ha expuesto anteriormente, es necesario el factor de influencia (I_z) y la carga transmitida, obtenida en el apartado '3.E.L.U: capacidad portante'.

$$\Delta\sigma_A = q_t \cdot I_z = 90,76 \cdot 0,9982 = 90,59 \text{ kN/m}^2$$

El asiento que se obtiene es el siguiente:

$$s_i = 2 \cdot \left[0,765 \cdot (-90,59) \cdot 25 \cdot (1 - 0,3^2) \cdot \frac{1}{17848} \right] = -0,17 \text{ m} = -17 \text{ cm}$$

- Construcción del depósito (vacío)

Para obtener el incremento de tensión ($\Delta\sigma_A$) que se produce en el punto "A" tras la construcción de depósito y estando este vacío tal y como se ha expuesto anteriormente, es necesario el factor de influencia (I_z) y la carga transmitida. Para el cálculo de la carga transmitida es necesario conocer el nuevo peso del depósito vacío cuyo valor es de 57376 kN y, por tanto, la carga transmitida con el depósito vacío es de 45,9 Kn/m².

$$\Delta\sigma_A = q_t \cdot I_z = 45,9 \cdot 0,9982 = 45,81 \text{ kN/m}^2$$

El asiento que se obtiene es el siguiente:

$$s_i = 2 \cdot \left[0,765 \cdot 45,81 \cdot 25 \cdot (1 - 0,3^2) \cdot \frac{1}{17848} \right] = 0,0893 \text{ m} = 8,93 \text{ cm}$$

- Depósito en servicio (lleno)

Para obtener el incremento de tensión ($\Delta\sigma_A$) que se produce en el punto "A" en fase de explotación del depósito, es decir, cuando esté lleno, tal y como se ha expuesto anteriormente, es necesario el

factor de influencia (I_z) y la carga transmitida. Para el cálculo de la carga transmitida es necesario conocer el nuevo peso del depósito lleno, cuyo valor es de 90375,5 kN y, por tanto, la carga transmitida con el depósito lleno es de 72,3/m².

$$\Delta\sigma_A = q_t \cdot I_z = 72,3 \cdot 0,9982 = 72,16 \text{ kN/m}^2$$

El asiento que se obtiene es el siguiente:

$$s_i = 2 \cdot \left[0,765 \cdot 72,16 \cdot 25 \cdot (1 - 0,3^2) \cdot \frac{1}{17848} \right] = 0,140 \text{ m} = 14 \text{ cm}$$

El asiento diferencial obtenido entre la fase de depósito vacío y la fase de depósito lleno es de aproximadamente 50,7 mm. El resultado obtenido está próximo al límite que la GCOC ofrece, pero se puede afirmar que no hay problemas de deformabilidad. Asimismo, es importante informar de la variación que se produce cuando cambia de depósito vacío a depósito lleno, ya que, la junta entre el colector y el depósito debe tener una holgura suficiente para el correcto funcionamiento.

7.RESUMEN Y CONCLUSIONES

En el presente anejo se ha efectuado el análisis del diseño geotécnico de la cimentación de un tanque de tormentas en la calle Eugenia Viñes (Valencia), de acuerdo con los métodos de comprobación de la seguridad durante su vida útil según la *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera* (GCOC).

En consecuencia, se obtienen las siguientes conclusiones:

1. El análisis de la seguridad se realiza a través del método de los estados límite, último y de servicio, de acuerdo con la GCOC. Se establece el procedimiento del coeficiente de seguridad.
2. La solución se analiza mediante cimentación directa cerrada, esto es, una losa de cimentación.
3. Para realizar las comprobaciones pertinentes es necesario conocer los parámetros geomecánicos del terreno. Los datos extraídos de la campaña geotécnica son erróneos, ya que, no coinciden con la naturaleza del terreno, por tanto, se han modificado.
4. Los estados límite que se comprueban son: ELU de capacidad portante y ELS de deformabilidad y flotabilidad.

5. Respecto a la capacidad portante, se debe comprobar si se produce el modo de fallo de hundimiento. El coeficiente de seguridad obtenido tiende a infinito, por tanto, no hay problemas de capacidad portante.
6. La deformabilidad del terreno se analiza a través del asiento mediante el método elástico. La comprobación resulta próxima al valor límite que recomienda la GCOC, pero se puede afirmar que no habrá problemas de deformabilidad, sin embargo, es importante informar de esta variación para que no se den problemas de conexión entre colector y depósito.
7. La flotabilidad se comprueba a causa de la existencia de nivel freático. El coeficiente de seguridad obtenido en una de las situaciones analizadas es excesivamente pequeño frente al recomendado por la GCOC, por tanto, se realiza un redimensionamiento del depósito.
8. El redimensionamiento se basa en el cambio del espesor de los muros perimetrales (de 0,8 m a 1 m) y el aumento del peso específico del hormigón (de 25 kN/m³ a 26 kN/m³).
9. Tras el redimensionamiento del depósito, se comprueba de nuevo el cumplimiento de la flotabilidad, capacidad portante y deformabilidad.
10. Tras realizar las comprobaciones citadas anteriormente, se ha definido la geometría de la cimentación, de manera que el problema propuesto se soluciona adecuadamente.



ANEJO Nº9. EXCAVACIÓN



ÍNDICE

ANEJO Nº9.EXCAVACIÓN

1.OBJETO	2
2.ESTABILIDAD DE TALUDES.....	2
3. SISTEMA DE CONTENCIÓN	4
3.1. CÁLCULO DE EMPUJES.....	4
3.2. DIMENSIONADO DE LAS TABLESTACAS.....	7
4.INESTABILIDAD HIDRÁULICA	8
5.RESUMEN Y CONCLUSIONES	9

1.OBJETO

El objeto del presente anejo es resolver el problema derivado de la inestabilidad de los taludes en la fase de excavación y, evitar que se produzcan deslizamientos inesperados cuyos efectos suelen ser de gran importancia, pudiendo causar tanto daños materiales como humanos. Dicho problema se analiza con la ayuda de la aplicación SLIDE 5.0 (Rocscience, 2005).

