

TRABAJO FIN DE GRADO

ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA EXCAVACIÓN Y CIMENTACIÓN DE UNA ESTACIÓN DE BOMBEO EN EL CRUCE DE LA AVENIDA JESÚS MORANTE BORRÁS, EL CAMÍ DEL VALLADAR Y LA AUTOPISTA V-15, EN VALENCIA.

Presentado por
González Fernández, Ana

Para la obtención del
Grado en Ingeniería Civil

Curso: 2021/2022

Tutora: María Elvira Garrido de la Torre

RESUMEN

El presente trabajo de fin de grado consistirá en resolver los problemas geotécnicos derivados de la construcción de una estación de bombeo en una zona cercana al cruce de la Avenida de Jesús Morante Borrás, el Camí del valladar y la autopista V-15, en Valencia.

Se trata de una zona muy compleja desde el punto de vista geológico con innumerables cambios de terreno, horizontales y verticales, debido a su situación cercana a la desembocadura del río Turia. En el área de trabajo son habituales la presencia de potentes capas turba arcillosa de muy baja capacidad portante y elevada deformabilidad, además de la presencia muy superficial del nivel freático por lo que podrían producirse problemas de inestabilidad.

Esta configuración geológica y con la cercanía al mar, dan lugar a la existencia de numerosos niveles piezométricos que condicionan altamente la construcción de estructuras enterradas como la estación de bombeo objeto de este trabajo.

Los problemas geotécnicos que derivan de la construcción de esta estructura, así como la comprobación del estado límites últimos y de servicio son los objetivos de este trabajo, por tanto, conocida la geometría y la cota de apoyo en el terreno, que constituyen condicionantes de partida, el procedimiento que se va seguir para comprobar la seguridad de la estructura, está basado en el concepto de estados límite.

Los estudios previos permitirán establecer los condicionantes geológicos, topográficos y sísmicos. A continuación, se determinarán las características geomecánicas del terreno, en base a los resultados de las campañas de ensayos de campo y laboratorio, facilitadas por los tutores. Con estos datos se realizarán las comprobaciones de seguridad relativas al estado límite último de hundimiento y estado límite de servicio de deformación excesiva del terreno.

Por último, se analizará la excavabilidad del terreno, así como la posibilidad de que se produzca alguna inestabilidad del terreno como consecuencia de la misma y se definirá el método de contención más adecuado para la construcción de la mencionada estructura.

PALABRAS CLAVE

- Estación de bombeo.
- Comprobaciones geotécnicas.
- Flotabilidad.
- Excavación.
- Sistemas de contención.

RESUM

El present treball de fi de grau consistirà a resoldre els problemes geotècnics derivats de la construcció d'una estació de bombament en una zona pròxima a l'encreuament de l'Avinguda de Jesús Morante Borrás, el Camí del valladar i l'autopista V-15, a València.

Es tracta d'una zona molt complexa des del punt de vista geològic amb innumbrables canvis de terreny, horitzontals i verticals, a causa de la seua situació pròxima a la desembocadura del riu Túria. En l'àrea de treball són habituals la presència de potents capes torba argilènca de molt baixa capacitat portant i elevada deformabilitat, a més de la presència molt superficial del nivell freàtic pel que podrien produir-se problemes d'inestabilitat.

Aquesta configuració geològica i amb la proximitat a la mar, donen lloc a l'existència de nombrosos nivells piezomètrics que condicionen altament la construcció d'estructures enterrades com l'estació de bombament objecte d'aquest treball.

Els problemes geotècnics que deriven de la construcció d'aquesta estructura, així com la comprovació de l'estat límits últims i de servei són els objectius d'aquest treball per tant, coneguda la geometria i la cota de suport en el terreny, que constitueixen condicionants de partida, el procediment que es va seguir per a comprovar la seguretat de l'estructura, està basat en el concepte d'estats límit.

Els estudis previs permetran establir els condicionants geològics, topogràfics i sísmics. A continuació, es determinaran les característiques geomecàniques del terreny, sobre la base dels resultats de les campanyes d'assajos de camp i laboratori, facilitades pels tutors. Amb aquestes dades es realitzaran les comprovacions de seguretat relatives a l'estat límit últim d'enfonsament i estat límit de servei de deformació excessiva del terreny.

Finalment, s'analitzarà la excavabilitat del terreny, així com la possibilitat que es produísca alguna inestabilitat del terreny a conseqüència de la mateixa i es definirà el mètode de contenció més adequat per a la construcció de l'esmentada estructura.

PARAULES CLAU

- Estació de bombament.
- Comprovacions geotècniques.
- Flotabilitat.
- Excavació.
- Sistemes de contenció.

ABSTRACT

The purpose of this Final Degree Work consist of solving the geotechnical problems derived from the construction of a pumping station in an area near the intersection of Avenida de Jesús Morante Borrás, Camí del Valladar and the V-15 motorway in Southeastern Valencia.

This is a complex area from a geological point of view, with innumerable horizontal and vertical changes in the soil, due to its location near of river Turia final stretch. In the working area there are usually powerful clayey peat layers with low bearing capacity and high deformability, as well as the very superficial presence of the water table, which could cause instability problems.

This geological configuration and the proximity to the sea can lead to numerous piezometric levels which highly condition the construction of buried structures such as the pumping station which is the subject of this work.

The geotechnical problems deriving from the construction of this type of structure, as well as the verification of the limit states are the objectives of this work. Therefore, once the geometry and the level of support in the soil are known, which constitute the starting conditions, the procedure to be followed to verify the safety of the structure is based on the concept of limit states.

The preliminary studies will make it possible to establish the geological, topographical and seismic conditions. Next, the geomechanical characteristics of the soil will be determined, based on the results of the in situ and laboratory tests provided by the tutors. With these data, safety checks will be carried out.

Finally, (i) the excavability of the soil is analysed, as well as the possibility of some instability happens as a consequence of this procedure, and (ii) the most suitable method for the construction of the mentioned underground structure

KEYWORDS

- Pumping station.
- Geotechnical tests.
- Flotability.
- Excavation.
- Sheet piles.

DOCUMENTOS

MEMORIA

ANEJOS:

ANEJO Nº0: RELACIÓN CON LOS OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE DE LA
AGENDA 2030 DE NACIONES UNIDAS.

ANEJO Nº 1: LOCALIZACIÓN.

ANEJO Nº 2: DOCUMENTACIÓN GRÁFICA.

ANEJO Nº 3: COMPROBACIONES TÉCNICAS.

MEMORIA

ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA EXCAVACIÓN Y CIMENTACIÓN DE UNA ESTACIÓN DE BOMBEO EN EL CRUCE DE LA AVENIDA JESÚS MORANTE BORRÁS, EL CAMÍ DEL VALLADAR Y LA AUTOPISTA V-15, EN VALENCIA.

Presentado por

González Fernández, Ana

Para la obtención del

Grado en Ingeniería Civil

Curso: 2021/2022

Tutora: María Elvira Garrido de la Torre

Índice

1. Introducción	5
1.1 Antecedentes	5
1.2 Condicionantes	6
1.3 Estación de Bombeo	6
1.4 Objeto y Alcance	7
2. Estudios previos	7
2.1 Geología	7
2.2 Geomorfología	8
2.3 Sismología	9
2.4 Hidrogeología	10
2.5 Climatología	11
3. Parametrización del terreno	12
3.1 Campaña Geotécnica	12
3.1.1 Sondeo mecánico	12
3.1.2 Descripción de la Penetración Dinámica DPSH	13
3.2 Perfil estratigráfico	14
3.3 Ensayos de laboratorio	15
4. Comprobaciones geotécnicas	18
4.1 Comprobaciones técnicas	19
4.1.1 Estado límite último: Hundimiento	19
4.1.2 Estado límite de servicio: Flotabilidad	19
4.1.3 Estado límite de servicio; Deformación del terreno	19
4.1.4 Estabilidad de Taludes	20
4.1.5 Sistemas de contención	21
5. Objetivos de Desarrollo Sostenible de la Agenda 2030 según las Naciones Unidas	22
6. Conclusiones	23

Índice de Figuras

Figura 1: Localización del área de estudio entre la Avenida de Jesús Morante Borrás y la autopista V-15. Fuente: Google Earth.	5
Figura 2: Ubicación prevista para la estación de bombeo en la zona de estudio. Fuente: Google Earth.	5
Figura 3: Ubicación prevista para la estación de bombeo en la zona de estudio	6
Figura 4: Sección y alzado de la estación de bombeo	6
Figura 5: Esquema Regional, escala 1:1.000.000. Fuente: IGME	7
Figura 6: Leyenda. Fuente: IGME	7
Figura 7: Situación de la Estación de bombeo en Google Earth con el mapa MAGNA-50. Fuente: Elaboración propia	8
Figura 8: Fragmento de la leyenda litológica. Fuente: Elaborado a partir de la hoja nº 722 del IGME	8
Figura 9: Mapa del Instituto Cartográfico de Valencia, Usos del suelo y Geomorfología. Fuente: GVA	9
Figura 10: Mapa de peligrosidad sísmica. Fuente: Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02	10
Figura 11: Coeficiente del terreno. Fuente: Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02	10
Figura 12: Temperatura máxima y mínima promedio. Fuente: Weatherspark	11
Figura 13: Promedio mensual de lluvia en Valencia. Fuente: Weatherspark	11
Figura 14: Emplazamiento y ubicación de la estación y ensayos. Fuente: Elaboración propia	12
Figura 15: Perfil estratigráfico. Fuente: Elaboración propia	15
Figura 16: Perfil estratigráfico con la construcción es la estación de bombeo. Fuente: Elaboración propia	18
Figura 17: Contorno del perfil del terreno con los estratos con talud vertical. Fuente: Slide	20
Figura 18: Modelo con una pendiente de 45º, sin capa de nivel freático y con sobrecarga. Fuente: Slide	21
Figura 19: Perfil estratigráfico con tablestaca con una profundidad de "d". Fuente: Elaboración propia.	22

Índice de Tablas

Tabla 1: Resumen de las características del sondeo y de la prueba de penetración dinámica. Fuente: Elaboración propia	12
Tabla 2: Tabla resumen de los ensayos realizados en la muestra MG-1.	16
Tabla 3: Tabla resumen de los ensayos realizados en la muestra SPT-1.	16
Tabla 4: Tabla resumen de los ensayos realizados en la muestra MG-2.	16
Tabla 5: Tabla resumen de los ensayos realizados en la muestra MG-2.	16
Tabla 6: Tabla resumen de los ensayos realizados en la muestra MG-3.	17
Tabla 7: Tabla resumen de los ensayos realizados en la muestra MG-3.	17
Tabla 8: Tabla resumen de los ensayos realizados en la muestra MG-4.	17
Tabla 9: Tabla resumen de los ensayos realizados en la muestra MG-4.	17
Tabla 10: Tabla resumen de los ensayos realizados en la muestra MG-5.	17
Tabla 11: Tabla resumen de los ensayos realizados en la muestra MG-5.	17
Tabla 12: Tabla resumen de los ensayos realizados en la muestra SPT-2.	17
Tabla 13: Tabla resumen de los ensayos realizados en la muestra MG-6.	18
Tabla 14: Resumen de los cálculos de Flotabilidad. Fuente: Elaboración propia	19
Tabla 15: Resultados obtenidos de las simulaciones	21

1. Introducción

El presente trabajo de Fin de Grado tiene como objetivo la redacción de un estudio geotécnico para la construcción de una estación de bombeo que se situará al final de la Avenida de Jesús Morante Borrás, Valencia (Figura 1). Estará ubicado junto al acceso sureste de la ciudad de Valencia, autopista V-15, en el PP.KK 2+350.

1.1 Antecedentes

Este estudio geotécnico tiene la finalidad de resolver los numerosos problemas que podrían darse en la construcción de una estación de bombeo que se proyecta totalmente enterrada en una zona donde es de esperar que el nivel freático se localice muy cerca de la superficie del terreno.

Las estaciones de bombeo se utilizan tanto para la gestión del agua como el alcantarillado. Pueden llevar cualquier tipo de fluido desde una altura a otra con una altura mayor, haciendo que pueda llegar al punto de la instalación que sea necesario. Las estaciones de bombeo tienen por elemento principal a los grupos de bombas. El papel que juegan las mismas es el de proporcionar caudal y presión al conjunto del sistema y es muy importante conocer cómo van a comportarse en el mismo en base a sus curvas motrices.

Se deben colocar en el lugar que permita un correcto, seguro y continuo funcionamiento de ésta. Cabe destacar que el lugar donde se va a construir nuestra estación tiene un fácil acceso para su mantenimiento, construcción y operación.

En este caso concreto, se trata de una estación para bombeo de aguas residuales hacia el colector que lleva estas a la depuradora de Pinedo, más al sureste de la ciudad.

La estación se sitúa al sureste de Valencia en una zona urbana, en la zona sureste de la misma que presenta una topografía plana. La zona donde se prevé ubicarla es una zona ajardinada, está entre la autopista V-15 y la avenida anteriormente citada, y está atravesada por el carril bici que bordea la autopista V-15 a su salida de Valencia.

A su alrededor encontramos algunas casas cercanas, aunque no colindantes y parcelas para cultivo al este. También es de interés que al norte de la zona donde se construirá la estación encontramos un pequeño parque infantil con columpios y zonas de descanso.

El solar en el que se encuentra presenta arbolado aislado y algunos matorrales con vegetación baja y poco frondosa (Figura 2). El ancho de la parcela varía a lo largo de la misma, incluyendo el carril bici tiene alrededor de 15 metros de ancho en la zona noreste y 90 metros de ancho en el extremo suroeste.

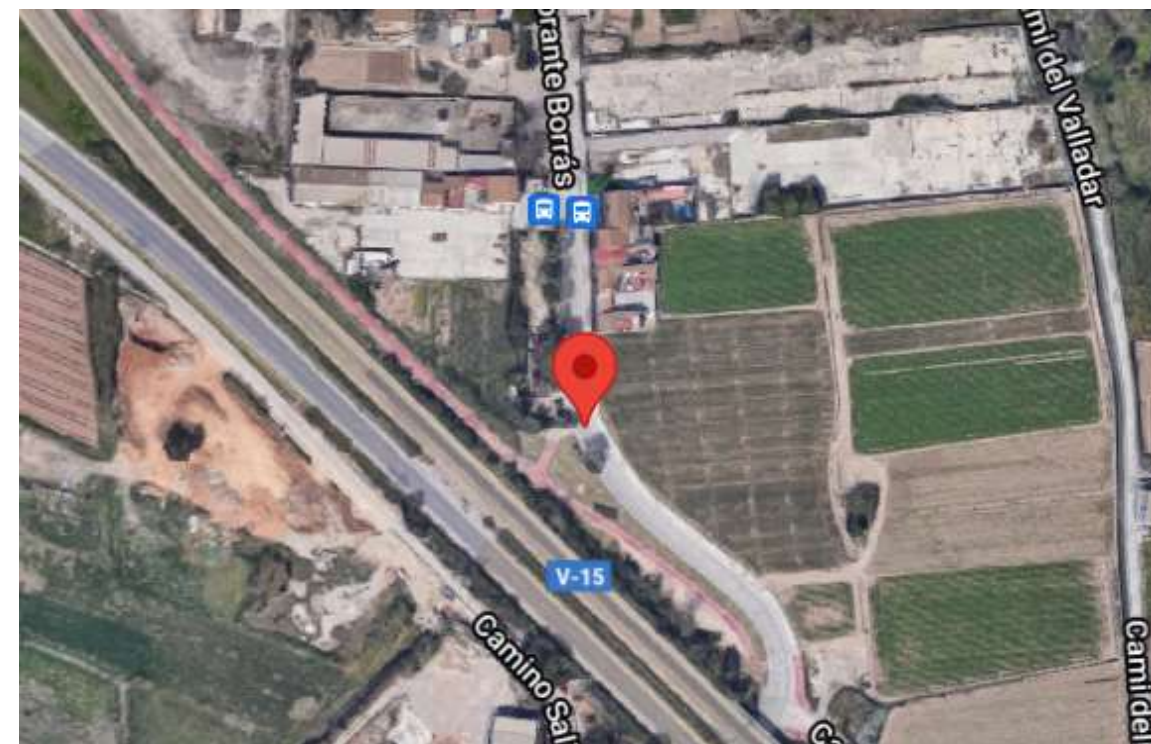


Figura 1: Localización del área de estudio entre la Avenida de Jesús Morante Borrás y la autopista V-15. Fuente: Google Earth.



Figura 2: Ubicación prevista para la estación de bombeo en la zona de estudio. Fuente: Google Earth.

1.2 Condicionantes

Uno de los objetivos básicos de este trabajo se centra en plantear y resolver todos los problemas que puedan surgir durante la construcción de una estación de bombeo y, posteriormente después de su puesta en servicio.

Algunos de los condicionantes de esta actuación son la red de saneamiento y las infraestructuras que están situadas alrededor de la planta. Con respecto a la red de saneamiento, la solera de la planta de bombeo estará ubicada a una profundidad de 3,6 metros fijándonos al nivel de la superficie del terreno actual. En el caso de las condiciones de las infraestructuras que rodean la planta, se encuentra un carril bici que pasa por la estación de bombeo, un parque al noreste de la planta con casas bajas, campos agrícolas al este y al oeste la autopista V-15.

Para justificar la realización del estudio, la zona de trabajo donde se realiza esta estación de bombeo muestra unas características geológicas ya definidas. Teniendo en cuenta la profundidad a la que se va a construir la estación, es conocido que se pueden encontrar distintos tipos de suelos como pueden ser arenas de tamaño grano fino, limos de inundación o arcillas orgánicas de consistencia blanda, que contienen niveles de turbas negras. A esto se le suma las condiciones geográficas del emplazamiento de la estación de bombeo que se sitúa cercano al mar, con el nivel freático muy cerca de la superficie y puede que con un contenido en sulfatos mayor de lo esperado.

Debido a los condicionantes anteriores es necesario un estudio exhaustivo del terreno para diseñar una cimentación que sea suficientemente capaz de soportar las fuerzas y empujes que provienen del terreno y el agua, ya que así se podrá realizar con seguridad la obra. Podría darse algún tipo de inestabilidad hidráulica, como puede ser el sifonamiento o levantamiento de fondo, o dar lugar a alcanzar distintos estados límite que se analizaran cuidadosamente en este documento para que pueda garantizar la seguridad de la obra.

1.3 Estación de Bombeo

La estación de bombeo tiene como objetivo inducir las aguas residuales que provienen del colector principal procedente del norte de la Ciudad Valencia, del núcleo hacia el suroeste de la estación por otro colector que fluyen por una red de saneamiento independiente. El colector principal, denominado colector norte, discurre paralelo a la autopista por el margen noreste hasta unos 500 metros antes de llegar a la zona de estudio donde cruza por debajo de la autopista. Actualmente se está barajando la posibilidad de ampliar este colector hacia aguas abajo hasta llegar a la zona de estudio donde enlazará con la estación de bombeo objeto de este estudio para a continuación cruzar la autopista y enlazar con el colector que lleva las aguas residuales a la depuradora de Pinedo (Figura 3).



Figura 3: Ubicación prevista para la estación de bombeo en la zona de estudio. Fuente: Elaboración propia.

Está compuesta por una estructura de hormigón armado con una planta de 6.98 metros de largo y 3.3 metros de ancho y está diseñada a doble altura, la cámara más superficial que es la más pequeña, estará apoyada en el terreno a 1.95 metros de profundidad mientras que los dos recintos más profundos estarán apoyados en el terreno a una profundidad de 4.2 metros. Los tres recintos, están separados por muros de 0.35 metros de hormigón armado (Figura 4).

La estación tiene 4.5 metros de altura, y se ha diseñado completamente enterrada como ya se ha dicho anteriormente. Los dos recintos de mayores dimensiones es donde estarán ubicadas las bombas y las válvulas, mientras que la cámara de dimensiones más pequeñas es por donde saldrán las tuberías hacia el colector de Valladares.

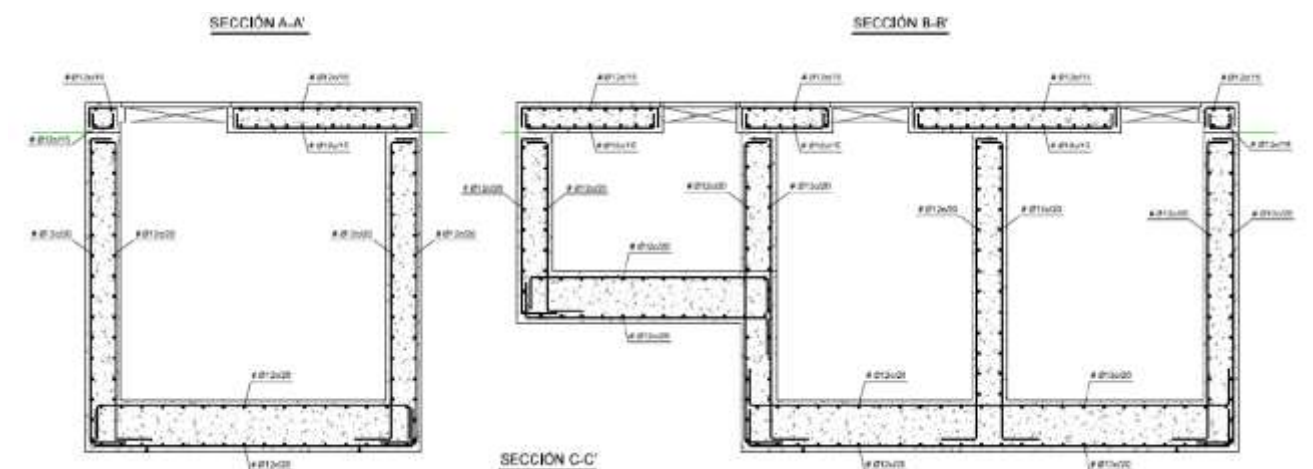


Figura 4: Sección y alzado de la estación de bombeo. Fuente: Proporcionado por la tutora.

Como se ha explicado y calculado en el anejo de cálculos, se ha supuesto el peso de las instalaciones que será de 685.20 kN. Gracias a este dato, al peso del hormigón y al volumen de agua interior que se ha obtenido gracias a las dimensiones de la estación, se han obtenido las distintas cargas según la cámara. La cámara pequeña tiene una carga transmitida de 32.80 kN/m² y la cámara grande 130 kN/m².

1.4 Objeto y Alcance

Este trabajo tiene como objetivo analizar el terreno en el que se va a construir la estación de bombeo de la zona de trabajo, así como la estabilidad y esfuerzos que admitirá esta construcción, teniendo en cuenta la excavabilidad del terreno, su resistencia y deformación y proponer las medidas necesarias para que no se agote ningún estado límite último o de servicio.

Los objetivos del presente trabajo son:

- Estudio de la campaña geotécnica y caracterización del terreno.
- Cálculo del cambio que producen las tensiones en el terreno durante el proceso constructivo de la estación de bombeo y tras su puesta en servicio.
- Comprobaciones de estados límites de hundimiento, deformación excesiva y flotabilidad.
- Comprobación y afección del nivel freático y de posibles inestabilidades hidráulicas.
- Estudio de la excavabilidad.
- Diseño del método de contención más eficiente.

2. Estudios previos

2.1 Geología

Al tratarse de un estudio geotécnico para la excavación de una estación de bombeo, es necesario la existencia de este apartado, ya que es un estudio de detalle de la litología y estratigrafía de la zona.

Se ha llevado a cabo una búsqueda de información en el portal de cartografía geocientífica digital del Instituto Geológico y Minero de España (IGME), empleando la serie de mapas geológicos MAGNA 50 a escala 1:50.000. Se ha seleccionado la hoja nº 722, denominada Valencia, que contiene la zona de estudio. Esta zona está compuesta mayoritariamente por limos negros.

Se sitúa dentro de la estratigrafía que incluye materiales del Cuaternario, no existe gran cantidad de litoestratigrafías por lo que únicamente se estudiara el Cuaternario (Figura 5).

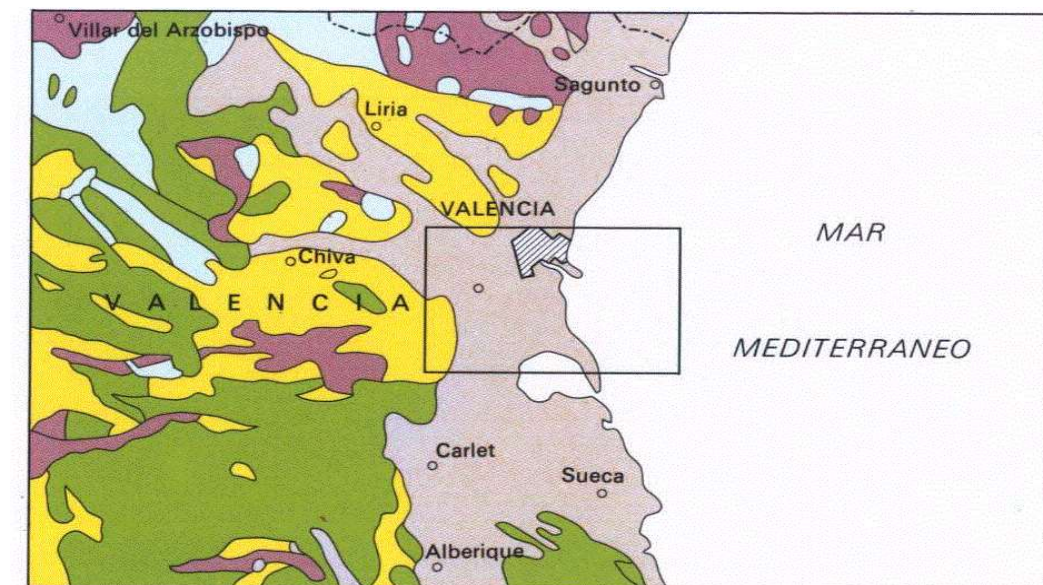


Figura 5: Esquema Regional, escala 1:1.000.000. Fuente: IGME



Figura 6: Leyenda. Fuente: IGME

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. Se han distinguido tres tipos de depósitos bien diferenciados, con diferentes variantes dentro de cada uno de ellos: depósitos marinos (nº 24, figuras 7 y 8), y depósitos mixtos (nº 16 y 19, figuras 7 y 8).

En este caso al tener la variante de depósitos mixtos continentales-marinos, y al tratarse Limos de inundación- Q_1L . Forman un amplio cono que corresponde a la parte superficial del 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. Bajan desde los alrededores de Manises en suave pendiente hasta la costa.

Se ha justificado introduciendo el enlace del visor del IGME, en el programa Google Earth, para comprobar con exactitud la litología de la zona (Figura 7). En superficie, el IGME describe la presencia de limos pardos (número 19, figura 8) corresponde con la ubicación de la estación de bombeo en diseño (Figura 8). Para determinar la estratigrafía en profundidad se realizará una campaña geotécnica que se describe en el capítulo 3 de este documento.



Figura 7: Situación de la Estación de bombeo en Google Earth con el mapa MAGNA-50. Fuente: Elaboración propia

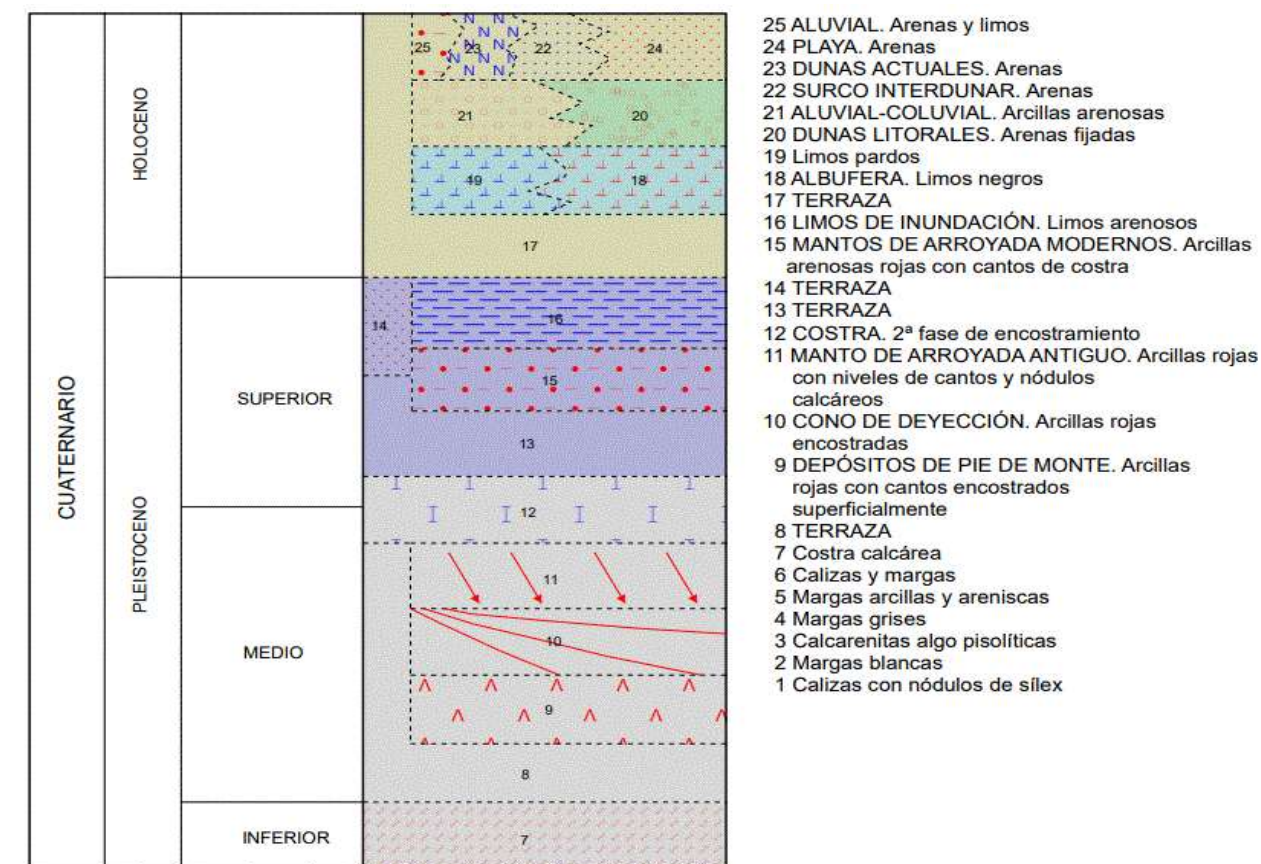


Figura 8: Fragmento de la leyenda litológica. Fuente: Elaborado a partir de la hoja nº 722 del IGME

2.2 Geomorfología

La geomorfología es una ciencia que estudia la estructura de la forma de la corteza de la Tierra, analizando las características de la corteza de nuestro planeta. Esta ciencia proviene de una rama de la geología, su objetivo es la forma de la superficie tramitando algunos procesos que se han ido desarrollando a lo largo de la historia. También puede influir en el relieve, geomorfología fluvial, climática, eólica y por último glaciar.

Teniendo en cuenta el caso de la estación de bombeo, en el terreno de la zona de estudio no se observan grandes desniveles, es más bien una zona plana. Presenta un relieve con escasas ondulaciones, Valencia es una ciudad prácticamente plana, pero puede variar según la ubicación en la que se encuentre. A continuación, se puede comprobar en el perfil de elevaciones (Figura 10).

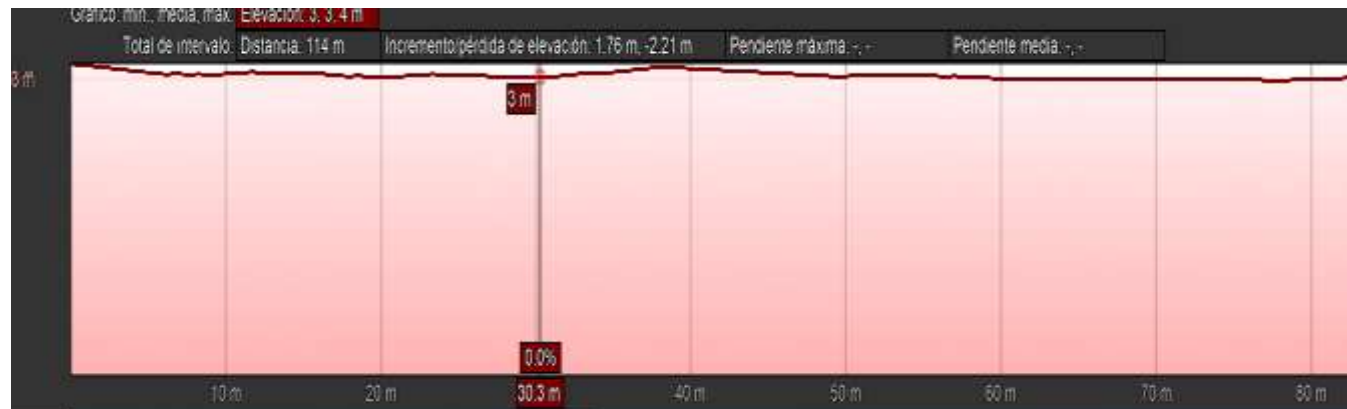


Figura 9: Perfil de elevaciones de la zona de construcción de la estación de bombeo. Fuente: Google Earth.



Figura 10: Mapa del Instituto Cartográfico de Valencia, Usos del suelo y Geomorfología. Fuente: GVA

El Instituto Cartográfico de Valencia proporciona un mapa con los usos del suelo, la ordenación del territorio y Urbanismo, el medio rural etc. En este caso para describir la geomorfología se ha utilizado la capa de Cartografía de referencia y la capa de Usos de suelo, donde se ha seleccionado SIOSE 2015 (Figura 10).

En la parcela donde se va a construir la estación de bombeo no cuenta con ningún aspecto geomorfológico relevante más que el hecho de que se trata de una parcela paralela al terraplén de la autovía V-15 y que condicionara sin duda la ejecución de la excavación para la construcción de la estación de bombeo puesto que no se puede afectar a la estabilidad del mismo. Posee las siguientes coordenadas medias X: 728.559,49, Y: 4.369.753,24 metros.

La parcela en planta consta de un área de 23.034 metros, hay que tener en cuenta que estación de bombeo está diseñada a dos niveles con losa de cubierta que se encuentra sobre la superficie, las dimensiones y toda su geometría es un condicionante impuesto por el proyecto, que no se puede modificar para el correcto funcionamiento hidráulico de la misma.

2.3 Sismología

Según la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02, si se toma como referencia, hay que destacar que el punto 1.2.2 de este documento contiene la clasificación de las construcciones que consta según la importancia que tengan. Esto podrá depender del uso que se dé y de los daños ocasionados que pueden suceder en su destrucción destacando tres rangos que pueden llegar a ser posibles:

- Importancia moderada.
- Importancia normal.
- Importancia especial.

En este caso, la estación de bombeo se encuentra en la construcción de importancia especial, aquella cuya destrucción por el terremoto, pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos. La estación de bombeo se sitúa en una zona de 0.04g de aceleración sísmica, tomando de referencia el mapa de peligrosidad sísmica del punto 2.1 de la norma (Figura 12).



Figura 11: Mapa de peligrosidad sísmica. Fuente: Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02

Para definir la aceleración sísmica de cálculo, a_c se define como producto:

$$a_{c'} = S * \rho * a_b$$

Donde:

- a_c : aceleración sísmica de cálculo, que se ha definido como producto.
- a_b : aceleración sísmica básica definida en el mapa de peligrosidad sísmica 2.1 y en el anejo I de la norma. En este caso es de 0.04g.
- ρ : coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el periodo de vida para el que se proyecta la construcción. Se deben tomar los siguientes valores:

- Construcciones de importancia normal $\rho = 1$.