En caso de ser necesario realizar la excavación al abrigo de elementos de contención se determinará cual es el sistema más adecuado, tanto desde el punto de vista técnico como del económico, para llevar a cabo la excavación con total seguridad.

En este caso se trata de una excavación de hasta 4,4 m, con un volumen de movimientos de tierras de 5500 m³, siendo el lado menor de la excavación de 25 m. Hasta la profundidad requerida, el terreno atravesado está constituido por 1,8 m de relleno de gravas de cantos subangulosos de naturaleza caliza y 2,6 m de arenas sueltas con limos de naturaleza no plástica.

2.ESTABILIDAD DE TALUDES

Los métodos de cálculo de estabilidad de taludes se basan en las teorías del Equilibrio Límite, que consiste en suponer que se puede movilizar la resistencia a corte máxima del terreno a lo largo de una superficie, denominada *superficie de deslizamiento*.

Entre los métodos basados en el equilibrio límite, el más utilizado es el método de las rebanadas, un método no exacto que considera a la masa deslizante dividida en una serie de franjas verticales, también denominadas dovelas. Las hipótesis previas se refieren generalmente a las fuerzas laterales entre las dovelas:

- Métodos aproximados: no cumplen todas las ecuaciones de la estática.
- Métodos completos o precisos: sí que las cumplen las ecuaciones de la estática.

En la casi todos los métodos del equilibrio límite la seguridad de un talud se cuantifica por medio de un factor de seguridad, este se define como el cociente entre la resistencia a corte en la superficie de deslizamiento y la necesaria para mantener el equilibrio de la masa deslizante. Cuando la superficie de rotura no es conocida (caso más frecuente), se calculan los factores de seguridad correspondientes a un cierto número de posibles superficies de rotura y se define, como factor de seguridad del talud, el mínimo obtenido. Para ello el cálculo se realiza mediante sucesivos tanteos que permiten ir delimitando la superficie de rotura pésima.

En este anejo se estudia el factor de seguridad de posibles deslizamientos de rotura circular mediante la aplicación comercial denominada SLIDE 5.0 (Rocscience,2005), que se fundamenta en la teoría de las dovelas, específicamente utilizando el método aproximado de Bishop (1955).

El método de Bishop, considera el problema bidimensional por lo que la estabilidad de un talud se analiza en una sección transversal del mismo. La zona del terreno potencialmente deslizante se divide en una serie de

fajas verticales estudiándose el equilibrio de cada una de ellas. La *Figura 1* muestra las fuerzas actuantes sobre una faja vertical.

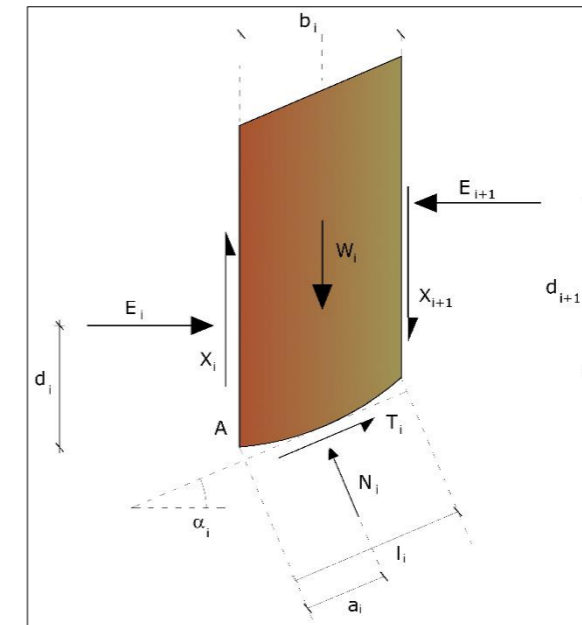


Figura 1. Fuerzas actuantes sobre una faja vertical i (Fuente: GeoStru. Estabilidad de taludes)

Se plantea el análisis de estabilidad de la siguiente forma: en primer lugar, se estudia la posibilidad de realizar la excavación con taludes verticales sin elementos de contención. Si esto no fuera posible, a continuación, se harán comprobaciones con taludes cada vez más inclinados hasta determinar cuál es la inclinación mínima posible que permite excavar estos taludes con seguridad. Finalmente se hará una comparativa entre esta opción y la que corresponde a la excavación con taludes verticales, pero empleando métodos de contención convencionales. Las situaciones analizadas son las siguientes: taludes verticales y taludes inclinados a 60°, 45° y 30°.

En todas las simulaciones se tendrá en cuenta el tránsito de vehículos alrededor de la excavación, necesarios para la ejecución de la propia obra, mediante una sobrecarga en coronación del talud.

La primera situación analizada es la excavación con un talud vertical (*Figura 2*), siendo esta la alternativa más económica. El factor de seguridad obtenido es de 0,318 lo cual indica que el talud vertical es inestable. Como se observa en la Figura X, existe una alta probabilidad de que se produzca una rotura parcial de la parte más superficial del talud que iniciaría la inestabilidad del conjunto. Luego, se demuestra que no es posible realizar la excavación con taludes verticales.

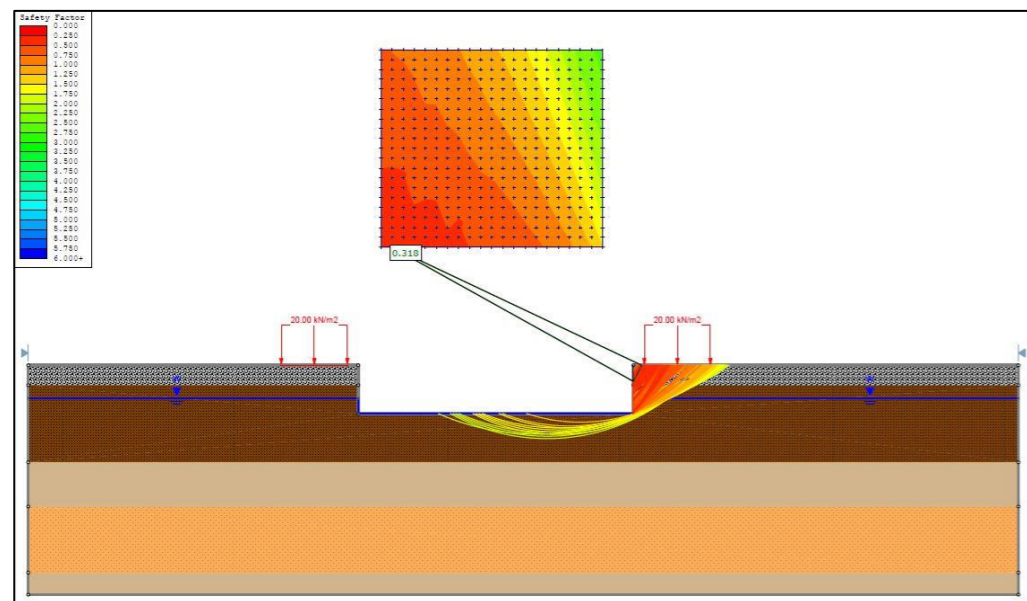


Figura 2. Gráfica de la excavación con talud vertical mediante Bishop simplificado (Fuente: Software Slide)

La segunda situación que se analiza es la excavación con un talud de 60° (Figura 3). El factor de seguridad obtenido es de 0,364, la mejora con respecto al caso anterior es insignificante, lo cual indica que el talud inclinado 60° es inestable. Se produce una rotura parcial del talud.

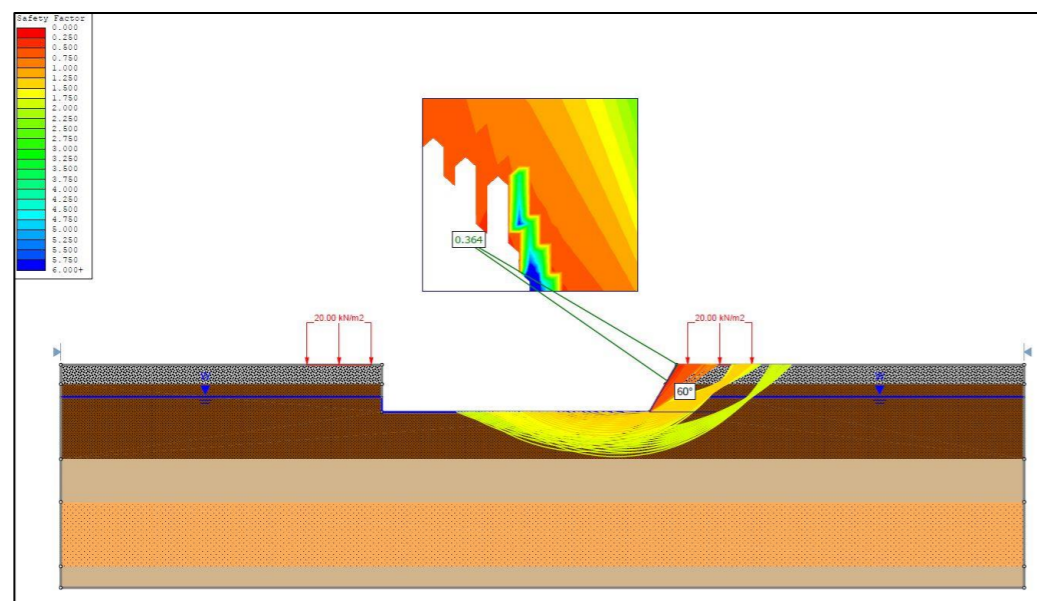


Figura 3. Gráfica de la excavación con talud tendido 60° mediante Bishop simplificado (Fuente: Software Slide)

La tercera situación que se analiza es la excavación con un talud de 45° (Figura 4). El factor de seguridad obtenido es de 0,441 lo cual indica que el talud inclinado 45° es inestable. Se produce una rotura parcial del talud.

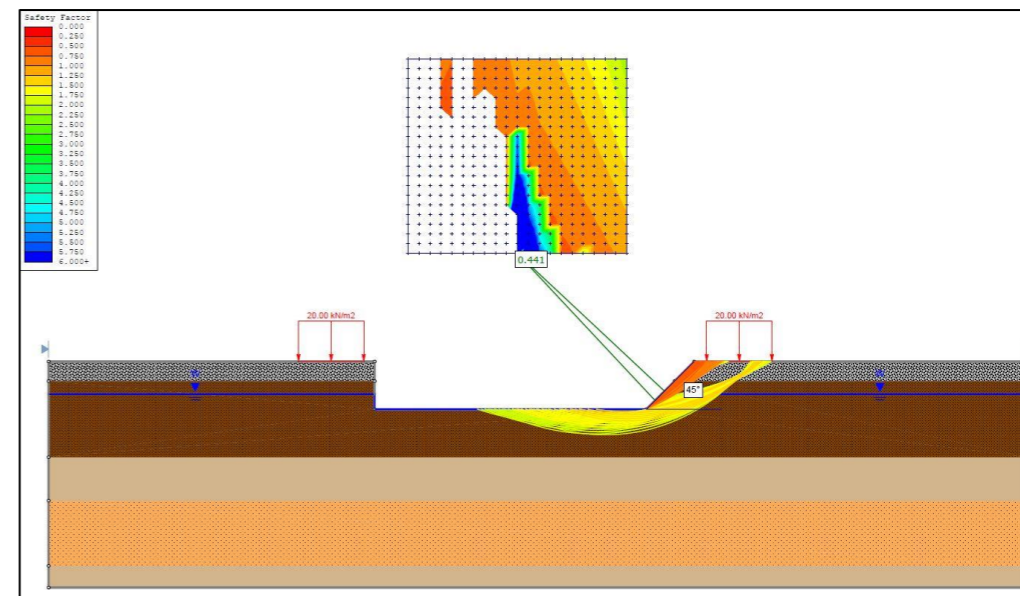


Figura 4. Gráfica de la excavación con talud tendido 45° mediante Bishop simplificado (Fuente: Software Slide)