- Construcciones de importancia especial $\rho = 1.3$.

- S: coeficiente de amplificación del terreno. Que se toma el valor para:

$$- \rho * a_b \leq 0,1g \rightarrow 1.3 * 0.04g \leq 0.1g \text{ por lo que } S = \frac{C}{1.25}$$

- C: coeficiente de terreno, depende de las características geotécnicas del terreno de cimentación y se detalla en el apartado 2.4 que es un punto que clasifica el terreno. Al tener un terreno tipo IV el coeficiente del terreno es de 2 (Figura 13). El terreno tipo IV es un suelo granular suelto o suelo cohesivo blando.

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

Figura 12: Coeficiente del terreno. Fuente: Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02

Por lo que aplicando la formula inicial obtendremos que $a_{c'} = 0.0832g$ habrá que tener en cuenta la sismicidad al construir la estructura.

2.4 Hidrogeología

El contexto hidrogeológico se describe tomando como referencia la información que procede de los estudios de síntesis hidrogeológica que han sido desarrollados en el ámbito de demarcación hidrográfica del Júcar según el documento de título *Encomienda de gestión para la realización de trabajos científico-técnicos de apoyo a la sostenibilidad y protección de las aguas subterráneas* elaborado por el Instituto Geológico y Minero de España a (IGME) para la Confederación Hidrográfica del Júcar (CHJ),

La ubicación que presenta la estación de bombeo está dentro de la cuenca hidrográfica del Júcar, por lo que si se toma referencia el Mapa de Situación de la Masa de Agua Subterránea se comprobaba que la estación de bombeo tiene presencia de masa de agua subterránea por lo que puede llegar a estar cerca de alguna de las redes de masa de agua superficial. La cercanía que supone el nivel freático a la superficie puede llegar a ser un gran problema a solucionar para la excavación de la estación de bombeo, teniendo en cuenta que además puede tener cierta componente salina por la cercanía al mar.

2.5 Climatología

El clima de la Comunidad Valenciana debido a su ubicación geográfica es de tipo mediterráneo, este tipo de clima tiene inviernos que no son muy fríos ya que al estar cerca al mar puede suavizar la temperatura y los veranos son muy calurosos. En estos últimos años, Valencia se ha visto afectada por periodos de lluvias intensas sobre todo en los meses de septiembre, octubre, noviembre y diciembre denominadas DANA y conocidas localmente como “gota fría”

Es necesario saber que el agua tiene un papel muy importante ya que podría provocar que el nivel freático pueda variar con respecto a las condiciones normales, en el caso de la estación de bombeo al ser una estructura “hueca”, una de las situaciones más desfavorables que podrían ocurrir sería que el nivel freático subiese hasta la superficie y esto diera lugar a inestabilidad por flotación.

A continuación, se observa en la siguiente gráfica la temperatura máxima, que será la línea roja y la temperatura mínima que se compone por la línea azul, son las temperaturas medias promedio diarias (Figura 13). Las líneas delgadas punteadas son las temperaturas promedio observadas correspondientes.

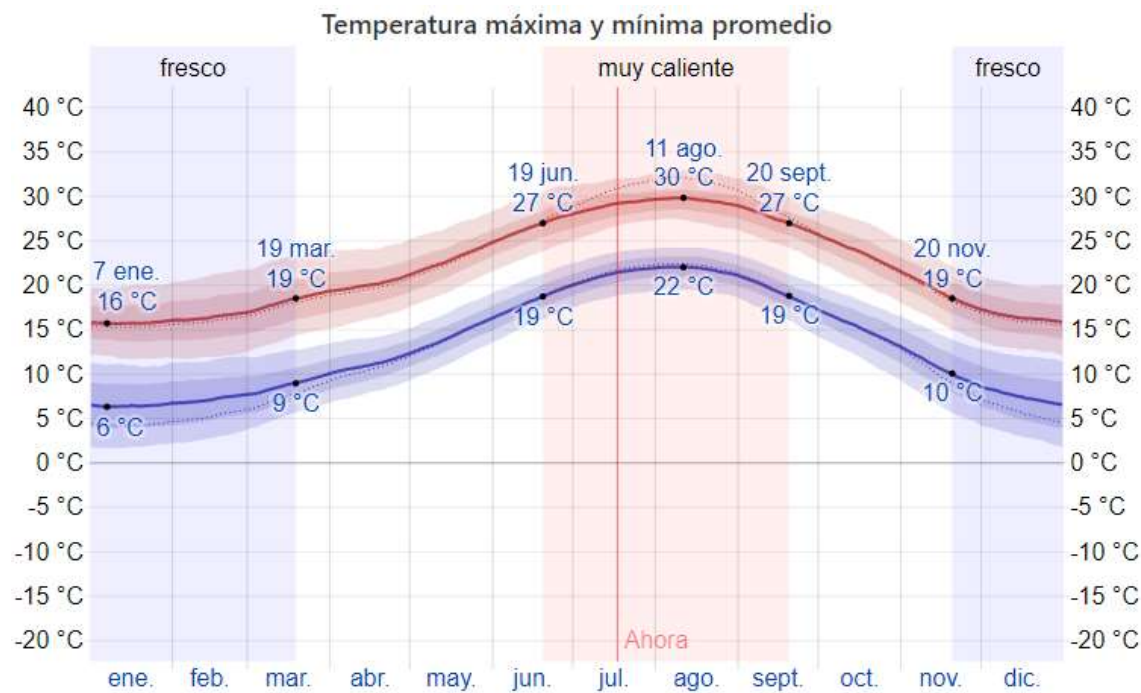


Figura 13: Temperatura máxima y mínima promedio. Fuente: Weatherspark

En cuanto a las precipitaciones, un día mojado es un día con alrededor de 1 milímetro de líquido o precipitación equivalente a líquido. Esto variara durante el año. La temporada más mojada tiene una probabilidad de casi un 11% dura alrededor de 10 meses, mientras que la temporada más seca dura 2

meses tiene una probabilidad mínima de un 3%. El tipo más común de precipitación durante el año es solo lluvia, con una probabilidad máxima del 18%. Según la figura 13, la lluvia tiene un promedio acumulada en un periodo de un mes (31 días) con las bandas de percentiles del 25º al 75º y del 10º al 90º



Figura 14: Promedio mensual de lluvia en Valencia. Fuente: Weatherspark

3. Parametrización del terreno

3.1 Campaña Geotécnica

En este apartado se realiza un estudio detallado del terreno en el que se va a construir nuestra estación de bombeo, donde se han ejecutado una serie de exploraciones y ensayos geotécnicos en el lugar de construcción. Tiene como objetivo parametrizar el terreno correctamente para realizar el diseño geotécnico.

Puesto que no existe una normativa concreta para la investigación geotécnica de este tipo de obras se puede recurrir a las recomendaciones de la Guía de cimentaciones para obras de carretera para poder ejecutar la campaña estudio bien, y el uso del Código técnico de edificación.

Siguiendo las recomendaciones de estos documentos se decidió dos puntos de reconocimiento: una prueba de penetración dinámica DPSH al noroeste de la zona donde se prevé la construcción de la estación de bombeo, mientras que se realizará en el sureste de ésta un sondeo mecánico. Estos dos ensayos no se realizan exactamente en la ubicación donde se va a realizar la estación ya que podría haber problemas debido a la existencia de niveles altos piezómetros, en el caso de que existiesen. La ubicación tanto del sondeo como el ensayo de penetración dinámica se observa en la siguiente imagen (Figura 15). Aunque la autora de este documento no participó en la planificación de esta campaña geotécnica, a mi juicio, se trata de una campaña ajustada a las necesidades de este tipo de construcciones.



Figura 15: Emplazamiento y ubicación de la estación y ensayos. Fuente: Elaboración propia

En la siguiente tabla (Tabla 1) se ha realizado un breve resumen del sondeo mecánico y la prueba de penetración dinámica, dónde se incluye la profundidad a las que se han realizado las respectivas pruebas y sus coordenadas. En este caso, para las coordenadas X e Y se ha empleado el sistema de referencias de coordenadas geográficas UTM, mientras que para la cota Z se ha empleado el sistema de coordenadas denominado Sistema Información de la Red de Alcantarillado (SIRA) que emplea habitualmente el ayuntamiento de valencia en sus proyectos. por esta razón las profundidades no empiezan a medirse a cota 0 sino con la cota que les corresponde 4,40 metros más la profundidad según el ensayo.

COORDENADAS	X	Y	Z inicial	Z final	PROFUNDIDAD (m)
PD-03	728.540,88	4.369.760,74	+4,4	-14.6	19,0
Sondeo mecánico	728.608,79	4.369.702.22	+4,3	-15.9	20,2

Tabla 1: Resumen de las características del sondeo y de la prueba de penetración dinámica. Fuente: Elaboración propia

3.1.1 Sondeo mecánico

Un sondeo geotécnico es necesario para poder reconocer el terreno, de ellos se pueden obtener muestras del terreno con las que se realizan ensayos y así poder averiguar cómo es el terreno de la zona de estudio. Se utilizan para alcanzar una profundidad mayor que con otros tipos de técnicas como pueden ser calicatas.

El sondeo se ha realizado mediante rotación con extracción de testigo, el cual se ejecutó en los primeros meses del año 2019. Llegó a perforar hasta 20.20 metros de profundidad. Como se ha podido observar en la anterior tabla (Tabla 1) las coordenadas del sondeo son X: 728.608,79 metros Y: 4.369.702.22 metros, comienza con una cota de 4.30 metros que, debido al sistema SIRA, 4.40 metros hace función de cota 0, por lo tanto, en comparación con la prueba de penetración dinámica en esta zona donde se va a realizar el sondeo va a tener un desnivel insignificante de -0.1 metros. En la Figura 15 se observa la situación exacta donde se ejecutó el sondeo mecánico. La longitud total es de 20.20 metros, de modo que la cota absoluta de finalización de éste es -15.90 metros.

A continuación, se adjunta una tabla resumen con los resultados de las muestras y ensayos SPT realizados en el interior del sondeo.

ENSAYOS DE CAMPO					
Muestras	Litología	Profundidad	N ₃₀	Cota de inicio	Cota final
	-	(m)	golpeos	(m)	(m)
MG-1	Arcillas	2.00-2.60	4	+2.23	+1.70
SPT-1	Limos arenosos	4.50-4.95	3	-0.20	-0.65
MG-2	Turbas	7.00-7.60	6	-2.70	-3.30
MG-3	Turbas	9.50-10.10	2	-5.20	-5.80
MG-4	Limos	12.00-12.60	2	-7.70	-8.30
MG-5	Limos	15.00-15.60	5	-10.70	-11.30
SPT-2	Limos arenosos	18.00-18.45	0	-13.70	-14.15
MG-6	Arcillas	19.50-20.10	3	-15.20	-15.80

Tabla 2: Tabla resumen de los ensayos en campo de las tomas.

En cuanto a los ensayos de campo, se destaca el ensayo SPT que es el ensayo de penetración dinámica. Esta prueba se suele utilizar para poder realizar un reconocimiento geotécnico, el ensayo, es el más utilizado en la elaboración de sondeos, aunque en el caso de terrenos más cohesivos su fiabilidad baja.

Trata de contar el número de golpes que han sido necesarios para introducir a una determinada profundidad una cuchara en lo más profundo del sondeo y va hincándose a base de golpes, en la tabla 14, se puede observar el valor de N, que será el número de golpes que será necesario realizar. N₃₀ es la suma de valores de los dos valores intermedios, se recorta un 30%. La cuchara debe ser cilíndrica y hueca, con una robustez destacable, cuenta con un diámetro exterior de 51 milímetros y un diámetro interior de 35 milímetros, la maza y el varillaje también están regulados por la norma UNE-EN ISO 22476-3/2006. La litología y la profundidad se han obtenido gracias a los datos que ya vienen definidos por el sondeo mecánico.

Respecto a la cota de inicio y a la cota final, es la cota que corresponde teniendo en cuenta el sistema SIRA, que es el que usa el ayuntamiento de Valencia. La cota de embocadura del sondeo es de 4.27 que, si redondeamos, tiene una cota de 4.3 metros, sólo la primera muestra tiene cotas de inicio y final positivas, las otras siete muestras tendrán cotas negativas.

Todos los trozos de testigo han sido alterados debido a los ensayos, en general, se ha tenido un especial cuidado ya que todas estas muestras están por debajo del nivel freático y al detectarse la presencia de agua confinada podría haber problemas.

3.1.2 Descripción de la Penetración Dinámica DPSH

El ensayo de penetración dinámica (en adelante DPSH) trata de medir la resistencia a la penetración de una hincia en forma cónica, que suele ser cuadrada y metálica, esto va conectado a un varillaje que se hincia en el terreno gracias al golpeo de una maza con un peso y a una altura constante. Se cuenta el número de golpes que han sido necesarios para poder penetrar cada intervalo con una longitud.

Teniendo en cuenta la norma UNE 103.801/1991, tendrá un peso de maza, una longitud de cable etc según marque la normativa indicada anteriormente.

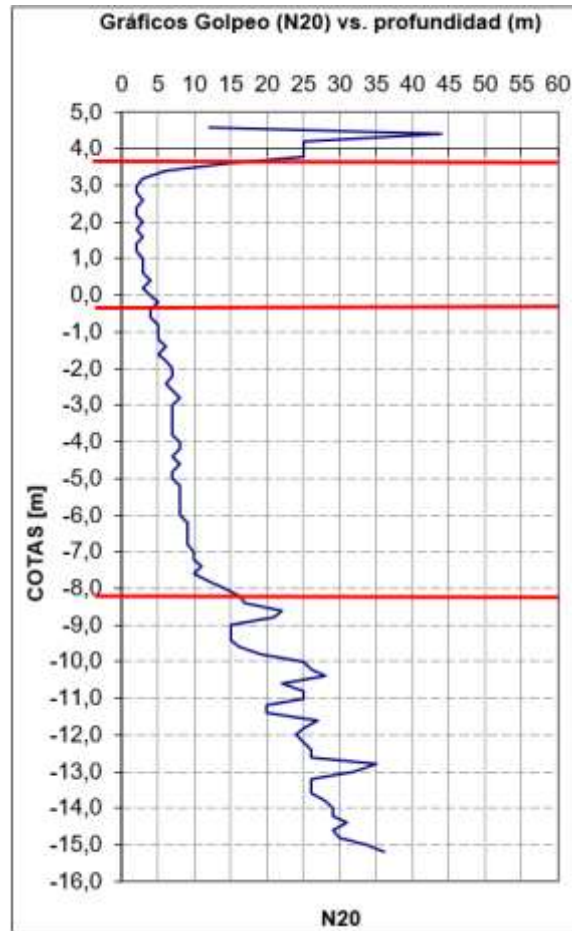
La finalidad de la ejecución del ensayo de penetración dinámica DPSH es estimar un perfil litoestratigráfico que va unido a todas las pruebas necesarias con sus respectivos resultados que se han podido concluir gracias a la identificación posterior del testigo extraído del sondeo mecánico anterior.

Según la gráfica, lo que confirman los resultados posteriores a esta prueba, se ha comprobado que el terreno se puede dividir en distintos tipos de suelo. Para comenzar se observa un terreno competente. Este tiene el máximo de golpes que son 44 a cota +4,2 metros. Es fácil pensar que debido a la construcción del carril bici cercano a la zona del ensayo ha podido incidir y producirse esta importante compactación superficial.

El siguiente tipo de suelo presenta muy baja consistencia, podría tratarse de un suelo cohesivo que puede llegar a contener partículas pequeñas y algunos tipos de arcilla para que el suelo se adhiera a sí mismo y disminuya la probabilidad de que se produzca un derrumbe. El último estrato que se observa se diferencia debido a los picos que se muestran en el gráfico 1, está formado por un suelo granular, suelen ser arenas con gravas y suelen tener mejor resistencia que las anteriores, vuelve a haber mayor número de golpes por lo que estará mucho más compacto. Como se observa en el gráfico el aumento de golpeo en el terreno podría corresponderse con un aumento de resistencia.

Estos ensayos estiman tipos de perfiles continuos cada 20 cm donde se obtienen distintos golpes, estos perfiles se obtienen a partir de los siguientes parámetros: resistencia en punta estática (q_c), resistencia dinámica del terreno (R_p) y carga admisible (Q_{adm}).

En la figura 15 se observa la ubicación exacta donde se realizó el ensayo, y en la tabla 1 se observarán las coordenadas del mismo.



Gráfica 1: Golpeo y profundidades del ensayo de penetración dinámica.

3.2 Perfil estratigráfico

Los datos derivados del sondeo, la prueba de penetración dinámica y los distintos ensayos realizados, permiten obtener el perfil litoestratigráfico que tiene el terreno. El sondeo se ha clasificado por capas donde se describen diversos estratos, en función de la capa que sea, contendrá estratos con unas características similares y que han podido formar una sola capa. A continuación, se detalla la formación de estos estratos:

R: Relleno

Está formado por rellenos y zahorras artificiales en tonos beige, también puede contener macadam con naturaleza calcárea, mientras que en la tierra vegetal se puede encontrar presencia de materia orgánica. Tiene una profundidad hasta 1 metro.

G1: Arenas y arcillas marrones

Este estrato contiene arenas de tamaño grano fino con presencia de limos en tonos marrones oscuros y claros. Se pueden observar arcillas en tonos marrón oscuro de consistencia media, es el primer estrato con contenido regular tras los rellenos anteriores. En un principio, tendrá poca consistencia.

F1: Arcillas y limos arenosos grisáceos

Este estrato está formado mayoritariamente por las arcillas de tonos grisáceos de consistencia media a blanda, que contiene niveles de turbas negras y algunas raíces. También existe la presencia de limos arenosos en tonos marrones y grises que puede contener conchas o caracolas debido a la cercanía al mar. Suelen ser capas cohesivas y puede presentar consistencia floja. Tiene una profundidad de 1.6 metros.

Pt: Turbas negras

La turba negra tiene origen en la descomposición parcial de vegetales, depende de las circunstancias de la formación. Esta capa tiene un exceso de humedad, por lo que no tendrá buena estabilidad. Contiene un Ph muy alto y son muy pobres en nutrientes, este tipo de terreno resulta idóneo para el desarrollo de todo tipo de plantas.

G2: Arenas con limos y gravas, marrones

En general está compuesto por limos de tonos grisáceos claros con una consistencia blanda, contiene gasterópodos y raíces, también cuenta con una capa de limos arenosos en tonos marrones y grises y arcillas limosas con arenas de tonos grises. Esta última capa tiene una consistencia de media a blanda. Es un terreno cohesivo.

En la Figura 16 se puede observar el perfil estratigráfico que se ha deducido de las dos pruebas anteriores, DPSH y sondeo mecánico.

La zona concreta donde se ha previsto construirá la estación de bombeo es justo entre las dos pruebas. En el sondeo no se ha llegado hasta la capa de arenas con gravas más profunda (que si se ha detectado en la DPSH). Finaliza con arenas con limos y mezcla de gravas en colores marrones que podría tratarse de la transición a este último estrato

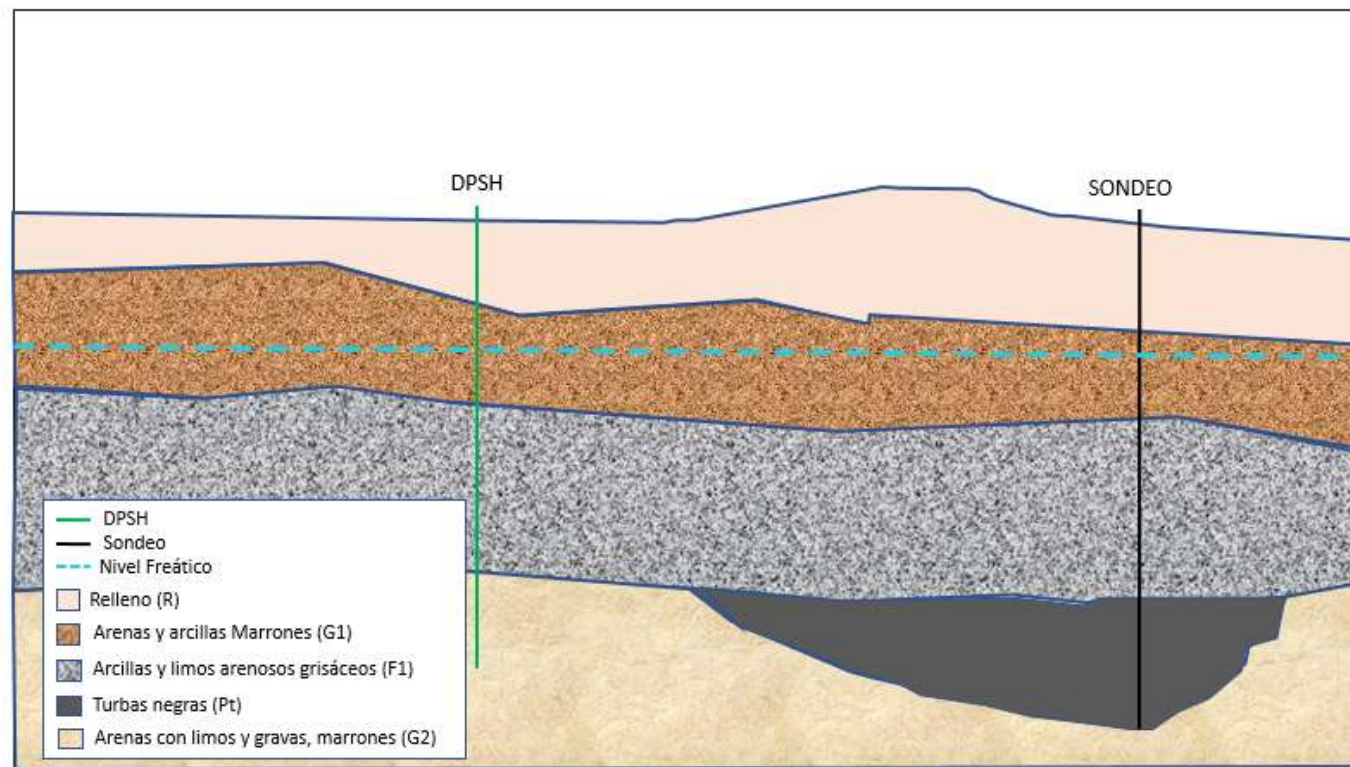


Figura 16: Perfil estratigráfico. Fuente: Elaboración propia

3.3 Ensayos de laboratorio

Los ensayos de laboratorio se han realizado sobre las muestras que se han recogido en el sondeo mecánico. Estas se han sometido a estos ensayos para poder conocer las características que tiene el terreno con más exactitud, como pueden ser los cambios volumétricos o la resistencia.

A continuación, se van a explicar los ensayos realizados en laboratorio:

- I. Ensayos granulométricos: es un ensayo de identificación que sirve para medir gradualmente las partículas que forman los suelos o formaciones sedimentarias. Tienen como objetivo analizar el origen y sus propiedades mecánicas para poder clasificarlo como gravas, arenas, limos y arcillas. En las tablas anteriores se han obtenido estos porcentajes y se ha seguido la norma UNE-EN 12697-2:2015.
- II. Ensayos de Humedad: en todas las muestras que se han obtenido, se han realizado los ensayos de humedad, por lo que en cada una de las ocho muestras se ha conseguido un resultado de porcentaje de humedad. Este ensayo trata de determinar el peso de agua eliminada, se divide la masa de agua que se va a evaporar de una muestra que ha sido inalterada ya que se ha

calentado a una temperatura de alrededor de 110° C entre una parte de suelo seco. Para este ensayo se ha necesitado la norma UNE-EN ISO 17892-1:2015. Es un ensayo de identificación.

- III. Ensayos de Límites de Atterberg: Los límites de Atterberg son ensayos de identificación que tratan de caracterizar el comportamiento de los suelos finos, esto puede variar según el tiempo y ayudar a conocer las propiedades plásticas. Este ensayo se realiza en el laboratorio, tienen como objetivo medir la cohesión del terreno y su contenido de humedad por lo que se forman pequeños cilindros de espesor con el suelo. Cuando sigues estos pasos, se determinará tres límites: Límite líquido, Límite plástico y Límite de retracción o contracción. El límite líquido se da cuando el suelo pasa de un estado plástico a un estado líquido, utilizando la copa de Casagrande, en el límite plástico el suelo pasa de un estado semisólido a un estado plástico mientras que en el límite de retracción pasa de un suelo en estado semisólido a un estado sólido.
- IV. Ensayo Triaxial: es uno de los ensayos de resistencia, en la mayor parte de las pruebas no ha sido necesario realizarlo, pero en la muestra número 5 se han obtenido resultados de este ensayo (Tabla 9). El ensayo triaxial trata de medir la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo, consiste en someter a una probeta cilíndrica que se ha preparado con una relación de altura-diámetro de dos y que se encuentra confinada a través de una presión hidráulica constante que va a una carga vertical creciente hasta producir su rotura. Esta última carga tiene que crecer a una velocidad constante para poder aplicarla por medio de una prensa de velocidad controlada. Este proceso de carga, incluyendo la rotura, se deben medir las deformaciones producidas en la probeta por las cargas que les corresponden, de esta forma se podrá dibujar la relación Tensiones-Deformaciones. Así se repite con tres probetas iguales, aunque se cambia en cada caso la presión del confinamiento. Con estos resultados, se realiza gráficamente los círculos de Mohr correspondientes estableciendo la mejor envolvente de estos círculos, por lo que permitirá determinar los valores de la cohesión y del ángulo de rozamiento interno. En este caso, tenemos un ensayo triaxial Cu, esto quiere decir que es un ensayo triaxial con consolidación y sin drenaje. En el proceso de consolidación hay drenaje, mientras que en el proceso de rotura no hay drenaje. No se mide la presión intersticial y el proceso de rotura es rápido.
- V. Ensayo de determinación "in situ" de densidad: Este ensayo se utiliza para averiguar la densidad que tienen los suelos más compactos en terraplenes, viales, bases, subbases etc. El grado de compactación se evalúa gracias al conocimiento del resultado del ensayo, hay que tener precaución mientras se realiza la excavación ya que pueden aparecer partículas con un tamaño superior a 50 milímetros, más tarde se debe desestimar la prospección y por último verificar otra más alrededor de la primera.

VI. Ensayos de consolidación unidimensional: trata de simular de una forma controlada la compresión de un terreno blando entre dos estratos que son permeables. Se puede decir que es un método muy práctico y se puede utilizar en algunos terrenos estratificados para obtener los parámetros de compresibilidad y estimar el tiempo para que el proceso ocurra.

Este ensayo se ha realizado en 4 de las 8 muestras obtenidas, se podrá observar en las tablas 5, 7, 9 y 11.

Se han obtenido ocho muestras del terreno, que para mejorar el análisis del terreno en cada una de ellas se han realizado distintos ensayos donde se han conseguido resultados. A continuación, se va a hacer un breve resumen con las muestras realizadas y sus características.

En las tablas 2 a 13 se observarán todas las características de los ensayos que se han realizado, tales como el porcentaje de grava (%G), arena (%S) y limos y arcillas (%M+C) que contiene su humedad natural (%W) así como los valores de su Límite líquido (L.L.) y plástico (L.P.), densidad aparente (ρ) y seca (ρ_d), parámetros resistentes (cohesión, C' , y ángulo de rozamiento, ϕ') y parámetros deformacionales (índice de huecos inicial, e_0 , índice de compresión, c_c , e índice de hinchamiento, c_s).

- Muestra 1

Consta de una cota absoluta de +2.30 metros, que se corresponde con una profundidad de 2 m con respecto a la embocadura del sondeo. Esta muestra tiene una longitud de 0.60 m. Según la estratificación que se ha mostrado en el apartado anterior, esta muestra pertenece al grupo G1; Arenas y arcillas marrones. Se denomina MG-1 por lo que esto significa que es una muestra inalterada con tomamuestras de pared gruesa, está por debajo del nivel freático realizado.

MG-1										
ENSAYOS DE CAMPO		ENSAYOS DE LABORATORIO								
Golpeo (SPT)	Granulometría			Humedad		Límites de Atterberg		Clasificación	Densidad (kN/m ³)	
	% G	% S	% M+C	% W	L.L.	L.P.	ρ		ρ_d	
3-3-5-4	0.1	11.77	88.2	24.0	27.8	8	S.U.C.S (CL)	2.03	1.64	

Tabla 2: Tabla resumen de los ensayos realizados en la muestra MG-1.

- Muestra 2

En esta muestra se ha obtenido en la ejecución de un ensayo de penetración dinámica estándar por lo que se le denomina SPT-1, tiene una cota absoluta de +0.40 metros, en cambio la cota relativa es de -4.50 m. Se trata de una capa de arcillas y limos arenosos grisáceos; F1, que también está por debajo del nivel freático.

SPT-1							
ENSAYOS DE CAMPO		ENSAYOS DE LABORATORIO					
Golpeo (SPT)	Granulometría			Humedad	Límites de Atterberg		Clasificación
	% G	% S	% M+C	% W	L.L.	L.P.	
1-1-2--	4.7	35.6	59.8	22.3	22	3.5	ML con arenas

Tabla 3: Tabla resumen de los ensayos realizados en la muestra SPT-1.

- Muestra 3

A continuación, se observará en las siguientes tablas (Tabla 3 y 4) las características y ensayos que se han realizado en la muestra denominada como MG-2. Comienza en una profundidad relativa de 7 m y acaba a 7.60 m, por lo que el testigo medirá lo mismo que la muestra MG-1. Su cota absoluta será -2.20 m y forma parte del grupo de Turbas negras según la clasificación.

MG-2							
ENSAYOS DE CAMPO		ENSAYOS DE LABORATORIO					
Golpeo (SPT)	Granulometría			Humedad	Límites de Atterberg		Clasificación
	% G	% S	% M+C	% W	L.L.	L.P.	
7-5-5-5	0.2	39.3	60.5	175	61	10.3	Pt (OH)

Tabla 4: Tabla resumen de los ensayos realizados en la muestra MG-2.

MG-2										
ENSAYOS DE CAMPO		ENSAYOS DE LABORATORIO					Peso específico (Gs)	Ensayos químicos (Gs)		
Densidad (kN/m ³)		Ensayos de Consolidación Unidimensional						M.org (%)	Ac.B-Gully	Sulfatos (mg/kg)
ρ	ρ_d	e_0	C_c	C_s	AH _{carga}	AH _{descarga}	2.32			
1.29	0.52	3.501	1.035	0.142	35.2	7.8	25.42	8	48.9	

Tabla 5: Tabla resumen de los ensayos realizados en la muestra MG-2.

- Muestra 4

Se ha tomado un fragmento de testigo extraído en el sondeo y se ha denominado MG-3, sigue estando en el mismo estrato que la muestra 3 por lo que provendrá de la capa de Turbas negras; Pt. La cota absoluta es de -5.23 metros, y la profundidad relativa comienza a 9.50 metros y acaba en 10.10 metros, por lo que el fragmento de testigo es de 0.60 metros. Existen una recuperación de muestra de 0.51 metros.

MG-3							
ENSAYOS DE CAMPO		ENSAYOS DE LABORATORIO					
Golpeo (SPT)	Granulometría			Humedad	Límites de Atterberg		Clasificación
	% G	% S	% M+C	% W	L.L	L.P	
2-2-2-2	0	6.9	93.1	119.7	67.8	11.7	Pt (OH)

Tabla 6: Tabla resumen de los ensayos realizados en la muestra MG-3.

MG-3							
ENSAYOS DE CAMPO		ENSAYOS DE LABORATORIO					
Densidad (kN/m ³)		Ensayos de Consolidación Unidimensional				Peso específico (Gs)	
ρ	ρ_d	e_o	C_c	C_s	AH _{carga}	AH _{descarga}	2.2445
1.25	0.50	3.485	1.4110	0.179	42.5	11.1	

Tabla 7: Tabla resumen de los ensayos realizados en la muestra MG-3.

- Muestra 5

Esta se ha tomado a una cota absoluta de -7.70 metros y una profundidad relativa de 12 metros. Se denomina MG-4. Hay una recuperación de la muestra de 0.60 metros, por lo que se recupera en su totalidad. Pertenece a la transición entre el estrato anterior y el último grupo G2; Arenas con limos y gravas, marrones

MG-4							
ENSAYOS DE CAMPO		ENSAYOS DE LABORATORIO					
Golpeo (SPT)	Granulometría			Humedad	Límites de Atterberg		Clasificación
	% G	% S	% M+C	% W	L.L	L.P	
2-2-2-3	0	0.5	99.5	48	45.9	16.4	ML

Tabla 8: Tabla resumen de los ensayos realizados en la muestra MG-4.

MG-4									
ENSAYOS DE CAMPO		ENSAYOS DE LABORATORIO							
Triaxial (Cu)				Ensayos de Consolidación Unidimensional			Peso específico (Gs)		
ρ_{ap}	ρ_{seca}	C'	ϕ'	e_o	C_c	C_s	AH _{carga}	AH _{descarga}	2.694
1.74	1.19	21	26	1.323	0.326	0.054	29.6	7	

Tabla 9: Tabla resumen de los ensayos realizados en la muestra MG-4.

- Muestra 6

Esta muestra comienza en la profundidad relativa de 15 hasta 15.60 metros, en cuanto a la cota absoluta es de -10.70 metros. A este testigo se le llama MG-5, también está en el mismo grupo que la muestra anterior, por lo que estará situado en el estrato de limos en tonos grisáceos claros de consistencia blanda, y presencia de gasterópodos y raíces. Tiene una recuperación de muestra de 0.60 metros, los resultados de los ensayos realizados aparecen en la siguiente tabla (Tabla 10).

MG-5							
ENSAYOS DE CAMPO		ENSAYOS DE LABORATORIO					
Golpeo (SPT)	Granulometría			Humedad	Límites de Atterberg		Clasificación
	% G	% S	% M+C	% W	L.L	L.P	
2-5-4-4	0	1.3	98.7	54.5	51.9	19.1	MH

Tabla 10: Tabla resumen de los ensayos realizados en la muestra MG-5.

MG-5							
ENSAYOS DE CAMPO		ENSAYOS DE LABORATORIO					
		Ensayos de Consolidación Unidimensional				Peso específico (Gs)	
e_o	C_c	C_s	AH _{carga}	AH _{descarga}	2.566		
1.312	0.313	0.050	26.4	4.5			

Tabla 11: Tabla resumen de los ensayos realizados en la muestra MG-5.

- Muestra 7

La muestra número 7 es el segundo ensayo de penetración dinámica, se ha nombrado como SPT-2. Forma parte del estrato limos arenosos que tiene tonos marrones y grises, de compacidad muy floja, con presencia de y de raíces en estado de carbonificación. Tiene una cota absoluta de -13.73 m y una profundidad relativa de 18 m, la longitud de la muestra es de 0.45 metros. En la siguiente tabla (Tabla 12) se observa que no tiene número de golpes por lo que suponemos que es un suelo blando y que la cuchara SPT se hincó por su propio peso. También se puede ver que en los Límites de Atterberg aparece como resultado "NP", esto significará que no es plástico.

SPT-2							
ENSAYOS DE CAMPO		ENSAYOS DE LABORATORIO					
Golpeo (SPT)	Granulometría			Humedad	Límites de Atterberg		Clasificación
	% G	% S	% M+C	% W	L.L	L.P	
0	0	44.7	55.3	31.9	-	NP	MH con arenas

Tabla 12: Tabla resumen de los ensayos realizados en la muestra SPT-2.