La última situación que se analiza es la excavación con un talud de 30° (Figura 5). El factor de seguridad obtenido es de 0,868 lo cual indica que el talud inclinado 30° es inestable. Se produce una rotura parcial del talud.

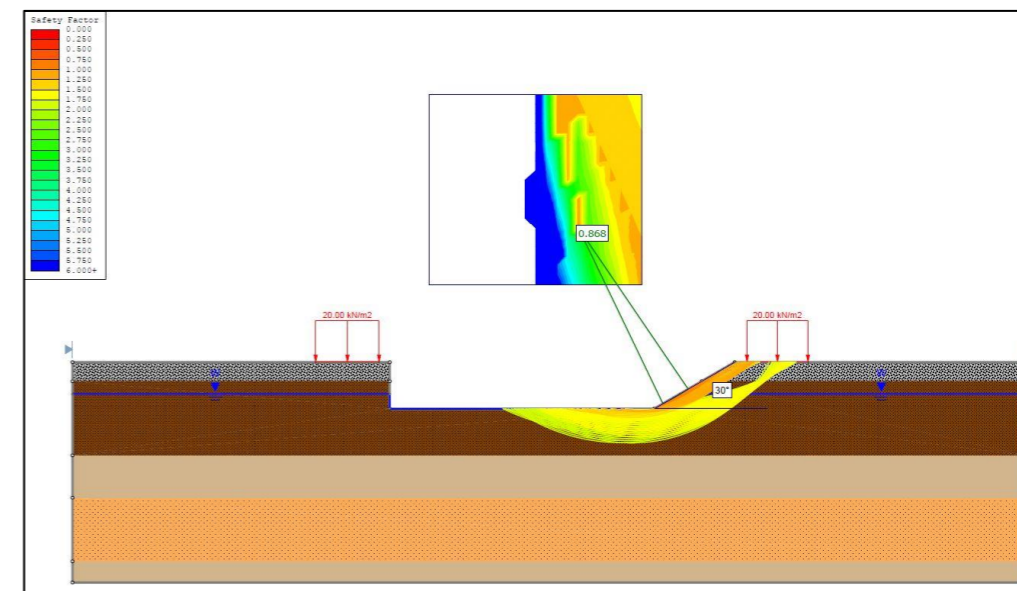


Figura 5. Gráfica de la excavación con talud tendido 30° mediante Bishop simplificado (Fuente: Software Slide)

En base a los resultados obtenidos se comprueba que no se puede realizar la excavación sin el uso de elementos de contención dado que la inclinación tendría que ser tan elevada que sería necesario realizar una sobreexcavación de gran volumen de tierras, con lo que esto supone en cuanto al aumento de coste y de ocupación de la parcela. En consecuencia, a continuación, se plantea el uso de sistemas de contención.

3. SISTEMA DE CONTENCIÓN

Puesto que desde el punto de vista estructural no es necesario construir muros pantalla, se recomienda contener los terrenos inestables mediante tablestacado. Las tablestacas son perfiles laminados de formas especiales que, ensamblados, dan lugar a paredes onduladas. Por su inercia, son piezas muy ligeras y de gran resistencia a flexión.

Para obtener la longitud necesaria del tablestacado se realizan los cálculos de empujes mediante la teoría de Rankine. Este método obtiene los empujes partiendo de un semiespacio infinito que se encuentra en “estado de Rankine”, es decir, un estado de equilibrio plástico y en donde el muro no produce ninguna perturbación. Se supone que el terreno es homogéneo e isótropo en equilibrio plástico. Además, como hipótesis adicional se considera que no hay variación de tensiones en los puntos de cualquier plano paralelo a la superficie del terreno.

En la *Figura 6* se observa el perfil estratigráfico con la tablestaca hincada en el terreno, en función de la profundidad ‘d’, y las cotas relativas de cada estrato respecto a la superficie.

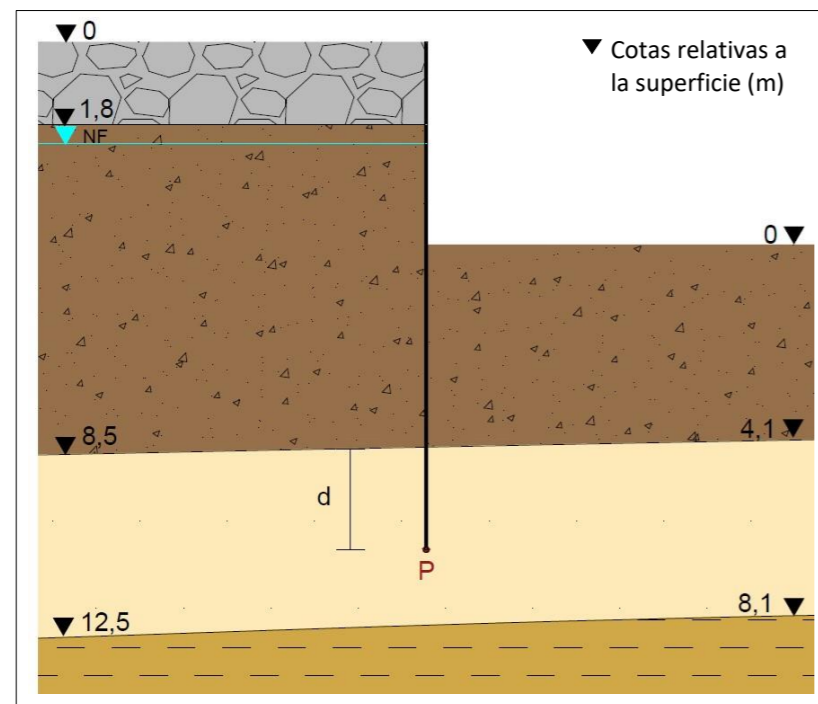


Figura 6. Perfil estratigráfico con tablestaca hincada en función de ‘d’ (Fuente: elaboración propia)

3.1. CÁLCULO DE EMPUJES

El objetivo de este apartado es obtener los empujes activos y los empujes pasivos del terreno para que, posteriormente, se pueda obtener la longitud de empotramiento de la tablestaca.

Los muros no son infinitamente rígidos, sino que se permiten ciertas deformaciones que modifican la magnitud de los empujes y, dependiendo de si la deformación es negativa o positiva se definen los empujes activos y pasivos.

Cuando las deformaciones laterales son negativas, el muro “se desplaza” y el terreno “se descomprime”, esta situación se denomina empuje activo. Por otro lado, cuando las deformaciones laterales son positivas, el muro “se desplaza” y el terreno “se comprime”, se denomina empuje pasivo.

Para obtener el empuje activo es necesario conocer de cada estrato el ángulo de rozamiento efectivo (ϕ'), la cohesión efectiva (c'), los pesos aparentes (γ_{ap}) y el coeficiente de empuje activo de tierras (K_a), el cual se define mediante la siguiente expresión:

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'}$$

Tabla 1. Parámetros geotécnicos necesarios para el empuje activo

	ϕ' (°)	c' (kPa)	γ_{ap} (kN/m ³)	K_a (kPa)
Rellenos	30	0	18.5	0.33
Arenas limosas	34	0	22.1	0.28
Arcillas baja plasticidad	26	25	19.9	0.39

En el trasdós, se obtiene la ley de presiones verticales efectivas del terreno (kPa). Se considera una sobrecarga de uso por maquinaria de valor 10 kN/m².

$$0 \leq z \leq 1,8$$

$$\sigma_v = \gamma \cdot z = 18,5 \cdot z + 10$$

$$u_v = 0$$

$$\sigma'_v = 18,5 \cdot z + 10$$

$$1,8 \leq z \leq 8,5$$

$$\sigma_v = 18,5 \cdot 1,8 + 22,1 \cdot z + 10 = 22,1 \cdot z + 43,3$$

$$u_v = 10 \cdot z - 18$$

$$\sigma'_v = 12,1 \cdot z + 61,3$$

$$8,5 \leq z \leq 8,5 + d$$

$$\sigma_v = 18,5 \cdot 1,8 + 22,1 \cdot 8,5 + 10 + 19,9 \cdot (z - 8,5) = 19,9 \cdot z + 62$$

$$u_v = 10 \cdot z - 18$$

$$\sigma'_v = 9,9 \cdot z + 80$$

Asimismo, se obtiene la distribución de presiones verticales del agua en el trasdós (kPa).

$$0 \leq z \leq 1,8$$

$$u_v = 0$$

$$1,8 \leq z \leq 8,5 + d$$

$$u_v = 10 \cdot (z - 1,8)$$

$$u_v(z = 1,8) = 0 \text{ kPa}$$

$$u_v(z = 8,5) = 67 \text{ kPa}$$

$$u_v(z = 8,5 + d) = 67 + 10 \cdot d \text{ kPa}$$

Una vez obtenida la ley de presiones verticales efectivas del terreno y la distribución de presiones del agua en el trasdós, se debe calcular el empuje unitario activo efectivo para cada valor de z, mediante la expresión:

$$e'_a = \sigma'_v \cdot K_a - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a}$$

Donde,

σ'_v es la presión efectiva vertical

K_a es el coeficiente de empuje activo de tierras

c' es la cohesión efectiva

La *Tabla 2* muestra los resultados del empuje unitario activo para cada valor de z. Además, en la *Figura 7* se observa la distribución de empujes unitarios efectivos activos y los empujes del agua en el trasdós.

Tabla 2. Empujes unitarios activos efectivos de cada estrato en función de d

	z (m)	e'_a (kPa)
RELLENOS	0	3,33
	1,8	14,43
ARENAS LIMOSAS	1,8	23,48
	8,5	46,4
ARCILLAS BAJA PLASTICIDAD	8,5	32,8
	8,5 + d	(3,86·d) + 32,8

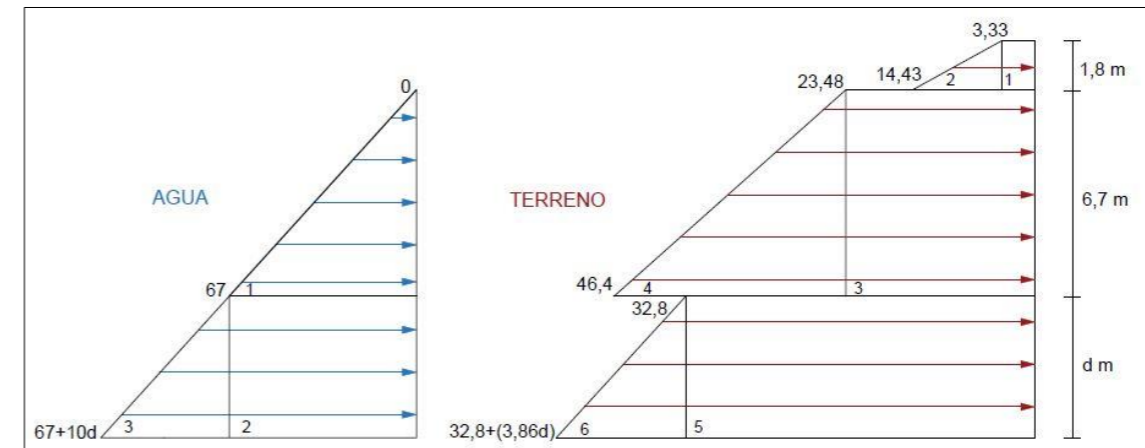


Figura 7. Distribución de empujes unitarios efectivos activos en kPa. (Fuente: elaboración propia)