- Muestra 8

Esta última muestra ha tomado a una cota absoluta de -15.20 metros y una profundidad relativa de 19.50 metros. Como todas las anteriores muestras mide 0.60 metros, se le ha nombrado como MG-6. Proviene de la última capa de la clasificación del punto 3.4 Perfil estratigráfico que es G2; Arenas con limos y gravas, marrones. Se muestra una recuperación total del trozo de testigo.

MG-6									
ENSAYOS DE CAMPO	ENSAYOS DE LABORATORIO								
Golpeo (SPT)	Granulometría			Humedad	Límites de Atterberg		Clasificación	Densidad (kN/m ³)	
	% G	% S	% M+C	% W	L.L	L.P		ρ	ρ_d
1-2-3-3	0	24.7	75.3	26.8	22.2	4.8	CL-ML con arenas	1.98	1.56

Tabla 13: Tabla resumen de los ensayos realizados en la muestra MG-6.

4. Comprobaciones geotécnicas

Debido a los resultados que se han obtenido en los apartados de parametrización del terreno, se han elaborado varios tipos de comprobaciones con el objetivo de garantizar que la estación de bombeo sea segura durante su construcción y funcional durante su fase de explotación. Es de vital importancia que cumpla estos objetivos.

Cabe destacar que todas estas comprobaciones han seguido unas recomendaciones que han podido ayudar a la hora de parametrizar el terreno, como pueden ser la Guía de cimentaciones en obras de carretera o el Código Técnico de la Edificación. Como se ha comentado anteriormente, las estaciones de bombeo no tienen una norma específica para poder realizar las comprobaciones geotécnicas que le corresponden, aunque gracias a las guías anteriormente citadas se han podido llevar a cabo para facilitar la resolución de los problemas geotécnicos de la estructura.

Como se ha comprobado en el perfil estratigráfico (Figura 16 y 17) la estación de bombeo va a estar apoyada sobre el plano de cimentación en el estrato de Arcillas y limos arenosos grisáceos que tiene un espesor de 8 metros. Según el sondeo mecánico, uno de los estratos está formado de turbas negras, poco resistentes y altamente deformable, esto sería un problema significativo en caso de que la estación de bombeo se construyese más cerca del sondeo. Por tanto, la primera recomendación es construirla lo más cerca posible del punto donde se ha realizado la prueba DPSH para tratar de evitar este estrato, en la medida de lo posible.

Como se comprueba en la Figura 17 sólo 0.40 metros de la estación de bombeo serán excavados en el estrato que se ha citado anteriormente, por lo que, al tener 8 metros de capa, quedarán expuestos a las cargas 7.60 metros.

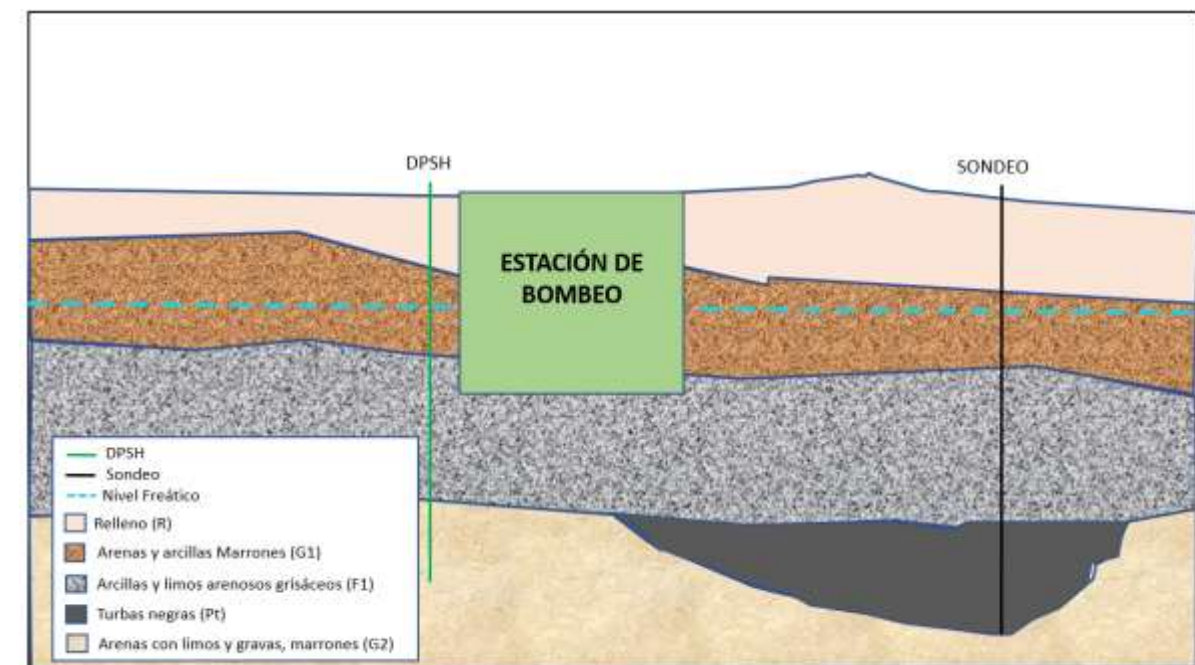


Figura 17: Perfil estratigráfico con la construcción es la estación de bombeo. Fuente: Elaboración propia.

4.1 Comprobaciones técnicas

4.1.1 Estado límite último: Hundimiento

En este apartado se van a seguir las recomendaciones del “Documento Básico SE-C, seguridad estructural, cimientos” que provienen del Código técnico de la edificación (CTE).

El hundimiento es una situación en la que, debido a la aplicación de una carga vertical creciente sobre una cimentación, esto da lugar a una deformación creciente del terreno hasta agotar su resistencia a corte por completo y producir movimientos en el suelo insostenibles.

Se han realizado los cálculos necesarios para poder comprobar que las cargas que se transfieren al terreno garantizan seguridad frente al hundimiento. Esto se puede encontrar en el Anejo nº 3.

Para ello hay que tener en cuenta el peso del hormigón, el peso de las instalaciones y el volumen de agua interior donde se ha supuesto un peso de instalaciones de 685.2 kN. Con respecto al volumen de hormigón, se ha determinado tanto el de la cámara más pequeña como el de la cámara grande. Finalmente, la carga transmitida neta es 135.0 kN/m².

Además, con todas las cargas y parámetros obtenidos, tanto en una situación a corto plazo como a largo plazo, se ha escogido la situación a corto plazo ya que es la más restrictiva, se ha determinado que la carga de hundimiento es de 406.20 kN/m².

La comprobación que se ha llevado a cabo a través de la formulación correspondiente a cimentación directa de forma rectangular, ya que la base de apoyo en el terreno de la estación de bombeo es similar a esa forma. Puesto que la carga de hundimiento es netamente mayor, se ha comprobado que no podrá alcanzar el estado límite último de hundimiento, es decir, no habrá problemas de hundimiento en ninguno de los casos.

$$P_{vhn} = P_{vtn} * F_h = 45 \frac{kN}{m^2} * 3 = 135 \frac{kN}{m^2}$$

$$p_{vhn} = 406.20 \frac{kN}{m^2} > 135 \frac{kN}{m^2} \rightarrow \text{Cumple el requerimiento técnico}$$

4.1.2 Estado límite de servicio: Flotabilidad

Es necesario comprobar el riesgo de flotabilidad de la estación de bombeo, ya que podría haber problemas con las condiciones de equilibrio estático. En este caso, el escenario más desfavorable sería que el nivel freático subiese hasta la superficie del terreno, en un momento en que la cámara no contuviera agua. Se tiene:

Presión intersticial (NF en superficie)	45 kN/m ³
Peso de los muros de hormigón	928.50 kN
Carga de la estructura	117.10 kN/m ²

Tabla 14: Resumen de los cálculos de Flotabilidad. Fuente: Elaboración propia

Puesto que en la carga transmitida por la estructura, se ha tenido en cuenta el peso de hormigón de la cámara grande, más el peso de las instalaciones, más el peso de la cámara pequeña ya que está unida a la cámara grande y en caso de que se produzca algún levantamiento va a ser un único bloque.

El coeficiente de seguridad será de 2.60 → *Cumple el requerimiento técnico*.

4.1.3 Estado límite de servicio; Deformación del terreno

La deformación del terreno se estudia a través de la estimación de los asientos admisibles. La verificación de los estados límite de servicio va a depender del tipo de terreno que se tenga y del método que se haya elegido para estimar los asientos. Al mismo tiempo, este procedimiento se utilizará para garantizar la seguridad de la cimentación por lo que debe hacer testimonio de todos los parámetros geotécnicos, sollicitaciones de la cimentación y por último de los tipos de cimiento. La deformación del terreno dependerá del grado de deformación del tipo de estructura, de la naturaleza, de la forma en la que se aplica la carga o del índice de huecos que tiene el suelo.

La relación que existe entre la deformación del terreno y las tensiones admite valorar los asientos que son los movimientos verticales del terreno y también los movimientos horizontales que puede sufrir una estructura.

Se realizará por estratos debido a que cada estrato asienta de forma distinta, esto dependerá de la profundidad de la carga que reciba el terreno. Además, hay que ver que terreno existe entre 4.50 metros y 6.60 metros de profundidad ya que es el terreno que se va a comprimir, por lo tanto, disminuirá su volumen por la carga. Es necesario realizar una serie de cálculos para verificar la seguridad frente a estados límite de servicio, por lo que los asientos serán especialmente importantes en este apartado.

Se emplean dos métodos distintos para determinar el asiento instantáneo, método elástico y el asiento a largo plazo, método edométrico. Según se detalla en el anejo nº 3:

El asiento total será de:

$$\text{Asiento total} = \varepsilon_i + s = (0.0518) + (0.031) = 0.0828 \text{ m}$$

En este caso se ha obtenido un asiento de 8.28 centímetros que si lo aproximamos serán 8.30 centímetros, por lo que no entra dentro del límite máximo y no es válido. Según la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera limita el asiento a 75 mm.

$$75 \text{ mm} \geq \text{Asiento total} \rightarrow 75 \text{ mm} \leq 83 \text{ mm}$$

Todos los cálculos anteriores se han realizado en el peor escenario posible, ya que la estación está totalmente inundada de agua. Teniendo en cuenta que en realidad esta situación extrema no va ser posible, sino que estará llena de agua a un nivel de agua habitual, se deberá repetir el cálculo para averiguar que asiento existe. Se ha calculado la presión transmitida neta en una situación normal, con una cota de agua de 1.545 metros de altura. Por tanto, al volverse a realizar el cálculo con la nueva cota:

- Asiento elástico:

$$s_0 = \frac{V * (1 - \nu^2)}{1.25 * E \sqrt{BL}} = 0.0149 \text{ m}$$

- Asiento edométrico:

$$\varepsilon_i = \frac{h}{1 + e_0} * [c_s * \log_{10} \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_0} \right)] = 0.0518 \text{ m}$$

El asiento total por tanto será de:

$$\text{Asiento total} = \varepsilon_i + s_0 = 0.0149 \text{ m} + 0.0518 \text{ m} = 0.0667 \text{ metros}$$

En definitiva, la diferencia entre la situación de diseño (situación normal) y la situación extrema es de 21 mm, aunque sea una diferencia despreciable en términos métricos, en este caso, hace que este dentro de los límites que se deben cumplir según la normativa.

En cualquiera de los dos casos, teniendo en cuenta que la estación de bombeo estará construida en una zona verde, el asiento no tendrá una importancia destacable. No será un problema puesto que no se prevé ninguna construcción por encima de esta ni afectará.

4.1.4 Estabilidad de Taludes

Según se ha comprobado en el anejo 3 de Cálculos, es prácticamente imposible la excavación de la estación de bombeo de forma vertical sin ningún tipo de medidas de contención. A su vez, puede ser correcta la estabilidad de taludes dependiendo de la resistencia que tenga el material de la que estén compuestos, de las discontinuidades o de los empujes.

Los cálculos se han realizado gracias a la aplicación informática Slide, que ha sido diseñada por Rocscience utilizando métodos de equilibrio límite para poder obtener el cálculo de la estabilidad. También puede analizar el agua subterránea que existe por elementos finitos con un estado estacionario y constituir diversas capacidades del análisis de sensibilidad, probabilísticos e incluso análisis retrospectivos.

Estos cálculos se han basado en el método de las rebanadas para establecer la estabilidad de taludes. Este método consiste en dividir la masa en deslizamiento en una cadena de rebanadas en forma vertical, que se pueden suponerse como sólidos rígidos o como bloques que deben satisfacer cada uno de estos bloques las condiciones de equilibrio. Es recomendable que el coeficiente de seguridad sea mayor o igual a 1.5 para asegurarse de que la excavación es completamente segura.

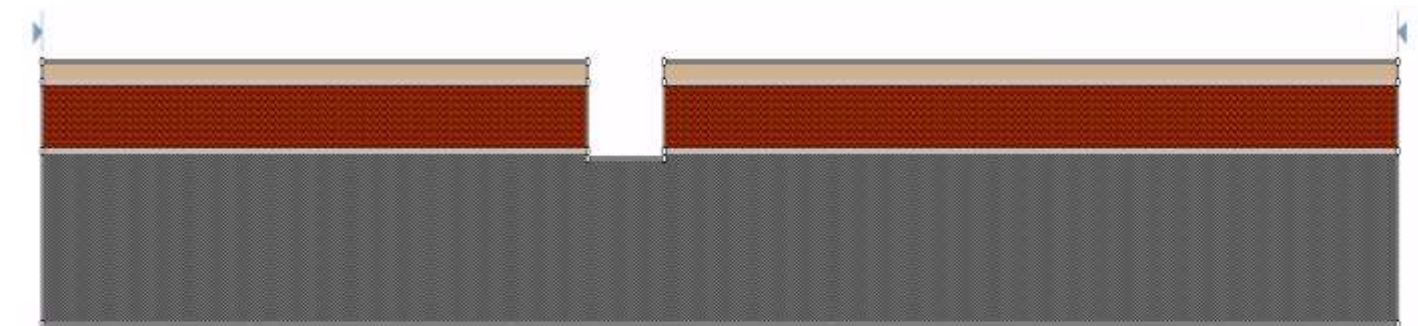


Figura 18: Contorno del perfil del terreno con los estratos con talud vertical. Fuente: Slide.

A continuación, se muestra en la Tabla 17 los resultados obtenidos para cada una de las situaciones teniendo en cuenta las limitaciones de espacio que existen ya que la carretera V-15 se encuentra a escasos metros:

SITUACIONES	RESULTADOS
Talud vertical sin sobrecarga de uso	0.57
Talud vertical con sobrecarga de uso	0.52
Talud con inclinación 60º	0.86
Talud con inclinación 45º	1.04

Tabla 15: Resultados obtenidos de las simulaciones.

En todas las simulaciones que se han realizado, se ha tenido en cuenta el nivel freático a una distancia de 1.81 metros, por tanto, a partir de esa distancia el terreno va a estar sometido a la presencia de agua.

Como se ha comentado anteriormente para considerar que el terreno es estable es necesario un coeficiente de seguridad de 1.5 como mínimo, en los casos para los que se ha realizado la excavación del talud, no va a ser posible en ninguno ya que todos los coeficientes son menores.

Al no ser viable ninguna de las anteriores simulaciones se ha propuesto realizar otra última situación que sea por agotamiento, dónde se elimina el nivel freático con las mismas condiciones que el anterior modelo. Por tanto, gracias al software, se podrá observar que coeficiente tiene en caso de que se pudiese eliminar la presencia de agua que tiene el terreno.

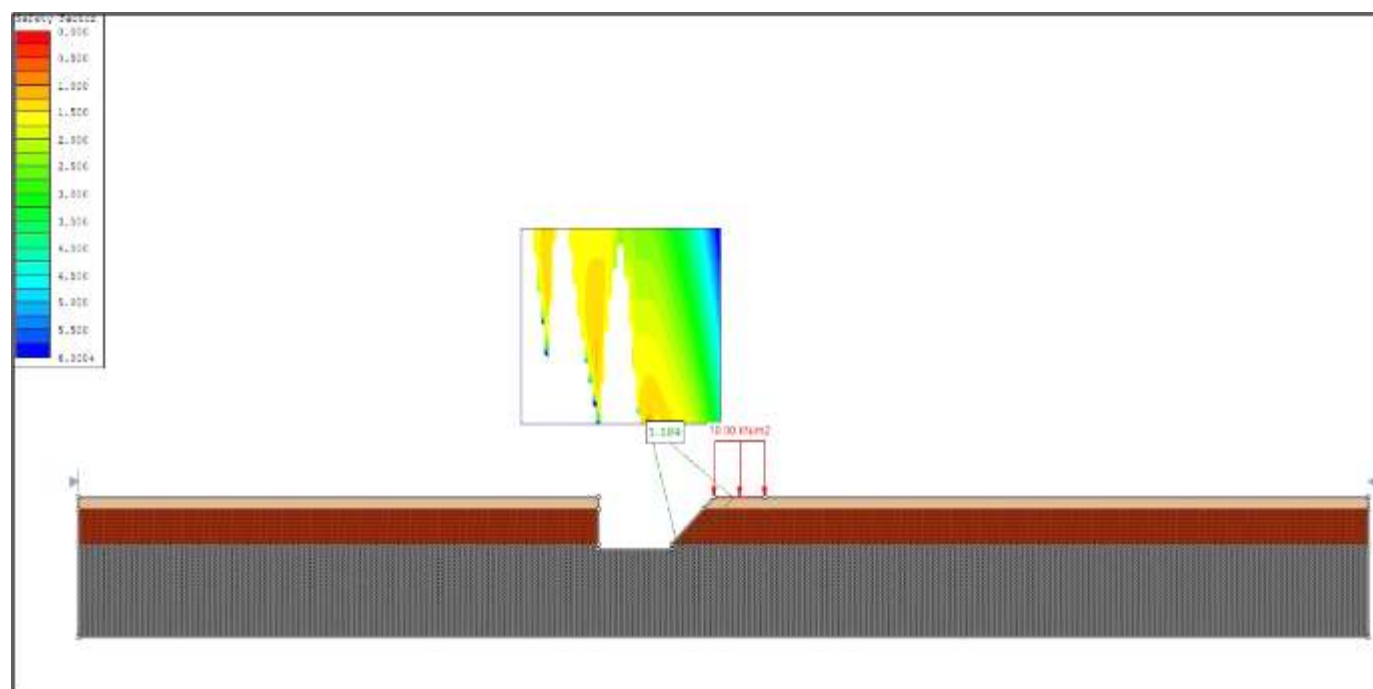


Figura 19: Modelo con una pendiente de 45º, sin capa de nivel freático y con sobrecarga. Fuente: Slide

En el último gráfico (Figura 25) se ve un círculo de rotura menor, por lo que el coeficiente de rotura ha incrementado. Tiene un coeficiente de seguridad de 1.189. Esta simulación sigue sin ser viable ya que no cumple la condición y tampoco puede llevarse a cabo el proceso de agotamiento ya que esto produciría un coste elevado.

Para concluir este apartado, al haber realizado todos los cálculos y al haber resuelto las distintas simulaciones podemos observar que no se va a poder llevar a cabo la excavación de estación de bombeo sin ayuda de algunos elementos de contención, ya que, en caso de ser posible, la pendiente sería muy elevada y eso no es viable debido a que habría que someter al terreno a una excavación de gran alcance.

4.1.5 Sistemas de contención

Debido a la situación de inestabilidad que existe en los taludes que se ha descrito en el apartado anterior, es recomendable el estudio de la solución que pueda contener el terreno inestable por lo que se recomienda el uso de tablestacas recuperables que se hincarán por vibración, en detrimento de la construcción de muros pantalla que no son necesarios desde el punto de vista estructural y suponen un mayor consumo de hormigón y un aumento de coste de las obras.

Las tablestacas son una especie de estructura de contención flexible de tierras que pueden ser permanentes o recuperables que se utiliza normalmente en la ingeniería civil. Están formadas por elementos regularmente prefabricados, los cuales se hincan a través de la vibración, del golpeo o de ambos procesos. Este tipo de contención puede ser una opción óptima en la mayoría de los casos debido a su bajo costo, su fácil impermeabilización y su menor tiempo de ejecución.

Se usan en las zonas dónde el sostenimiento lateral del terreno es inestable, como pueden ser excavaciones de taludes, excavaciones en zanjas, pozos o sótanos. Esto puede llevarse a cabo tanto bajo el nivel freático o sobre el nivel freático. Las tablestacas son habituales para la contención de terrenos blandos debido a la facilidad para penetrar en el suelo, no se recomiendan en suelos más duros. Son elementos con una resistencia de gran flexión y muy ligeras respecto al peso.

Se han seguido las recomendaciones del CTE y los apuntes de asignaturas cursadas en años anteriores para poder realizar los cálculos relacionados con las tablestacas que se pueden encontrar en el anejo 3 de cálculo. Para obtener la longitud que se necesite para la tablestaca hay que realizar los cálculos relacionados con la teoría de Rankine. Este método se fundamenta en la variación de tensiones en la que una masa de suelo sufre en su tensión horizontal con respecto a la tensión vertical.

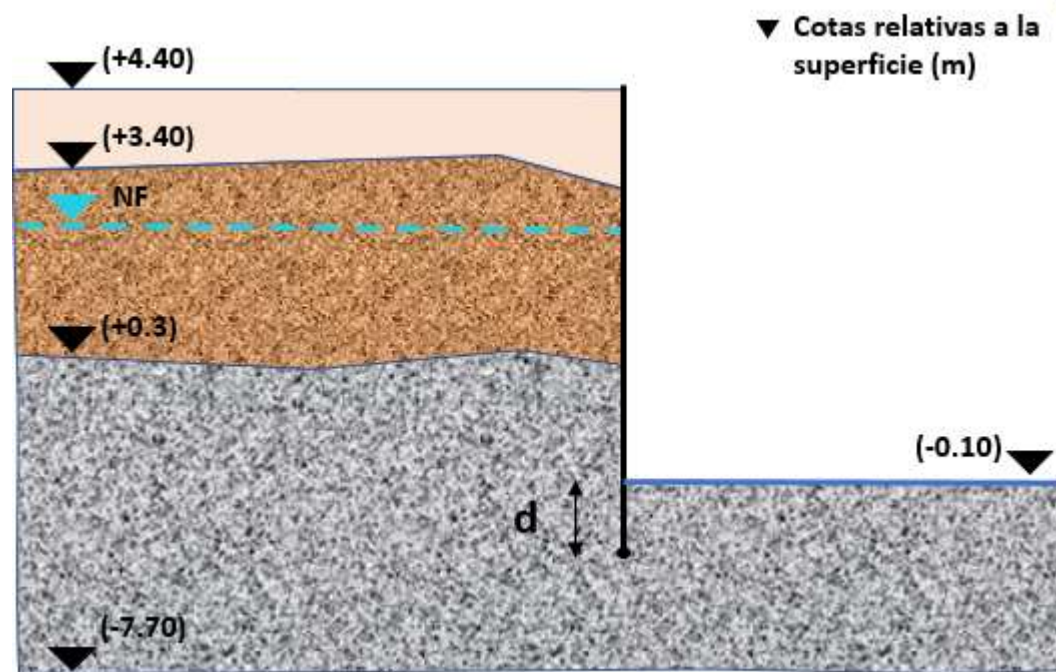


Figura 20: Perfil estratigráfico con tablestaca con una profundidad de "d". Fuente: Elaboración propia.

Según los cálculos que se han realizado en el anejo se puede concluir que se va a necesitar una tablestaca de una longitud total de 7 metros

La tablestaca ha penetrado hasta el estrato de Arcillas y limos arenosos grisáceos por lo que no afecta al último estrato de arenas con limos y gravas marrones. Esto va a ser algo positivo debido a que, al no cortar el estrato cohesivo, se reduce la posibilidad de que se produzca levantamiento de fondo no va a ser necesario calcular la inestabilidad hidráulica.

5. Objetivos de Desarrollo Sostenible de la Agenda 2030 según las Naciones Unidas

Hay que considerar que, tras haber analizado el trabajo realizado, se considera que existe un compromiso con los Objetivos planteados en el anejo 1, ya que este trabajo se ve implicado en la mejora de algunos de ellos:

-Objetivo Nº 6 "Agua limpia y saneamiento", al realizar una estación de bombeo se considera un alto compromiso con este objetivo.

-Objetivo Nº 8 "Trabajo decente y crecimiento económico" se considera que el diseño final tiene que ser viable tanto técnica como económicamente.

-Objetivo Nº9 "Industria, innovación e infraestructuras" supone un nivel medio de compromiso, ya que se plantea la mejora de una infraestructura.

-Objetivo Nº 11 "Ciudades y comunidades sostenibles", la estación de bombeo produce beneficios en la sociedad.

-Objetivo Nº 13 "Acción por el clima" como su propio nombre indica, hay que pensar que gracias a este tipo de infraestructuras dan salida a aguas residuales que provienen de la ciudad hacia una estación depuradora. Lo que provoca que esa agua se depure, se recicle y se pueda reutilizar sin ningún tipo de contaminante.

6. Conclusiones

El presente Trabajo de Fin de Grado, analiza el estudio geotécnico para la excavación y cimentación de una estación de bombeo en el cruce de la Avenida Jesús Morante Borrás, el Camí del Valladar y autopista V-15 en Valencia.

Con los datos de partida, todos los ensayos de campo y laboratorio y tras analizar el estudio geotécnico se han tomado algunas soluciones al respecto.

Por ello, hay que destacar que el método de excavación más apropiado según sus características geotécnicas es realizar mediante pantallas de contención de tablestacas. Este método de contención se debe colocar hincando la tablestaca hasta la profundidad necesaria, que en este caso ha sido una profundidad de 7 metros.

Finalmente, se espera que este proyecto sirva para establecer unas líneas a seguir en el proyecto de construcción y se logre cumplir las metas marcadas.

Valencia, diciembre de 2021

González Fernández, Ana



ANEJO Nº 0: RELACIÓN CON LOS OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE DE LA AGENDA 2030 DE NACIONES UNIDAS

ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA EXCAVACIÓN Y CIMENTACIÓN DE UNA ESTACIÓN DE BOMBEO EN EL CRUCE DE LA AVENIDA JESÚS MORANTE BORRÁS, EL CAMÍ DEL VALLADAR Y LA AUTOPISTA V-15, EN VALENCIA.

Presentado por
González Fernández, Ana

Para la obtención del
Grado en Ingeniería Civil

Curso: 2021/2022

Tutora: María Elvira Garrido de la Torre

Índice

1. Introducción	4
2. Objetivos de Desarrollo Sostenible de la Agenda 2030 de Naciones Unidas.....	4
3. Relación del Trabajo de Fin de Grado con los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS)	7

1. Introducción

En el presente anejo se procura relacionar el trabajo de fin de grado con los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) de la Agenda 2030 de Naciones Unidas, por ello, se ha utilizado como fuente de información principal la página web de las Naciones Unidas.

Gracias a este anejo se intenta reflexionar como el trabajo contribuye o se relaciona con los Objetivos de Desarrollo Sostenible, mostrando compromiso social y sobretodo contribuyendo a la consecución de estos objetivos para poder mejorar la sociedad actual.

2. Objetivos de Desarrollo Sostenible de la Agenda 2030 de Naciones Unidas

La Agenda 2030 se aprueba en el año 2015 por la ONU sobre el Desarrollo Sostenible, cuenta con 17 Objetivos de Desarrollo Sostenible de aplicación universal que buscan impulsar un crecimiento económico, la protección del medio ambiente y tener compromiso con las necesidades sociales actuales. Es una oportunidad para poder comenzar un camino nuevo con el que se pueda mejorar la vida de todos.

Estos 17 objetivos que se han definido por la Agenda de Desarrollo sostenible 2030 son los siguientes:

1. Fin de la pobreza

Aunque a nivel mundial, haya disminuido el número de personas que están pasando por una situación de extrema pobreza, más de 700 millones de personas aún siguen viviendo situaciones de pobreza a día de hoy. Este objetivo intenta poner fin a la pobreza en todas sus formas, luchando por satisfacer todas las necesidades básicas como pueden ser la salud, el acceso a agua o la educación.

La mayor parte de la población que vive con menos de 1.90 dólares al día está en el África Subsahariana, por otro lado las personas que trabajan, su puesto de trabajo no les garantiza una vida digna con las necesidades básicas cubiertas.

2. Hambre cero

Tras un descenso constante, a partir del año 2015 comenzó a aumentar lentamente en número de personas que padecen hambre en el mundo. Se estima que alrededor de 690 millones de personas pasan hambre en el mundo, alrededor de unos 10 millones de personas en un año, esto significa que el mundo no podrá alcanzar el objetivo de hambre cero para el año 2030.

Su objetivo es lograr y mejorar la nutrición para poder obtener una seguridad alimentaria, así como promover la agricultura sostenible, ya que la malnutrición sigue siendo un obstáculo para el desarrollo sostenible.

3. Salud y bienestar

Es necesario garantizar una vida sana y promover el bienestar en todas las edades para el desarrollo sostenible. En estos momentos, el mundo entero se enfrenta a una crisis sanitaria mundial debido a la pandemia. La Covid-19 está provocando un intenso sufrimiento humano que desencadena a una desestabilización de la economía mundial.

A pesar de los avances de los últimos años en la mejora de la salud y bienestar de la humanidad, hay personas que siguen sin tener acceso a la asistencia sanitaria.

4. Educación de calidad

Es necesaria la educación de calidad ya que permite una movilidad socioeconómica ascendente y es necesaria para poder salir de la pobreza. Tiene como objetivo garantizar una educación equitativa, de calidad e inclusiva. Busca también promover oportunidades de aprendizaje durante toda la vida y para todo el mundo.

La educación es necesaria para reducir las desigualdades que existen y poder lograr la igualdad de género. También hay que destacar que es fundamental para promover la tolerancia entre las personas.

5. Igualdad de género

La igualdad de género no solo es un derecho humano que es fundamental, sino que es uno de los fundamentos esenciales para construir un mundo pacífico, sostenible y próspero.

En los últimos años se han conseguido muchos avances, ha habido una mejoría ya que hay más niñas escolarizadas y se obliga menos a las niñas al matrimonio precoz. También contamos con más mujeres con cargos parlamentarios y en posiciones de liderazgo.

Este objetivo trata de conseguir la igualdad de género y empoderar a todas las mujeres y niñas ya que representan la mitad de la población mundial.

6. Agua limpia y saneamiento

Se ha progresado de manera sustancial a la hora de ampliar el acceso a agua potable y saneamiento, aunque aún siguen millones de personas sin estos servicios básicos. Unas de cada tres personas no tienen acceso a agua potable salubre. Toda nuestra vida depende de unos servicios fiables y asequibles por lo que el objetivo es garantizar el acceso a una energía asequible, fiable, sostenible y moderna para poder avanzar en este aspecto.

El objetivo es garantizar la disponibilidad y la gestión sostenible del agua y el saneamiento para todos, ya que tener acceso a agua para la higiene y saneamiento es un derecho humano.

7. Energía asequible y no contaminante

Toda nuestra vida depende de unos servicios fiables y asequibles por lo que el objetivo es garantizar el acceso a una energía asequible, fiable, sostenible y moderna para poder avanzar en este aspecto.

A pesar de ello, es necesario prestar una mayor atención a las mejoras para el acceso a combustibles de cocina limpios y seguros, y a tecnologías para 3000 millones de personas.

8. Trabajo decente y crecimiento económico

Este objetivo busca un crecimiento económico inclusivo y sostenido que pueda impulsar el progreso, crear empleos decentes para todos y mejorar los estándares de vida. Debido a la Covid-19 se han alterado miles de millones de vidas y ha peligrado por completo la economía mundial. Conforme se va intensificando la pérdida de empleo, la Organización Internacional del Trabajo estima que alrededor de la mitad de todos los trabajadores y trabajadoras a nivel mundial se han encontrado con el riesgo de perder sus medios de subsistencia.

La eliminación de la pobreza solo es posible a través de la creación de empleos estables y bien remunerados.

9. Industria, innovación e infraestructuras

El sector manufacturero ha ido disminuyendo a nivel mundial incluso antes del brote de la pandemia. Sin embargo, esto ha afectado gravemente a las industrias manufactureras por lo que está provocando alteraciones en las cadenas de valor mundiales y también en el suministro de productos.

Trata de construir infraestructuras resilientes, promover la industrialización sostenible y fomentar la innovación.

10. Reducción de las desigualdades

El objetivo es reducir las desigualdades y garantizar que nadie se queda atrás forma parte integral de la consecución de los Objetivos de Desarrollo Sostenible. A pesar de que la notable de la reducción de las desigualdades e ingresos en algunos países y los estatutos comercial beneficie a los países de bajos ingresos, sigue continuando la desigualdad.

Te puedes encontrar cualquier tipo de desigualdad, empezando por las que se basan en los ingresos, en el género, en la discapacidad, en la orientación sexual, la raza, el origen étnico, la clase, la religión y las oportunidades que siguen persistiendo en el mundo entero.

11. Ciudades y comunidades sostenibles

Alrededor de la mitad de la población mundial ha estado viviendo en ciudades y conforme pasan los años va en aumento. Cada vez el mundo está más urbanizado, esto está dando como resultado un número de habitantes que va creciendo tanto en barrios pobres, infraestructuras y servicios

inadecuados y sobrecargados, por lo que está emporando contaminando el aire y el crecimiento urbano incontrolado. Trata de lograr que las ciudades y los asentamientos humanos sean inclusivos, seguros, resilientes y sostenibles.

12. Producción y consumo responsable

Durante el último siglo, el progreso económico y social ha estado acompañado de una degradación medioambiental que sigue poniendo en peligro a los sistemas de los que dependen el futuro desarrollo.

Tiene como objetivo hacer más y mejor con menos, por lo que se podría desvincular el crecimiento económico de la degradación medioambiental, aumentar la eficiencia de recursos y promover estilos de vida mucho más sostenible. En estos instantes si no se cambian algunas modalidades de consumo y producción, van a causar daños irreversibles al medio ambiente que no se van a poder solventar.

13. Acción por el clima

Este objetivo trata de adoptar medidas urgentes para combatir el cambio climático.

Realmente, el cambio climático es consecuencia de la actividad humana, está afectando a todos los países del continente por lo que está produciendo cambios en las economías nacionales y está afectando a distintas a las vidas de las personas.

Es necesario tomar medidas urgentes para poder sobrellevar la pandemia como la emergencia climática para ayudar a salvar vidas.

14. Vida submarina

El principal objetivo es proteger los océanos, deben ser nuestra prioridad ya que la biodiversidad marina es fundamental para la salud de las personas y el planeta. Por ello, las zonas marinas tienen que ser protegidas para poder gestionar de forma efectiva.

Los océanos facilitan recursos naturales fundamentales como alimentos, medicinas y otros tipos de productos.

15. Vida de ecosistemas terrestres

Trata sobre gestionar sosteniblemente los bosques, luchar contra la desertificación, detener e invertir la degradación de las tierras y detener la pérdida de biodiversidad.

El mundo está actuando a la pandemia y está intentando recuperarse de ella, mientras se necesitará un plan sólido destinado a la protección de la naturaleza para que pueda proteger a la humanidad.

16. Paz, justicia e instituciones sólidas

Promueve sociedades pacíficas e inclusivas para el desarrollo sostenible, que facilita el acceso a la justicia para todos y crear instituciones eficaces, responsables e inclusivas a todos los niveles.

En el año 2018 se registró la cifra más alta desde casi los últimos 70 años de las personas que huyeron de las guerras, persecuciones y los conflictos, esto supone una gran amenaza para el desarrollo sostenible.