Se calculan los empujes activos del terreno (E'_a) y los empujes del agua (E_w), dichos resultados pueden observarse en la *Tabla 3* y la *Tabla 4* respectivamente.

Tabla 3. Empujes activos del terreno

	E_{ai}' (kPa)
E_{a1}'	5,99
E_{a2}'	9,99
E_{a3}'	199,58
E_{a4}'	97,41
E_{a5}'	32,8·d
E_{a6}'	1,93·d
E_{aTotal}'	312,97+32,8·d+1,93·d ²

Tabla 4. Empujes del agua en el trasdós

Ew _i (kPa)	
Ew ₁	224,45
Ew ₂	67·d
Ew ₃	5·d ²
Ew _{Total}	224,45+67·d+5·d ²

Para obtener el empuje pasivo es necesario conocer de cada estrato el ángulo de rozamiento efectivo (ϕ'), la cohesión efectiva (c'), los pesos aparentes (γ_{ap}) y el coeficiente de empuje pasivo de tierras (K_p), el cual se define mediante la siguiente expresión:

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

Tabla 5. Parámetros geotécnicos necesarios para el empuje pasivo

	ϕ' (°)	c' (kPa)	γ_{ap} (kN/m ³)	K_p (kPa)
Rellenos	30	0	18.5	0.33
Arenas limosas	34	0	22.1	0.28
Arcillas baja plasticidad	26	25	19.9	0.39

En el intradós, se obtiene la ley de presiones verticales efectivas del terreno (kPa).

$$0 \leq z \leq 4,1$$

$$\sigma_v = 22,1 \cdot z$$

$$u_v = 10 \cdot z$$

$$\sigma'_v = 12,1 \cdot z$$

$$4,1 \leq z \leq 4,1 + d$$

$$\sigma_v = 22,1 \cdot 4,1 + 19,9 \cdot (z - 4,1) = 19,9 \cdot z + 9,02$$

$$u_v = 10 \cdot z$$

$$\sigma'_v = 9,9 \cdot z + 9,02$$

Asimismo, se obtiene la distribución de presiones verticales del agua en el intradós (kPa).

$$0 \leq z \leq 4,1 + d$$

$$u_v = 10 \cdot z$$

$$u_v(0) = 0$$

$$u_v(4,1) = 41$$

$$u_v(4,1 + d) = 41 + 10 \cdot d$$

Una vez obtenidas la ley de presiones verticales efectivas del terreno y la distribución de presiones del agua en el intradós, se debe calcular el empuje unitario pasivo efectivo para cada valor de z, mediante la expresión:

$$e'_p = \sigma'_v \cdot K_p + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_p}$$

Donde,

σ'_v es la presión efectiva vertical

K_p es el coeficiente de empuje pasivo de tierras

c' es la cohesión efectiva

La Tabla 6 muestra los resultados del empuje unitario pasivo para cada valor de z. Además, en la Figura 8 se observa la distribución de empujes unitarios efectivos pasivos y el empuje del agua en el intradós.

Tabla 6. Empujes unitarios pasivos efectivos de cada estrato en función de d

	z (m)	e _p ' (kPa)
ARENAS LIMOSAS	0	0
	4,1	175,6
ARCILLAS BAJA PLASTICIDAD	4,1	207
	4,1+d	207+25,3·d

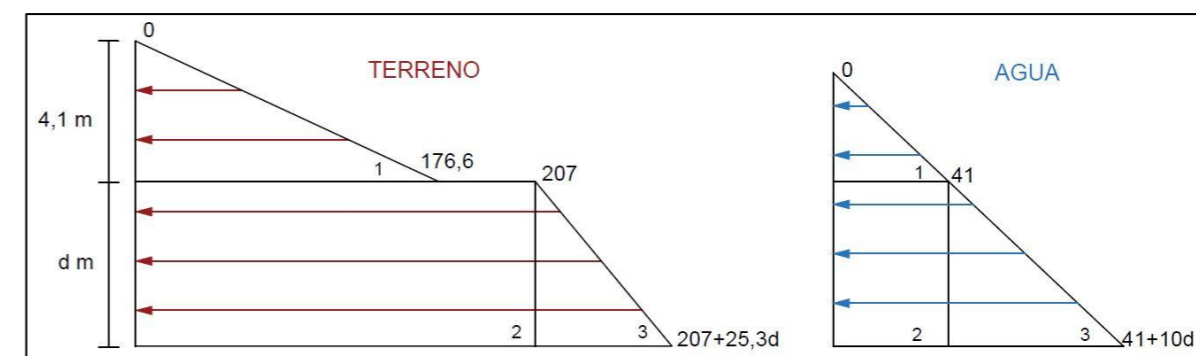


Figura 8. Distribución de empujes unitarios efectivos pasivos en kPa. (Fuente: elaboración propia)

Se calculan los empujes pasivos del terreno (E_p') y los empujes del agua (E_w), dichos resultados pueden observarse en la *Tabla 7* y la *Tabla 8* respectivamente.

Tabla 7. Empujes pasivos del terreno

E_{pi}' (kPa)	
E_{p1}'	359,98
E_{p2}'	$207 \cdot d$
E_{p3}'	$12,65 \cdot d^2$
$E_p'^{Total}$	$359,98 + 207 \cdot d + 12,65 \cdot d^2$

Tabla 8. Empujes del agua en el intradós

E_{wi} (kPa)	
E_{w1}	84,05
E_{w2}	$41 \cdot d$
E_{w3}	$5 \cdot d^2$
E_{wTotal}	$84,05 + 41 \cdot d + 5 \cdot d^2$

3.2. DIMENSIONADO DE LAS TABLESTACAS

Una vez obtenidos los empujes, para resolver la longitud de las tablestacas se utiliza el Método de Blume donde se plantea un modelo isostático que tiene como incógnitas el empotramiento y el contraempuje. El empotramiento se resuelve planteando momentos respecto al punto P (dicho punto se observa en la *Figura 6*).

Para ello se debe calcular la resultante de los empujes, tanto activos como pasivos, y sus puntos de aplicación. Se observan los resultados en la *Tabla 9* y *Tabla 10*, respectivamente.

Tabla 9. Resultante de empujes activos

Empuje activo (kPa) · X_{ai}	Resultante de empuje activo (kPa)
$E_{a1}' \cdot X_{a1}$	$45,52 + 5,99 \cdot d$
$E_{a2}' \cdot X_{a2}$	$72,9 + 9,99 \cdot d$
$E_{a3}' \cdot X_{a3}$	$668,6 + 199,58 \cdot d$
$E_{a4}' \cdot X_{a4}$	$217,22 + 97,41 \cdot d$
$E_{a5}' \cdot X_{a5}$	$16,4 \cdot d^2$
$E_{a6}' \cdot X_{a6}$	$0,97 \cdot d^2$
$E_{w1} \cdot X_{w1}$	$501,27 + 224,45 \cdot d$
$E_{w2} \cdot X_{w2}$	$33,5 \cdot d^2$
$E_{w3} \cdot X_{w3}$	$1,7 \cdot d^3$
$E_a'^{TOTAL} \cdot X_{E_a,TOTAL}$	$1505,51 + 537,44 \cdot d + 49,9 \cdot d^2 + 2,67 \cdot d^3$

Tabla 10. Resultante de empujes pasivos

Empuje pasivo (kPa) · X_{pi}	Resultante de empuje pasivo (kPa)
$E_{p1}' \cdot X_{p1}$	$491,9 + 359,98 \cdot d$
$E_{p2}' \cdot X_{p2}$	$103,5 \cdot d^2$
$E_{p3}' \cdot X_{p3}$	$4,21 \cdot d^3$
$E_{w1} \cdot X_{w1}$	$114,86 + 84,05 \cdot d$
$E_{w2} \cdot X_{w2}$	$20,5 \cdot d^2$
$E_{w3} \cdot X_{w3}$	$1,67 \cdot d^3$
$E_p'^{TOTAL} \cdot X_{E_p,TOTAL}$	$606,76 + 444,03 \cdot d + 124 \cdot d^2 + 5,88 \cdot d^3$

Una vez obtenida la resultante de empujes activos y pasivos, se igualan ambas partes. De esta manera se consigue que la pantalla no vuelque y, además, se obtiene la profundidad 'd', necesaria para conseguir la longitud de empotramiento de la tablestaca.

$$\begin{aligned}
 1505,51 + 537,44 \cdot d + 49,9 \cdot d^2 + 2,67 \cdot d^3 &= \\
 &= 606,76 + 444,03 \cdot d + 124 \cdot d^2 + 5,88 \cdot d^3 \\
 d &= 3,8 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Este valor justifica que la tablestaca sobrepasa el nivel de arcillas y queda empotrado en el nivel de arenas con gravas. Al sobrepasar el estrato de arcillas, corta completamente la red de flujo, por lo que, si las tablestacas cierran correctamente el recinto, lo cual depende de la ejecución, se debe estudiar la inestabilidad hidráulica denominada levantamiento de fondo. Dicha comprobación se realiza en el apartado '4. Inestabilidad hidráulica' de este mismo Anejo.

Para obtener la longitud total de la tablestaca se debe tener en cuenta:

- Longitud en voladizo = 4,4 m.
- Longitud de empotramiento = $4,1 + d = 7,9$ m.
- Por seguridad, se toma como empotramiento el obtenido incrementado en un 20%, es decir, una longitud de empotramiento de 9,48 m.
- Se considera 0,5 m de tablestaca por encima de la superficie del terreno.

Por tanto, la longitud de la tablestaca es:

$$L_{tablestaca} = 4,4 \text{ m} + 9,48 \text{ m} + 0,5 \text{ m} = 14,38 \text{ m} \cong 14,5 \text{ m}$$

4. INESTABILIDAD HIDRÁULICA

El flujo superficial y subterráneo del agua, así como los cambios en el nivel freático de un terreno, por causas naturales o artificiales, provocan consecuencias tanto en el terreno propio como en los colindantes. En el caso de una excavación que intercepte la capa freática va a suponer problemas tanto para la propia excavación, y posterior ejecución de las obras en el recinto, como en los terrenos y estructuras colindantes.

Los problemas del agua como factor desestabilizante se pueden resolver si se mantiene el agua lejos de las zonas donde puede causar daño o bien se controla el agua que entra mediante drenajes. Si no se controla la infiltración, entonces el agua puede hacer migrar las partículas finas del suelo hacia una salida, ocasionando sifonamientos o roturas por erosión, o bien se incrementa la saturación, la corriente interna, o se dan excesivas subpresiones o fuerzas de infiltración.