17. Alianzas para lograr los objetivos

Los Objetivos de Desarrollo Sostenible pueden llegar a conseguir con asociaciones mundiales sólidas y cooperación. El objetivo es revitalizar la Alianza Mundial para el Desarrollo Sostenible.

Algunos países solicitan asistencia oficial para poder fomentar el crecimiento y el comercio, sin embargo, los niveles de ayuda disminuyen y los países que son donantes no han respetado su compromiso de aumentar la financiación para el desarrollo.

Es necesario la unión de todos los países tanto los gobiernos, como la sociedad civil, la privada para poder alcanzar los Objetivos de Desarrollo Sostenible.

3. Relación del Trabajo de Fin de Grado con los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS)

En este apartado se va a ver el grado de relación de este trabajo con los Objetivos de Desarrollo Sostenible que se han resumido en la siguiente tabla:

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

Tabla 1: Relación del Trabajo Fin de Grado con Objetivos de Desarrollo Sostenible.

El trabajo que se ha desarrollado trata de un estudio geotécnico que está relacionado de una forma directa con el crecimiento económico y el trabajo decente, ya que el diseño tiene como el objetivo principal asegurar que la estación de bombeo tanto en su puesta en servicio como en su fase de construcción sea seguro para todas las personas que trabaje en ello. Gracias a los coeficientes de seguridad que han sido aplicados a lo largo de este, han minorado todo lo que pueda llegar a ser peligroso o un riesgo para la seguridad de las personas. También hay que destacar que se intenta que el diseño final recomendado sea viable técnica y económicamente, lo que se alinea con el objetivo nº 8.

Las consecuencias de la implantación de una infraestructura como es la estación de bombeo objeto de este trabajo, se considera que tiene alto compromiso con el objetivo nº 6 de aguas limpias y saneamiento y con el nº 9 puesto que trata de mejorar las infraestructuras urbanas

También hay que destacar los beneficios que produce una estación de bombeo en la sociedad con respecto a los objetivos nº 11, ciudades más sostenibles, y nº 13, acciones por el clima, ya que gracias a estas infraestructuras dan salida a agua residuales hacia una estación depuradora y así esa agua se recicle y se puede reutilizar, libre de contaminantes.

ANEJO Nº 1: LOCALIZACIÓN

ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA EXCAVACIÓN Y CIMENTACIÓN DE UNA ESTACIÓN DE BOMBEO EN EL CRUCE DE LA AVENIDA JESÚS MORANTE BORRÁS, EL CAMÍ DEL VALLADAR Y LA AUTOPISTA V-15, EN VALENCIA.

Presentado por
González Fernández, Ana

Para la obtención del
Grado en Ingeniería Civil

Curso: 2021/2022

Tutora: María Elvira Garrido de la Torre

Índice

1. Introducción	4
1.1 Ubicación de la estación de bombeo	4
1.2 Ubicación de los ensayos de campo.....	5

1. Introducción

En el presente anejo se expone la ubicación dónde se va a realizar la excavación de la estación de bombeo a través de visor del instituto cartográfico valenciano (visor gva), donde se observará (Figura 1) en que parte de Valencia esta, también se puede observar en la parte de la derecha la zona exacta de la estación de bombeo con sus respectivas coordenadas de la parcela. La construcción de la estación de bombeo tiene unas coordenadas X: 728.559,49, Y: 4.369.753,24 metros.

1.1 Ubicación de la estación de bombeo



Figura 1: Ubicación exacta de la estación de bombeo. Fuente: Visor del instituto cartográfico valenciano.

En la siguiente tabla (Tabla 1) se van a observar las coordenadas de la parcela donde se va a construir la estación de bombeo. Se recomienda poner la estación de bombeo paralela al carril bici, para poder respetarlo y no tener que reconstruirlo.

COORDENADAS	X	Y	Puntos
Parcela estación de bombeo	728.556,015	4.634.754,891	P1
	728.562,965	4.634.754,891	P2
	728.562,965	4.634.751,590	P3
	728.556,015	4.634.751,590	P4

Tabla 1: Resumen de las coordenadas de la parcela de la estación de bombeo.

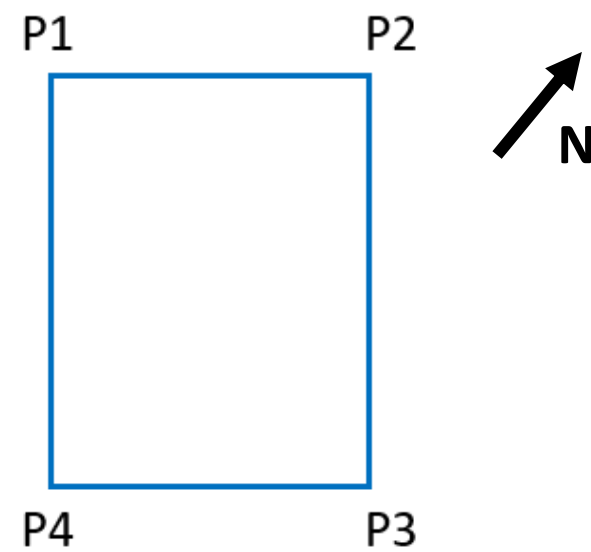


Figura 2: Croquis de la parcela de la estación de bombeo. Fuente: Elaboración propia

1.2 Ubicación de los ensayos de campo

COORDENADAS	X	Y	Zinicial	Zfinal	PROFUNDIDAD (m)
PD-03	728.540,88	4.369.760,74	+4,4	-14.6	19,0
Sondeo mecánico	728.608,79	4.369.702.22	+4,3	-15.9	20,2

Tabla 2: Resumen de las coordenadas de los ensayos de trabajo.



Figura 3: Ubicación de los ensayos de campo. Fuente: Google Earth.

ANEJO Nº 2: DOCUMENTACIÓN GRÁFICA

ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA EXCAVACIÓN Y CIMENTACIÓN DE UNA ESTACIÓN DE BOMBEO EN EL CRUCE DE LA AVENIDA JESÚS MORANTE BORRÁS, EL CAMÍ DEL VALLADAR Y LA AUTOPISTA V-15, EN VALENCIA.

Presentado por
González Fernández, Ana

Para la obtención del
Grado en Ingeniería Civil

Curso: 2021/2022

Tutora: María Elvira Garrido de la Torre

Índice

1. Introducción	4
2. Sondeo mecánico: Ensayos de campo	4
3. Descripción gráfica de la penetración dinámica	7
4. Plano de Ubicación (estación y ensayos de campo) y del Perfil lito-estratigráfico.....	7

1. Introducción

Este anejo recoge las representaciones gráficas de los datos relacionadas con los ensayos de campo que han permitido conocer mejor el terreno a la hora de excavar. En primer lugar, se expondrán los datos relacionados con el sondeo y por último los datos que se han recogido en el ensayo de penetración dinámica. Hay que recalcar que todos estos datos han sido proporcionados por la tutora.

Tras el sondeo y el ensayo de penetración dinámica, también van a ser objeto de este anejo el plano de ubicación de la estación de bombeo y los ensayos de campo y el plano del perfil estratigráfico.

2. Sondeo mecánico: Ensayos de campo

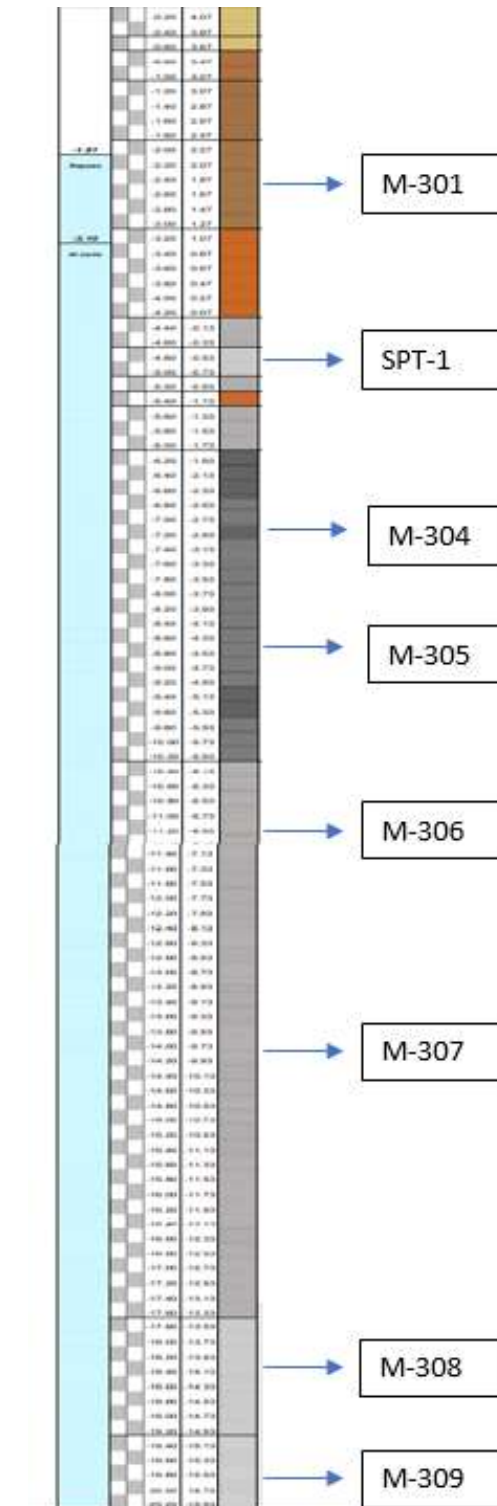


Figura 1: Sondeo mecánico. Fuente: Elaboración propia.

- M-301

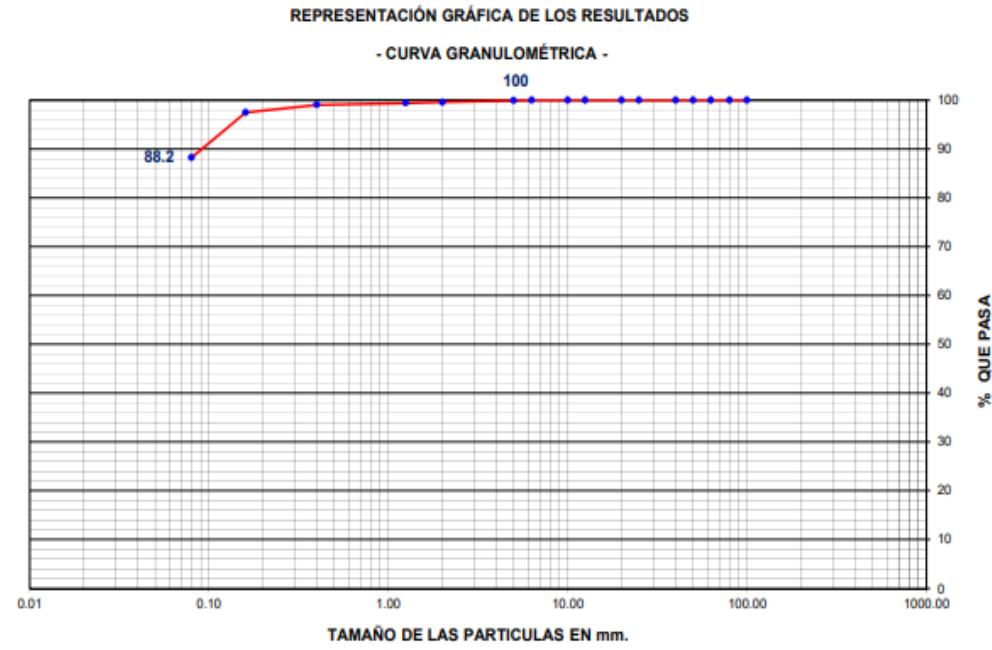


Figura 2: Curva granulométrica de la muestra M-301.

- M-304

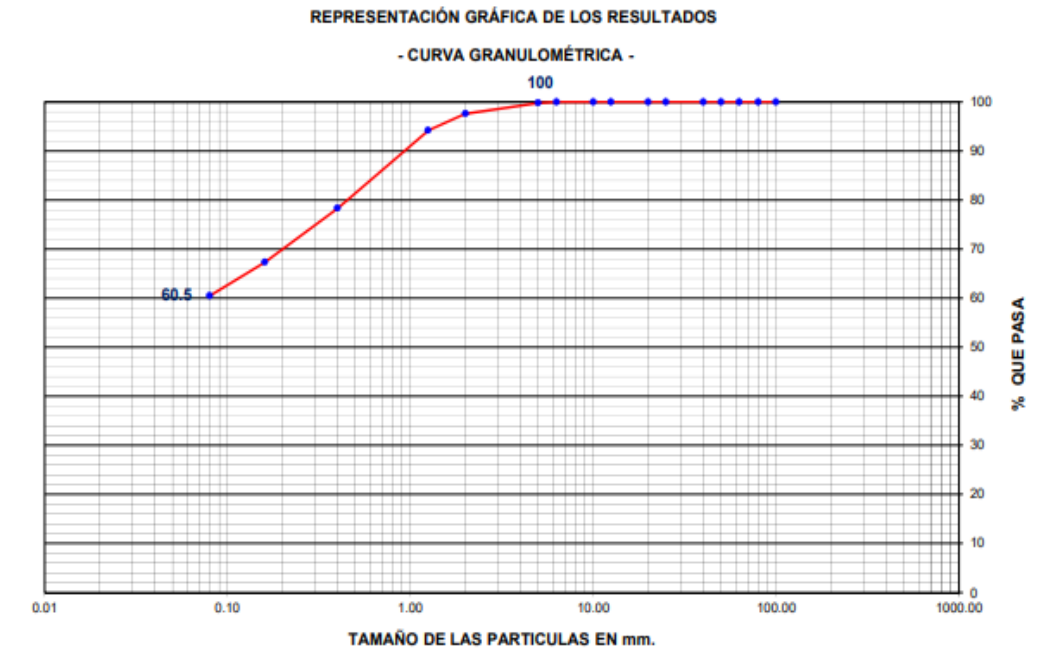


Figura 4: Curva granulométrica de la muestra M-304.

- SPT-1

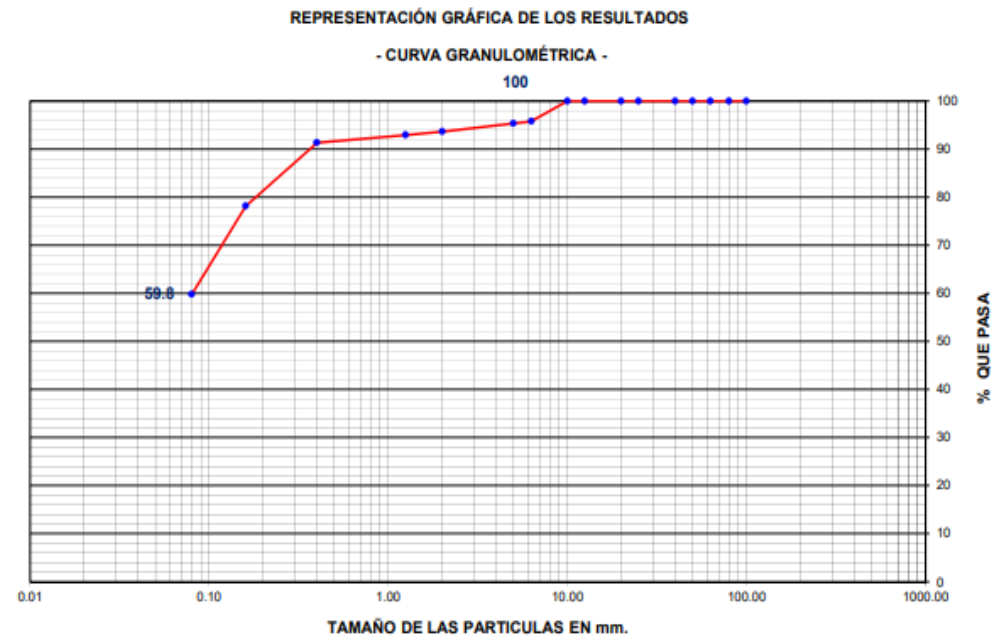


Figura 3: Curva granulométrica de la muestra SPT-1.

- M-305

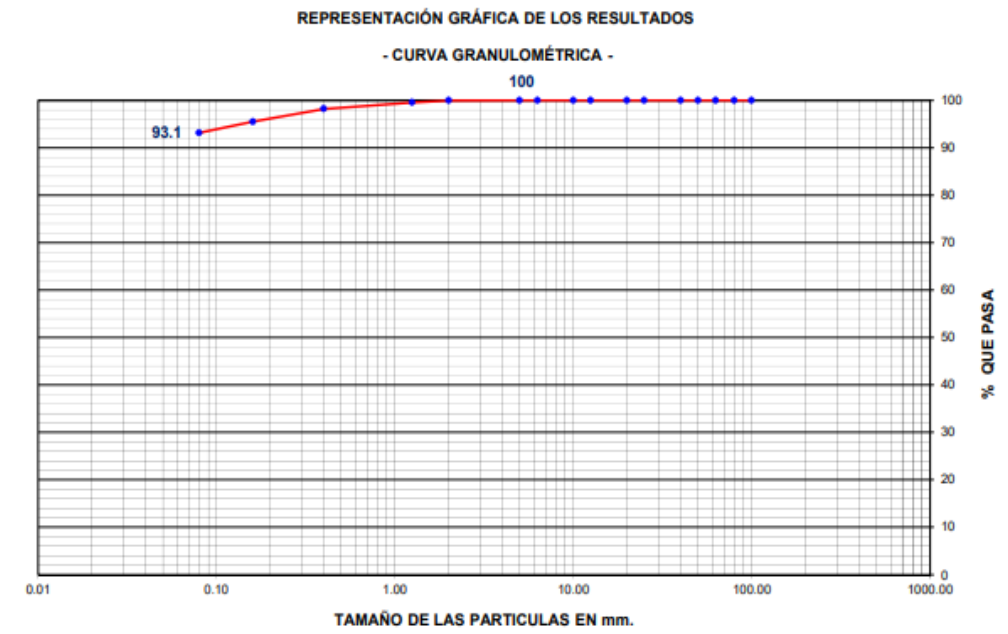


Figura 5: Curva granulométrica de la muestra M-305.

- M-306

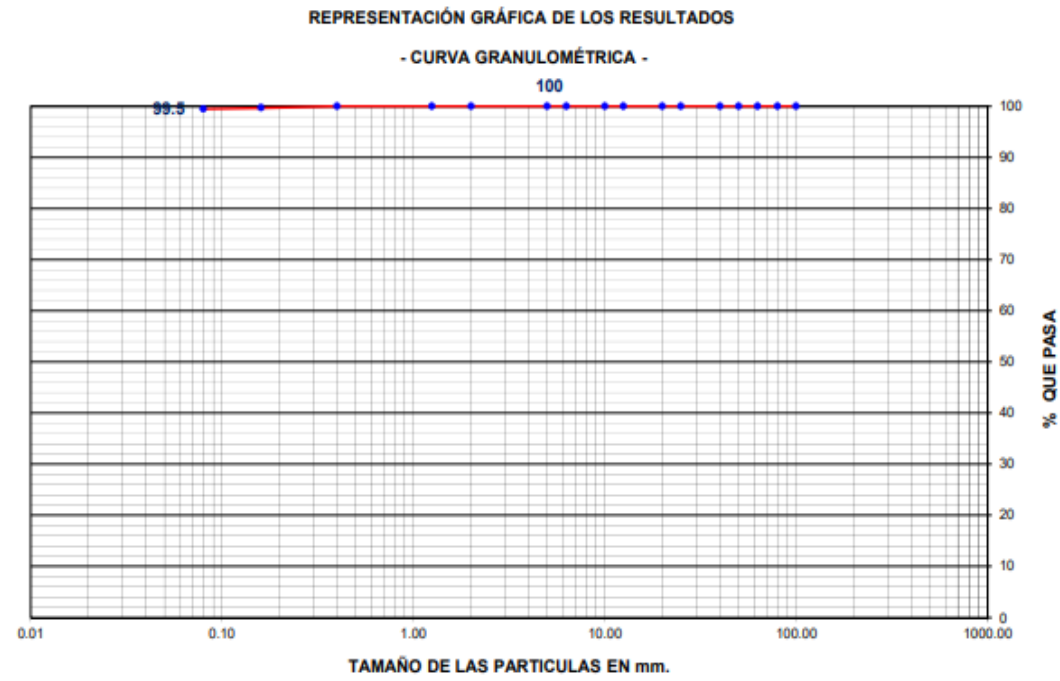


Figura 6: Curva granulométrica de la muestra M-306.

- M-308

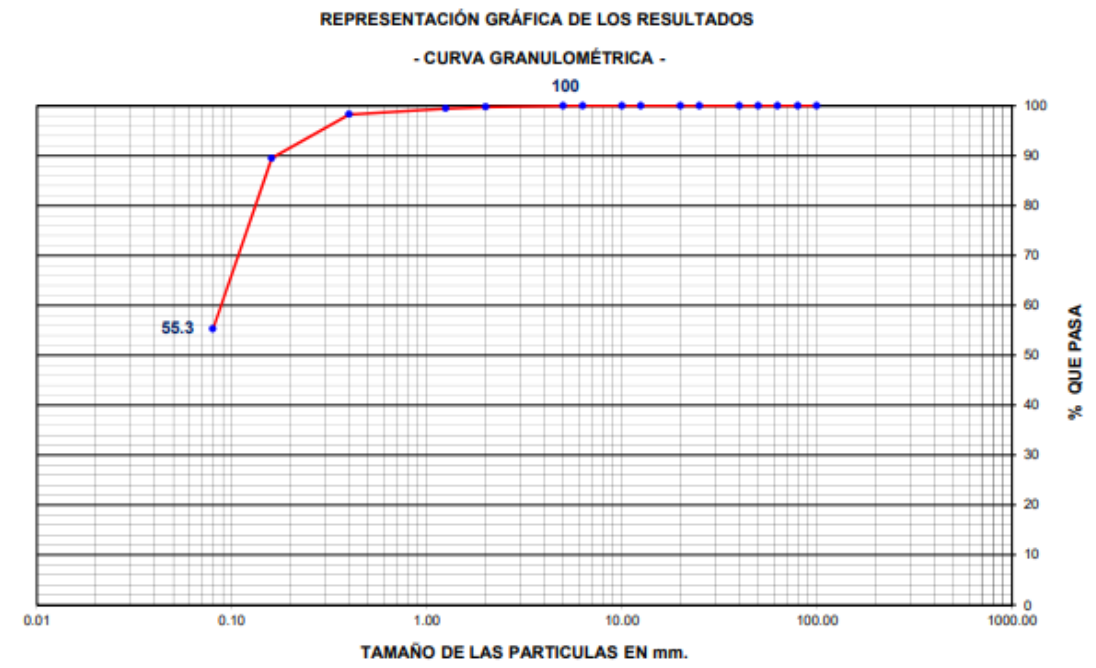


Figura 8: Curva granulométrica de la muestra M-308.

- M-307

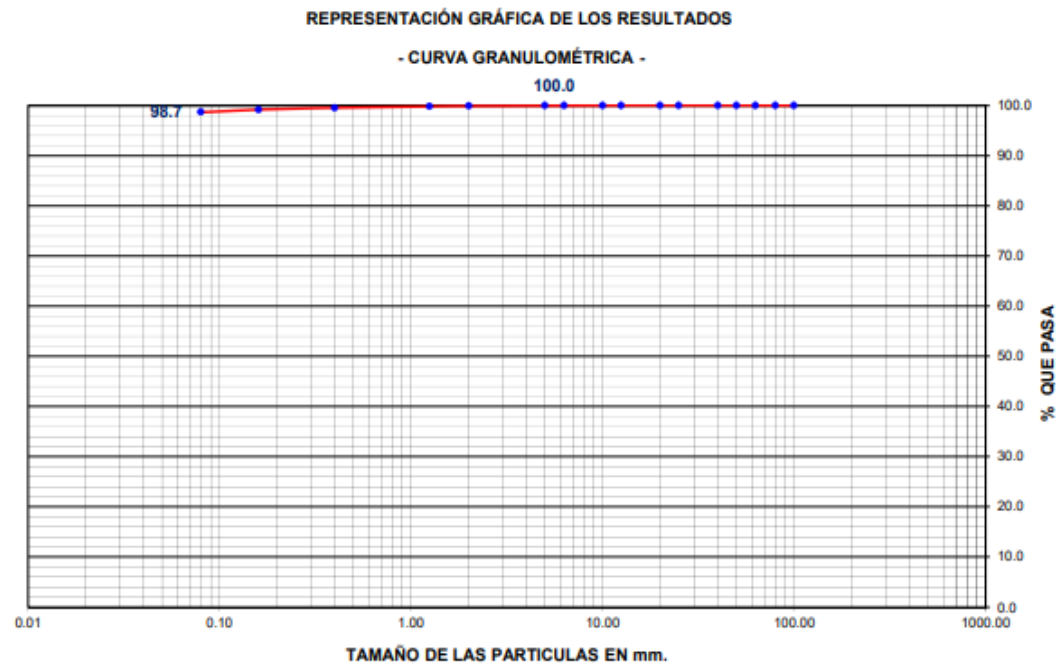


Figura 7: Curva granulométrica de la muestra M-307.

- M-309

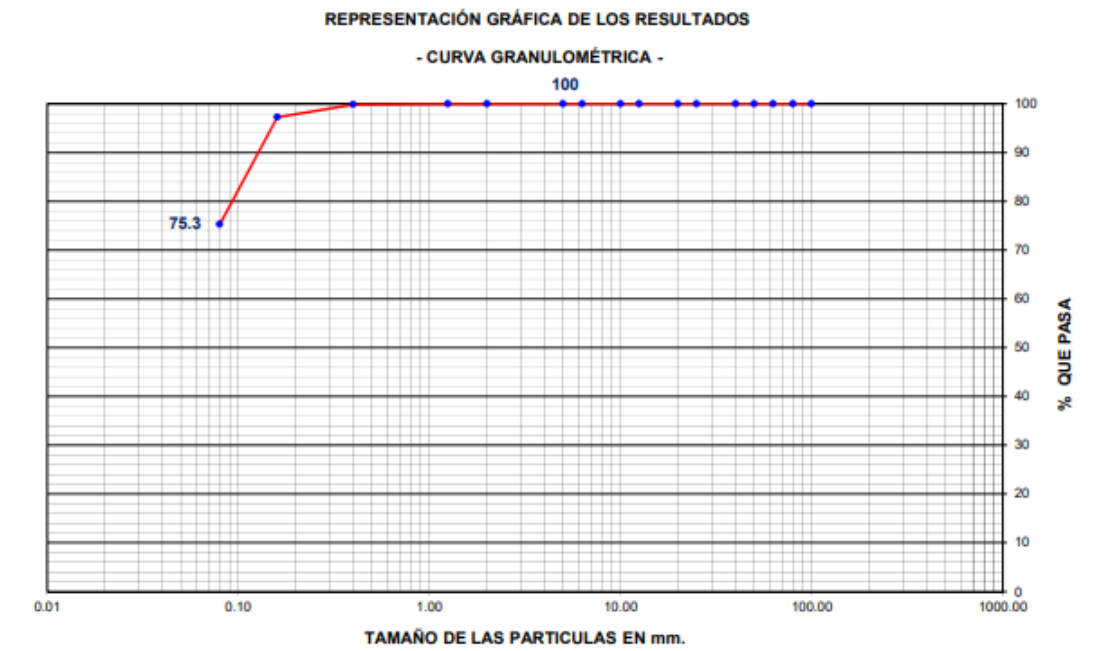


Figura 9: Curva granulométrica de la muestra M-309.

3. Descripción gráfica de la penetración dinámica

4. Plano de Ubicación (estación y ensayos de campo) y del Perfil lito-estratigráfico

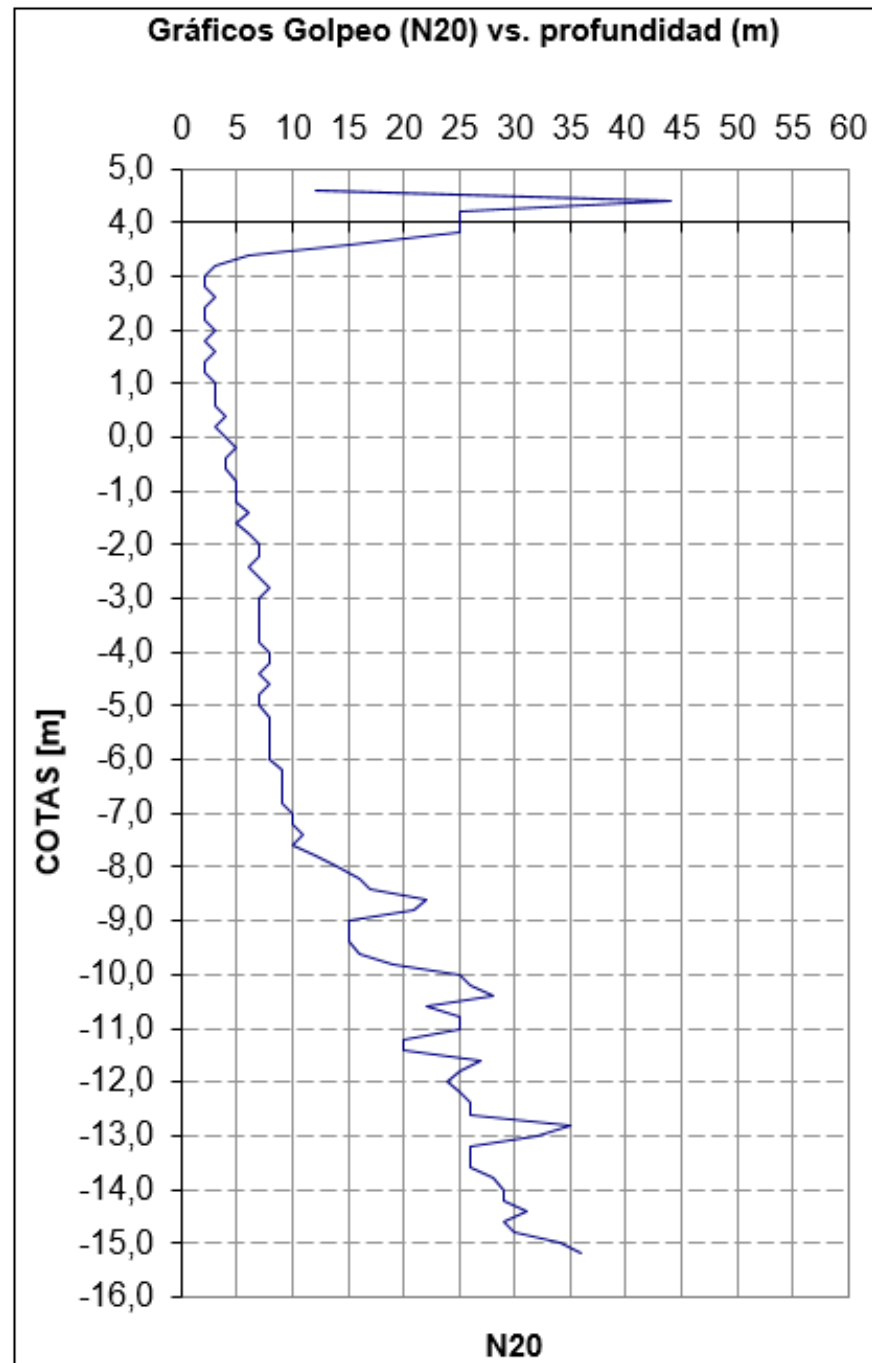
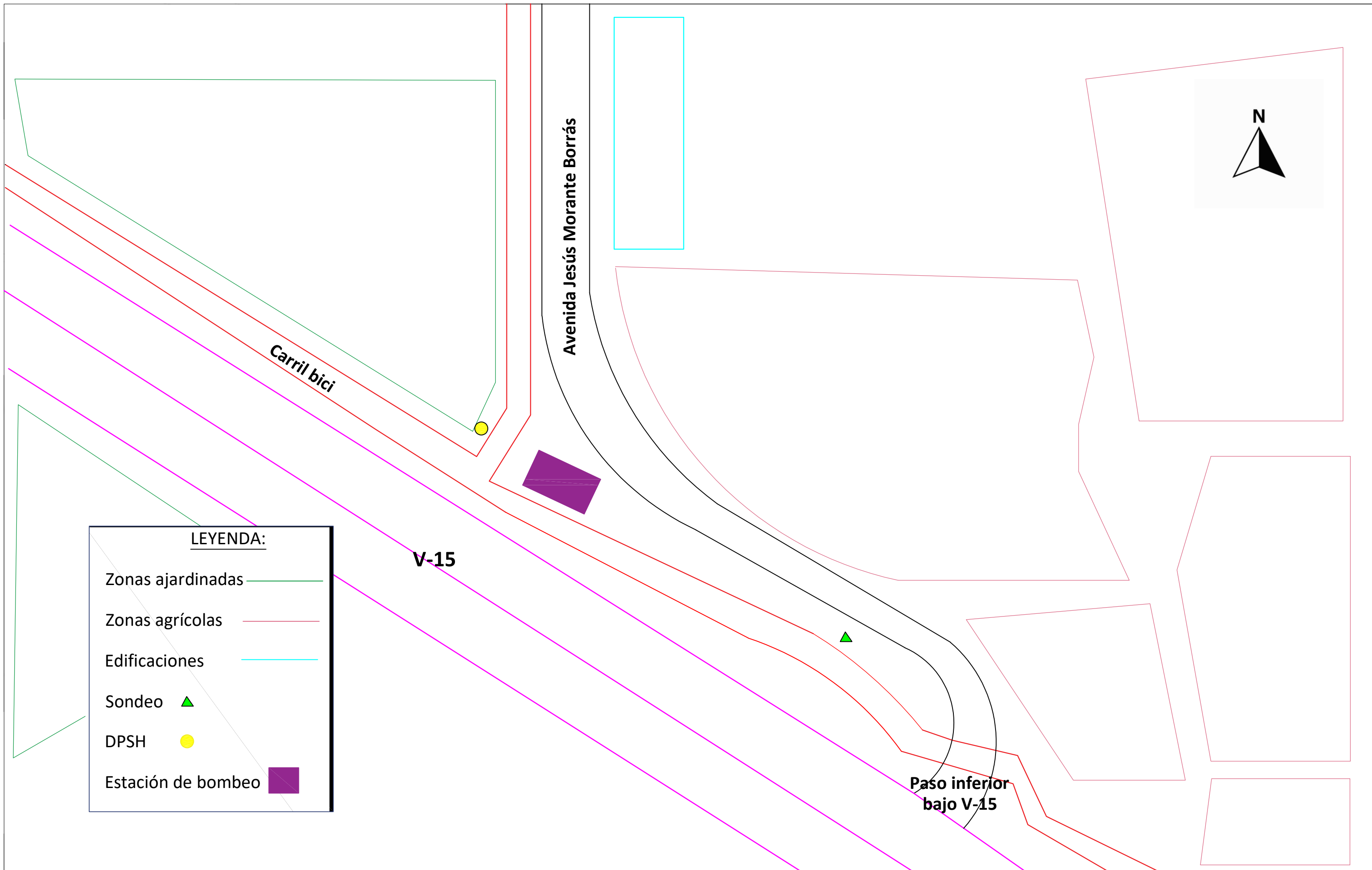
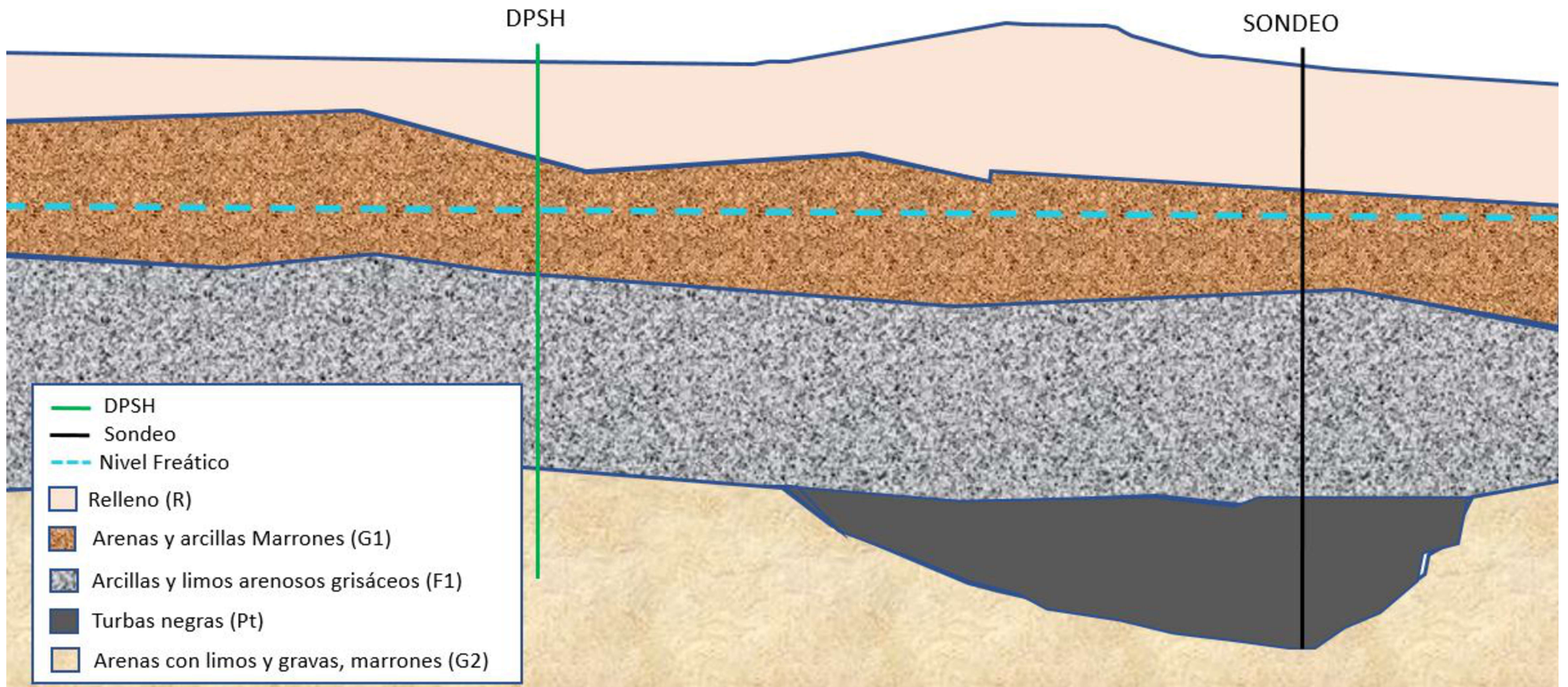


Figura 10: Representación gráfica de la prueba DPSH 01. Fuente: Elaboración propia.



	UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA	AUTOR: ANA GONZÁLEZ FERNÁNDEZ	TÍTULO TRABAJO FIN DE GRADO: ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA EXCAVACIÓN Y CIMENTACIÓN DE UNA ESTACIÓN DE BOMBEO EN EL CRUCE DE LA AVENIDA JESÚS MORANTE BORRÁS, CAMÍ DEL VALLADAR Y AUTOPISTA V-15 (Valencia)	FECHA: NOVIEMBRE 2021	ESCALA: 1:500	TÍTULO DEL PLANO: UBICACIÓN Y ENSAYOS DE CAMPO	Nº DE PLANO: 2
	ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS						HOJA 1 DE 1



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALENCIA
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE
 INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y
 PUERTOS

AUTOR:
 ANA GONZÁLEZ FERNÁNDEZ

TÍTULO TRABAJO FIN DE GRADO:
 ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA EXCAVACIÓN Y
 CIMENTACIÓN DE UNA ESTACIÓN DE BOMBEO EN EL
 CRUCE DE LA AVENIDA JESÚS MORANTE BORRÁS, CAMÍ
 DEL VALLADAR Y AUTOPISTA V-15 (Valencia)

FECHA:
 NOVIEMBRE
 2021

ESCALA:
 S/E

TÍTULO DEL PLANO:
 CROQUIS DEL
 PERFIL
 ESTRATIGRÁFICO

Nº DE PLANO:
 1
 HOJA 1 DE 1

ANEJO Nº 3: COMPROBACIONES TÉCNICAS

ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA EXCAVACIÓN Y CIMENTACIÓN DE UNA ESTACIÓN DE BOMBEO EN EL CRUCE DE LA AVENIDA JESÚS MORANTE BORRÁS, EL CAMÍ DEL VALLADAR Y LA AUTOPISTA V-15, EN VALENCIA.

Presentado por
González Fernández, Ana

Para la obtención del
Grado en Ingeniería Civil

Curso: 2021/2022

Tutora: María Elvira Garrido de la Torre



Índice

1. Introducción	5
2. Marco Normativo	5
3. Hundimiento; Estado límite último	6
4. Flotabilidad	9
5. Deformación del terreno; Estado límite de servicio	10
6. Estabilidad de Taludes	14
6.1 Procedimiento	14
7. Sistemas de contención	20
7.1 Cálculos a seguir de los empujes	20
7.2 Dimensionamiento	24
8. Conclusiones	25
APENDICE Nº1: RESULTADO DEL ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	26

Índice de Figuras

Figura 1: Ejemplo de hundimiento. Fuente: CTE. DB-SE-Cimientos 6
Figura 2: Presión vertical de hundimiento. Fuente: CTE 7
Figura 3: Modulo de elasticidad medio equivalente. Fuente: Guía de Cimentaciones en obras de carretera 10
Figura 4: Incremento de presión vertical total. Fuente: Guía de Cimentaciones en obras de carretera 10
Figura 5: Módulo de Poisson equivalente. Fuente: Guía de Cimentaciones en obras de carretera. 10
Figura 6: Asiento. Fuente: Guía de Cimentaciones en obra de carretera. 11
Figura 7: Coeficiente de consolidación vertical. Fuente: Apuntes de la asignatura de 3º Geotecnia y cimientos. 12
Figura 8: Ejemplo de output de la aplicación informática Slide. Fuente: http://www.icod.es . 14
Figura 9: Unidades y dirección de estudio de círculo de rotura. Fuente: Slide. 15
Figura 10: Métodos de cálculo. Fuente: Slide. 15
Figura 11: Contorno del perfil del terreno. Fuente: Slide. 15
Figura 12: Contorno del perfil del terreno con los estratos. Fuente: Slide. 15
Figura 13: Definición de características de los materiales, capa del Relleno. Fuente: Slide 16
Figura 14: Opción para hacerlo circular y manual. Fuente: Slide. 16
Figura 15: Espaciado de la malla. Fuente: Slide. 17
Figura 16: Modelo con taludes verticales, con capa de nivel freático y sin sobrecarga. Fuente: Slide. 17
Figura 17: Modelo con taludes verticales, NF y con sobrecarga 10 kPa. Fuente: Slide. 17
Figura 18: Modelo con una pendiente de 60º, con capa de nivel freático y con sobrecarga. Fuente: Slide. 18
Figura 19: Modelo con una pendiente de 45º, con capa de nivel freático y con sobrecarga. Fuente: Slide. 18
Figura 20: Modelo de la excavación con una pendiente de 45º. (Fuente: Slide). 18
Figura 21: Modelo con una pendiente de 45º, sin capa de nivel freático y con sobrecarga. Fuente: Slide. 19
Figura 22: Coeficiente del modelo anterior, 1.148. Fuente: Slide. 19
Figura 23: Perfil estratigráfico con tablestaca con una profundidad de "d". Fuente: Elaboración propia. 20
Figura 24: Esquema de distribuciones de empujes unitarias efectivas activas del terreno y el agua. Fuente: Elaboración propia. 22
Figura 25: Esquema de distribuciones de empujes unitarias efectivas pasivas del terreno y el agua. Fuente: Elaboración propia. 23
Figura 26: Perfil estratigráfico con tablestacas hincadas en ambos lados y excavación realizada. Fuente: Elaboración propia. 24

Índice de Tablas

Tabla 1: Tabla resumen de la deformación elástica del estrato Arcillas y limos arenosos grisáceos. 11
Tabla 2: Características de los materiales del segundo estrato. 16
Tabla 3: Características de los materiales del tercer estrato. 16
Tabla 4: Valores para los parámetros geotécnicos en el empuje activo. 20
Tabla 5: Valores para los parámetros geotécnicos en el empuje pasivo. 22
Tabla 6: Resultante de los empujes activos del terreno y agua. 24
Tabla 7: Resultante de los empujes pasivos del terreno y agua. 24

1. Introducción

El presente trabajo de Fin de Grado tiene como objetivo la redacción de un estudio geotécnico para la construcción de una estación de bombeo que se situará al final de la Avenida de Jesús Morante Borrás, Valencia. Estará ubicado junto al acceso sureste de la ciudad de Valencia, autopista V-15, en el PP.KK 2+350.

El presente anejo contiene los cálculos que han sido necesarios para poder resolver los problemas de hundimiento, deformación del terreno, flotabilidad y estabilidad de los taludes de excavación. Además, se exponen las características que se observan en cada uno de ellos teniendo en cuenta la normativa vigente y se expone el sistema de contención que se va a utilizar.

2. Marco Normativo

- Con respecto al hundimiento se han seguido las recomendaciones de cimentaciones del Código Técnico de la Edificación (CTE) que será el Documento Básico SE-C, seguridad estructural, cimientos para los estados límites últimos de hundimiento y estabilidad global y el estado límite último de servicio de flotabilidad.
- Guía de cimentaciones en obras de carretera, es necesario para el estudio del estado límite de servicio de deformación del terreno.

3. Hundimiento; Estado límite último

Esta comprobación se ha realizado según establece el Documento Básico SE-C, el hundimiento puede darse debido a la aplicación de una carga vertical creciente sobre una cimentación, esto da lugar a un asiento creciente donde la resistencia al corte se agota por completo. Estas comprobaciones se han realizado gracias al Código Técnico de la Edificación. Las curvas presión-asiento según el punto 4.2.1.1 Concepto de hundimiento del documento anteriormente citado, pueden adoptar diferentes formas aunque esto depende la mayoría de las veces del tamaño de la zapata, la forma, su naturaleza o la resistencia que tiene el suelo entre otras.

Esto se basará en la suposición de una cimentación superficial por lo que se llevarán a cabo las comprobaciones necesarias.

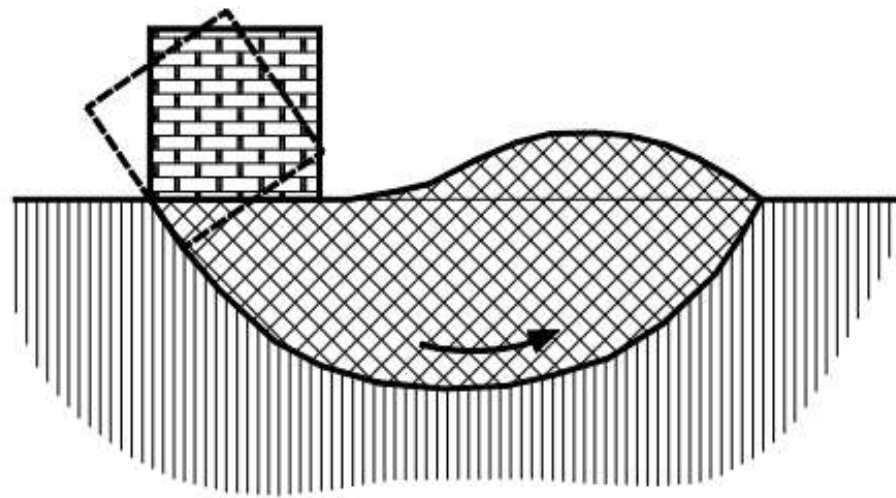


Figura 1: Ejemplo de hundimiento. Fuente: CTE. DB-SE-Cimientos

Para comenzar, en este apartado se realizarán los cálculos necesarios para poder comprobar que la cimentación que se ha elegido trasfiere al terreno unas cargas que garanticen que la seguridad frente al hundimiento y su rotura es correcta. Por lo tanto, para el tamaño y la forma que tiene la zapata se ha utilizado la siguiente nomenclatura:

- L: Longitud del lado más largo que tiene la estación.
- B: es el ancho del lado más corto que tiene la estación.
- P: es la profundidad a la que está apoyada la estación.

En cuanto a las fórmulas, se van a utilizar los anteriores parámetros que aparecen. Al tener cargas horizontales las magnitudes de la longitud (L) y del ancho (B) son corregidas, por lo tanto, pasan a nombrarse como L' y B'. Como las cargas son verticales, incluyendo, el peso de las instalaciones de la estación, esto da lugar a una carga en la estación que es vertical y por tanto no hay excentricidad.

En este caso se ha estimado la carga correspondiente al peso propio de la estación de bombeo (con las dimensiones de proyecto) tal y como se detalla a continuación. A esta carga se le debe sumar el peso de las instalaciones que será de 685.2 kN.

Para comenzar, se van a realizar los cálculos de las áreas que tienen los apoyos de las diferentes alturas de la estación de bombeo:

- Cámara pequeña (superficial):

$$A1 = B * L = 2.2 * 3.3 = 7.20 \text{ m}^2$$

- Cámara grande:

$$A2 = B * L = 4.78 * 3.3 = 15.80 \text{ m}^2$$

A continuación, es preciso determinar el volumen de hormigón de la estructura ya que para obtener el peso del hormigón será necesario.

- Cámara pequeña:

$$\begin{aligned} P1 &= \text{Volumen hormigón} * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \\ &= [(2.20 * 0.5 * 3.3) + (0.30 * 2.20 * 3.30) + (1.35 * 0.35 * 3.30) + 2 * (0.35 * 2.20 * 1.35)] \text{m}^3 * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 236.25 = 236.3 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Cámara grande:

$$\begin{aligned} P2 &= \text{Volumen hormigón} * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \\ &= [(2 * (3.60 * 0.35 * 4.78) \text{m}^3 + (3.3 * 4.78 * 0.5) \text{m}^3 + 3 * (3.60 * 0.35 * 3.3) \text{m}^3 + (0.30 * 4.78 * 3.3)] \text{m}^3 * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 928.50 \text{ kN} \end{aligned}$$

Teniendo en cuenta el peso de las instalaciones, el peso del hormigón y el volumen de agua interior, se obtendrá la carga transmitida total o también llamado presión vertical total, para ello se procede a calcular según sea la cámara. Se obtendrán distintas cargas según la cámara, si es la cámara más pequeña (cámara superficial) se denominará como "qt1" y si es la cámara más grande se le denominará como "qt2".

- Cámara pequeña:

$$qt1 = \frac{\text{Peso del hormigón}}{A1} = \frac{236.3 \text{ kN}}{7.20 \text{ m}^2} = 32.80 \text{ kN/m}^2$$

- Cámara grande:

$$q_{t2} = \frac{\text{Peso del hormigón} + \text{Instalaciones} + \text{Volumen agua interior}}{A2}$$

$$= \frac{928.50 + 685.2 + [((2 * (1.69 * 2.60 * 4.2)m^3 + (1.35 * 2.60 * 1.85)m^3)) * 10 \frac{kN}{m^3}]}{15.8 m^2}$$

$$= 129.60 = 130 kN/m^2$$

Con respecto al volumen de agua interior, del lado de la seguridad, se ha supuesto una situación extrema dónde ambas cámaras se llenen de agua totalmente a causa de algún problema mecánico o alguna rotura.

En este caso las dos cargas transmitidas de las distintas cámaras no se pueden sumar ya que están en distinto nivel. Sin embargo, el resultado que tenemos en cuenta en este apartado es la carga transmitida más elevada, que corresponde a la de la cámara grande, ya que será más restrictiva. Según nuestra estación de bombeo y el perfil estratigráfico, se han excavado 1 metro de relleno, 3.10 metros de arenas y arcillas marrones, y por último se excavan 0.40 metros del estrato de arcillas y limos arenosos grisáceos. A la capa del relleno se le ha adjudicado un peso específico de 17 kN/m³ ya que no se tienen resultados de ensayo de este material, y sabiendo que los rellenos en general no son suelos muy compactos. A la capa de arcillas y limos marrones le corresponde un peso específico de 20.3 kN/m³ y al último estrato de arcillas y limos arenosos grisáceos le pertenece un peso específico de 12.9 kN/m³, obtenidos de las muestras del estudio geotécnico que se han obtenido en el laboratorio. Esta profundidad tiene un total de 4.5 metros excavables, por lo que tendrá una presión total geostática de:

$$q_0 = \left[\left(1m * 17 \frac{kN}{m^3} \right) + \left(3.10m * 20.30 \frac{kN}{m^3} \right) + \left(0.40m * 12.90 \frac{kN}{m^3} \right) \right] = 85.10 kN/m^2$$

La estación de bombeo tiene una presión total en el plano de cimentación de 85.10 kN/m², esta cifra es la tensión que soporta el terreno a una profundidad de 4.50 metros. La presión que ejerce la estación es mayor a la presión vertical total, por esta razón, podría ocasionar hundimiento debido a que la presión transmitida neta es positiva.

$$85.10 \frac{kN}{m^2} < 130 \frac{kN}{m^2}$$

En general, utilizar un parámetro de seguridad frente un estado de hundimiento garantiza la seguridad de la cimentación, por lo que se suele definir con la siguiente formulación que es el coeficiente de seguridad frente al estado límite último, hundimiento:

$$F_h = \frac{\text{Presión hundimiento neta}}{\text{Presión transmitida neta}} = \frac{P_{vhn}}{P_{vtn}}$$

Como se observa en la ecuación anterior, podemos definir los distintos valores como:

- F_h : es el coeficiente de seguridad frente al estado límite último de hundimiento, en la mayoría de los casos se recomienda que este valor sea mayor o igual a 3.
- P_{vhn} : este parámetro es diferencia entre la presión de inicio y la presión de hundimiento. También se le llama presión de hundimiento neta.
- P_{vtn} : en caso de la presión neta transmitida, se diferencia entre la carga transmitida y la inicial.

Por lo que se tendrá que calcular la presión de hundimiento neta para poder comprobar la presión máxima admisible del terreno a través del Código Técnico de la Edificación. A continuación, se muestra los resultados de los parámetros anteriores:

$$P_{vtn} = 130 \frac{kN}{m^2} - 85.10 \frac{kN}{m^2} = 44.9 = 45 \frac{kN}{m^2}$$

$$P_{vhn} = P_{vtn} * F_h = 45 \frac{kN}{m^2} * 3 = 135 \frac{kN}{m^2}$$

Por tanto, se va a emplear el CTE para, mediante el método de Brinch Hansen, conocer la carga vertical de hundimiento según la siguiente fórmula:

$$q_h = c_k N_c d_c s_c i_c t_c + q_{0k} N_q d_q s_q i_q t_q + \frac{1}{2} B^* \gamma_k N_\gamma d_\gamma s_\gamma i_\gamma t_\gamma$$

Figura 2: Presión vertical de hundimiento. Fuente: CTE

Siendo:

- q_h : presión vertical de hundimiento o también se le puede llamar como resistencia característica del terreno R_k .
- q_{0k} : es la presión vertical característica alrededor del cimiento al nivel de su base.
- C_k : es el valor característico de la cohesión del terreno.
- B^* : es el ancho equivalente que tiene el cimiento.
- γ_k : es el peso específico característico del terreno por debajo de la base del cimiento.
- N_c, N_q, N_γ : son los factores de capacidad de carga. Son adimensionales y dependen únicamente del valor característico del ángulo de rozamiento interno característico del terreno (ϕ_k). Se denominan respectivamente factor de cohesión, de sobrecarga y de peso específico.
- d_c, d_q, d_γ : son los coeficientes correctores de influencia que tienen que considerar la resistencia al corte del terreno que está situado por encima y alrededor de la base del cimiento. Se denominan factores de profundidad.
- s_c, s_q, s_γ : estos coeficientes son correctores de influencia para considerar la forma en planta del cimiento.

- i_c, i_q, i_γ : son los coeficientes correctores de influencia para considerar el efecto de la inclinación de la resultante de las acciones con respecto a la vertical.
- t_c, t_q, t_γ : coeficientes correctores de influencia para considerar la proximidad del cimiento a un talud.

Para comenzar, los parámetros t, i y d son igual a 1. En este caso el parámetro t será igual a 1 ya que la estructura no está cerca de ningún talud, sí que es verdad que está cerca de un terraplén pero el valor máximo será 1 debido a que no hay ningún talud en las proximidades. Respecto al parámetro i depende de la inclinación de la carga, en este caso, la carga va a ser vertical porque sólo existe una carga que es el peso de la estación y el agua que contenga. Y por último los parámetros d valen 1 porque como tenemos que el ancho es 3.30 metros y el plano de apoyo está a 4.50 metros de la superficie del terreno, por lo tanto, como 4.50 es más pequeño que el doble de 3.30 metros, entonces los parámetros d son 1. Del lado de la seguridad son igual a 1 porque la cimentación se considera directa, está muy cerca de la superficie.

A continuación, se observará la siguiente formulación que se ha utilizado para los demás parámetros restantes:

- B^* : es el ancho eficaz, al no tener carga excéntrica ya que la mayoría de las cargas son verticales y centradas B es igual a B^* , por lo que:

$$B = B^* = 3.30 \text{ metros}$$

- γ_K : es el peso específico del terreno que queda por debajo del plano de apoyo, si el nivel freático está por encima del plano de apoyo como es en este caso, nuestro depósito está apoyado a 4.50 metros y el agua está a 1.81 metros de la superficie por lo que todo el terreno que queda por debajo de la estación estará sumergido en agua. Así mismo se le puede nombrar como el peso específico sumergido. Al tener el plano de cimentación en el estrato de arcillas y limos arenosos grisáceos se ha optado por suponer el peso específico sabiendo cual es el estrato y el golpeo que ha necesitado.

$$\gamma_K = \text{Peso específico} \frac{kN}{m^3} - 10 \frac{kN}{m^3} = 12 - 10 = 2 \frac{kN}{m^3}$$

- q_{0k} se ha obtenido en el apartado anterior, que es la tensión que transmite el peso del terreno en esa cota:

$$q_0 = \left[\left(1m * 17 \frac{kN}{m^3} \right) + \left(3.10m * 20.30 \frac{kN}{m^3} \right) + \left(0.40m * 12.90 \frac{kN}{m^3} \right) \right] = 85.10 \frac{kN}{m^2}$$

- C_k , hay que comprobar tanto si es una situación a corto plazo como si es una situación a largo plazo. Si estamos haciendo el cálculo a corto plazo, el parámetro será la mitad de la resistencia a compresión simple. Si se está realizando a largo plazo dependería si las arcillas están normalmente consolidadas o sobre consolidadas, en este caso, sí que están normalmente consolidadas. Eso quiere decir que el

material está cerca de la desembocadura de un río, en el delta del río Turia, y ahí lo único que ha habido con el paso del tiempo son aportes de material. Esto implica que la cohesión efectiva de este estrato es nula.

- Corto plazo:

$$C_k = \frac{qu}{2} = \frac{100}{2} = 50 \frac{kN}{m^2}$$

- Largo plazo:

$$C_k = 0$$

-Con respecto a N_c, N_q, N_γ también se tiene que resolver tanto a corto como a largo plazo, en el caso de ser a largo plazo hay que tener en cuenta el ángulo de rozamiento y si es a corto plazo les corresponde unos valores determinados. El ángulo de rozamiento del estrato a largo plazo se ha averiguado gracias a la tabla Por lo que se calculara de la siguiente manera:

- Corto plazo:

$$N_c = 5.14$$

$$N_q = 1$$

$$N_\gamma = 0$$

- Largo plazo:

$$N_q = \frac{1 + \text{Sen } \phi'}{1 - \text{Sen } \phi'} * e^{\pi * t * g \phi'} = \frac{1 + \text{Sen } 22}{1 - \text{Sen } 22} * e^{\pi * t * g 22} = 7.82 = 7.80$$

$$N_c = (N_q - 1) * \cotg \phi' = (7.80 - 1) * 2.50 = 16.80$$

$$N_\gamma = 1.50 * (N_q - 1) * t * g \phi' = 4.10$$

- s_c, s_q, s_γ , estos parámetros son distintos a largo y corto plazo, pero apenas se diferencian por lo que se pueden utilizar los mismos para las dos situaciones. Son tan ligeramente distintos que no es necesario.

Para el coeficiente corrector del factor N_c , les corresponderán las siguientes fórmulas, donde B^* es el menor de los dos lados:

$$S_c = 1 \text{ cuando es una zapata circular}$$

$$S_c = 1 + 0.20 * \frac{B^*}{L} = 1.15 \quad \text{para las zapatas rectangulares}$$

Para N_q se pueden observar las siguientes ecuaciones; la primera será para una zapata circular en cambio la segunda será para una zapata rectangular que es nuestro caso:

$$S_q = 1.20$$

$$S_q = 1 + tg\phi_k * \frac{B^*}{L} = 1 + tg 22 * \frac{3.3}{4.78} = 1.30$$

Y por último para el coeficiente corrector del factor N_γ tenemos las siguientes:

$$S_\gamma = 0.60 \quad \text{para zapatas circulares}$$

$$S_\gamma = 1 - 0.30 * \frac{B^*}{L} = 0.80$$

En nuestro caso se va a utilizar la formulación de la zapata rectangular que es la forma que presenta la base de la estación de bombeo. Por lo que se tomarán los resultados de las segundas formulas.

Con todos los parámetros anteriores se puede realizar la fórmula de la presión vertical de hundimiento, para comenzar se va a realizar en una situación a corto plazo seguido de la situación a largo plazo. En el momento en el que estén los resultados se va a escoger el número más restrictivo posible.

- Situación a corto plazo:

$$q_h = 406.20 \frac{kN}{m^2}$$

- Situación a largo plazo:

$$q_h = 873.70 \frac{kN}{m^2}$$

Se ha escogido la situación a corto plazo ya que es la más restrictiva, hay que tener en cuenta que la carga de hundimiento es 406.20 kN/m^2 y la presión de hundimiento neta debe ser mayor que 135 kN/m^2 con un coeficiente de seguridad de 3, por lo que al ser la carga de hundimiento obtenida en la fórmula de Brich-Hansen, queda comprobado que no podrá alcanzar el estado límite último de hundimiento, es decir, no habrá problemas de hundimiento en ninguno de los casos.

4. Flotabilidad

Es necesario comprobar el riesgo de flotabilidad de la estación de bombeo, ya que podría haber problemas con las condiciones de equilibrio estático. En este caso, la peor de las circunstancias sería que el nivel freático subiese hasta la superficie del terreno, teniendo en cuenta que la capa freática realmente se encuentra a una profundidad de 1.81 m, esto deja el diseño del lado de la seguridad. Se ha tomado como referencia la cámara más grande ya que al ser más profunda la columna de agua que empuja será mayor y, por tanto, será más restrictiva. Además se ha considerado el peor de los escenarios y es que la cámara no contenga agua en su interior.

$$\text{Empuje del agua} = 4.5 \text{ m} * 10 \text{ kN/m}^2 = 45 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Peso de los muros de hormigón (P2)} = (2 * (3.60 * 0.35 * 4.78) \text{ m}^3 + (3.3 * 4.78 * 0.5) \text{ m}^3 + 3 * (3.60 * 0.35 * 3.3) \text{ m}^3 + (0.30 * 4.78 * 3.3) \text{ m}^3) * 25 \text{ kN/m}^2 = 928.50 \text{ kN}$$

$$\text{Peso propio de la estructura} = \frac{928.50 \text{ kN} + 685.2 \text{ kN} + 236.3 \text{ kN}}{15.8 \text{ m}^2} = 117.10 \frac{kN}{m^2}$$

Por lo tanto, el coeficiente de seguridad sería:

$$\text{Coef. de seguridad} = \frac{\text{Peso propio de la estructura}}{\text{Empuje del agua}} = \frac{117.10 \text{ kN/m}^2}{45 \text{ kN/m}^2} = 2.60$$

Si nos fijamos en la carga de ejecución, se han sumado el peso de hormigón de la cámara grande, más el peso de las instalaciones, más el peso de la cámara pequeña ya que está unida a la cámara grande y en caso de que se produzca algún levantamiento va a ser un único bloque.

5. Deformación del terreno; Estado límite de servicio

Se denomina deformación y no asiento cuando la carga que se va a transmitir es más pequeña que la tensión geoestática en el plano de apoyo, cuando esto ocurre, el terreno experimenta una descarga y, en consecuencia, va a hinchar en lugar de asentarse, por lo que va a aumentar de volumen. Esto se determina empleando la teoría de la elasticidad.

Al contemplar las tensiones transmitidas debido a las cimentaciones podrían incrementar las posibilidades de la existencia de deformaciones en el terreno. Esto puede significar la creación de asentamientos, giros o desplazamientos horizontales entre otros, en caso de que resulten excesivos, esto podría provocar pérdida de funcionalidad y podrían producir fisuras o grietas.

La verificación de este estado límite de servicio dependerá del tipo de terreno sobre el que se va a construir y del método que se haya elegido para estimar las deformaciones. Al mismo tiempo, este procedimiento se utilizará para garantizar la seguridad de la cimentación por lo que debe hacer testimonio de todos los parámetros geotécnicos, solicitaciones de la cimentación y por último de los tipos de cimiento. Hay que destacar que la presión intersticial realiza un control importante sobre la deformabilidad del terreno. El cálculo se hace independientemente para cada estrato debido a que cada uno se deforma de distinta manera, esto dependerá de la profundidad de la carga que reciba el terreno. Se requiere el estudio de, al menos, una profundidad que es el doble del ancho que tiene la estación por debajo del plano de apoyo, por lo que:

$$2 * B^* = 2 * 3.30 = 6.60 \text{ metros}$$

Es necesario realizar una serie de cálculos para verificar la seguridad frente a estados límite de servicio, por lo que los asentamientos serán especialmente importantes en este apartado. En primer lugar, se va a determinar el asiento inmediato o instantáneo mediante el método elástico y, a continuación se va a determinar el asiento mediante el método edométrico.

Asiento elástico:

Las siguientes fórmulas están pensadas para terrenos que son homogéneos, el valor del módulo de elasticidad medio equivalente se establece con la siguiente fórmula:

$$E = \frac{\sum \Delta\sigma_i \cdot h_i}{\sum \left(\frac{\Delta\sigma_i}{E_i} \right) \cdot h_i}$$

Figura 3: Módulo de elasticidad medio equivalente. Fuente: Guía de Cimentaciones en obras de carretera

Donde:

- E: es el módulo de elasticidad medio equivalente.
- E_i : es el módulo de elasticidad que tiene el estrato i .
- h_i : representa el espesor del estrato i .
- $\Delta\sigma_i$: es el incremento de la presión vertical total que está en el centro del estrato y en la vertical del centro de la cimentación, en este caso el decremento de carga determinada en virtud de la carga que se ha aplicado sobre la misma.

Para poder obtener el resultado de este parámetro es necesario utilizar la solución de la teoría de la elasticidad a través de la siguiente ecuación:

$$\Delta\sigma = p \cdot (1 - \cos^3 \alpha)$$

Figura 4: Incremento de presión vertical total. Fuente: Guía de Cimentaciones en obras de carretera

Se observa en la ecuación anterior (Figura 4) que p es la presión media transmitida por la cimentación, el $\arctg(a/z)$ es α que se expresa en radianes. El radio de la cimentación circular equivalente corresponde a a y por último z que se le denomina como profundidad del punto en cuestión que se sitúa bajo el plano de apoyo del cimiento.

Por ello se ha utilizado para este cálculo el módulo de Poisson equivalente que puede llegar a tomar el valor de la media ponderada utilizando los mismos valores de $\Delta\sigma_i$ para los pesos de ponderación

$$v = \frac{\sum v_i \cdot h_i \cdot \Delta\sigma_i}{\sum h_i \cdot \Delta\sigma_i}$$

Figura 5: Módulo de Poisson equivalente. Fuente: Guía de Cimentaciones en obras de carretera.

Mediante estas ecuaciones se determina la deformación del terreno, en caso que resulte un valor crítico, la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera, recomienda usar los modelos de cálculo numérico adecuados.

En este caso se va a determinar la deformación que sufrirá el terreno por dos métodos distintos y se tomará para el diseño la más restrictiva de las dos.

Con estos datos se calcula el asiento, según la siguiente expresión:

$$S = \frac{V * (1 - v^2)}{1.25 * E \sqrt{BL}}$$

Esta expresión solo es válida en cimentaciones rígidas por lo que se ha de comprobar en primer lugar si se puede considerar de tal forma la losa de cimentación de la estación de bombeo. La formulación a utilizar de cimentaciones rígidas se utiliza sabiendo que $L/B \leq 5$

La estación de bombeo realmente no tiene una forma totalmente rectangular, no obstante, al cumplir la condición $L/B \leq 5$, y ser casi rectangular se ha utilizado la formula anterior. Por lo que en este caso se vuelven a realizar los cálculos por cámaras, de cualquier forma, los valores de las dos cámaras cumplen con la condición que se ha citado a principios del párrafo.

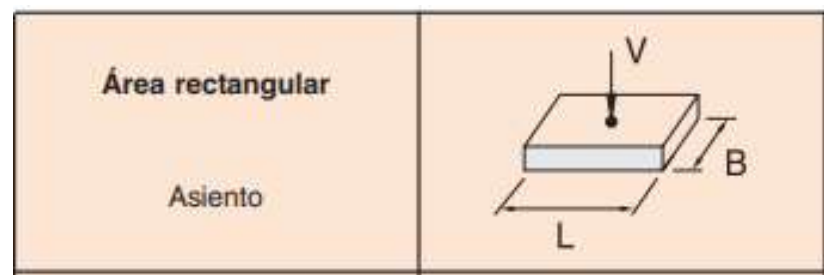


Figura 6: Asiento. Fuente: Guía de Cimentaciones en obra de carretera.

A continuación, se van a realizar los siguientes cálculos en función de lo planteado.

$$\frac{L}{B} = \frac{4.78}{3.30} = 1.45 \leq 5$$

Con las dimensiones de la estación de bombeo se verifica la primera condición, por lo que es correcto utilizar la fórmula para calcular el asiento.

Para comprobar que posibilidad tiene de deformabilidad en un principio se va a coger el estrato del plano de apoyo de la estación que es el plano de Arcillas y limos arenosos grisáceos, este estrato tiene una profundidad de 8 metros según el DPSH, por lo que si se tiene en cuenta que la mitad del estrato está a 4 metros, al ser un estrato lo suficientemente profundo no va afectar a la siguiente capa. Al tener que la profundidad que va a comprimirse va a ser 6.60 metros.

Como la estación de bombeo está apoyada en el estrato de arcillas y está sumergida en agua, lo primero que es necesario determinar es el cambio de tensión a que dará lugar la construcción de la estación en el centro del estrato que se comprime (como consecuencia de esta carga). Los cálculos son los siguientes:

$$P_{vtn} = \rho = 45 \frac{kN}{m^2}$$

$$a = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{3.30 * 4.78}{\pi}} = 2.30 \text{ metros}$$

$$\alpha = \arctg \frac{a}{z} = \arctg \frac{2.30}{\frac{6.6}{2}} = 0.6086 \text{ radianes}$$

El cálculo se debe realizar en grados por lo que habrá que hacer un cambio de unidades, de radianes a grados. De modo que se ejecutará de la siguiente manera:

$$\alpha = \frac{06086 * 180^\circ}{\pi} = 34.87 = 35^\circ$$

Por lo que el incremento de la carga vertical total que está en el centro del estrato será:

$$\Delta\sigma = \rho * (1 - \text{Cos}^3\alpha) = 45 \frac{kN}{m^2} * (1 - \text{Cos}^335) = 20.30 \frac{kN}{m^2}$$

Puesto que la construcción objeto de este trabajo cambiará las tensiones en una profundidad igual a dos veces el ancho, en este caso 6,60 m, y el estrato sobre el que se apoya tiene un espesor de 8.0 m, el estrato más profundo no se verá afectado y, por tanto, no va a ser necesario calcular la carga vertical de la siguiente capa correspondiente ya que sufriría asientos totalmente despreciables. En resumen, no va a ser necesario calcular el asiento del estrato de arenas con limos y gravas marrones.

En cambio, en el estrato de arcillas y limos arenosos grisáceos se debe calcular para ver cómo van a afectar estos asientos.

Siguiendo las fórmulas que se han citado anteriormente, para poder calcular las deformaciones (s) es necesario saber cuál es el parámetro V de la fórmula y para ello se ha realizado de la siguiente manera:

$$V = \Delta\sigma * A = 20.30 \frac{kN}{m^2} * (3.30m * 4.78m) = 320.20 \text{ kN}$$

ASIENTO ELASTICO			
Arcillas y limos arenosos grisáceos			
E (kPa)	v	E _m (kPa)	S (m)
1800	0.35	2890	0.031

Tabla 1: Tabla resumen de la deformación elástica del estrato Arcillas y limos arenosos grisáceos.

Método edométrico:

En segundo lugar se determinan los asentos a largo plazo mediante el método edométrico. El asiento total será la suma del asiento elástico más el asiento edométrico. Gracias a la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera se ha podido obtener la formulación para el cálculo de las deformaciones del estrato, por lo que siguiendo el apartado 4.8.2 los cálculos serán los siguientes:

$$\varepsilon_i = \frac{h}{1 + e_0} * [c_s * \log_{10} \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_0} \right)]$$

Donde:

- h : espesor de arcillas que tienes por debajo del plano de apoyo.
- e_0 : índice de huecos del estrato.
- c_c : índice de compresión del estrato en concreto.
- σ'_0 : tensión natural que existe en ese punto antes de actuar sobre el terreno.
- σ'_f : tensión natural que existe en ese punto después de actuar sobre el terreno.

$$Tensión\ total = 85.10 \frac{kN}{m^2} + \left(\frac{6.60}{2} m * 12.90 \frac{kN}{m^3} \right) = 127.70\ kPa$$

Mediante el cálculo de la presión intersticial se comprobará la existencia de columna de agua en dicha profundidad, 7.80 metros es la profundidad a la que está el plano de apoyo de la estación de bombeo más la mitad de la profundidad de dicho estrato.

$$Presión\ intserticial = ((3.30 + 4.50) - NF) * \gamma_{agua} = (7.80\ m - 1.80\ m) * 10 \frac{kN}{m^3} = 60\ kPa$$

$$\sigma'_0 = Tensión\ total - Presión\ intersticial = 127.70\ kPa - 60\ kPa = 67.70\ kPa$$

$$\sigma'_f = \sigma'_0 - \Delta\sigma = 67.70\ kPa + 20.30\ kPa = 88\ kPa$$

$$\varepsilon_i = \frac{h}{1 + e_0} * [c_s * \log_{10} \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_0} \right)] = \frac{3.30\ m}{1 + 1.3175} * [0.3195 * \log_{10} \left(\frac{88}{67.70} \right)] = 0.0518\ m$$

Como se puede observar en los cálculos anteriores, se han tenido en cuenta los valores de los ensayos de laboratorio, gracias a ellos, se ha podido estimar unos parámetros similares para obtener los valores de índice de huecos (e_0) y de índice de compresión (C_c). En este caso se ha utilizado como índice de compresión: 0.3195 y como índice de huecos: 1.3175.

Por tanto, se ha determinado el asiento edometrico gracias al producto de las deformaciones unitarias que, en este caso, solo ha sido necesario calcularlo para uno de los estratos como se ha explicado anteriormente.

Para finalizar este apartado, hay que determinar el asiento total:

$$Asiento\ total = \varepsilon_i + s = (0.0518) + (0.031) = 0.0828\ m$$

Al tener un valor positivo lo que se produce es compresión, aunque realmente en el momento en el que se va a excavar se va a producir un pequeño hinchamiento. Pero finalmente al construir la estación de bombeo gracias al peso y a la carga que produce se producirá compresión en el terreno. Según la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera, los movimientos que puede admitir una cimentación sin causar daño significativo en la estructura que soporta dependen de la tipología que sea, según esta norma, se recomienda unos valores para estructuras convencionales de hormigón. Esto se limita a un asiento máximo de 75 milímetros ya que en nuestro caso hablamos de una losa.

En este caso se ha obtenido un asiento de 8.28 centímetros, por lo que no entra dentro del límite máximo y no es admisible.

$$75\ mm \geq Asiento\ total \rightarrow 75\ mm \leq 83\ mm$$

Este tipo de problemas pueden llegar a provocar esfuerzos y deformaciones anormales en el terreno y estructura, aunque no lleguen a romperla, podría afectar al rendimiento y funcionamiento de equipos e instalaciones. Este asiento no cumple con la restricción anterior, por lo que al ser significativo puede haber problemas de asentos.

Debido a la situación anterior, es recomendable calcular el tiempo que tarda en producirse el 90% del asiento con una longitud de doble drenaje específica, ya que de este modo se podría ver si ocurre dentro del tiempo de funcionalidad de la obra o si ocurre fuera de tiempo. Para ello, va a ser necesaria la siguiente formula:

$$C_v = \frac{T_v \cdot d^2}{t_{90}} = \frac{0.848 \cdot d_{90}^2}{t_{90}}$$

Figura 7: Coeficiente de consolidación vertical. Fuente: Apuntes de la asignatura de 3º Geotecnia y cimientos.

Esta fórmula sirve para determinar en tiempo que puede tardar en consolidarse el terreno, mediante el coeficiente de consolidación vertical. Va a depender del nivel de tensión existente.

Donde:

- C_v : es el coeficiente de consolidación vertical.

- T_v : es la variable a la que llamamos factor de tiempo, es adimensional y depende del grado de consolidación.

- d_{90} : es la longitud de drenaje. Tiene unas dimensiones que se pueden expresar en mm, cm, m...

- t_{90} : tiempo donde se produce un porcentaje determinado de consolidación. Sus dimensiones son segundos, años, minutos...

Con respecto al coeficiente de consolidación vertical se ha escogido un valor de $0.80 \text{ m}^2/\text{año}$ que se ha encontrado en los ensayos de laboratorio. Para el valor de t_v , al querer el tiempo al 90% del asiento, se ha supuesto el valor que se observa en la fórmula expresada (Figura 7), $T_v = 0.848$. Para la longitud de drenaje ha sido necesario el espesor total del estrato Arcillas y limos arenosos grisáceos ya que los estratos que están por encima de este son más permeables, medirá 8 metros de capa, por lo que:

$$d_{90} = \frac{\text{Espesor de la capa}}{2} = \frac{8}{2} = 4 \text{ m}$$

Si calculamos el tiempo que tarde en producirse el asiento al 90%:

$$C_v = \frac{T_v * d_{90}^2}{t_{90}} \rightarrow \frac{0.80 \text{ m}^2}{\text{año}} = \frac{0.848 * 4^2}{t_{90}} \rightarrow t_{90} = 16.96 \text{ años} = 17 \text{ años}$$

Todos los cálculos anteriores se han realizado en el peor escenario posible, ya que la estación está totalmente inundada de agua. Teniendo en cuenta que en realidad esta situación extrema no va ser posible, sino que estará llena de agua a un nivel de agua habitual, se deberá repetir el cálculo para averiguar que asiento existe. Se ha calculado la presión transmitida neta en una situación normal, con una cota de agua de 1.545 metros de altura. Por tanto:

$$P_{vtn} = \rho = 21.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma = \rho * (1 - \text{Cos}^3\alpha) = 21.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * (1 - \text{Cos}^3 35) = 9.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Si usamos los valores anteriores, obtendremos un asiento elástico de:

$$v = 0.35$$

$$E = 1800 \text{ kPa}$$

$$V = \Delta\sigma * A = 9.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * (3.30 \text{ m} * 4.78 \text{ m}) = 152.02 \text{ kN}$$

$$s_0 = \frac{V * (1 - v^2)}{1.25 * E\sqrt{BL}} = \frac{152.02 * (1 - 0.35^2)}{1.25 * 1800 * \sqrt{3.30 * 4.78}} = 0.0149 \text{ m}$$

El asiento edométrico no cambia en absoluto, ya que no influye en este caso. Por tanto, el asiento total será:

$$\text{Asiento total} = \varepsilon_i + s_0 = 0.0149 \text{ m} + 0.0518 \text{ m} = 0.0667 \text{ metros}$$

En una situación normal el asiento total será de 6.70 centímetros, por lo que cumple con los límites impuestos.

$$75 \text{ mm} \geq \text{Asiento total} \rightarrow 75 \text{ mm} \geq 67 \text{ mm}$$

En definitiva, la diferencia entre la situación de diseño (situación normal) y la situación extrema es de 21 mm, aunque sea una diferencia despreciable en términos métricos, en este caso, hace que este dentro de los límites que se deben cumplir según la normativa.

En cualquiera de los dos casos, teniendo en cuenta que la estación de bombeo estará construida en una zona verde, el asiento no tendrá una importancia destacable. No será un problema puesto que no se prevé ninguna construcción por encima de esta ni afectará. En cambio, si se construyese o se moviese el carril bici ya existente tanto parcial como totalmente habría que tener en cuenta que aparecerían grietas en el pavimento a medida que la estación se vaya asentando ya que tardará 17 años en hacerlo por completo

Teniendo en cuenta que se ha obtenido un asiento de 67 mm es necesario aumentar 7 centímetros los muros de hormigón, así la estación de bombeo quedará enrasada totalmente y por tanto tendrá que recalcularse el proceso.

Tras volver a calcular el mismo proceso anterior se ha obtenido un asiento de 69 milímetros, 2 milímetros más que el asiento en la situación de diseño inicial, pero con toda la estación enrasada sigue cumpliendo la normativa.

$$75 \text{ mm} \geq \text{Asiento total} \rightarrow 75 \text{ mm} \geq 69 \text{ mm}$$

6. Estabilidad de Taludes

Determinar la estabilidad de los taludes durante la excavación, consiste en estudiar una posible inestabilidad del talud en el momento en el que se vaya a realizar la excavación necesaria para la construcción de la estación de bombeo.

Este tema puede estar relacionado tanto por temas geológicos como por temas geotécnicos. Hay que saber que la inestabilidad del talud puede ser causada por algún tipo de desnivel que puede producirse en el terreno debido a diversas razones como puede ser la transición del nivel freático que puede sufrir por las distintas estaciones del año, también por razones geológicas como la inestabilidad de las laderas o quizá por la estratificación.

Para este caso concreto se ha utilizado el método de las rebanadas para establecer la estabilidad de taludes. Este método consiste en dividir la masa en deslizamiento en una cadena de rebanadas en forma vertical, que se pueden suponerse como sólidos rígidos o como bloques que deben satisfacer cada uno de estos bloques las condiciones de equilibrio. En cada una de las rebanadas existentes pueden obtenerse debido a un supuesto equilibrio mecánico de cada una. Hay que destacar que son varios los procedimientos basados en esta teoría por esa razón en las comprobaciones de este documento se emplearán tres de ellos con el fin de elegir el más restrictivo.

Estos métodos son muy laboriosos en lo que respecta al cálculo, así que para agilizar éste se emplea un software denominado Slide y ha sido diseñado por Rocscience, empresa a nivel mundial muy potente en modelización geotécnica.

Slide es un software muy flexible que sirve para analizar la estabilidad de taludes en 2D donde se utilizan unos métodos de equilibrio límite para poder obtener el cálculo de la estabilidad. También puede analizar el agua subterránea que existe por elementos finitos con un estado estacionario y constituir diversas capacidades del análisis de sensibilidad, probabilísticos e incluso análisis retrospectivos. Es posible un análisis de la estabilidad tanto en superficies de rotura no circulares como en circulares. Su ámbito de aplicación tanto en obra civil como en minería puede llegar a ser muy variado, esto permite valorar numerosos problemas geotécnicos como pueden ser la estabilidad de los terraplenes, de taludes, edificios, presas etc.

Es recomendable en este análisis que para que se pueda considerar una excavación completamente segura, proporcione un coeficiente de seguridad mínimo de 1.5.

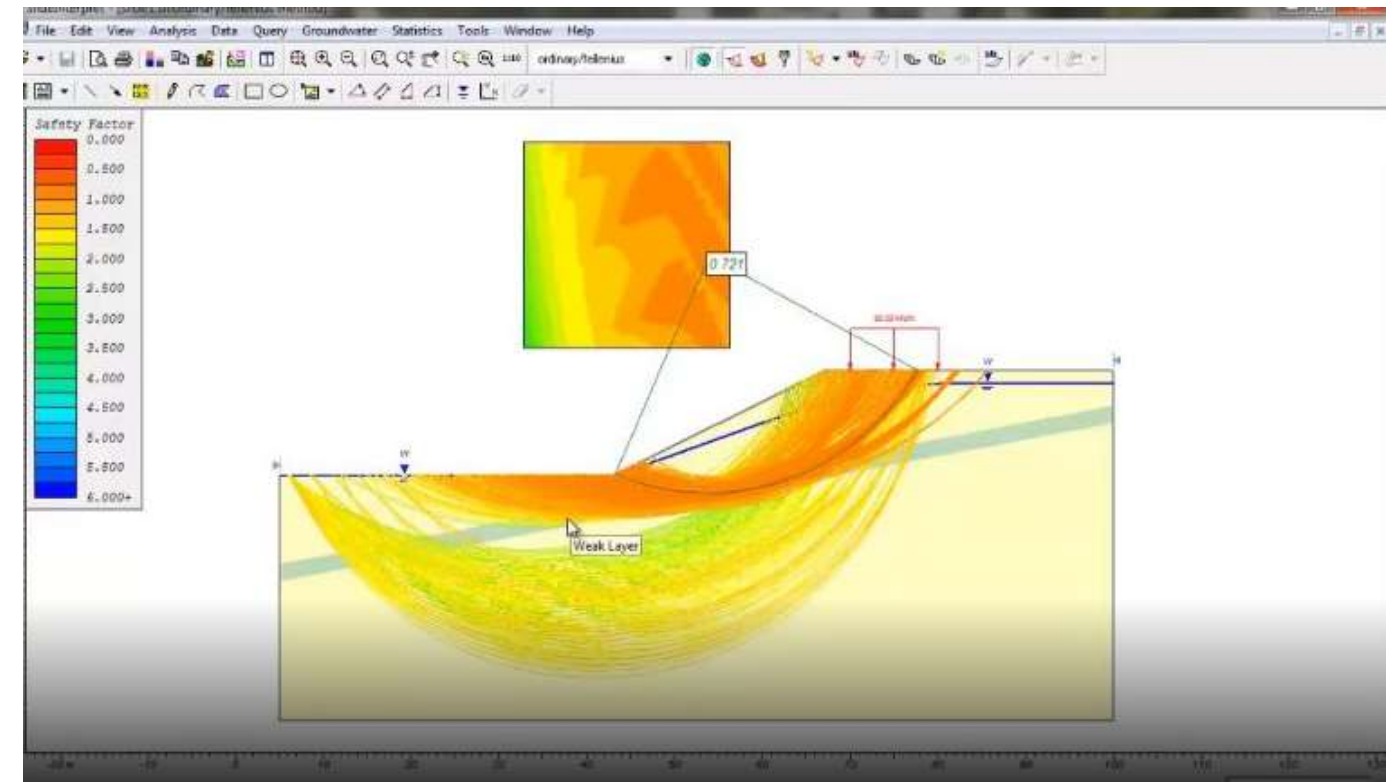


Figura 8: Ejemplo de output de la aplicación informática Slide. Fuente: <http://www.icod.es>.

6.1 Procedimiento

A continuación se va a explicar el procedimiento que se ha llevado a cabo con esta aplicación informática. En primer lugar se explora la posibilidad de realizar la excavación mediante taludes verticales. En caso de no ser posible se irá aumentando la pendiente para tener una inclinación compatible con la geometría de la parcela y siempre que no afecte ni al teraplén de la autovía V-15 (a la izquierda) ni a la calzada de la Avenida de Jesús Morante Borrás (a la derecha) y así poder observar que coeficientes de seguridad se obtienen para comprobar si son mayor o igual a 1.5.

Para empezar, se eligen las unidades en las que se va a trabajar que en este caso serán el sistema internacional, también se va a definir la dirección de estudio del círculo de rotura que en este caso la dirección será de derecha a izquierda (Figura 9).

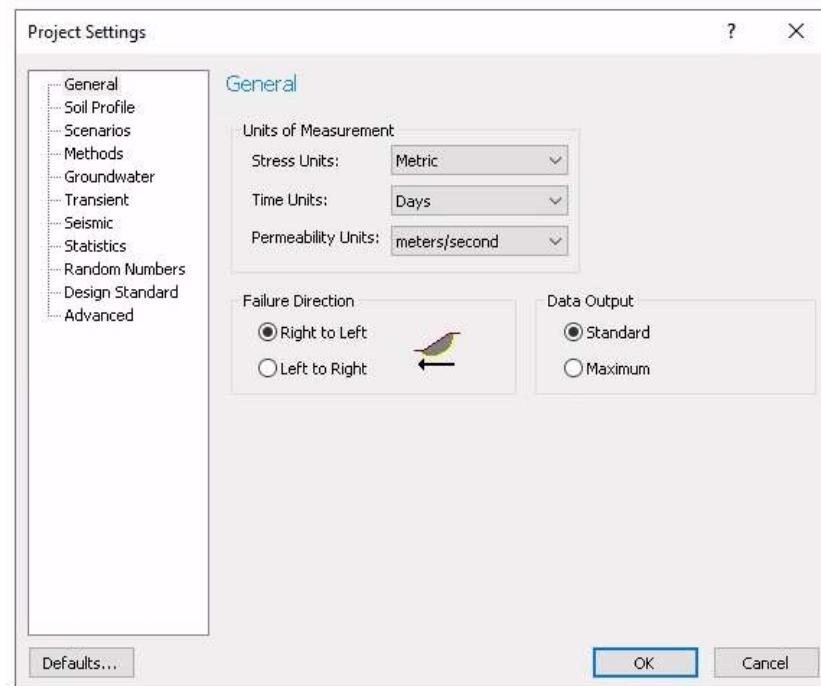


Figura 9: Unidades y dirección de estudio de círculo de rotura. Fuente: Slide.

El siguiente paso, en la misma pestaña que la anterior en vez de ir al menú general hay que ver cuáles son los métodos de cálculo (Methods) los más importantes son: Bishop simplified, Janbu simplified y Ordinary/Fellenius, puesto que Fellenius fue el creador del método de las rebanadas. Se marcan los tres métodos para quedarse finalmente con el coeficiente de seguridad más restrictivo de los tres (Figura 10).

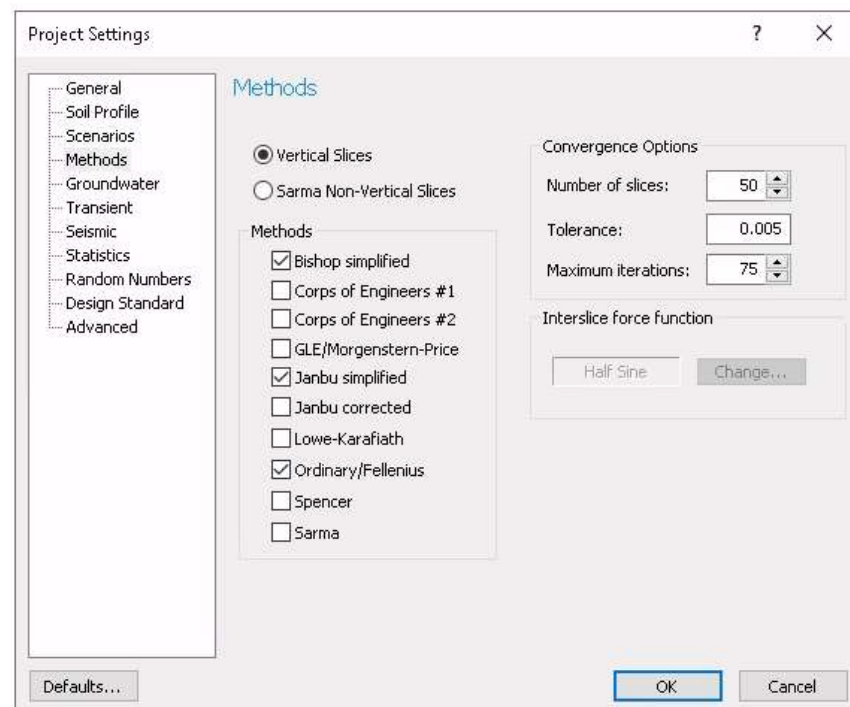


Figura 10: Métodos de cálculo. Fuente: Slide.

El siguiente paso será introducir el contorno del perfil estratigráfico del terreno y la excavación prevista. Esto se hace gracias a las coordenadas de cada uno de los puntos (x,y). Las herramientas necesarias son Boundaries/Add external Boundary y, por último, se introducen todas las coordenadas hasta tener el contorno del perfil.

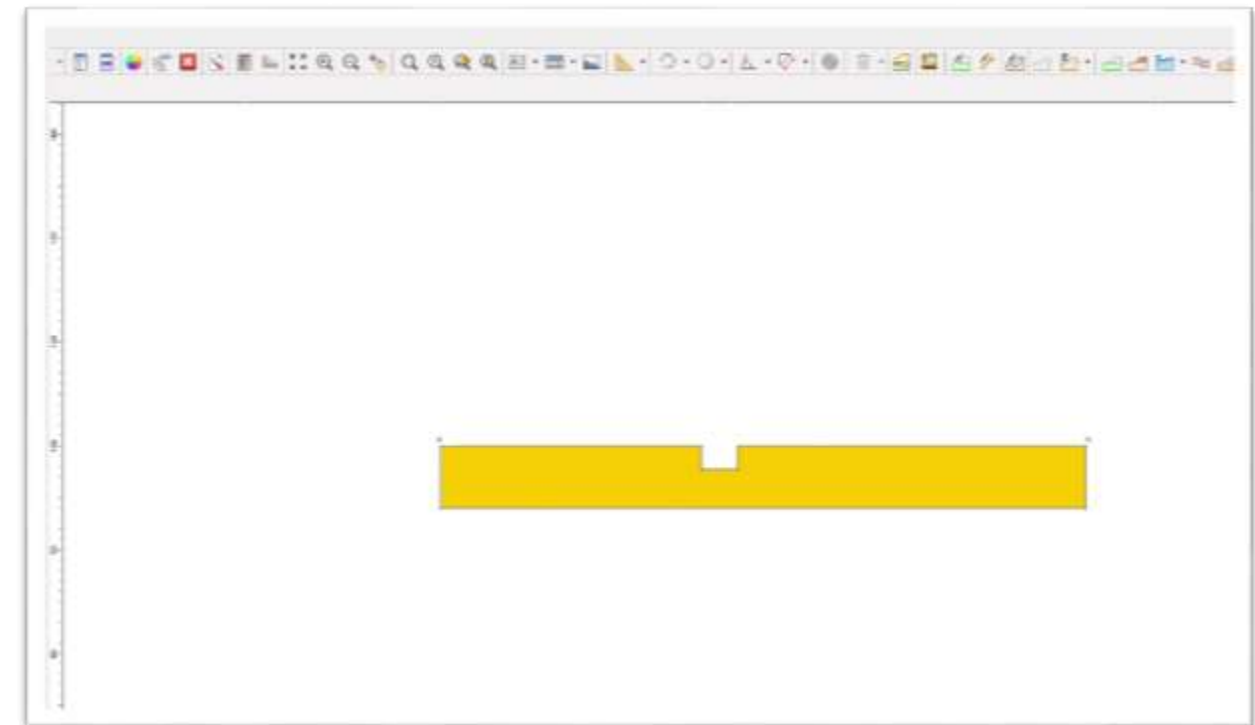


Figura 11: Contorno del perfil del terreno. Fuente: Slide.

En el momento que se tenga el contorno del perfil externo, se deben añadir todos los estratos que se hayan obtenido en el estudio geotécnico. El primer estrato que se va a colocar es el estrato de rellenos, seguido del estrato de arenas y arcillas marrones y, por último, se va a ubicar el estrato o capa de arcillas y limos arenosos grisáceos. Según el perfil estratigráfico que se ha realizado en la memoria habría otro estrato más, pero los cálculos anteriores confirman que no va a afectar en nada a ese estrato por lo que no es necesario que se incluya en el esquema.

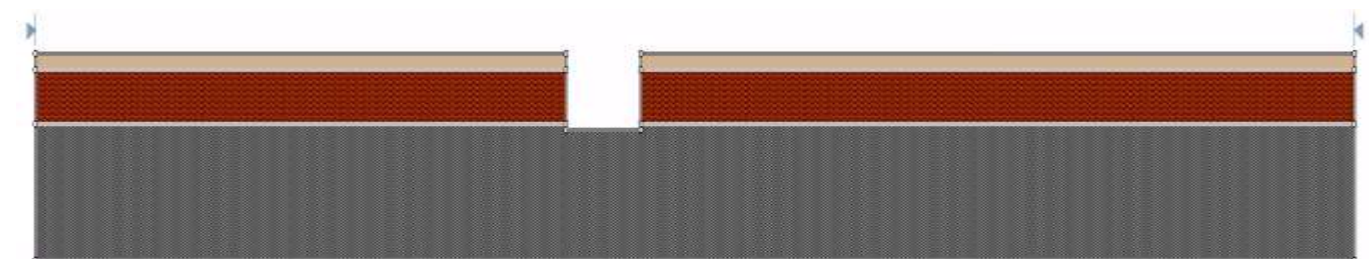


Figura 12: Contorno del perfil del terreno con los estratos. Fuente: Slide.

Los estratos se van siguiendo los claves: Properties/Define Material Properties, así se pondrán definir los materiales que han sido encontrados junto con sus parámetros geomecánicos. Se cambia el nombre de los materiales para que se correspondan con el perfil real del terreno y se han añadido las características necesarias para determinar ese estrato como pueden ser la cohesión, ángulo de rozamiento o la densidad aparente.

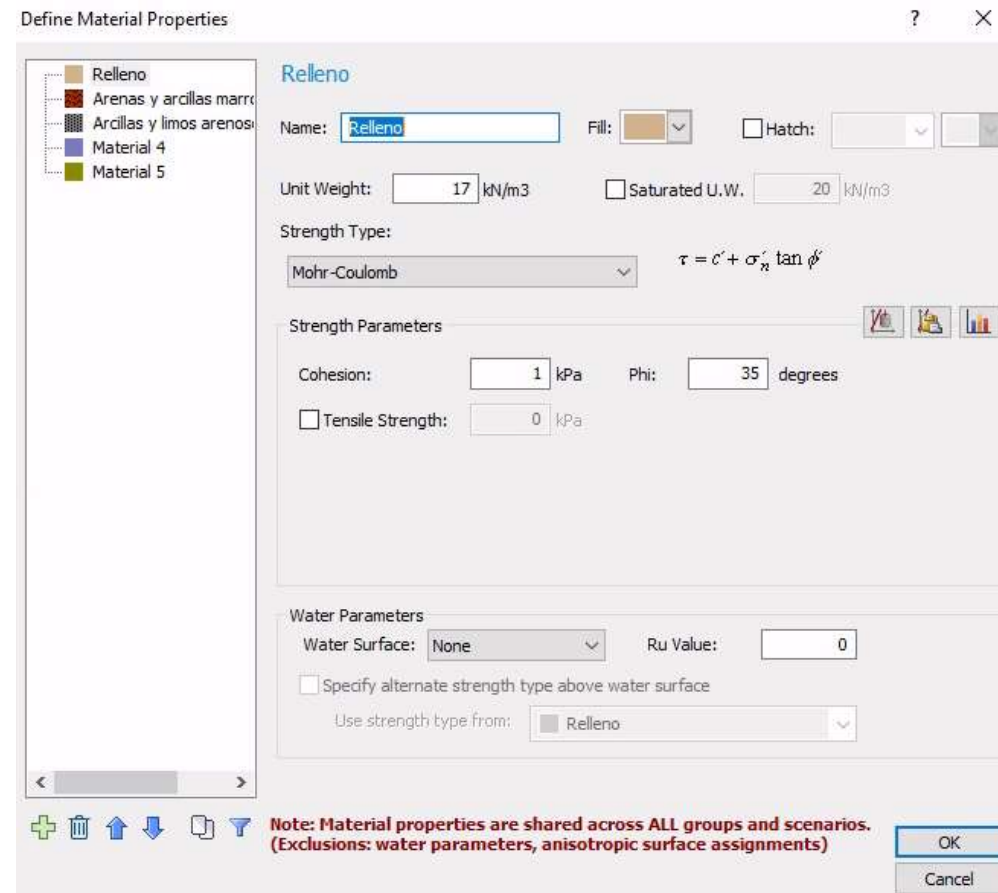


Figura 13: Definición de características de los materiales, capa del Relleno. Fuente: Slide

Se han definido las tres capas existentes, en la foto anterior (Figura 12) sólo se observan las características del estrato del Relleno, a continuación, se van a especificar las características de los otros materiales:

- Material → Arenas y Arcillas marrones:

Arenas y Arcillas marrones	
Unit Weight	20.3 kN/m3
Cohesion	5 kPa
Phi	28

Tabla 2: Características de los materiales del segundo estrato.

- Material → Arcillas y limos arenosos grisáceos:

Arcillas y limos arenosos grisáceos	
Unit Weight	12.9 kN/m3
Cohesion	70 kPa
Phi	28

Tabla 3: Características de los materiales del tercer estrato.

Al tener ya la estratigrafía se puede continuar, por tanto, como el programa describe muchos círculos de rotura, hay que crear una malla de centros que se ha delimitado para poder hacer los círculos que sean necesarios. Para ello, se ha seleccionado Surfaces, el siguiente paso es seleccionar la opción de Surface option. Una vez abierta esa pantalla hay que seleccionar la opción de Grid Search para poder hacerlo de forma manual, en el apartado Surface type se ha seleccionado la opción circular para que todas las superficies de rotura sean circulares.

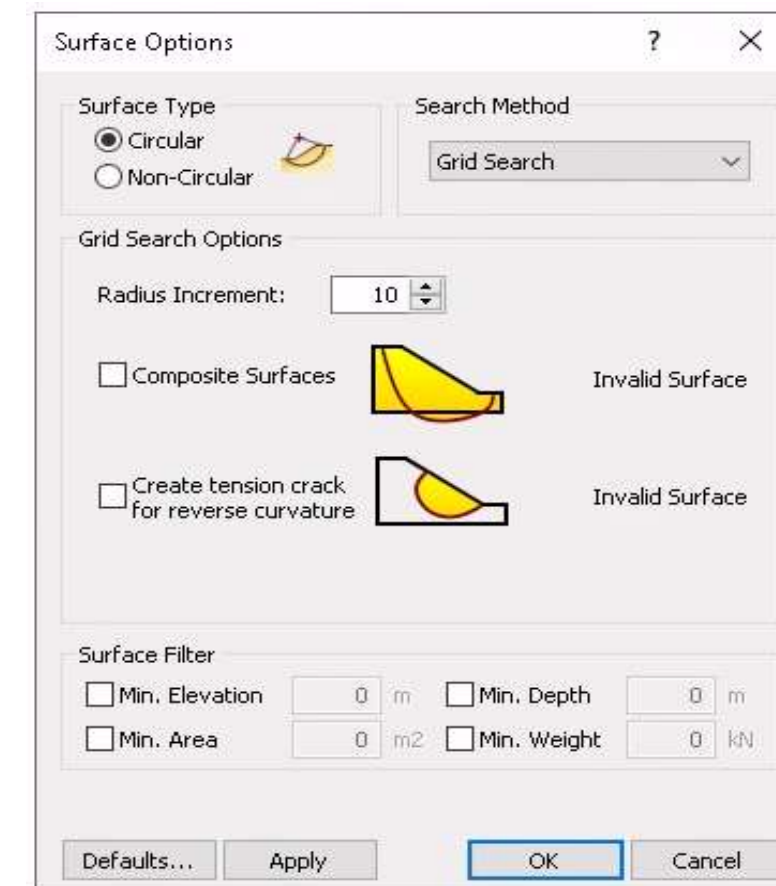


Figura 14: Opción para hacerlo circular y manual. Fuente: Slide.

Se define la malla con un total de 50 puntos según la dirección X y otros 50 para la dirección Y. Existe la posibilidad de poner cargas adicionales en el terreno en el botón de Loading, pero para comenzar a ver el coeficiente de rotura no se ha añadido ninguna carga.

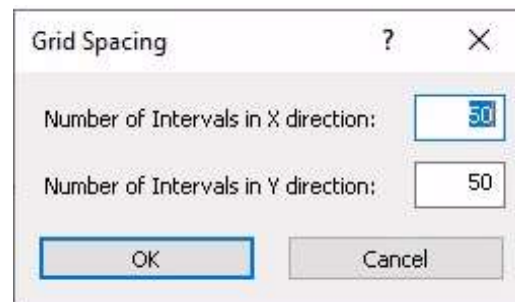


Figura 15: Espaciado de la malla. Fuente: Slide.

Debido al nivel freático que existe en el terreno, se ha tenido que añadir en el programa siguiendo las instrucciones: Boundaries/Add Piezometric Line,.

Una vez realizados estos pasos sin tener en cuenta ninguna sobrecarga, hay que comprobar que coeficiente se obtiene, por lo tanto, hay que seleccionar el botón Computer para que se calculen las iteraciones de los posibles círculos de rotura y después para ver los resultados hay que seleccionar el botón de Interpret, donde se abrirá una ventana nueva dónde se ha analizado una gran cantidad de círculos de rotura y el factor de seguridad mínimo que en este caso será de 0.567. Así se calculará la simulación del modelo en este caso con taludes verticales, con nivel freático y sin ninguna sobrecarga.