Respecto a la excavación que se aborda en este trabajo, la inestabilidad hidráulica que podría producirse es levantamiento de fondo o taponazo (uplift), ya que, es típico de un estrato de baja permeabilidad como las arcillas, en este caso el situado entre las cotas -8,5 m y -12,5 m, situado sobre un acuífero confinado de mayor conductividad hidráulica como es en este caso el estrato de arenas con gravas, localizado a partir de la cota -12,5 m. En esta situación, el fondo de la excavación será inestable cuando el peso del terreno no es capaz de equilibrar al empuje del agua.

Para comprobar si se da dicho fenómeno en el área de estudio, se analiza la inestabilidad en un punto 'M', situado en el plano de contacto entre el estrato de arcillas de baja plasticidad y el estrato de arenas con gravas, tal y como se observa en la *Figura 9*.

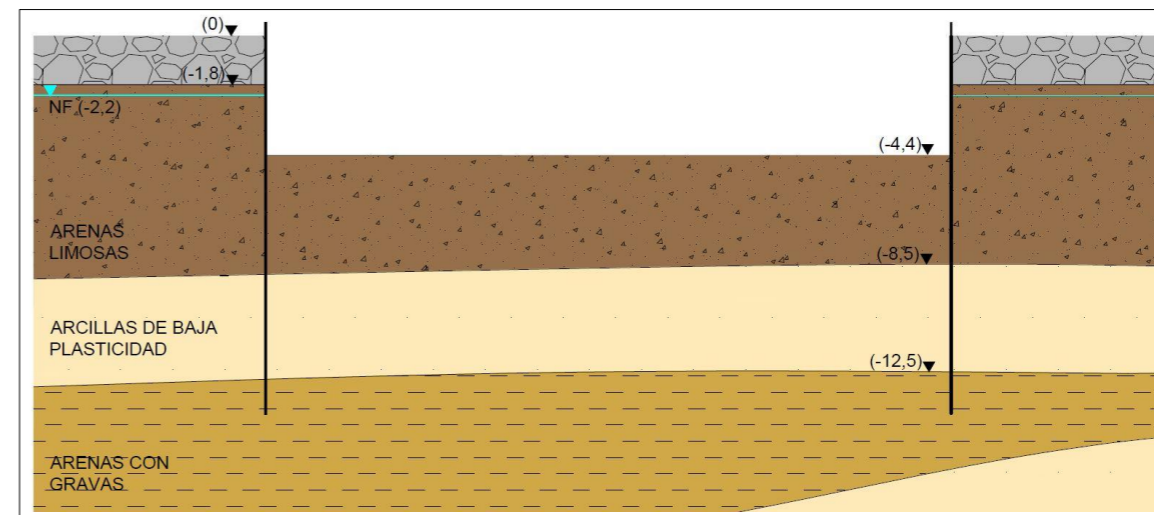


Figura 9. Perfil estratigráfico con tablestacas hincadas y excavación realizada indicando el punto M de estudio. Cotitas en metros (Fuente: elaboración propia)

La condición para que el material permeable rompa y levante el bloque de material impermeable es que la tensión efectiva en el punto 'M' sea igual a cero. ($\sigma_M' = 0$). Para ello, se debe calcular la presión total y la presión del agua en el punto 'M'. La columna de agua que debe calcularse es la máxima que se puede dar en el trasdós de las tablestacas, es decir, la situación más desfavorable. Por tanto, se va a considerar que el máximo corresponde a la DANA de 2019 que dio lugar a que el agua se embalsara sobre la superficie del terreno hasta casi 0,5 m por encima de la superficie del terreno en esta zona de la ciudad.

$$\begin{aligned} \sigma_M &= \gamma_{sat_{arenas}} \cdot 4,1 + \gamma_{sat_{arcillas}} \cdot 4 = \\ &= 22,1 \cdot 4,1 + 19,9 \cdot 4 = 170,2 \text{ kPa} \\ u_M &= \gamma_w \cdot (12,5 + 0,5) = 130 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$F = \frac{170,21}{103} = 1,3$$

Se comprueba que el levantamiento de fondo en las arcillas no tendrá lugar, ya que se observa que, en el peor de los escenarios, la tensión efectiva en el punto 'M' es distinta de cero y, además, se obtiene un coeficiente de seguridad ($F=1,3$) que es usual en ingeniería.

5.RESUMEN Y CONCLUSIONES

En el presente anejo se ha efectuado el análisis de la inestabilidad de los taludes en la fase de excavación, así como el cálculo del sistema de contención más adecuado para resolver dicha inestabilidad.

En consecuencia, se obtienen las siguientes conclusiones:

1. Mediante la aplicación SLIDE 5.0 (Rocscience,2005), basada en el método 'Bishop simplificado', se ha estudiado la estabilidad de los taludes de excavación en las siguientes situaciones: taludes verticales y taludes inclinados 60°, 45° y 30°. Los resultados obtenidos indican que se producen roturas parciales del terreno, por tanto, se trata de una inestabilidad a resolver.
2. Para que no se produzca dicha inestabilidad los taludes deberían tener una elevada inclinación, lo que supone una sobreexcavación de gran volumen y una ocupación mucho mayor a la necesaria en la parcela, por tanto, se descarta esta opción y se recurre a diseñar un sistema de contención.
3. El sistema de contención más adecuado es el tablestacado. La longitud de las tablestacas se resuelve utilizando el método de Blume. Se obtiene que la longitud de las tablestacas resulta ser de 14,5m, apoyadas en un estrato de arenas con gravas que se localiza a partir de la cota -12,5 m
4. Se analiza la posibilidad de que se produzca una inestabilidad hidráulica como consecuencia del proceso de excavación del recinto. En este caso, el fenómeno a analizar es el levantamiento de fondo en el plano de contacto entre un estrato de arcillas y el inmediatamente inferior de arenas con gravas, a cota -12,5 m. Se realiza la comprobación para la situación más desfavorable, y se obtiene un coeficiente de seguridad frente a levantamiento de fondo de $F=1,3$, por tanto, no se produce levantamiento de fondo.