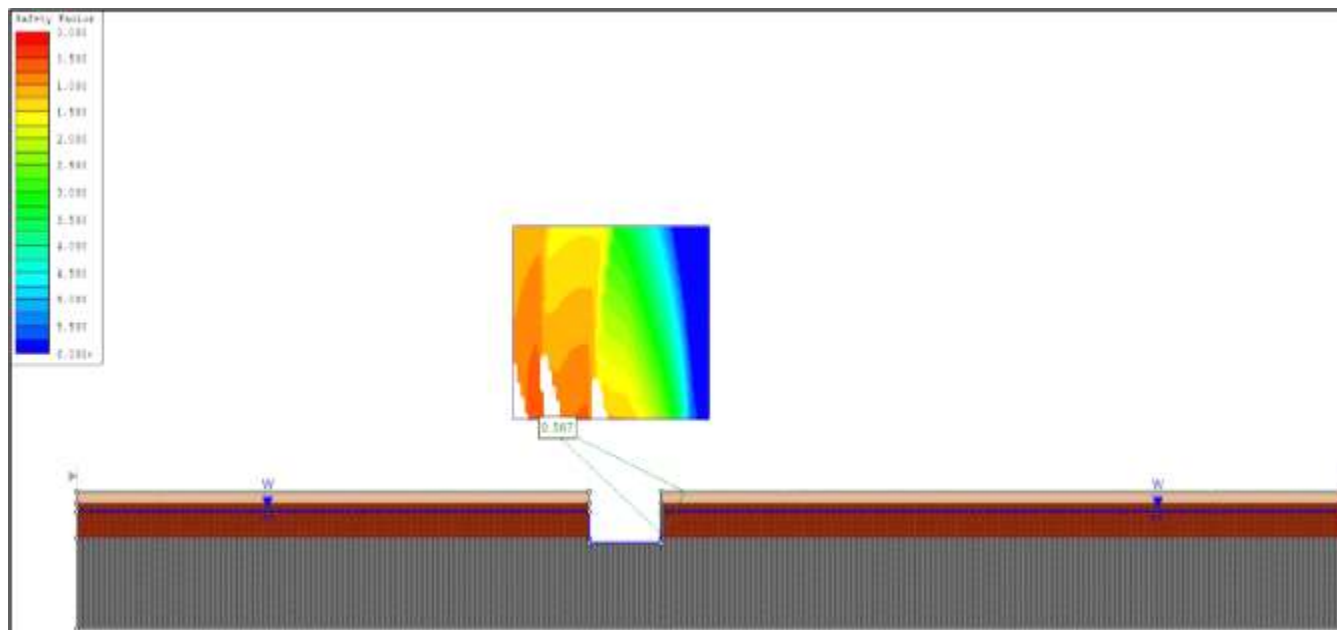


Figura 16: Modelo con taludes verticales, con capa de nivel freático y sin sobrecarga. Fuente: Slide.

La siguiente situación es la primera simulación que se va a realizar para comprobar cómo se comporta el terreno excavado con las características anteriores. Del mismo modo se ha realizado una segunda simulación teniendo en cuenta una sobrecarga del terreno de 10 kPa que corresponde a la maquinaria de obra durante la excavación, se han seguido los mismos pasos anteriores para obtener el coeficiente de seguridad mínimo habiendo añadido la sobrecarga.

El coeficiente que se ha calculado es de 0.523 por lo que es menor que la anterior simulación, como era de esperar. La presencia de esta sobrecarga provoca una disminución del coeficiente y dado que hay presencia de agua, los círculos de rotura serán mayores. También hay que destacar que sólo se ha realizado por un solo lado de la excavación ya que al ser simétricos los valores no van a cambiar.

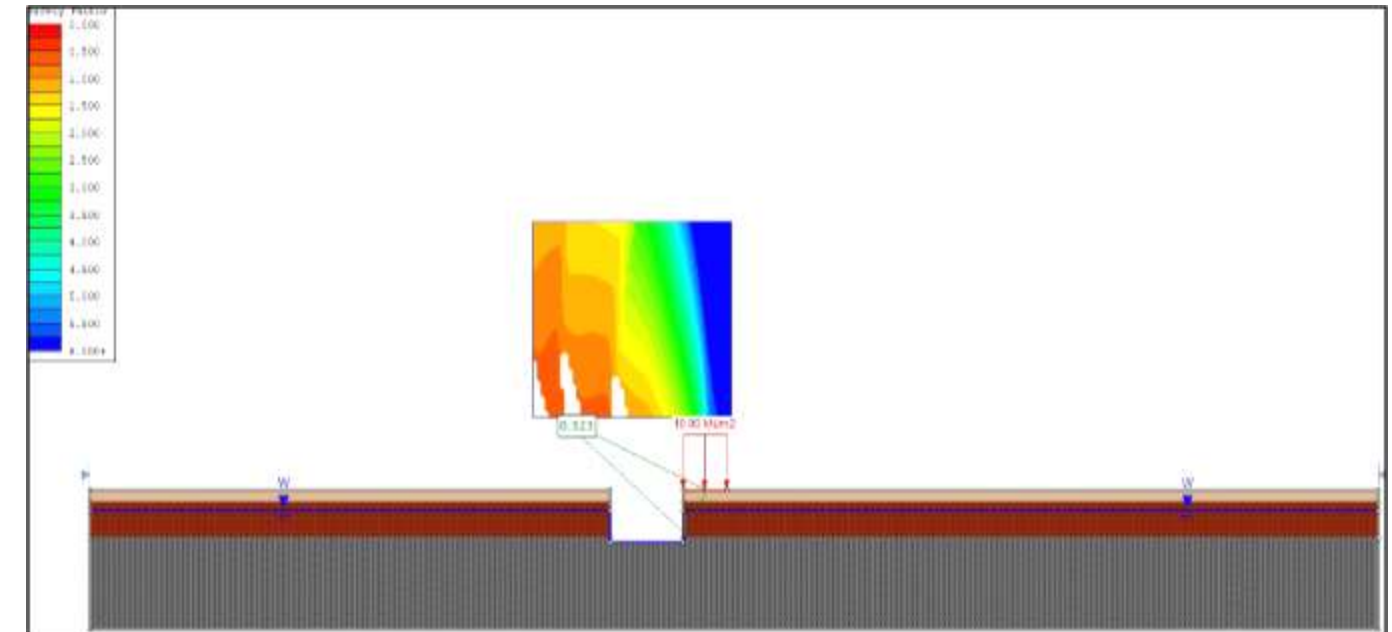


Figura 17: Modelo con taludes verticales, NF y con sobrecarga 10 kPa. Fuente: Slide.

Estos dos factores de seguridad no son válidos ya que no resultan mayores o iguales a 1.5, por lo que habrá inestabilidad en el talud. Teniendo en cuenta que estas situaciones se han analizado debido a que el talud vertical es la alternativa más económica, pero según lo comprobado no es una alternativa viable.

Se ha considerado una sobrecarga añadida en la anterior situación de 10 kPa en la coronación del talud. Esta sobrecarga proviene del tráfico de la obra, ya que durante la fase de construcción va a ser necesario la utilización de maquinaria. Otro factor a tener en cuenta es que la zona donde se dejan los acopios, en un principio debe estar situada suficientemente alejada de la obra para evitar problemas, pero puede llegar a ocurrir que se siue algún acopio más cerano. Esto es una hipótesis desfavorable que posiblemente no ocurra, sin embargo, se ha considerado esta sobrecarga.

Una de las soluciones que podría llevarse a cabo sería la excavación del talud para evitar que fuese totalmente vertical, dándole inclinación y así poder comprobar si el coeficiente de seguridad es lo suficientemente elevado. Para comprobar si se da dicho fenómeno en el área de estudio habría que tener en cuenta toda la zona de alrededor de la excavación de la estación porque podría afectar a la cimentación de las estructuras más cercanas. En el caso que nos ocupa, la calzada de la calle Avenida Jesús Morante Borrás a la derecha y, a la izquierda, la la autovía V-15, está situada al oeste de la estación a unos 15 metros aproximadamente.

Se van a realizar varias simulaciones para comprobar con que inclinación se obtendría un mayor coeficiente de seguridad, como ya se ha comentado anteriormente, el valor mínimo admisible sería un coeficiente igual o mayor a 1.5. Por ello, se han analizado dos situaciones distintas, la primera situación se ha analizado con una excavación con un talud de 60° y la segunda simulación se ha excavado con ángulo de 45° .

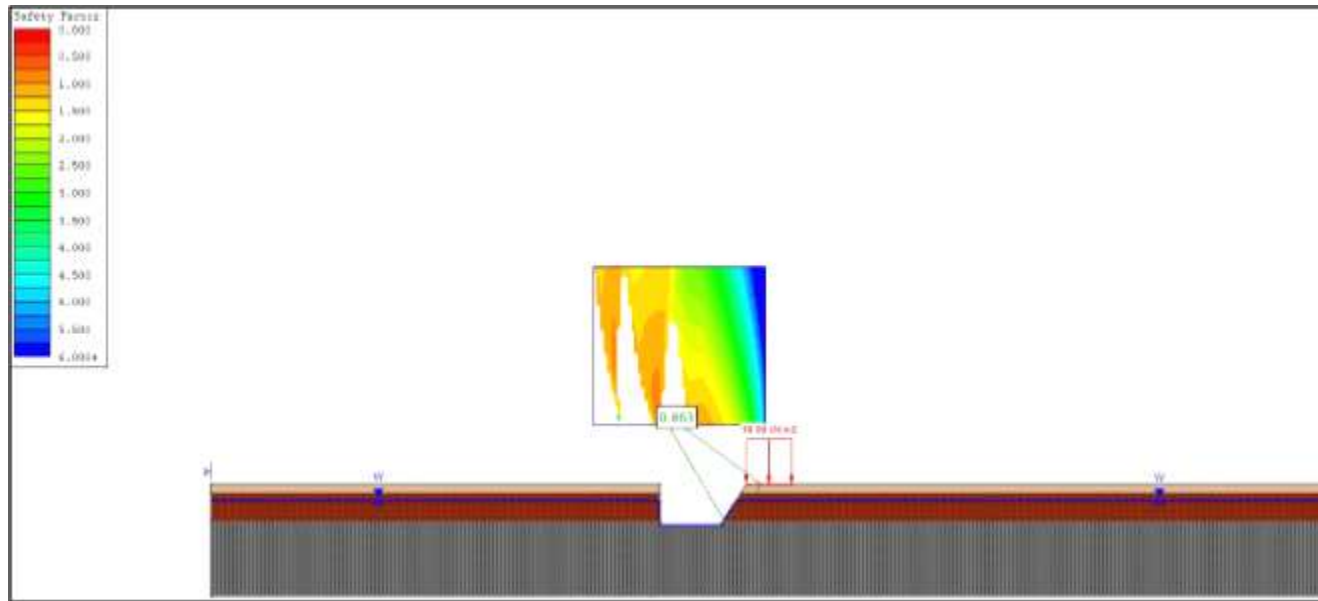


Figura 18: Modelo con una pendiente de 60° , con capa de nivel freático y con sobrecarga. Fuente: Slide.

En primer lugar, la simulación con un talud de 60° ha mejorado con respecto al coeficiente de seguridad ya que ha aumentado, pero si tenemos en cuenta el caso anterior, es casi insignificante su mejoría. Sigue produciéndose una rotura en el talud (Figura 18). Tiene un coeficiente de 0.863.

En la segunda simulación se ha obtenido un coeficiente de seguridad de 1.039 que será 1.04 aproximadamente, con un ángulo de 45° . Se ha añadido más inclinación a la excavación, sin embargo, hay que tener especial cuidado debido a la cercanía de la carretera que se ha comentado anteriormente. Como se observa en la figura 20, se produce una rotura parcial del

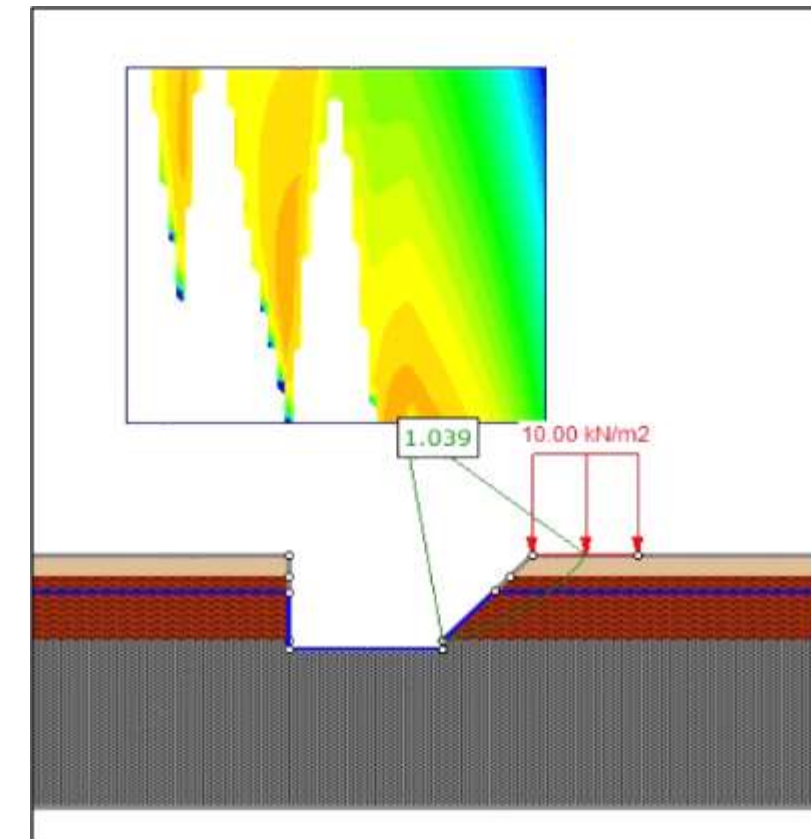


Figura 19: Modelo con una pendiente de 45° , con capa de nivel freático y con sobrecarga. Fuente: Slide.

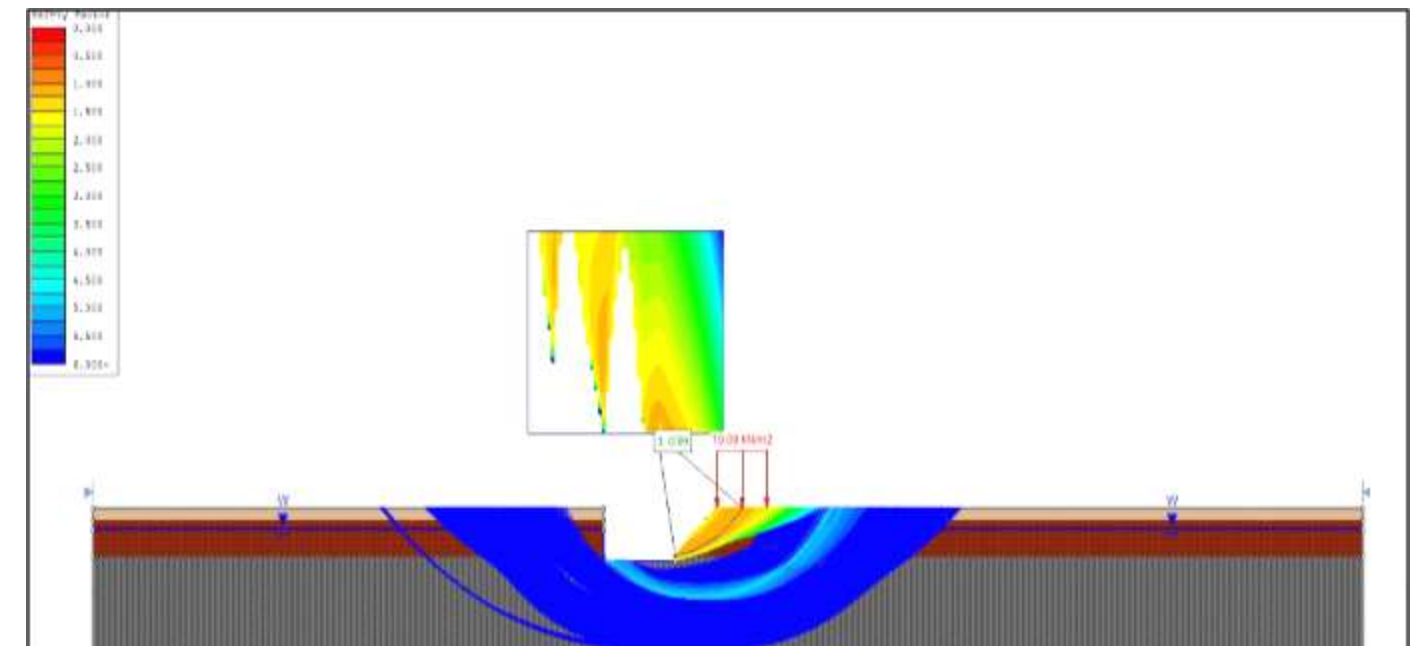


Figura 20: Modelo de la excavación con una pendiente de 45° . (Fuente: Slide).

Si nos fijamos (Figura 20) se pueden observar todos los círculos de rotura que existen, los círculos de rotura que están en color naranja son más los más probables que ocurran mientras que los que están en color azul son los círculos de rotura más improbables, con coeficientes de seguridad muy elevados.

Por tanto, la última simulación que se ha realizado aun siendo la más cercana al coeficiente sigue sin ser viable con un talud tendido de 45° seguramente debido a la presencia de agua.

Al no ser viable la anterior simulación se ha propuesto realizar otra última situación que sea por agotamiento, donde se elimina el nivel freático con las mismas condiciones que el anterior modelo. Por tanto, gracias al software, se podrá observar que coeficiente tiene en caso de que se pudiese eliminar la presencia de agua que tiene el terreno.

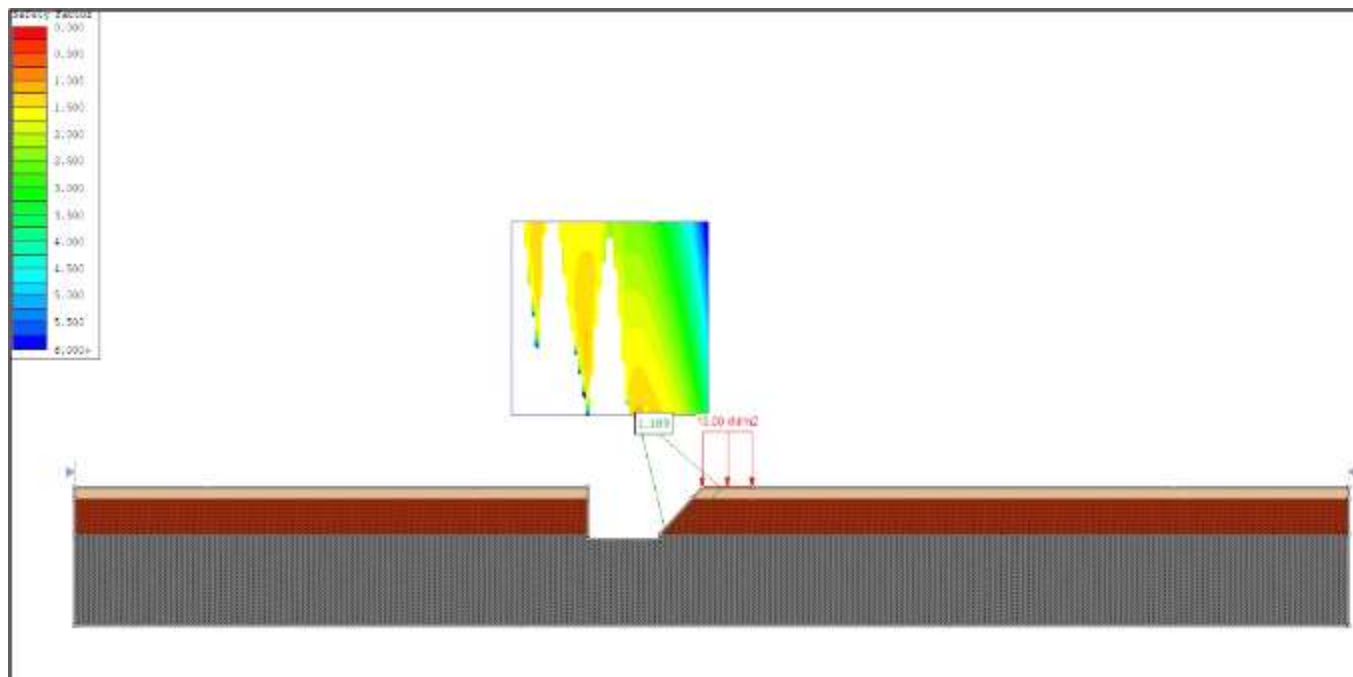


Figura 21: Modelo con una pendiente de 45° , sin capa de nivel freático y con sobrecarga. Fuente: Slide.

En el último gráfico (Figura 21) se ve un círculo de rotura menor, por lo que el coeficiente de rotura ha incrementado a 1.189. Esta simulación sigue sin ser viable ya que no cumple la condición impuesta.

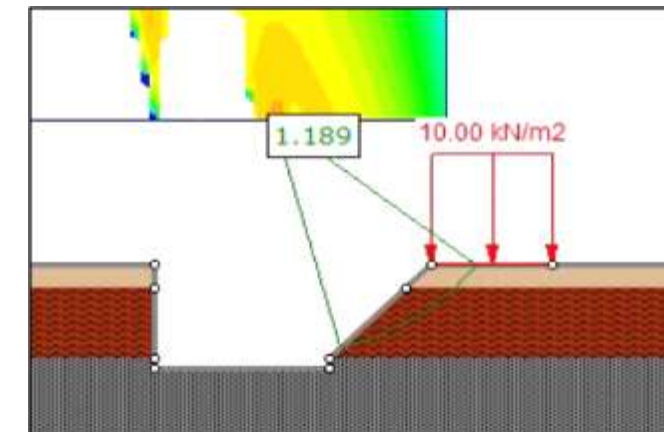


Figura 22: Coeficiente del modelo anterior, 1.189. Fuente: Slide.

Finalmente, teniendo en cuenta los resultados que se han obtenido en las simulaciones anteriores, no va a ser posible realizar la excavación sin ayuda de elementos de contención. Ya que tendría que tener una inclinación mayor de 45° lo que supondría una sobreexcavación muy costosa y una más que segura afección a los servicios existentes en el entorno de la obra.

7. Sistemas de contención

En este caso, la excavación con taludes con una inclinación notable no podría llevarse a cabo ya que podría invadir parte de la calzada de la carretera. Es recomendable contener el terreno inestable gracias al tablestacado, por lo que no sería necesario construir muros pantalla desde el punto de vista estructural.

En primer lugar, las tablestacas son una especie de estructura de contención flexible de tierras que pueden ser permanentes o recuperables que se utiliza normalmente en la ingeniería civil. Están formadas por elementos regularmente prefabricados, los cuales se hincan a través de la vibración, del golpeo o de ambos procesos. Este tipo de contención puede ser una opción óptima en la mayoría de los casos debido a su bajo costo, su fácil impermeabilización y su menor tiempo de ejecución. También podemos destacar que el control de calidad de este sistema de contención es más preciso ya que es una solución más sencilla en el ámbito estructural.

Se usan en las zonas dónde el sostenimiento lateral del terreno es inestable, como pueden ser excavaciones de taludes, excavaciones en zanjas, pozos o sótanos. Esto puede llevarse a cabo tanto bajo el nivel freático o sobre el nivel freático. Las tablestacas son habituales para la contención de terrenos blandos debido a la facilidad para penetrar en el suelo, no se recomiendan en suelos más duros. Son elementos con una resistencia de gran flexión y muy ligeras respecto al peso.

Se han seguido las recomendaciones del CTE para poder realizar los cálculos relacionados con las tablestacas, para obtener la longitud que se necesite para la tablestaca hay que realizar los cálculos relacionados con la teoría de Rankine. Este método se fundamenta en la variación de tensiones en la que una masa de suelo sufre en su tensión horizontal con respecto a la tensión vertical. Es necesario establecer como hipótesis de suelos de tipo homogéneos e isotrópicos en equilibrio plástico para determinar las tensiones principales, por lo que, los estados activos, pasivos y plásticos se desarrollarían en su totalidad en la masa.

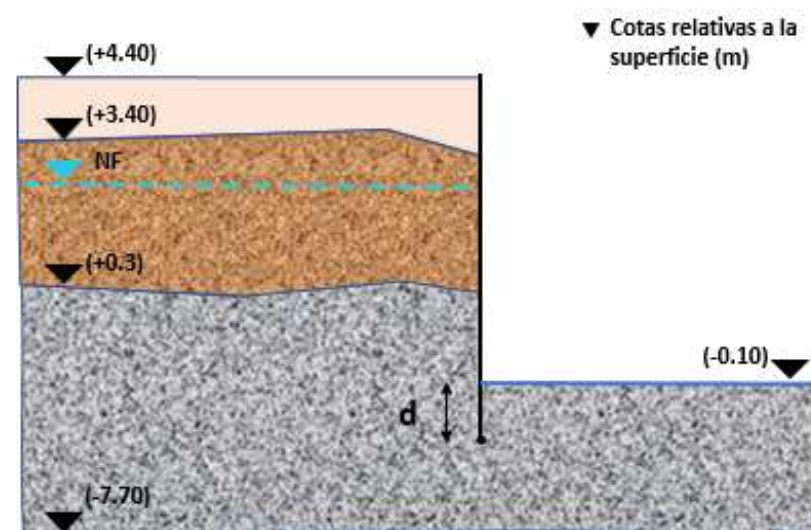


Figura 23: Perfil estratigráfico con tablestaca con una profundidad de "d". Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar en la figura 23, la tablestaca que se ha hincado en el terreno tiene una profundidad de "d" y unas cotas relativas d cada uno de los estratos que se ven afectados, "d" es una longitud de la tablestaca que no sabemos con seguridad, por lo que habrá que comprobar los cálculos para averiguarla.

7.1 Cálculos a seguir de los empujes

En primer lugar se obtienen tanto los empujes activos como de los empujes pasivos para así poder obtener la profundidad de emportramiento que debe tener la tablestaca.

Según este método, se supone que toda la parte empotrada se desplaza hacia el lado de la excavación y de este modo genera empuje pasivo en intradós aquí las deformaciones laterales serán positivas, mientras que si nos fijamos en el trasdós esta sometido a empuje activo ya que el terreno se descomprime y el muro se desplaza, por lo que las deformaciones laterales que generan son negativas.

Para empezar, se va a obtener el empuje activo por lo que va a ser de gran utilidad conocer algunos parámetros de los diferentes estratos. Estos parámetros van a ser:

- Ángulo de rozamiento efectivo (ϕ').
- Cohesión efectiva (c').
- Pesos aparentes (γ_{ap}).
- Coeficiente de empuje activo de tierras (K_a).

Por tanto, vendrá definido en la siguiente expresión matemática:

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

En la siguiente tabla se agrupan los parámetros geotécnicos que tiene el terreno para el empuje activo:

	Empuje activo			
	ϕ'	c' (kPa)	γ_{ap} (kN/m ³)	K_a (kPa)
Rellenos	35	0	17.0	0.27
Arenas y arcillas marrones	28	0	20.3	0.36
Arcillas y limos arenosos grisáceos	28	70	12.9	0.36

Tabla 4 Valores para los parámetros geotécnicos en el empuje activo.

Para comenzar, se van a obtener las leyes de presiones verticales del terreno en la zona del trásdos. Como se explicó anteriormente, se ha supuesto una sobrecarga de uso de 10 kPa que corresponde al tráfico de obra y los posibles acopios en el entorno de la excavación y que habrá que tener en cuenta.

- $0 \leq z \leq 1$

$$\sigma_v = \gamma * z = 17.0 * z + 10.0$$

$$u_v = 0.0$$

$$\sigma'_v = 17.0 * z + 10.0$$

- $1 \leq z \leq 4.1$

$$\sigma_v = \gamma * z = 17.0 * 1 + 20.3 * (z - 1) + 10.0 = 6.7 + 20.3 * z$$

$$u_v = 10.0 * (z - 1)$$

$$\sigma'_v = (6.7 + 20.3 * z) - (10.0 * z - 10.0) = 10.3 * z + 16.7$$

- $4.1 \leq z$

$$\sigma_v = \gamma * z = 17.0 * 1 + 20.3 * 3.1 + 12.9 * (z - 4.1) + 10.0 = 37.0 + 12.9 * z$$

$$u_v = 10.0 * (z - 1)$$

$$\sigma'_v = (37.0 + 12.9 * z) - (10.0 * z - 10.0) = 2.9 * z + 47.0$$

A continuación, se debe calcular la distribución de las presiones verticales del agua que existe en el trasdós, por lo que se va a empezar calculando por cotas de los estratos como se ha hecho en los calculos anteriores:

- $0 \leq z \leq 1$

$$u_v = 0$$

- $1 \leq z \leq 4.1+d$

$$u_v = 10.0 * (z - 1)$$

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

$$u_v(z = 4.1) = 10.0 * (4.1 - 1) = 31.0 \text{ kPa}$$

$$u_v(z = 4.1 + d) = 10.0 * ((4.1 + d) - 1) = 31.0 + 10.0 * d \text{ kPa}$$

Teniendo en cuenta el coeficientes K_a se va a proceder al cálculo de los empujes unitarios para cada valor de z utilizando las siguientes ecuaciones:

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

Siendo:

- σ'_v : presión efectiva vertical del terreno.
- c' : cohesión efectiva.
- K_a : coeficiente de empuje activo de tierras.

Por lo que se van a realizar los calculos pertinentes a los empujes unitarios activos efectivos para cada estrato en función de "d":

- Relleno:

Z=0

$$e'_a = K_a * \sigma'_v - 2 * c' * \sqrt{K_a} = 0.27 * (17.0 * 0 + 10.0) - 2 * 0 * \sqrt{0.27} = 2.7 \text{ kPa}$$

Z=1

$$e'_a = K_a * \sigma'_v - 2 * c' * \sqrt{K_a} = 0.27 * (17.0 * 1 + 10.0) - 2 * 0 * \sqrt{0.27} = 7.3 \text{ kPa}$$

- Arenas y arcillas marrones:

Para Z=1

$$e'_a = K_a * \sigma'_v - 2 * c' * \sqrt{K_a} = 0.36 * (10.3 * 1 + 16.7) - 2 * 0 * \sqrt{0.36} = 9.7 \text{ kPa}$$

Para Z=4.1

$$e'_a = K_a * \sigma'_v - 2 * c' * \sqrt{K_a} = 0.36 * (10.3 * 4.1 + 16.7) - 2 * 0 * \sqrt{0.36} = 21.2 \text{ kPa}$$

- Arcillas y limos arenosos grisáceos:

Para Z=4.1

$$e'_a = K_a * \sigma'_v - 2 * c' * \sqrt{K_a} = 0.36 * (2.9 * 4.1 + 47.0) - 2 * 70.0 * \sqrt{0.36} = -62.8 \text{ kPa}$$

Para Z=4.1+d

$$e'_a = K_a * \sigma'_v - 2 * c' * \sqrt{K_a} = 0.36 * (2.9 * (4.1 + d) + 47.0) - 2 * 70.0 * \sqrt{0.36} = -62.8 + 1.0 * d \text{ kPa}$$

En este caso, en el estrato de Arcillas y limos arenosos grisáceos se observan empujes negativos esto quiere decir, que debido a la cohesión tan elevada, hay tracciones en el terreno por lo que puede romperse ya que el suelo no tiene suficiente resistencia a tracción. Por lo que se van a considerarlos empujes negativos como nulos, por tanto:

Para $Z=4.1$

$$e'_a = Ka * \sigma'_v - 2 * c' * \sqrt{Ka} = 0 \text{ kPa}$$

Para $Z=4.1 + d$

$$e'_a = Ka * \sigma'_v - 2 * c' * \sqrt{Ka} = 0 + 1.0 * d \text{ kPa}$$

Una vez calculados los resultados de los empujes unitarios activos, se van a realizar los cálculos de los empujes activos en el terreno. Se van a calcular tanto los activos del terreno como los del agua.

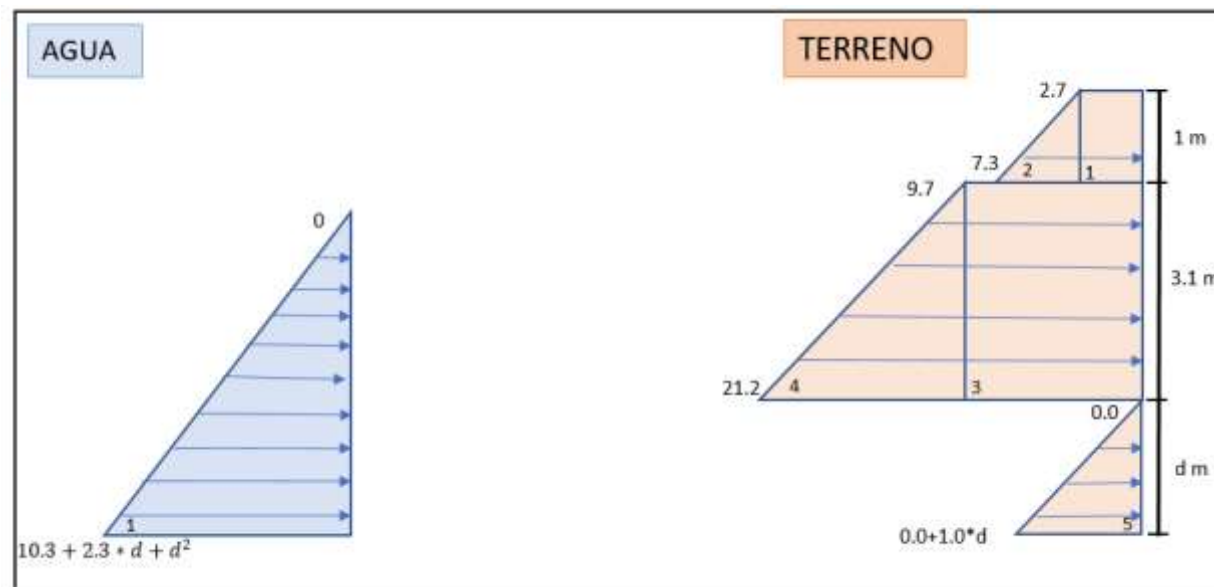


Figura 24: Esquema de distribuciones de empujes unitarios efectivos activos del terreno y el agua. Fuente: Elaboración propia.

Los siguientes resultados que se han obtenido son los empujes activos del terreno, para ello, se ha tomado como aclaración la figura 24:

- $E'_{a1} = 2.7 \text{ kPa}$
- $E'_{a2} = 2.3 \text{ kPa}$
- $E'_{a3} = 30.07 \text{ kPa}$
- $E'_{a4} = 17.82 \text{ kPa}$
- $E'_{a5} = 0.5 * d^2 \text{ kPa}$

Por lo que si los sumamos, obtenemos el empuje activo total que tiene el terreno:

$$E'_{ai} = 58.34 - 61.5 * d + 1.7 * d^2 \text{ kPa}$$

El empuje total del agua en el terreno en la zona del trasdós sera:

$$E_{wi} = 10.3 + 2.3 * d + d^2 \text{ kPa}$$

Como ya se ha dicho anteriormente, se han calculado los empujes activos del terreno y del agua, por tanto, es necesario calcular el empuje pasivo. Para calcularlo, se necesitan los parámetros que se han utilizado para el empuje activo que son:

- Ángulo de rozamiento efectivo (ϕ').
- Cohesión efectiva (c').
- Pesos aparentes (γ_{ap}).
- Coeficiente de empuje pasivo de tierras (K_p).
- Por tanto, vendrá definido en la siguiente expresión matemática:

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

En la siguiente tabla se agrupan los parámetros geotécnicos que tiene el terreno para el empuje activo:

Empuje pasivo				
	ϕ'	c' (kPa)	γ_{ap} (kN/m ³)	K_p (kPa)
Rellenos	35	0	17.0	3.69
Arenas y arcillas marrones	28	0	20.3	2.76
Arcillas y limos arenosos grisáceos	28	70	12.9	2.76

Tabla 5: Valores para los parámetros geotécnicos en el empuje pasivo.

A partir de este momento, se van a realizar los cálculos en la zona de intradós. Se van a seguir los pasos anteriores, por lo que en primer lugar se calcularán las leyes de presiones verticales efectivas del terreno (kPa).

- $0 \leq z \leq d$

$$\sigma_v = \gamma * z = z * 12.9$$

$$u_v = z * 10.0$$

$$\sigma'_v = (12.9 * z) - (10 * z) = 2.9 * z \text{ kPa}$$

También se muestra la distribución de presiones verticales de agua del terreno en la zona del intradós:

- $0 \leq z \leq d$

$$u_v = 10.0 * z$$

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

$$u_v(z = d) = 10.0 * d \text{ kPa}$$

Una vez conseguida la ley de presión vertical efectivas del terreno y la distribución de presiones de agua en la parte del intradós del terreno, habría que calcular el empuje unitario pasivo para cada uno gracias a la siguiente formulación:

$$e'_p = Kp * \sigma'_v + 2 * c' * \sqrt{Kp}$$

Siendo:

- σ'_v : presión efectiva vertical del terreno.
- c' : cohesión efectiva.
- Kp : coeficiente de empuje pasivo del terreno.

Por tanto:

- Arcillas y limos arenosos grisáceos:

$$z=0 \rightarrow e'_p = Kp * \sigma'_v + 2 * c' * \sqrt{Kp} = 2.7 * (2.9 * 0) + 2 * 70.0 * \sqrt{2.7} = 230.0 \text{ kPa}$$

$$z=d \rightarrow e'_p = Kp * \sigma'_v + 2 * c' * \sqrt{Kp} = 2.7 * (2.9 * d) + 2 * 70.0 * \sqrt{2.7} = 7.8 * d + 230.0 \text{ kPa}$$

Gracias a los resultados que se han obtenido, se va a realizar las distribuciones empujes unitarias efectivas en este caso pasivas. Se realizarán tanto del terreno como del agua.

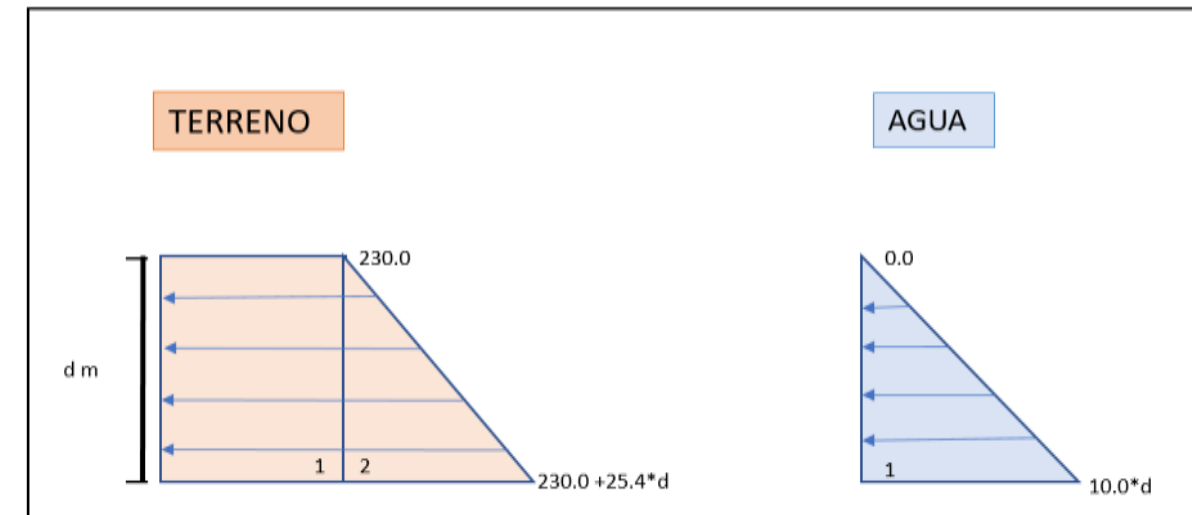


Figura 25: Esquema de distribuciones de empujes unitarios efectivos pasivos del terreno y el agua. Fuente: Elaboración propia.

Ahora se van a calcular los empujes pasivos del terreno y también los empujes del agua:

$$- E'_{p1} = 230.0 * d \text{ kPa}$$

$$- E'_{p2} = 3.9 * d^2 \text{ kPa}$$

$$E'_{ai} = 230.0 * d + 3.9 * d^2 \text{ kPa}$$

$$- E_{w1} = 5 * d^2 \text{ kPa}$$

$$E_{wi} = 5 * d^2 \text{ kPa}$$

$$- E_{w1} = 5 * d^2 \text{ kPa}$$

$$E_{wi} = 5 * d^2 \text{ kPa}$$

Una vez realizado estos cálculos de los empujes pasivos del terreno y los empujes del agua en el intradós hay que continuar con el dimensionamiento de las tablestacas para poder determinar cuanto vale el parámetro "d".

Es importante, al comprobar cuál es este valor, observar si la tablestaca llega al siguiente estrato de arenas con limos y gravas marrones ya que podría haber problemas con respecto al levantamiento de fondo.

7.2 Dimensionamiento

En este apartado se va a averiguar cual es la longitud de las tablestacas a partir del Método de Blume, que consiste en un modelo que es isostático en el que se encuentran dos incógnitas que son: el contraempuje y el empotramiento. Hay que tener en cuenta que para la variable empotramiento es necesario resolverlo por momentos.

Para empezar se van a realizar las resultantes de los empujes, por un lado de los empujes pasivos y por otro de los empujes activos.

EMPUJE ACTIVO *X _a	RESULTANTE DE EMPUJES ACTIVO
E' _{a1} * X _{a1}	9.7 + 2.7*d
E' _{a2} * X _{a2}	7.9 + 2.3*d
E' _{a3} * X _{a3}	46.6 + 30.1*d
E' _{a4} * X _{a4}	18.4 + 17.8*d
E' _{a5} * X _{a5}	0.16*d ³
E _w * X _w	7.9+5.2*d+1.6*d ² +0.34*d ³
E_a'total	90.5+58.1*d+1.6*d²+0.5*d³

Tabla 6: Resultante de los empujes activos del terreno y agua.

EMPUJE PASIVO *X _p	RESULTANTE DE EMPUJES PASIVO
E' _{p1} * X _{p1}	76.6*d ²
E' _{p2} * X _{p2}	0.9*d ³
E _{w1} * X _{w1}	1.6*d ³
E_p'total	76.6*d²+2.5*d³

Tabla 7: Resultante de los empujes pasivos del terreno y agua.

Gracias a las resultantes que se han obtenido, se van a poder igualarlos empujes totales activos y los empujes totales pasivos (Tablas 6 y 7, E_a' y E_p' totales * X_{total}). De esta forma, se va a obtener la longitud total de "d" para así poder saber cuanto mide en total la tablestaca que va a utilizarse para evitar que el talud vuelque.

$$90.5 + 58.1 * d + 1.6 * d^2 + 0.5 * d^3 = 76.6 * d^2 + 2.5 * d^3$$

$$\rightarrow 2.0 * d^3 + 75.0 * d^2 - 58.1 * d - 82.5 = 0 \rightarrow$$

$$d = 1.50 \text{ m}$$

Todo esto parece confirmar que si se tiene en cuenta el valor de "d", no sobrepasará el nivel de arenas con limos y gravas marrones por lo que se va a quedar empotrado en el nivel de arcillas y limos arenosos grisáceos. Por tanto, no corta la red de lujo y las tablestacas deben cerrar el perímetro correctamente.

Por un lado, se ha incrementado esta distancia "d" un 20% por seguridad:

$$d = 1.50 \text{ m} * 1.20 = 1.80 \text{ m} = 2.00 \text{ m para adaptarse a las longitudes comerciales}$$

Por otro lado, para obtener la distancia total de la tablestaca se tiene que tener en cuenta las siguientes condiciones:

$$\text{Longitud de empotramiento} = 4.50 + d = 4.50 + 2.00 = 6.50 \text{ m}$$

También hay que considerar una distancia mínima por encima del terreno, en este caso 0.5 m. Por tanto la longitud de la tablestaca es:

$$L_{total} = 6.50 \text{ m} + 0.5 \text{ m} = 7 \text{ metros}$$

No va a ser necesario estudiar la inestabilidad hidráulica que se denomina como levantamiento de fondo, se trata de un fenómeno donde el peso del terreno no es capaz de equilibrar al empuje del agua. Normalmente suele ser típico de un estrato con una permeabilidad bastante baja como pueden ser algunas arcillas de baja permeabilidad.

Al estar sobre un estrato de arenas con limos y gravas, la dificultad que podría haber existido se debe a que la tablestaca hubiese penetrado en este estrato, ya que habría que haber calculado el levantamiento de fondo debido a la presión que ejerce este estrato al estrato de las arcillas y limos arenosos.

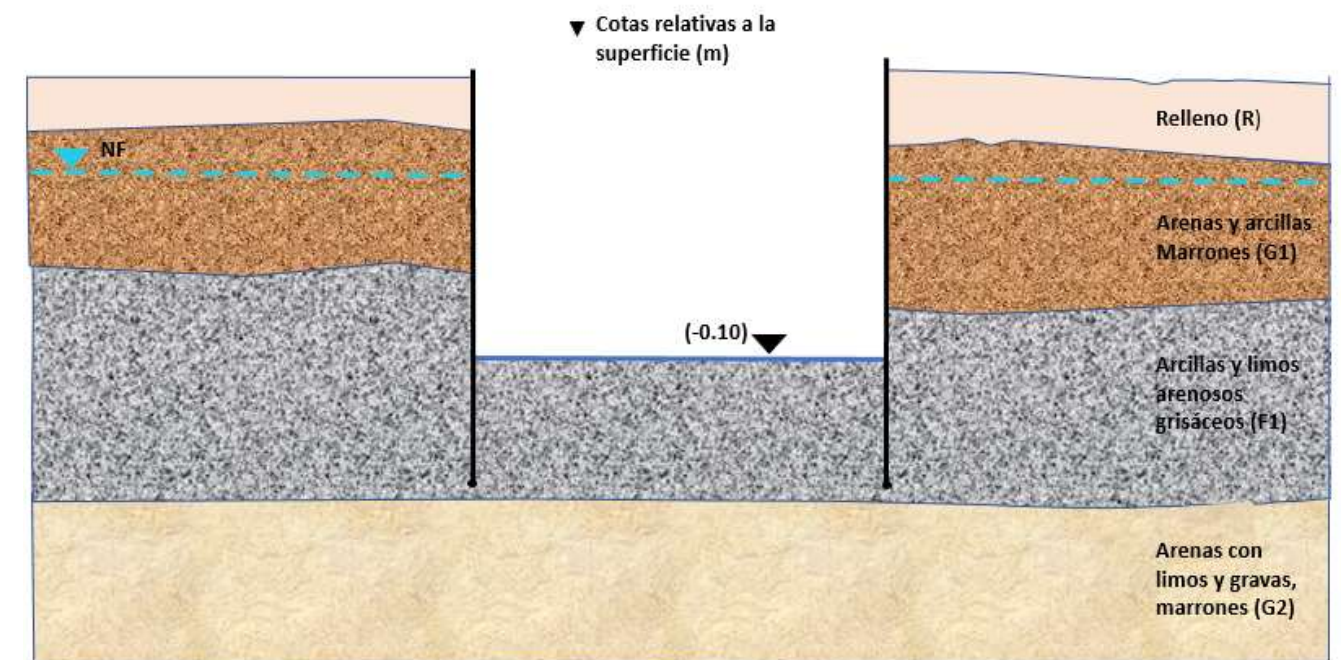


Figura 26: Perfil estratigráfico con tablestacas hincadas en ambos lados y excavación realizada. Fuente: Elaboración propia.

8. Conclusiones

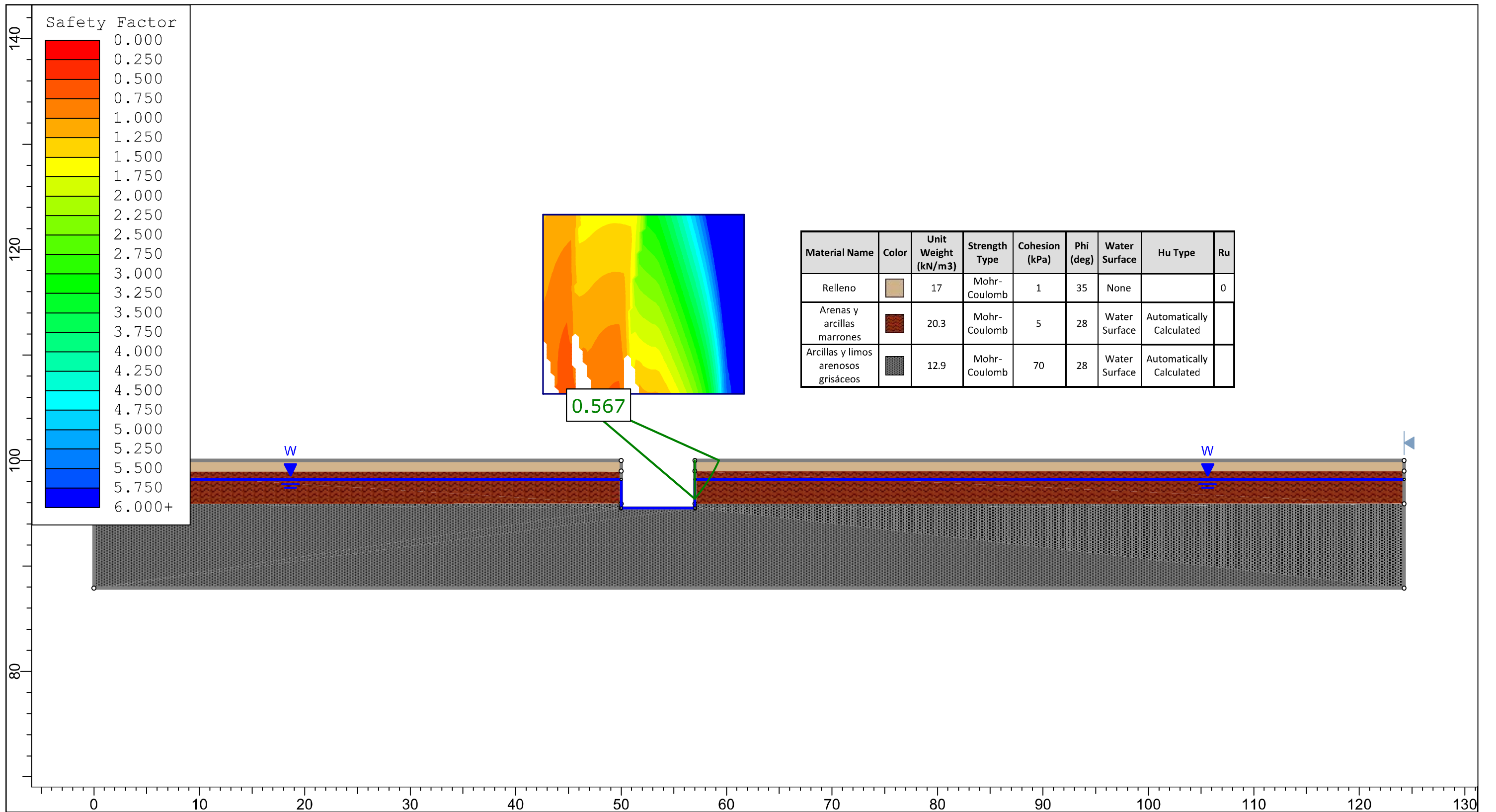
Para finalizar el presente anejo, se va a realizar un resumen y una breve conclusión.

Se ha realizado el análisis de los estados límites últimos y de los estados límites de servicio en su fase de excavación y una vez construida la estación de bombeo, también se han podido observar los cálculos de la estabilidad del talud, el cálculo del sistema de contención que es más adecuado para el terreno y se ha comprobado si era necesario afectar los cálculos del levantamiento de fondo.

De manera que siguiendo este esquema principal, se han obtenido las siguientes conclusiones relacionadas con los puntos anteriormente citados:

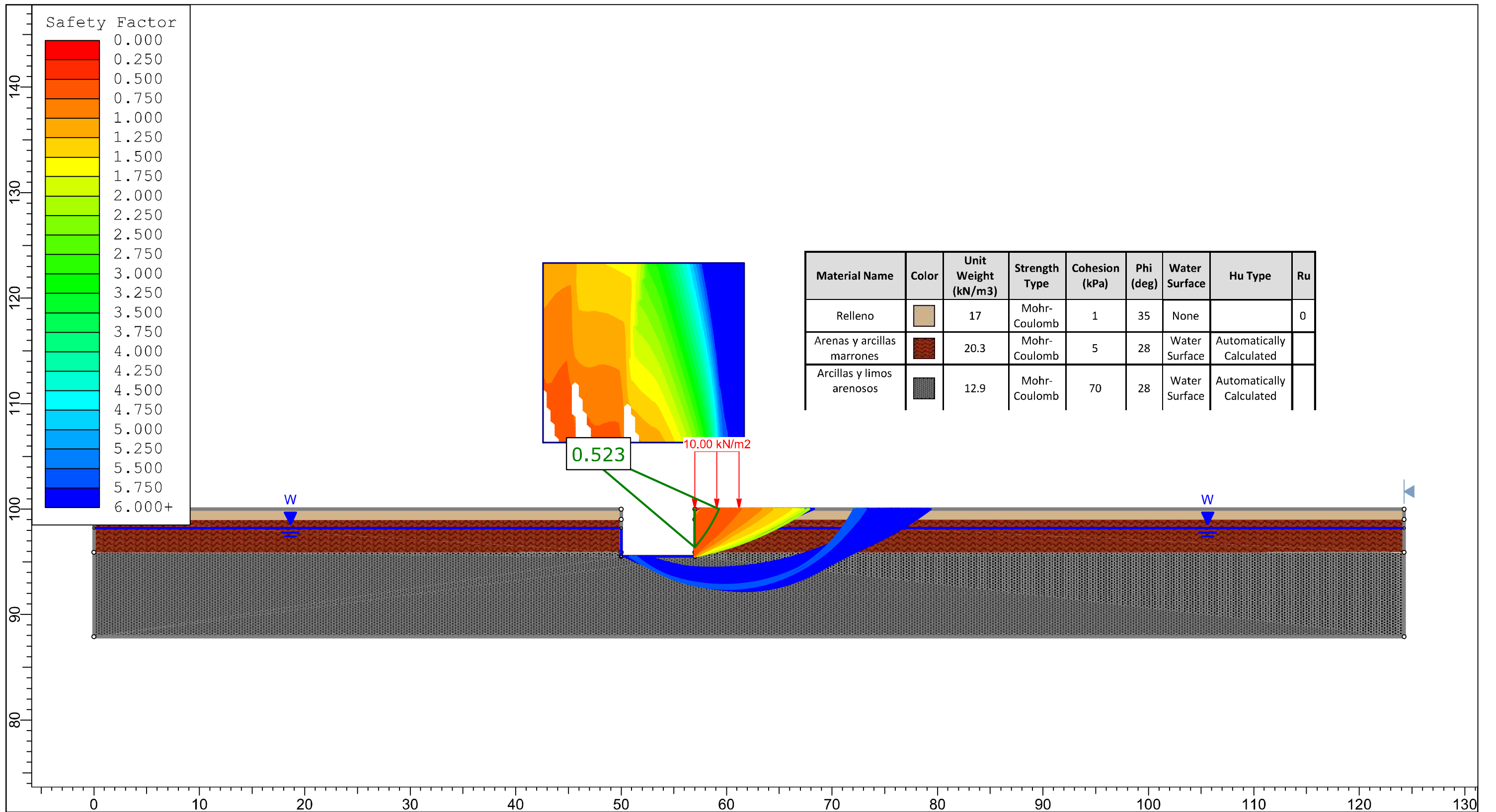
- Respecto al Hundimiento, se ha comprobado que no podrá alcanzar el estado límite último de hundimiento, es decir, no habrá problemas de hundimiento en ninguno de los casos.
- El riesgo de flotabilidad se ha comprobado, y se ha obtenido un coeficiente de seguridad de 2.60, suficiente para confirmar que no se producirá ni en el peor de los escenarios.
- En el caso de las deformaciones excesivas en el terreno (asientos) se cumple la normativa aun estando en la situación más extrema. Se ha obtenido un asiento total de 69 milímetros, por lo que no supera los 75 mm que manda la normativa.
- El apartado de estabilidad de taludes se resuelve mediante la aplicación informática SLIDE 5.0 (Rocscience), esta comprobación se ha basado en el método de las rebanadas donde se han propuesto distintas situaciones. En primer lugar, se han propuesto dos situaciones con talud vertical y otras dos situaciones con unas pendientes de 60º y 45º. Los resultados de dichas simulaciones nos muestran distintas roturas parciales del terreno con distintos coeficientes lo que impide realizar la excavación sin elementos de contención.
- Para el estudio de la inestabilidad global durante la excavación, se ha propuesto el sistema de contención de tablestacado que será el más adecuado. Se han resuelto los cálculos de los empujes y finalmente la longitud total de la tablestaca es de 7 metros. Se proponen tablestacas recuperables e instaladas por vibración puesto que la naturaleza del terreno permitirá buenos rendimientos en el hincado.
- Por último, no ha sido necesario calcular la inestabilidad hidráulica por levantamiento del fondo debido a que el tablestacado no sobrepasa el estrato cohesivo y, por tanto, sólo podría darse este método en caso de que se produjera una rotura del terreno por corte en el plano de las tablestacas lo que es improbable debido a las pequeñas cargas transmitidas por estas.

APÉNDICE Nº1: RESULTADO DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface	Hu Type	Ru
Relleno		17	Mohr-Coulomb	1	35	None		0
Arenas y arcillas marrones		20.3	Mohr-Coulomb	5	28	Water Surface	Automatically Calculated	
Arcillas y limos arenosos grisáceos		12.9	Mohr-Coulomb	70	28	Water Surface	Automatically Calculated	

	<i>Project</i> RESULTADO TALUD VERTICAL SON PRESENCIA DE AGUA SIN SOBRECARGA DE USO	
	<i>Group</i> Group 1	<i>Scenario</i> Master Scenario
	<i>Drawn By</i> ANA GONZÁLEZ FERNÁNDEZ	<i>Company</i> DIT_ETSICCP-UPV
	<i>Date</i> 20/11/2021, 10:25:01	<i>File Name</i> RESULTADOS CON NIVEL FREÁTICO

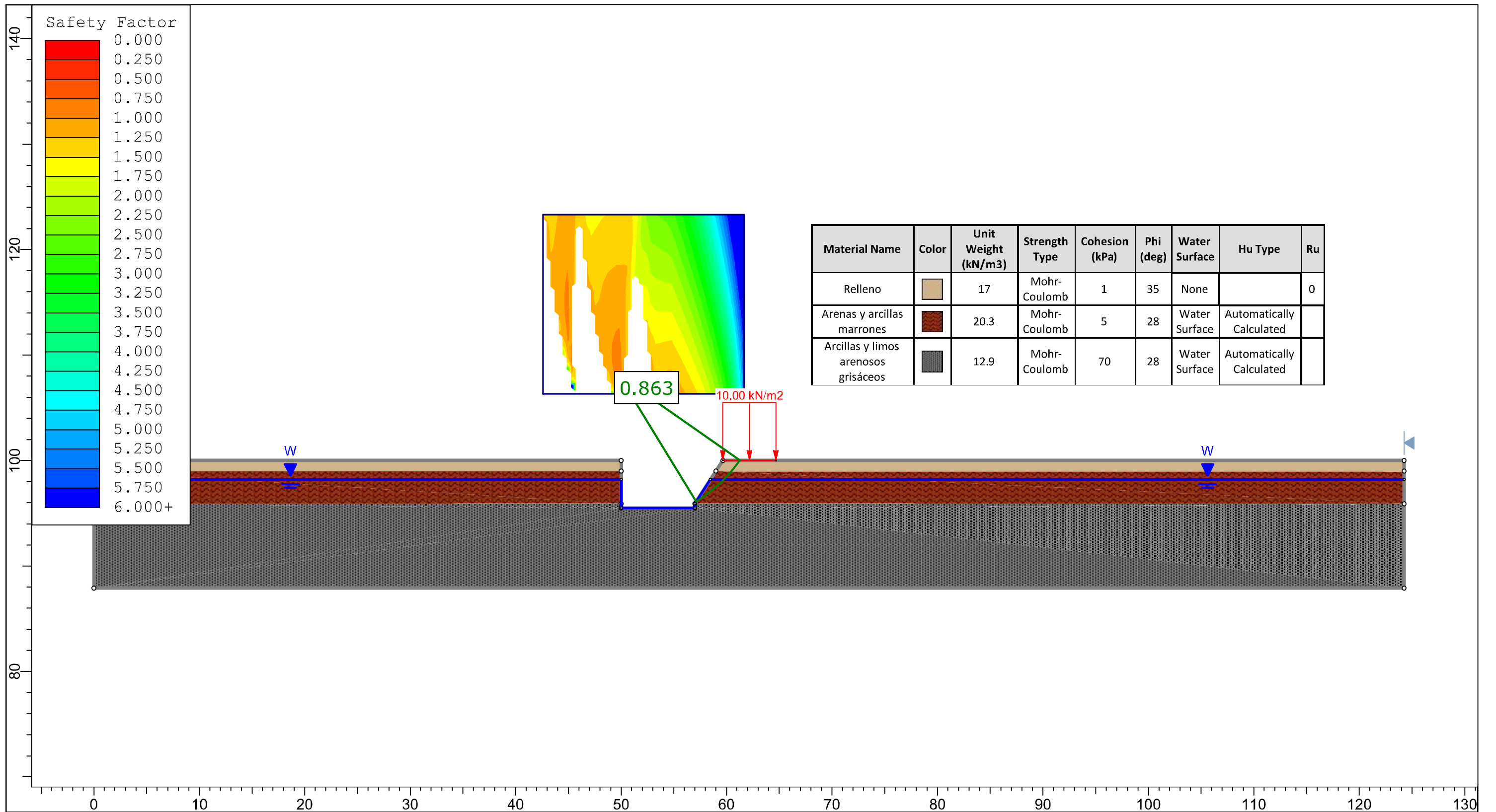


Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface	Hu Type	Ru
Relleno		17	Mohr-Coulomb	1	35	None		0
Arenas y arcillas marrones		20.3	Mohr-Coulomb	5	28	Water Surface	Automatically Calculated	
Arcillas y limos arenosos		12.9	Mohr-Coulomb	70	28	Water Surface	Automatically Calculated	

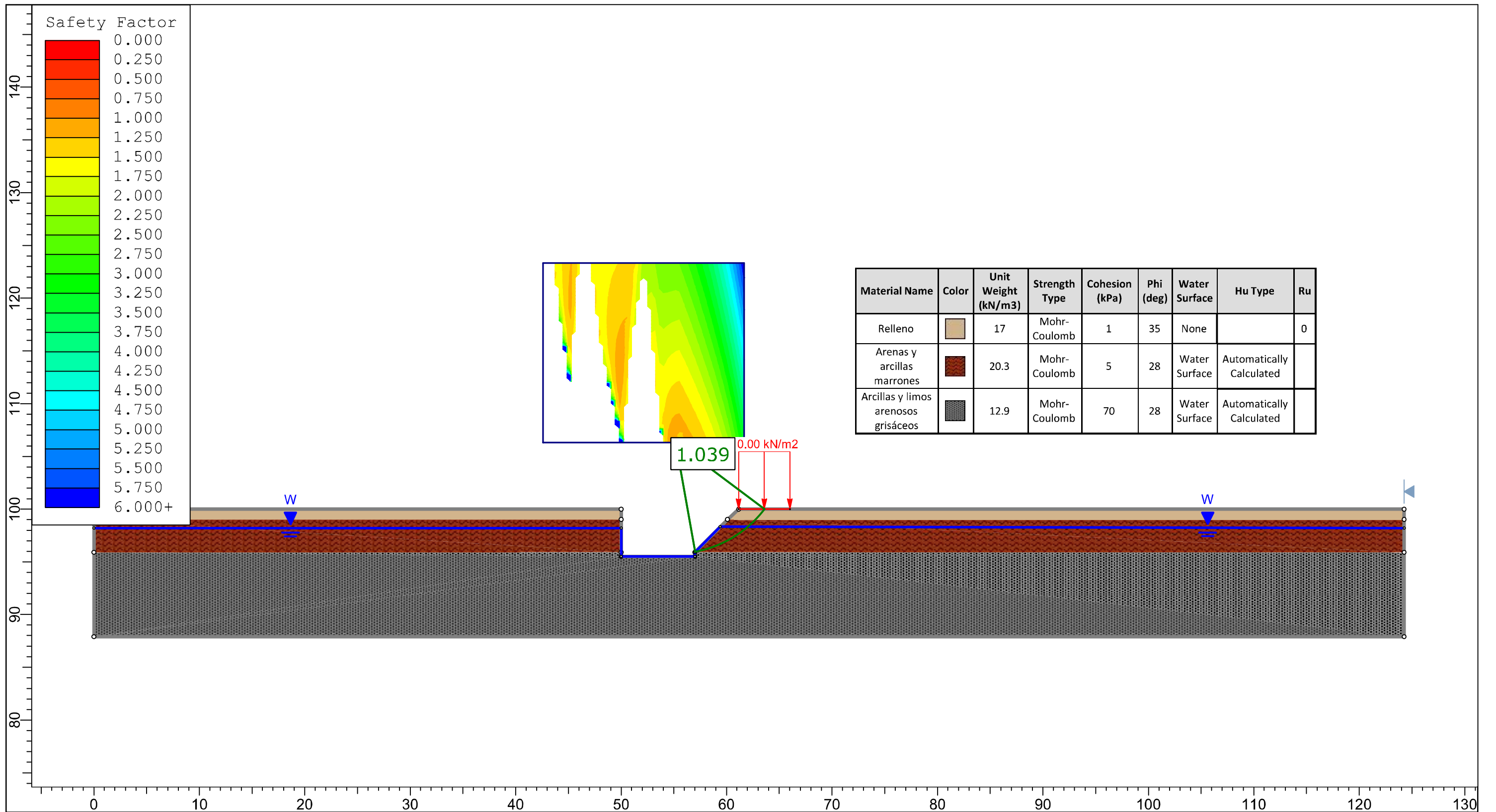


SLIDEINTERPRET 9.008

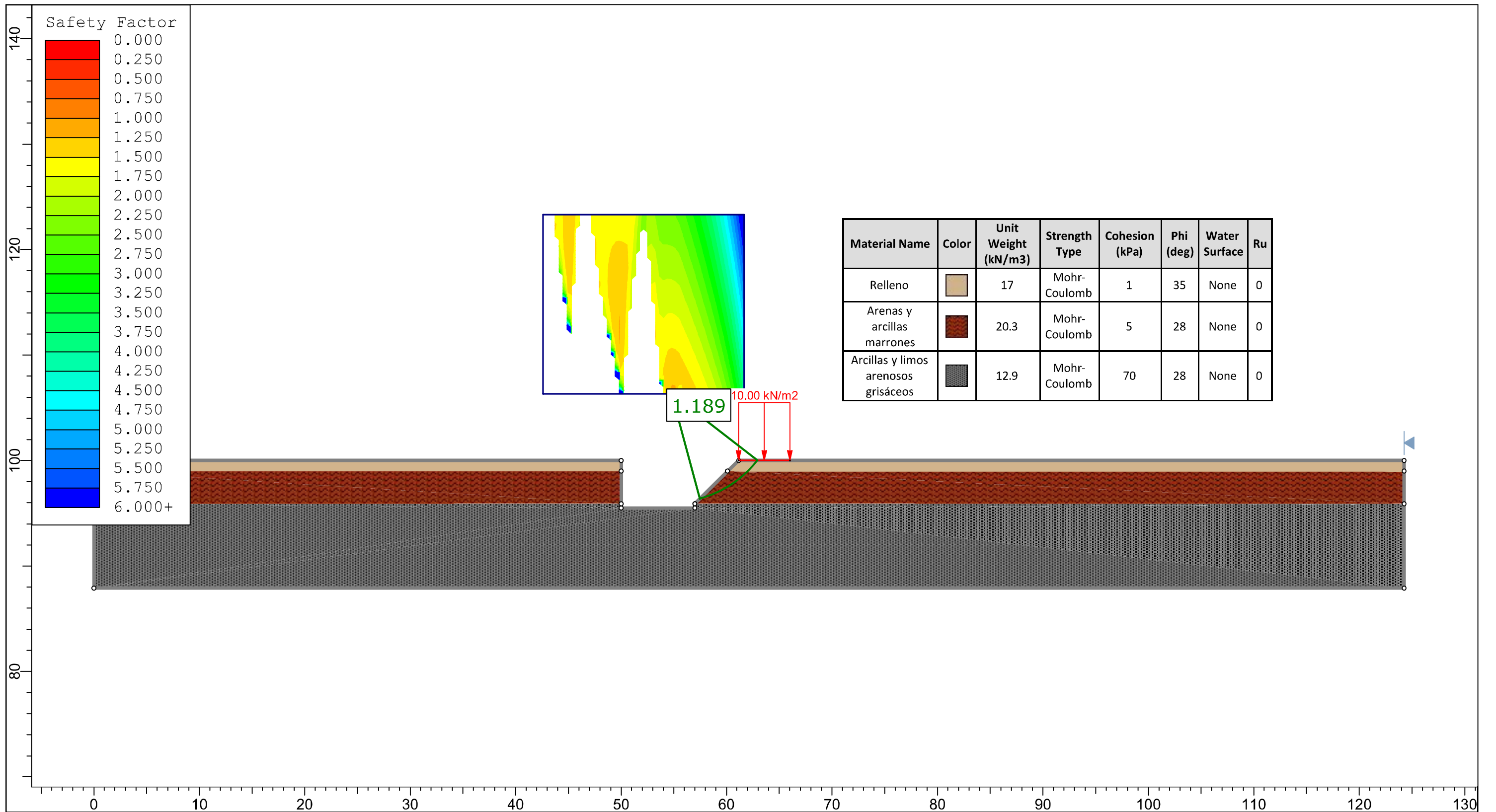
<i>Project</i>		RESULTADO TALUD VERTICAL CON PRESENCIA DE AGUA Y CONSOBRECARGA DE USO	
<i>Group</i>	Group 1	<i>Scenario</i>	Master Scenario
<i>Drawn By</i>	ANA GONZÁLEZ FERNÁNDEZ	<i>Company</i>	DIT_ETSICCP-UPV
<i>Date</i>	20/11/2021, 10:17:10	<i>File Name</i>	RESULTADOS CON NIVEL FREÁTICO



	Project RESULTADO TALUD INCLINADO 60° CON PRESENCIA DE AGUA Y SOBRECARGA	
	Group Group 1	Scenario Master Scenario
	Drawn By ANA GONZÁLEZ FERNÁNDEZ	Company DIT_ETSIKCP-UPV
	Date 20/11/2021, 17:30:08	File Name RESULTADOS INCLINACIÓN 60°



	Project RESULTADOS TALUD INCLINADO 45° CON PRESENCIA DE AGUA Y SOBRECARGA DE USO	
	Group Group 1	Scenario Master Scenario
	Drawn By ANA GONZÁLEZ FERNÁNDEZ	Company DIT_ETSICCP-UPV
	Date 20/11/2021, 17:45:54	File Name RESULTADOS INCLINACIÓN 45°



	<i>Project</i> RESULTADO TALUD INCLINADO 45° SIN PRESENCIA DE AGUA Y CON SOBRECARGA DE USO	
	<i>Group</i> Group 1	<i>Scenario</i> Master Scenario
	<i>Drawn By</i> ANA GONZÁLEZ FERNÁNDEZ	<i>Company</i> DIT_ETSICCP-UPV
	<i>Date</i> 20/11/2021, 18:05:12	<i>File Name</i> RESULTADO TALUD CON INCLINACIÓN 45°